

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

Estudo do comportamento de monoestacas executadas em areia submetidas a carregamento transversal: Campo Experimental de Araquari

Bruna Spricigo

Porto Alegre
2024

BRUNA SPRICIGO

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MONOESTACAS
EXECUTADAS EM AREIA SUBMETIDAS A
CARREGAMENTO TRANSVERSAL: CAMPO
EXPERIMENTAL DE ARAQUARI**

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

Prof. Dr. Techn. Marcelo Maia Rocha

Porto Alegre
2024

CIP - Catalogação na Publicação

Spricigo, Bruna

Estudo do comportamento de monoestacas executadas em areia submetidas a carregamento transversal: Campo Experimental de Araquari / Bruna Spricigo. -- 2024. 330 f.

Orientador: Fernando Schnaid.

Coorientador: Marcelo Maia Rocha.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2024.

1. carregamento transversal. 2. monoestacas de aerogeradores offshore. 3. interação solo-estrutura. 4. provas de carga instrumentadas. 5. solo arenoso. I. Schnaid, Fernando, orient. II. Maia Rocha, Marcelo, coorient. III. Título.

BRUNA SPRICIGO

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE MONOESTACAS
EXECUTADAS EM AREIA SUBMETIDAS A
CARREGAMENTO TRANSVERSAL: CAMPO
EXPERIMENTAL DE ARAQUARI**

Esta tese de doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA na área de concentração 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, 14 de maio de 2024

Prof. Fernando Schnaid
Ph.D. pela University of Oxford
Orientador

Prof. Marcelo Maia Rocha
Dr.Techn. pela Universität Innsbruck
Coorientador

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Fernando Saboya Albuquerque Júnior (UENF)
D.Sc. pela Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro

Prof. Edgar Odebrecht (UDESC)
D.Sc pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)
Ph D. pela Concordia University

Dedico este trabalho à minha família, em memória de
Hilda Nava Spricigo e Elvêncio Canal, e seus legados de
amor, resiliência e fé.

AGRADECIMENTOS

Em meio a um cenário pandêmico onde todas as nossas certezas científicas, emocionais e psicológicas foram postas à prova, a finalização desta pesquisa só foi possível pelo suporte e disponibilidade de mestres, familiares e amigos.

Desenvolvida a muitas mãos, deixo especiais agradecimentos aos meus mestres e amigos Edgar Odebrecht, Fernando Mántaras e Fernando Schnaid, por todo tempo, incentivo, direcionamento, troca e aprendizado. Cada um sabe a dívida que tenho para consigo.

Agradeço ao professor e orientador Marcelo Maia Rocha, por auxiliar na interpretação dos resultados de campo, nas dúvidas de instrumentação e nas abordagens matemáticas.

Agradeço também à empresa e equipe Geoforma, em nome de Edson, Edgar, Fernando, Cleonice, Izabela, Karina, Priscila, Thainá, Vanessa, Alexandre, Diego, João, Lucas, Silvio, Tiago e demais profissionais, que se tornaram minha casa e família ao longo de um ano de preparo, desenvolvimento, reparo e execução das provas de carga em Araquari.

Em campo, os ensaios só foram possíveis a partir do empenho, suor, doação e suporte dos amigos Jonatas Sosnoski e André Luis Meier, em soma a todos os anteriormente citados. Sem palavras para agradecer tamanho apoio de vocês.

Deixo meu especial agradecimento às empresas que acreditaram neste trabalho e permitiram, a partir de suas doações, auxílios e empréstimos, a viabilidade desta pesquisa em termos financeiros e operacionais, com destaque à: Tuper S.A., em nome de Jonathan e Inácio; Inácio Estaqueamento, a partir dos engenheiros Inácio e Jimmy e toda a equipe de solda, transporte e cravação das estacas; Henz Engenharia, em nome de Conrad e Evandro; ILH Transportes e seu Irineu; à Suoli, em nome de Hudson e Vinícius pela locação do torpedo de inclinômetro; e à VOLFER em nome de Adenilson, pelo auxílio nas usinagens das peças e conectores de campo.

Agradeço à equipe de funcionários, docentes e discentes do Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da UFRGS e do LEGG, ao longo desses anos de trocas e aprendizado e pelo empréstimo das correntes, conectores e outros equipamentos utilizados durante a etapa experimental;

Ao CNPq e CAPES pelo auxílio à pesquisa e ensino de qualidade através de bolsas de fomento;

A todos os membros da Analysis Consultoria Geotécnica e time Rhama-Analysis, por não me perguntarem todos os dias quando este trabalho seria finalizado. Obrigada pela imensurável compreensão e por aceitarem descascar alguns pepinos por mim durante este período de encerramento de fases nem tão curto assim.

Em casa, as noites, dias e meses de trabalho não seriam possíveis sem a compreensão, carinho e imensurável suporte de Gabriel Johansson Azeredo. Amo você! Não posso deixar de citar o auxílio de Frida, Bella e Théo com a incrível técnica de melhorar qualquer problema com seus lambeijos e formas de transmitir amor, sempre por perto. À Rejane Johansson, Ariosto e Rejane Azeredo, Lanlá e toda a família do Gabi por estarem sempre torcendo, acreditando e cuidando de mim nesse período intenso de doutorado. Deixo aqui minha eterna gratidão.

Em Videira, meus sempre porto-seguros e exemplos Vera, Orlando e Débora, e todos os familiares que sei que torcem e vibram comigo em cada passo, conquista e superação, meu muito obrigada. O apoio de vocês é o que me faz mais forte na luta pelos meus objetivos. À minha madrinha deixo expressa minha gratidão por se fazer sempre presente e me auxiliar em todas as etapas – da locação das estacas ao resgate na quarentena e preparo do araldite.

Agradeço aos amigos que ganhei durante todo o percurso até aqui: aos amigos de Videira, amigos e mestres da UDESC, amigos do PPGEC... aos amigos do inglês e da academia... aos amigos da vida. Agradeço também às meninas que dividiram o apê 23 comigo durante essa jornada: Ana, Gracianne, Luiza, Julia e Gabriela, para além das minhas eternas flatmates da época de mestrado, Lucia e Naiara. Obrigada por me salvarem da rotina sempre que possível. Minha vida é melhor quando compartilhada com vocês!

À minha psicóloga Sandra Rosemara e a todos os amigos e familiares que atuaram como ouvintes e me auxiliaram a manter o eixo e o emocional sempre que possível, e não desistir do objetivo durante essa etapa e por todas as suas variáveis.

A todos aqueles que não seguem citados, mas que direta ou indiretamente fizeram parte deste processo, mandaram energias positivas e acreditaram na realização deste trabalho, minha gratidão.

Por fim, mas não menos importante, à Deus, por me fornecer através da fé a força necessária para finalizar as etapas e guiar meu caminho frente às decisões e dificuldades.

*The task is not so much to see what no one has yet seen,
but to think what nobody has yet thought about that which
everybody sees.*

*A tarefa não é tanto ver aquilo que ninguém viu, mas
pensar o que ainda ninguém pensou sobre aquilo que todo
mundo vê.*

Arthur Koestler

RESUMO

SPRICIGO, B. **Estudo do comportamento de monoestacas executadas em areia submetidas a carregamento transversal:** Campo Experimental de Araquari. 2024. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A otimização de estacas capazes de suportar e distribuir adequadamente esforços horizontais e momentos fletores de elevada magnitude tem se mostrado cada vez mais necessária frente aos avanços do setor eólico *offshore*, o qual apresenta condições distintas à prática geotécnica usual, com maiores geometrias e comportamentos significativamente mais rígidos. Apesar da sua ampla aplicação, observa-se uma lacuna entre as condições de monoestacas de grande diâmetro e os métodos de dimensionamento atualmente adotados, desenvolvidos com base em estacas flexíveis aplicadas ao mercado de petróleo e gás. Esta pesquisa teve como objetivo investigar o desempenho e os mecanismos de interação de conjuntos solo-estaca submetidos a esforços transversais a partir de provas de carga monotônicas realizadas em pares de diferentes comportamentos estruturais. Dez monoestacas instrumentadas foram instaladas no solo arenoso do Campo Experimental de Araquari, contemplando distintos diâmetros (139.7mm, 273mm e 508mm) e razões de esbeltez ($L/D= 14.3, 7.3$ e 3.9). Buscando uma condição de ruptura em termos de deslocamentos em superfície (v_{sup}) equivalentes à 10% do diâmetro D das estacas, os esforços máximos aplicados variaram de 10 kN a 50 kN, resultando em deslocamentos horizontais máximos de superfície de 8 a 55 mm e rotações de topo entre 0.6 e 2.6° (condição ELU). A instrumentação composta por extensômetros, inclinômetros, relógios comparadores, acelerômetros e transdutores lineares de posição, permitiu avaliar de forma robusta o comportamento desses conjuntos, evidenciando a complexidade da interação solo-estrutura e a influência de fatores como rigidez relativa, geometria, condições de instalação e procedimento e nível de carregamento. A calibração dos parâmetros representativos do conjunto foi obtida a partir da retroanálise das medições de campo por modelagem numérica, destacando a regência do módulo de deformabilidade operacional do solo e o uso da extensometria e inclinometria de forma complementar na avaliação dos esforços em profundidade. Definidas as propriedades do solo e estaca, as previsões e medições de campo foram comparadas a metodologias de previsão de desempenho desenvolvidas especificamente para monoestacas de aerogeradores *offshore* (Método PISA/GDSM) e àquelas recomendadas a partir de resultados de estacas flexíveis (API). Embora as estacas de maior rigidez tenham seu comportamento reproduzido de forma coerente por todos os métodos, observa-se uma maior complexidade de aplicação da metodologia PISA, com forte influência dos parâmetros de entrada e do processo de ajuste das curvas p-v. As estacas de rigidez flexível e intermediária foram mais bem representadas pelas modelagens numérica e API, relacionadas aos estados de serviço e último, respectivamente. Outras discussões referentes aos modelos de previsão, ao processo de derivação dos esforços e da interação solo-estrutura também foram apresentadas.

Palavras-chave: carregamento transversal, monoestacas, interação solo-estrutura, provas de carga instrumentadas, solo arenoso, metodologias de previsão, aerogeradores *offshore*.

ABSTRACT

SPRICIGO, B. **Analysis of the behaviour of laterally loaded monopiles in sand:** Araquari Experimental Testing Site. 2024. Doctoral Thesis in Civil Engineering – Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

In foundation engineering, optimizing piles capable of adequately supporting and distributing high-magnitude horizontal loads and bending moments has become increasingly necessary due to advancements in the offshore wind industry. These offshore conditions present distinct characteristics compared to the usual geotechnical practice, with larger geometries and significantly more rigid behaviours. Despite the widespread use of laterally loaded piles, a gap persists between the in-situ conditions of large-diameter monopiles and the current design methods, which have been developed based on flexible piles of the oil and gas industry. This research investigated soil-pile systems' performance and interaction mechanisms subjected to active and monotonic transverse loads for different structural behaviours. To this end, ten instrumented tubular monopiles with different diameters (139.7 mm, 273 mm, and 508 mm) and slenderness ratios ($L/D = 14.3, 7.3, \text{ and } 3.9$) were installed in the sandy soil of the Araquari Experimental Field and tested in pairs, following procedures of the ASTM D3966-07 standard. Aiming a failure condition in terms of surface displacements (v_{sup}) equivalent to 10% of the pile diameter D , the maximum applied loads ranged from 10 kN to 50 kN, resulting in maximum horizontal surface displacements of 8 to 55 mm and top rotations between 0.6 and 2.6° (ULS condition). The instrumentation composed of strain gauges, inclinometers, dial indicators, accelerometers and linear position transducers allowed for a robust evaluation of the behaviour of these monopiles under transverse loading, evidencing the complexity of the soil-structure interaction and the influence of factors such as relative stiffness, geometry, installation conditions and loading level and procedure. A numerical back-analysis of the field measurements using finite element modeling (FEM) allowed for the calibration of the representative soil parameters, highlighting the relevance of the operational soil deformation modulus and the complementary use of extensometers and inclinometer evaluating the forces at depth. Once the properties of the soil and pile were defined, the predictions and field measurements were compared to prediction methodologies developed explicitly for offshore wind monopiles (PISA Method/GDSM) and those recommended in practice-based for flexible piles (API). Although all methods consistently reproduced the behaviour of the stiffer piles, greater complexity was observed when applying the PISA methodology, which was influenced strongly by input parameters and the curve fitting process of p - v . The flexible and intermediate stiffness piles were better represented by the numerical and API modeling, related to the service and ultimate states, respectively. This research also discussed the prediction models, the process of deriving forces, and the multiple dependencies associated with the soil-structure interaction.

Keywords: lateral loading, monopiles, soil-structure interaction, instrumented field tests, sandy soil, prediction methodologies, offshore industry.

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	28
1.1 PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	28
1.2 OBJETIVOS.....	31
1.2.1 Objetivo Geral	31
1.2.2 Objetivos Específicos	32
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	33
2.1 ENERGIA EÓLICA <i>OFFSHORE</i>	33
2.2 COMPORTAMENTO-RESPOSTA DE ESTACAS EM SOLO ARENOSO SUBMETIDAS A ESFORÇOS TRANSVERSAIS	39
2.2.1 Mecanismos de interação solo-estaca.....	40
2.2.2 Efeitos de influência.....	52
2.3 PRÁTICAS DE PROJETO E PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO PARA SOLOS FRICCIONAIS	66
2.3.1 Recomendações normativas e práticas correntes	66
2.3.2 Metodologias clássicas de previsão de comportamento.....	68
2.3.3 Estudos e metodologias de previsão e dimensionamento para monoestacas de aerogeradores <i>offshore</i>	76
2.4 MODELOS FÍSICOS E EFEITOS DE ESCALA	81
3 PROGRAMA DE PESQUISA	86
3.1 MODELO NUMÉRICO.....	89
3.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA E VARIÁVEIS REGENTES.....	94
4 PROGRAMA EXPERIMENTAL	102
4.1 CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI.....	102
4.1.1 Aspectos gerais	102
4.1.2 Investigação geotécnica de campo	105
4.1.3 Ensaios de laboratório	115

4.1.4	Parâmetros do solo adotados para a previsão de comportamento de conjuntos solo-estaca submetidos ao carregamento transversal	121
4.2	CARACTERIZAÇÃO DAS MONOESTACAS-MODELO	123
4.2.1	Premissas	123
4.2.2	Parâmetros, materiais e geometria das monoestacas.....	124
4.3	PREPARO E INSTALAÇÃO DAS MONOESTACAS EM CAMPO 128	
4.3.1	Instrumentação das estacas.....	128
4.3.2	Sistema de aquisição.....	144
4.3.3	Instalação em campo	145
4.4	PROCEDIMENTOS E PROGRAMA DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO TRANSVERSAL.....	157
4.4.1	Programa de ensaio.....	157
4.4.2	Configuração do sistema de carregamento.....	159
4.4.3	Procedimentos de ensaio	161
5	RESULTADOS DE CAMPO	167
6	ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	177
6.1	COMPORTAMENTO DE TOPO E SUPERFÍCIE.....	177
6.1.1	Avaliação da carga de ruptura	177
6.1.2	Normalização da condição carga-deslocamento de superfície.....	190
6.1.3	Avaliação da rotação máxima	192
6.1.4	Considerações parciais	196
6.2	COMPORTAMENTO EM PROFUNDIDADE	197
6.2.1	Definição da rigidez das estacas e momentos fletores a partir da extensometria	198
6.2.2	Resultados inclinometria trasladados	208
6.2.3	Determinação dos Esforços atuantes	215
6.2.4	Curvas p-v.....	223
6.2.5	Considerações parciais	229
6.3	AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE BORDO.....	231

7	PREVISÕES DE DESEMPENHO DAS ESTACAS	235
7.1	PREVISÃO CLASSE A.....	235
7.2	PREVISÕES CLASSE C	239
7.2.1	Comportamento de topo e superfície.....	240
7.2.2	Deslocamentos horizontais em profundidade	245
7.2.3	Reação horizontal do solo em profundidade	248
7.2.4	Considerações Parciais (Modelagem numérica)	252
7.3	PREVISÃO DE DESEMPENHO CONFORME API (2002).....	254
7.4	VALIDAÇÃO DE METODOLOGIAS RECENTES: MODELO PISA	255
7.4.1	Aplicação do modelo GDSM	256
7.4.2	Ajuste das curvas p-v e equacionamento de p_u conforme PISA.....	264
7.5	CONSIDERAÇÕES SOBRE AS PREVISÕES DE COMPORTAMENTO	269
8	CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	272
	REFERÊNCIAS	278
	APÊNDICE A	293
	APÊNDICE B	295
	APÊNDICE C	302
	APÊNDICE D	304
	APÊNDICE E	309
	APÊNDICE F.....	310
	ANEXO A.....	326

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1. Exemplos de estruturas de fundação fixas no leito marinho.....	35
Figura 2.2. Velocidade dos ventos a nível global para altura de referência de 100m.	36
Figura 2.3. Litologia do fundo marinho.	37
Figura 2.4. Mapa dos sedimentos superficiais da Plataforma Continental Brasileira.	38
Figura 2.5. Comportamento de estacas submetidas a esforços transversais de topo conforme rigidez relativa do conjunto. Condição de topo livre	40
Figura 2.6. Mecanismos usuais de transferência de carga para estacas submetidas a esforços transversais e momentos fletores	41
Figura 2.7. Distribuição das tensões no entorno de uma estaca submetida a esforços transversais. Abordagens (a) teórica e (b) simplificada.	42
Figura 2.8. Distribuição das tensões normais e cisalhantes no entorno de estacas com diferentes comportamentos de rigidez sob deslocamentos horizontais de 120mm a uma profundidade de 2m	44
Figura 2.9. Esforços cisalhantes e momento fletores atuantes ao longo de estacas submetidas a esforços transversais em função da sua rigidez relativa	45
Figura 2.10. Distribuição da pressão lateral última do solo em função do empuxo limite K_{ult} para estacas em solo arenoso submetidas a esforços transversais.	47
Figura 2.11. Distribuição da pressão lateral última do solo (p_u) em estacas rígidas submetidas a esforços transversais para diversas abordagens da literatura.....	49
Figura 2.12. Cinemática de conjuntos solo-estaca submetidos a esforços transversais para diferentes rigidezes relativas	50
Figura 2.13. Relação entre o ponto de rotação normalizado em termos de diâmetro (z_0/D) e a carga H aplicada no topo, também normalizada, para distintas alturas livres de carregamento h_{livre}	52
Figura 2.14. Teoria da viga de Timoshenko aplicada à esforços transversais em estacas	58
Figura 2.15. Representação do comportamento-resposta e das curvas reação do solo-deslocamento horizontal ($p-y$) para estaca submetida a esforços transversais.....	70
Figura 2.16. Obtenção dos esforços e reações atuantes em profundidade para conjuntos submetidos a carregamentos transversais, a partir do processo de integração e derivação e teoria de Euler-Bernoulli	71

Figura 2.17. Modelos de curva reação do solo – deslocamento horizontal (p - “ y ”) características para areias	73
Figura 2.18. Modelos de previsão de comportamento para monoestacas de grande diâmetro: (a) Modelo de viga de quatro molas, Zhang <i>et al.</i> (2023); (b) Modelo da mola rotacional, Wang H. <i>et al.</i> (2022a).....	80
Figura 3.1. Fluxograma com representação das fases do programa de pesquisa.	86
Figura 3.2. Parâmetros geométricos adotados para o conjunto solo-monoestaca para aplicação de carregamento transversal H.....	88
Figura 3.3. Refinamento da malha de elementos finitos adotados para simulação dos modelos	91
Figura 3.4. Condições de contorno adotadas para a simulação	92
Figura 3.5. Análise paramétrica: comportamento resposta carga-deslocamento $H/(\gamma D^3)$ vs v_{sup}/D – modelagem analítica.	98
Figura 3.6. Análise paramétrica: comportamento resposta carga-momento $H/(\gamma D^3)$ vs $M_{máx,surf}$ – modelagem analítica.	98
Figura 3.7. Análise paramétrica: comportamento resposta carga- rigidez do solo $H/(\gamma D^3)$ vs K_h – modelagem analítica.	99
Figura 3.8. Análise paramétrica: comportamento resposta de topo para variações da altura livre – modelagem analítica.	99
Figura 3.9. Análise paramétrica: taxa de influência percentual na variação de resposta do esforço horizontal normalizado para $v_t=10\%D$ (%saída/ %entrada) – modelagem numérica.	100
Figura 4.1. Localização do Campo Experimental de Araquari	103
Figura 4.2. Locação das estacas existentes e dos ensaios de investigação geotécnica de campo: Campo Experimental de Araquari.	104
Figura 4.3. Perfil geotécnico do Campo Experimental de Araquari a partir dos ensaios SPT.	106
Figura 4.4. Resultados da investigação geotécnica para o Campo Experimental de Araquari a partir dos ensaios de piezocone para os primeiros 5 metros do solo (1ª e 2ª campanhas).	106
Figura 4.5. Parâmetros principais e intermediários e correlações obtidas para os primeiros 5 metros de solo do Campo Experimental de Araquari a partir dos ensaios SDMT	107
Figura 4.6. Estimativa do peso específico natural do solo de Araquari para os primeiros 5 metros de profundidade com base em resultados de ensaios CPTu (1ª e 2ª Campanhas).....	109

Figura 4.7. Estimativa da densidade relativa do solo arenoso de Araquari a partir de resultados de piezocone e SPT (2ª Campanha), enfoque primeiros 5 metros de profundidade.	110
Figura 4.8. Ângulo de atrito de pico estimado a partir da média dos ensaios CPTu, SPT e SDMT para a areia de Araquari (2ª Campanha), primeiros 5 metros de profundidade.....	111
Figura 4.9. Relação G_0/q_c vs q_{c1} a partir de ensaios SDMT e CPTu para os primeiros metros do solo de Araquari	113
Figura 4.10. Avaliação do estado de tensões do solo de Araquari a partir de correlações com ensaio SDMT-03. Perfis de K_0 e OCR para os primeiros cinco metros de profundidade.....	113
Figura 4.11. Localização de furos de sondagem CPTu para o Campo Experimental de Araquari - Terceira campanha.....	114
Figura 4.12. Parâmetros obtidos a partir de piezocone para o Campo Experimental de Araquari - Terceira campanha, camadas iniciais.....	115
Figura 4.13. Curvas granulométricas do solo de Araquari para profundidades de 3.0m a 10.7m.	116
Figura 4.14. Ensaios CID para a areia de Araquari com D_r 80%: (a) Curvas tensão-deformação distorcional; (b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional; (c) Trajetórias de tensões e envoltória de resistência; (d) curva v - $\ln p'$	118
Figura 4.15. Cisalhamento direto: Curvas tensão-deformação e deslocamento vertical-deslocamento horizontal para amostra dilatante ($e=0.63$) e contrátil ($e=0.92$)	119
Figura 4.16. Estimativa do ângulo de atrito do Campo Experimental de Araquari a partir da média de ensaios de laboratório e campo. Primeiros cinco metros abaixo da superfície.....	121
Figura 4.17. Perfil e seção esquemáticos das monoestacas executadas no Campo Experimental de Araquari submetidas a esforços transversais, incluindo instrumentação em profundidade.	127
Figura 4.18. Instrumentações adotadas para ensaio de campo	130
Figura 4.19. Configuração e montagem dos extensômetros em Ponte de Wheatstone completa, tipo tração/compressão sensível aos esforços transversais.....	132
Figura 4.20. Passo-a-passo: preparo, instalação e calibração dos extensômetros.	134
Figura 4.21. Curvas de calibração dos extensômetros (faces frontal e posterior) para a monoestaca M3Ra	135
Figura 4.22. Curva de calibração para as régua potenciométricas adotadas em campo.	136
Figura 4.23. Curva de calibração para a célula de carga modelo RS 5000, Excel Sensores. .	137
Figura 4.24. Variação do sinal de resposta da régua potenciométrica RE04 para mesmo nível de excitação do sistema.	138

Figura 4.25. Sistema de aquisição e calibrações realizadas para instrumentação dos ensaios de campo	139
Figura 4.26. Montagem e ensaio de estaca-teste para avaliação da sensibilidade da extensometria frente aos esforços previstos em campo.....	140
Figura 4.27. Calibração e avaliação da sensibilidade de resposta da extensometria para a viga-teste.....	141
Figura 4.28. Colagem dos extensômetros de concreto e ensaios de módulo de elasticidade do material de preenchimento das estacas em laboratório	143
Figura 4.29. Sistema de aquisição de dados: detalhamento da caixa principal.....	145
Figura 4.30. Sistema de aquisição instalado em campo. Visão geral.....	145
Figura 4.31. Fluxograma do sistema de aquisição desenvolvido para leituras de campo	146
Figura 4.32. Locação das monoestacas e tubos para inclinômetros (Campanha 2022) no Campo Experimental de Araquari.....	147
Figura 4.33. Representação esquemática da cunha de influência de tensões e deslocamentos horizontais projetada em superfície.....	148
Figura 4.34. Preparativos à cravação das monoestacas <i>in situ</i>	149
Figura 4.35. Configuração das estacas e revestimentos de proteção para tubos de inclinômetro após cravação.....	151
Figura 4.36. Processo de instalação das armaduras e instrumentação em profundidade seguido por preenchimento do núcleo da estaca com calda de cimento e controle tecnológico	153
Figura 4.37. Instrumentação de superfície e vigas de referência.....	156
Figura 4.38. Sistema de carregamento	160
Figura 4.39. Configuração esquemática do sistema de ensaio para carregamento transversal de estacas em pares junto ao Campo Experimental de Araquari.	165
Figura 4.40 – Representação geral do ensaio para o par de estacas M1Fab.....	166
Figura 5.1. Medições de campo em superfície - conjunto M3Ra (maior diâmetro): curvas carga-deslocamento para (a) transdutores de posição (RE) e (b) relógios comparadores (RC).....	167
Figura 5.2. Medições de campo em superfície - conjunto M2Iab (diâmetro intermediário): curvas carga-deslocamento para (a) transdutores de posição e (b) relógios comparadores ..	168
Figura 5.3. Medições de campo em superfície - conjunto M2Icd (diâmetro intermediário): curvas carga-deslocamento para (a) transdutores de posição e (b) relógios comparadores ...	168
Figura 5.4 Medições de campo em superfície - conjunto M1Fab (menor diâmetro): curvas carga-deslocamento para (a) transdutores de posição e (b) relógios comparadores.....	169

Figura 5.5. Medições de campo em superfície - conjunto M1Fcd (menor diâmetro): curvas carga-deslocamento para (a) transdutores de posição e (b) relógios comparadores.....	169
Figura 5.6. Medições de campo em superfície - conjunto M3Rab (maior diâmetro): curva carga-rotação de topo ($z \sim 1m$) a partir das leituras do giroscópio	169
Figura 5.7. Medições de campo em superfície - conjunto M2Iab (diâmetro intermediário): curva carga-rotação de topo ($z \sim 1m$) a partir das leituras do giroscópio	170
Figura 5.8. Medições de campo em superfície - conjunto M2Icd (diâmetro intermediário): curva carga-rotação de topo ($z \sim 1m$) a partir das leituras do giroscópio	170
Figura 5.9. Medições de campo em superfície - conjunto M1Fab (menor diâmetro): curva carga-rotação de topo ($z \sim 1m$) a partir das leituras do giroscópio	170
Figura 5.10. Medições de campo em superfície - conjunto M1Fcd (menor diâmetro): curva carga-rotação de topo ($z \sim 1m$) a partir das leituras do giroscópio	171
Figura 5.11. Medições de campo em profundidade - conjunto M3Rab (menor diâmetro): (a) deformações obtidas a partir da extensometria; (b) variação das deflexões a partir da inclinometria. Valores não corrigidos	171
Figura 5.12. Medições de campo em profundidade - conjunto M2Icd (diâmetro intermediário): (a) deformações obtidas a partir da extensometria; (b) variação das deflexões a partir da inclinometria. Valores não corrigidos	172
Figura 5.13. Medições de campo em profundidade - conjunto M2Iab (diâmetro intermediário): (a) deformações obtidas a partir da extensometria; (b) variação das deflexões a partir da inclinometria. Valores não corrigidos	172
Figura 5.14. Medições de campo em profundidade - conjunto M1Fab (menor diâmetro): (a) deformações obtidas a partir da extensometria; (b) variação das deflexões a partir da inclinometria. Valores não corrigidos	173
Figura 5.15. Medições de campo em profundidade - conjunto M1Fcd (menor diâmetro): (a) deformações obtidas a partir da extensometria; (b) variação das deflexões e a partir da inclinometria. Valores não corrigidos	173
Figura 5.16. Medidas de campo em profundidade – forças medidas junto aos extensômetros instalados ao longo da armadura interna da estaca M1Fa (menor diâmetro) em função do tempo de ensaio.	174
Figura 5.17. Medidas de campo em profundidade – forças medidas junto aos extensômetros instalados ao longo da armadura interna da estaca M1Fc (menor diâmetro) em função do tempo de ensaio.	174

Figura 5.18. Medidas de campo em profundidade – forças medidas junto aos extensômetros instalados ao longo da armadura interna da estaca M3Ra (maior diâmetro) em função do tempo de ensaio.	175
Figura 5.19. Medidas de campo em profundidade – forças medidas junto aos extensômetros instalados ao longo da armadura interna da estaca M2Ia (diâmetro intermediário) em função do tempo de ensaio.	175
Figura 5.20. Medidas de campo em profundidade – forças medidas junto aos extensômetros instalados ao longo da armadura interna da estaca M2Ic (diâmetro intermediário) em função do tempo de ensaio.	176
Figura 5.21. Distribuição dos deslocamentos horizontais em profundidade a partir dos dados de inclinometria, sem calibração dos dados de superfície: (a) estaca M3Ra; (b) estaca M1Fd. .	176
Figura 6.1. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M3Ra (maior diâmetro): medições de superfície e topo.	178
Figura 6.2. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M3Rb (maior diâmetro): medições de superfície e topo.	179
Figura 6.3. Comportamento de superfície e avaliação do esforço último ($v_{sup}=10\%D$) para o conjunto estaca M3Rab (maior diâmetro): curvas força H-deslocamento v_{sup} , dimensional. .	179
Figura 6.4. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M2Ia (diâmetro intermediário): medições de superfície e topo.	180
Figura 6.5. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M2Ib (diâmetro intermediário): medições de superfície e topo.	180
Figura 6.6. Comportamento de superfície e avaliação do esforço último ($v_{sup}=10\%D$) para o conjunto estaca M2Iab (diâmetro intermediário): curvas força H-deslocamento v_{sup} , dimensional.....	181
Figura 6.7. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M2Ic (diâmetro intermediário): medições de superfície e topo.	181
Figura 6.8. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M2Id (diâmetro intermediário): medições de superfície e topo.	182
Figura 6.9. Comportamento de superfície e avaliação do esforço último ($v_{sup}=10\%D$) para o conjunto estaca M2Icd (diâmetro intermediário): curvas força H-deslocamento v_{sup} , dimensional.....	182
Figura 6.10. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M1Fa (menor diâmetro): medições de superfície e topo.	183

Figura 6.11. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M1Fb (menor diâmetro): medições de superfície e topo.	183
Figura 6.12. Comportamento de superfície e avaliação do esforço último ($v_{sup}=10\%D$) para o conjunto estaca M1Fab (menor diâmetro): curvas força H-deslocamento v_{sup} , dimensional.	184
Figura 6.13. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M1Fc (menor diâmetro): medições de superfície e topo.	184
Figura 6.14. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M1Fd (menor diâmetro): medições de superfície e topo.	185
Figura 6.15. Comportamento de superfície e avaliação do esforço último ($v_{sup}=10\%D$) para o conjunto estaca M1Fcd (menor diâmetro): curvas força H-deslocamento v_{sup} , dimensional.	185
Figura 6.16. Comparação do comportamento carga-deslocamento horizontal de superfície para conjuntos solo-estaca de Araquari.	190
Figura 6.17. Avaliação das variáveis regentes do comportamento carga-deslocamento de superfície a partir da normalização.	191
Figura 6.18. Resultados de rotação em superfície com o acréscimo de carga aplicada. Conjunto M3Rab (maior diâmetro) e limite ELS.	192
Figura 6.19. Resultados de rotação em superfície com o acréscimo de carga aplicada. Conjunto M2Iab (diâmetro médio) e limites ELS e ELU.	193
Figura 6.20. Resultados de rotação em superfície com o acréscimo de carga aplicada. Conjunto M2Icd (diâmetro médio) e limites ELS e ELU, ocultadas descargas-recargas.	193
Figura 6.21. Resultados de rotação em superfície com o acréscimo de carga aplicada. Conjunto M1Fab (menor diâmetro) e limites ELS e ELU.	194
Figura 6.22. Resultados de rotação em superfície com o acréscimo de carga aplicada. Conjunto M1Fcd (menor diâmetro) e limites ELS e ELU.	194
Figura 6.23. Calibração do módulo de elasticidade tangente do concreto em função da deformação de ensaio. Exemplos para misturas dos conjuntos M2Iab e M2Icd.	199
Figura 6.24. Processo de calibração e ajustes dos resultados de extensometria a partir das estratégias de cálculo de momentos definidas (tipo 1 e tipo 2). Exemplo para a estaca M1Fa (menor D).	202
Figura 6.25. Momentos fletores ajustados para a estaca M3Ra (maior diâmetro, par M3Rb) a partir da extensometria no decorrer dos incrementos de carga.	202
Figura 6.26. Momentos fletores ajustados para a estaca M2Ia (diâmetro médio, par M2Ib) a partir da extensometria no decorrer dos incrementos de carga.	203

Figura 6.27. Momentos fletores ajustados para a estaca M2Ic (diâmetros médio, par M2Id) a partir da extensometria no decorrer dos incrementos de carga.	203
Figura 6.28. Momentos fletores ajustados para a estaca M1Fa (menor diâmetro, par M1Fb) a partir da extensometria no decorrer do carregamento.	204
Figura 6.29. Momentos fletores ajustados para a estaca M1Fc (menor diâmetro, par M1Fd) a partir da extensometria no decorrer dos incrementos de carga.	204
Figura 6.30. Comparação da distribuição de momentos fletores médios obtidos a partir da extensometria para estacas de mesma configuração: (a) estacas flexíveis M1Fa e M1Fc; (b) estacas de rigidez intermediária M2Ia e M2Ic.....	206
Figura 6.31. Normalização do momento fletor distribuído em profundidade em termos da força aplicada H, do diâmetro da estaca e da razão z/L	206
Figura 6.32. Distribuição dos deslocamentos em profundidade a partir da correção dos dados de inclinometria com base na instrumentação de superfície para o conjunto M3Rab (maior diâmetro): (a) M3Ra; (b) M3Rb.	209
Figura 6.33. Distribuição dos deslocamentos em profundidade a partir da correção dos dados de inclinometria com base na instrumentação de superfície para o conjunto M2Iab (diâmetro intermediário): (a) M2Ia; (b) M2Ib.	209
Figura 6.34. Distribuição dos deslocamentos em profundidade a partir da correção dos dados de inclinometria com base na instrumentação de superfície para o conjunto M2Icd (diâmetro intermediário): (a) M2Ic; (b) M2Id.	210
Figura 6.35. Distribuição dos deslocamentos em profundidade a partir da correção dos dados de inclinometria com base na instrumentação de superfície. Estaca M1Fb (menor diâmetro).	211
Figura 6.36. Distribuição dos deslocamentos em profundidade a partir da correção dos dados de inclinometria com base na instrumentação de superfície. Estaca M1Fd (menor diâmetro).	212
Figura 6.37. Relação entre a profundidade de deslocamentos nulos e a carga aplicada, normalizadas.	214
Figura 6.38. Exemplo de avaliação do ponto de rotação durante incrementos de carga para estaca M3Rb. Eixo y a partir do topo das estacas ($z=-1m$)	214
Figura 6.39. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M3Ra (maior diâmetro).	218
Figura 6.40. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M3Rb (maior diâmetro).	218

Figura 6.41. Avaliação da influência das tensões cisalhantes na rotação global da estaca M3Rb (Maior diâmetro) - viga de Timoshenko.....	219
Figura 6.42. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M2Ia (diâmetro intermediário).	219
Figura 6.43. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M2Ib (diâmetro intermediário).	219
Figura 6.44. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M2Ic (diâmetro intermediário).	220
Figura 6.45. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M2Id (diâmetro intermediário).	220
Figura 6.46. Avaliação da influência das tensões cisalhantes na rotação global da estaca M2Ia (Diâmetro médio) - viga de Timoshenko.	221
Figura 6.47. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M1Fa (menor diâmetro).	221
Figura 6.48. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M1Fb (menor diâmetro).	221
Figura 6.49. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M1Fc (menor diâmetro).	222
Figura 6.50. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M1Fd (menor diâmetro).	222
Figura 6.51. Avaliação da influência das tensões cisalhantes na rotação global da estaca M1Fa (menor diâmetro) - viga de Timoshenko.	222
Figura 6.52. Curvas p-v ajustadas para os resultados de campo das estacas de maior diâmetro (M3R).	224
Figura 6.53. Curvas p-v ajustadas para os resultados de campo das estacas de diâmetro intermediário (M2I).	225
Figura 6.54. Curvas p-v ajustadas para os resultados de campo das estacas de menor diâmetro (M1F).....	225
Figura 6.55. Processo de normalização das curvas p-v para os conjuntos de menor diâmetro (M1F) para a profundidade $z=0.05L$	226
Figura 6.56. Curvas p-v para as três tipologias de conjuntos solo-estaca de campo para as profundidades $z=0.1m$, $1.0m$ e $2.0m$, dimensionais.	227

Figura 6.57. Curvas p- ν normalizadas em termos do diâmetro, tensão vertical efetiva e módulo cisalhante operacional do solo para as três tipologias de estaca ensaiadas nas profundidades $z=0.05L$, $0.5L$ e $1L$.	228
Figura 6.58. Deslocamentos medidos a partir do inclinômetro Inc_Ra02 para o solo adjacente à estaca M3Ra.	232
Figura 6.59. Deslocamentos medidos a partir dos inclinômetros Inc_Ra01 e Inc_Rb03 para o solo adjacente às estacas M3Ra e M3Rb.	232
Figura 6.60. Deslocamentos medidos a partir dos inclinômetros Inc_Fa01 e Inc_Fb02 para o solo adjacente às estacas M1Fa e M1Fb, respectivamente. Comportamento de Fb02 mostra-se não proporcional ao crescimento dos carregamentos atuantes.	233
Figura 6.61. Deslocamentos medidos a partir dos inclinômetros Inc_Fc03 e Inc_Fc04 para o solo adjacente às estacas M1Fc e M1Fd.	233
Figura 7.1. Previsão Classe A: comparação entre curvas carga-deslocamento normalizadas MEF- API e resultados médios de campo para condição de (a) superfície e (b) topo	237
Figura 7.2. Previsões de desempenho em superfície para conjuntos M1Fab,cd (menor diâmetro) – Previsões Classe A, Classe C e Metodologia API. Curva carga-deslocamento para condição de topo (a, c) e superfície (b, d).	241
Figura 7.3. Previsões de desempenho em superfície para conjuntos M2Iab,cd (diâmetro médio) – Previsões Classe A, Classe C e Metodologia API. Curva carga-deslocamento para condição de topo (a, c, e) e superfície (b, d, f).	242
Figura 7.4. Previsões de desempenho em superfície para conjunto M3Rab (maior diâmetro)– Previsões Classe A, Classe C e Metodologia API. Curva carga-deslocamento para condição de topo (a) e superfície (b).	243
Figura 7.5. Previsões Classe C para conjuntos M1Fabcd (menor diâmetro): distribuição do deslocamento horizontal em profundidade para condição última de ensaio em comparação aos resultados de inclinometria de (a) M1Fd e (b) M1Fb.	245
Figura 7.6. Previsão de desempenho para estacas de menor diâmetro a partir do método API (2002). Distribuição de deslocamentos em profundidade para condição última das estacas M1Fd (a) e M1Fb (b).	246
Figura 7.7. Previsões Classe C para conjuntos M2Iabcd (diâmetro médio): distribuição do deslocamento horizontal em profundidade para condições máximas e pós descarga em comparação aos resultados de inclinometria de (a) M2Ia e (b) M2Id.	247

Figura 7.8. Previsão de desempenho a partir do método API (2002) e MEF (Previsão Classe C). Distribuição de deslocamentos em profundidade para condição última das estacas (a) M2Ib (diâmetro médio) e (b) M3Ra (maior diâmetro).....	248
Figura 7.9. Previsão Classe C - distribuição da reação horizontal do solo em profundidade para as estacas de campo	249
Figura 7.10. Previsão de desempenho Metodologia API (2002) – normalizações da distribuição dos deslocamentos horizontais (a) e da reação horizontal do solo (b) em profundidade	251
Figura 7.11. Previsão de desempenho Metodologia PISA (GDSM): distribuição dos esforços em profundidade para o conjunto M1Fcd (menor diâmetro) em condição final de ensaio (Hmax).....	258
Figura 7.12. Previsão de desempenho Metodologia PISA (GDSM): distribuição dos esforços em profundidade para o conjunto M3Rab (maior diâmetro).....	259
Figura 7.13. Previsão de desempenho Metodologia PISA (GDSM): curvas reação horizontal do solo e deslocamento horizontal (p-v) e p_u normalizado para o conjunto M1Fcd (menor diâmetro).....	262
Figura 7.14. Previsão de desempenho Metodologia PISA (GDSM): curvas reação horizontal do solo e deslocamento horizontal (p-v) e p_u normalizado para o conjunto M3Rab (maior diâmetro).....	262
Figura 7.15. Comparação das curvas p-v obtidas a partir do método GDSM (PISA) com os resultados provenientes da instrumentação de campo, representativos das estacas (a) M1Fc e (b) M3Ra.	263
Figura 7.16. Curva p-v normalizada para os dados de campo da estaca M1Fd a partir do uso de função cônica de ajuste, conforme metodologia PISA.....	265
Figura 7.17. Curva p-v normalizada para os dados de campo da estaca M3Ra a partir do uso de função cônica de ajuste, conforme metodologia PISA.....	266
Figura 7.18. Variação dos deslocamentos e reação horizontal últimos em profundidade para primeira etapa de ajuste dos resultados de campo a partir da função cônica recomendada pelo método PISA..	266
Figura 7.19. Ajuste da reação horizontal última em termos da razão z/D para conjuntos de mesma rigidez relativa: (a) estacas de menor diâmetro (M1F), e (b) estacas de maior diâmetro (M3R).	268
Figura 7.20. Comportamento da reação horizontal do solo em profundidade: (a) ajuste da reação horizontal última normalizada em termos de z/L para distintas geometrias (estacas M3Ra e M1Fd); e (b) distribuição da reação horizontal do solo para a estaca M3Ra	268

Figura B. 1. Representação do ensaio triaxial de compressão em modelagem numérica..	296
Figura B. 2. Idealização de comportamento bilinear de resultados de ensaios triaxiais e relações de dependência.	298
Figura B.3. Simulações numéricas, calibração final - Triaxial CID.....	299
Figura F.1. Previsão analítica- API: curvas carga-deslocamento normalizadas (v_t e v_{sup}) compatíveis às alturas livre de campo.	311
Figura F.2. Previsão analítica-API: distribuição do deslocamento horizontal normalizado em profundidade. Esforços e deslocamentos aplicados no topo da estaca (h=1m).....	312
Figura F.3. Previsão analítica - API: rigidez mobilizada em profundidade e relação rigidez flexural e momento fletor.	314
Figura F.4. Previsão analítica - API: distribuição dos momentos fletores em profundidade.	315
Figura F.5. Previsão analítica - API: distribuição da reação horizontal em profundidade.....	316
Figura F.6. Previsão analítica - API: curvas p-v normalizadas.	318
Figura F.7. Previsão numérica: distribuição do deslocamento horizontal normalizado em profundidade.....	320
Figura F.8. Previsão numérica: curvas carga-deslocamento normalizadas (v_t e v_{sup}).....	321
Figura F.9. Previsão numérica: distribuição da reação horizontal do solo normalizada em profundidade (y = deslocamento horizontal v).....	322
Figura F.10. Previsão numérica: cunhas de influência de tensões e deslocamentos horizontais para a monoestaca M3-R.	324
Figura F.11. Previsão numérica: cunhas de influência de tensões e deslocamentos horizontais de para a monoestaca M2-I.....	324
Figura F.12.Previsão numérica: cunhas de influência de tensões e deslocamentos horizontais para a monoestaca M1-F.....	325

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1. Avaliação da rigidez relativa de conjuntos solo-estaca a partir de diversas abordagens.....	55
Tabela 2-2. Síntese dos procedimentos para obtenção das curvas p-y para solos arenosos de acordo com o método de Reese, Cox e Koop. (1974).	72
Tabela 2-3. Síntese dos procedimentos para obtenção das curvas p-y para solos arenosos de acordo com o método do API (2002, 2014).	72
Tabela 3-1. Programa de parametrização numérica básico	95
Tabela 3-2. Parâmetros regentes adotados para o comportamento-resposta de estacas instaladas em areia submetidas a carregamento transversal.....	101
Tabela 4-1. Resumo caracterização Campo Experimental de Araquari.....	117
Tabela 4-2. Parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaios triaxiais em amostras do Campo Experimental de Araquari.	117
Tabela 4-3. Parâmetros de resistência estimados para o solo de Araquari em comportamento contrátil e dilatante a partir de ensaios de laboratório.	120
Tabela 4-4. Parâmetros geotécnicos adotados nesta pesquisa para o Campo Experimental de Araquari.....	122
Tabela 4-5. Parâmetros geométricos definidos para os pares de monoestacas-modelo	125
Tabela 4-6. Especificidades e propriedades mecânicas adotadas para o aço e graute das monoestacas de campo.	125
Tabela 4-7. Relações de valores geométricos representativos da cunha de influência para as monoestacas avaliadas, a partir dos resultados das modelagens numéricas.....	148
Tabela 4-8. Resumo do programa de ensaios de campo.....	157
Tabela 4-9. Especificação das variáveis previstas - programa de ensaio de campo.....	158
Tabela 4-10. Procedimentos gerais de ensaio com referência à ASTM D3966-07.....	163
Tabela 4-11. Estágios de carga e descarga adotados nos ensaios de campo	164
Tabela 6-1. Condições de ruptura para o conjunto M3Rab (maior diâmetro).....	186
Tabela 6-2. Condições de ruptura para o conjunto M2Icd (diâmetro intermediário).....	186
Tabela 6-3. Condições de ruptura para o conjunto M2Iab (diâmetro intermediário).....	186
Tabela 6-4. Condições de ruptura para o conjunto M1Fab (menor diâmetro).	187
Tabela 6-5. Condições de ruptura para o conjunto M1Fcd (menor diâmetro).	187

Tabela 6-6. Resumo dos módulos de elasticidade iniciais $E_{conc,ini}$ e das distâncias até o centro geométrico dos extensômetros d_{sg} adotados para os conjuntos de campo	200
Tabela 6-7. Avaliação do ponto de rotação das estacas em profundidade (z_0).	213
Tabela 6-8. Avaliação da influência dos deslocamentos do solo nas adjacências dos conjuntos de ensaio. Considerações para estacas de menor e maior diâmetro.	234
Tabela 7-1. Parâmetros adotados para modelos de Previsão Classe A dos conjuntos solo-estaca de Araquari.	236
Tabela 7-2. Relação entre condições medidas e previstas a partir da Previsão Classe A (MEF) para conjuntos de cada tipologia em campo	238
Tabela 7-3. Parâmetros retro-analisados para modelos de Previsão Classe C dos conjuntos solo-estaca de Araquari (modelagem numérica por elementos finitos).	240
Tabela 7-4. Metodologia de previsão API (2002) - resumo de resultados para condição máxima de ensaio e comparações com medidas de campo	255
Tabela B-1. Características gerais das amostras - ensaio triaxial CID de base para calibração numérica.	296
Tabela B-2. Parâmetros finais para calibração do modelo numérico para o ensaio triaxial CID de Chrusciak (2021), amostra dilatante.	298
Tabela F-1. Previsão analítica-API: comportamento carga-deslocamento horizontal de topo e superfície.	311
Tabela F-2. Previsão numérica: curvas carga-deslocamento normalizadas (v_{topo} e v_{sup}).....	319

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Avaliação do coeficiente de empuxo limite do solo arenoso (K_{ult}) para carregamentos transversais a partir de diversas abordagens.....	48
Quadro 2. Efeitos de escala, influências e limites de contorno recomendados na literatura, e considerações para a vigente pesquisa.....	83
Quadro 3. Constantes de calibração adotadas para instrumentação de campo.....	137
Quadro 4. Resumo dos resultados de superfície para as estacas de campo: deslocamentos e rotações em relação aos critérios de ruptura e condições limítrofes de ensaio.	195

1 INTRODUÇÃO

1.1 PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

De modo a frear as adversidades climáticas e reverter o quadro de aquecimento e ameaça global atual, a adoção de energias limpas e renováveis associada a uma combinação de avanços tecnológicos tem sido, cada vez mais, vista como substancial para a preservação do ecossistema nos próximos anos (IRENA, 2019; 2021a; GWEC, 2021a; 2023; IPCC, 2021).

Dentre as opções de energias renováveis disponíveis, a energia eólica tem se mostrado um dos mercados com mais célere crescimento e maturação, sendo impulsionada por políticas públicas e governamentais, um significativo desenvolvimento tecnológico e pelo próprio interesse da indústria do setor (IRENA, 2019; 2021b ABEEÓLICA, 2022; GWEC, 2021a; 2023).

Segundo o Conselho Global de Energia Eólica (GWEC, 2021a; 2023), a indústria eólica apresentou seu maior crescimento a nível mundial nos três últimos anos, com um crescimento ano-a-ano de 53% em 2020 e um recorde no comissionamento *offshore* em 2021, com mais de 21 GW de energia instalada, totalizando um potencial eólico acumulado até o fim de 2022 de 906 GW para ambos os meios. A expectativa é de que o mercado aumente sua capacidade energética em 680 GW para os próximos cinco anos (2023-2027).

Apesar de todo o progresso obtido, o setor eólico *offshore* ainda necessita de um processo contínuo de colaboração, inovação e desenvolvimento tecnológico, de modo a otimizar o potencial energético em águas mais profundas, reduzir ainda mais os custos do setor e, com isso, viabilizar as previsões de crescimento do Conselho Global (IRENA, 2021b; BYRNE, 2020).

Dentre as demandas por aprimoramento, um dos fatores-chave para permitir a aceleração do setor eólico *offshore* está no desenvolvimento e implantação tecnológica nas suas fundações, as quais representam parcela significativa dos custos de implantação de aerogeradores nesse meio (KALLEHAVE *et al.*, 2015; IRENA, 2016a; IRENA, 2019; BYRNE, 2020). Segundo IRENA (2016b), melhorias na caracterização das condições do solo marinho, vento e

meteorologia oceânica, combinadas com métodos de projeto otimizados para fundações e processos de instalação da estrutura, assegurariam uma maior viabilidade dos parques eólicos em águas marinhas.

Considerando profundidades de instalação limitadas em tecnologia e viabilidade financeira à plataforma continental, mais de 80% das estruturas de suporte dos aerogeradores *offshore* a nível mundial são atualmente do tipo monoestaca, uma vez que essa solução apresenta custos reduzidos e simplicidade e rapidez no processo de instalação em comparação às demais alternativas disponíveis (IRENA, 2021b; EPE, 2020a).

Caracterizadas por serem fundações cilíndricas cravadas em leito marinho, únicas, de grande diâmetro e comumente tubulares de ponta aberta, as monoestacas são normalmente instaladas em solo arenoso, em águas com profundidades que podem ultrapassar os 40 metros (KLINKVORT, 2012; BYRNE *et al.*, 2017; EPE, 2020a; BYRNE, 2020; IRENA, 2021b). Segundo Byrne (2020), Rystad Energy (20223) e IRENA (2016b), a fabricação de monoestacas é relativamente simples e com uma cadeia de suprimentos estabelecida, incentivando seu uso contínuo para turbinas cada vez maiores, de custo acessível e em águas mais profundas.

Considerando as ações relacionadas majoritariamente ao vento, ondas e maré, além dos carregamentos dinâmicos associados às condições de parada dos rotores ou de possíveis falhas na turbina ou no sistema de transmissão de energia o comportamento-resposta geotécnico-estrutural das fundações de aerogeradores *offshore*, diferentemente da prática geotécnica usual, passa a ser governado pelos esforços transversais e momentos fletores de grande magnitude atuantes na superestrutura (KLINKVORT, 2012; BYRNE *et al.*, 2017). Com o avanço tecnológico e a maturação e desenvolvimento do setor eólico *offshore*, as respectivas fundações serão submetidas a momentos fletores e esforços transversais mais significativos (ZDRAVKOVIC; JARDINE; TABORDA, 2020), exigindo soluções de suporte mais consistentes, otimizadas e detalhadas, proporcionalmente ao grau de complexidade das estruturas e operações.

Embora sejam o tipo de fundações predominante em situações eólicas *offshore*, uma significativa lacuna é observada entre as condições *in situ* e as condições dos ensaios de base para os métodos de dimensionamento atualmente adotados para monoestacas. Essa lacuna propicia incertezas de projeto e na própria compreensão do comportamento-resposta de

conjuntos solo-estaca para os carregamentos transversais *offshore*, especialmente em solos heterogêneos e arenosos (KLINKVORT *et al.*, 2018).

Segundo Kallehave *et al.* (2015), Bayton, Black e Klinkvort (2018), Zdravkovic, Jardine e Taborda (2020), e Wang H. *et al.* (2022a), os métodos amplamente empregados para o dimensionamento das fundações da indústria de aerogeradores consideram simplificações em termos de interação solo-estrutura embasadas empiricamente, uma vez que propiciam cálculos simples e rápidos, favoráveis à expressiva quantidade de aerogeradores normalmente requeridos para o projeto de parques eólicos.

Entretanto, os métodos de dimensionamento preconizados pela indústria *offshore* são embasados nas denominadas curvas $p-y$, para as quais p representa a reação horizontal do solo em uma dada profundidade e y o deslocamento do conjunto na mesma profundidade e direção (adotado para este trabalho, quando não relacionado ao método, como v , em concordância à mecânica dos sólidos clássica), sendo essas variáveis interdependentes (API, 2002; 2014).

A metodologia das curvas $p-y$ foi originalmente desenvolvida tendo como base estacas longas, de diâmetro reduzido e comportamento estrutural flexível, tipicamente empregadas no setor de óleo e gás. Diferentemente das estacas-base para os métodos considerados, as monoestacas de aerogeradores *offshore* costumam apresentar diâmetros superiores àqueles estudados pelos modelos existentes, bem como relações comprimento-diâmetro (L/D) relativamente pequenas – com valores entre 2 e 8, tendendo a um comportamento estrutural predominantemente rígido. Desta forma, a aplicação dos métodos com base nas curvas $p-y$ para situações de aerogeradores *offshore* acarreta dimensionamentos sistematicamente imprecisos, tanto em termos de resistência quanto de rigidez (KLINKVORT, 2012; IRENA, 2016b; KLINKVORT *et al.*, 2018; AHAYAN *et al.*, 2018; ZDRAVKOVIC; JARDINE; TABORDA, 2020; WANG H. *et al.*, 2022a; MA; YANG, 2023).

Desta forma, justifica-se a necessidade de aprimorar os métodos de cálculo e melhor investigar os mecanismos de transferência de carga e interação solo-estaca para fundações de aerogeradores *offshore* do tipo monoestaca submetidos a esforços transversais, considerando o seu crescente uso e potencial, e a urgência pela sua otimização frente às necessidades energéticas e climáticas globais.

De modo a buscar a melhor compreensão do comportamento de monoestacas de grandes diâmetros e da interação solo-estrutura, três abordagens principais vêm sendo adotadas nos anos

recentes: métodos experimentais, numéricos e analíticos. Os modelos físicos, pertencentes aos métodos experimentais, permitem o estudo mais detalhado de interação solo-estaca de um dado protótipo em concordância às leis de similaridade. Normalmente são aplicados em escala reduzida, de modo a viabilizar custos, controlar as condições de contorno e possibilitar a análise e compreensão das reações do solo e resposta estrutural para condições específicas com auxílio de instrumentação. As modelagens numéricas, por sua vez, permitem avaliar o problema de forma mais versátil a partir do uso de elementos finitos e de modelos constitutivos condizentes à realidade, ficando sua acurácia dependente das variáveis de entrada definidas para o solo e a estrutura, assim como da qualidade dos modelos e malhas adotados. Os métodos analíticos, por fim, são predominantemente aplicados a partir de modificações das denominadas curvas p - y , e buscam adequar métodos práticos de projeto embasados empiricamente para cada situação de campo estudada, prometendo resultados confiáveis sem custos excessivos, sejam esses computacionais ou reais (AHMED; HAWLADER, 2016; ZHANG *et al.*, 2023).

Segundo Byrne *et al.* (2017), a abordagem mais abrangente e pertinente é aquela que combina o uso de elementos finitos tridimensionais de embasamento teórico prévio com a calibração de suas variáveis e modelos a partir de resultados de campo, sejam esses em escala real ou reduzida.

Nesse sentido, esta pesquisa busca aprofundar a compreensão do comportamento-resposta e o respectivo impacto do diâmetro e da rigidez de conjuntos solo-estaca em solo arenoso submetidos a esforços transversais monotônicos, a partir de ensaios físicos combinados a modelagens numéricas e revisões teóricas. Para isso, estacas-modelo foram ensaiadas *in situ* no Campo Experimental de Araquari, situado no norte do estado de Santa Catarina.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo Geral

Investigar o desempenho e os mecanismos de interação de conjuntos solo-estaca submetidos a esforços transversais ativos e monotônicos, objetivando contribuir no desenvolvimento de métodos analíticos para dimensionamento de fundações submetidas a esforços horizontais em solos arenosos, em particular, para a indústria eólica *offshore*.

1.2.2 Objetivos Específicos

- a) identificar os parâmetros e variáveis que controlam o comportamento-resposta do conjunto solo-estaca quando submetido a esforços transversais em solo arenoso, em especial para casos de monoestacas de aerogeradores *offshore*;
- b) executar e ensaiar transversalmente estacas-modelo instrumentadas no Campo Experimental de Araquari;
- c) validar modelos de previsão de comportamento publicados recentemente na literatura, propostos especificadamente para monoestacas de aerogeradores *offshore* em solo arenoso;
- d) contribuir com a otimização dos métodos de dimensionamento aplicados à engenharia de fundações em leito arenoso, em particular, à monoestacas de aerogeradores *offshore*.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ENERGIA EÓLICA *OFFSHORE*

Apesar da considerável variação de força e velocidade entre distintas localizações, relevos, tempos horários e condições climáticas, o vento é considerado um vasto e valioso recurso energético, com maior potencial quando comparado a outras fontes de energia limpa e substancial para a necessária transição energética capaz de conter o quadro de mudanças climáticas a nível global (IRENA, 2016a; 2019; 2021a; IEA, 2019; GWEC, 2021a; 2023).

Em geral, a produção de energia eólica é feita considerando a união de vários aerogeradores ou turbinas eólicas, os quais são denominados de parques eólicos (IRENA, 2016a).

Uma turbina eólica é composta basicamente por rotor, nacele e estrutura de suporte. A estrutura da turbina *offshore* usualmente é subdividida em duas partes: a primeira situa-se sobre o nível do mar e assemelha-se às torres dos aerogeradores *onshore*, as quais se encontram acima do terreno; a segunda considera toda a estrutura situada abaixo do nível do mar, compreendendo a interface entre o leito marinho e a torre ou qualquer peça de transição da estrutura principal, representando a parcela de fundação de um aerogerador (IRENA, 2016b; EPE, 2020a).

Para estabelecer o processo de geração da energia eólica, são considerados três elementos principais: o tipo de turbina (vertical ou horizontal), as características de instalação (*onshore* ou *offshore*, ou seja, em terra ou mar) e a conectividade da rede. As pás do rotor transformam a energia cinética proveniente do movimento do ar em energia cinética rotacional, a qual é convertida em eletricidade a partir de um gerador, via indução eletromagnética (IRENA, 2016a).

A energia gerada de forma eólica é proporcional às dimensões do rotor e ao cubo da velocidade do vento. Assim, os fatores que governam a produção dessa energia são o comprimento das pás ou diâmetro do rotor e a velocidade do vento em si, que pode ser influenciada pelo fator geográfico dos parques eólicos, bem como pela altura das torres projetadas (IRENA, 2016a; EPE, 2020a).

De acordo com o Conselho Energético Global (WEC, 2013), o uso de apenas 1% da área terrestre do planeta para produção de energia eólica *onshore* seria suficiente para equalizar a capacidade de toda a energia gerada globalmente no ano de 2013.

Com ventos marítimos mais estáveis, velozes e menos turbulentos, somados à uma menor restrição de áreas e distâncias, estimam-se que os parques eólicos *offshore* superem em até 50% a produção energética gerada por aqueles instalados de forma *onshore*, ao mesmo tempo em que geram menos impactos ambientais (IRENA, 2016a; EPE, 2020a).

Em contrapartida, os custos de implantação e intervenção dos aerogeradores *offshore* também se tornam mais expressivos, podendo representar até 25% dos custos totais para essa condição de instalação (IEA, 2019). Como principais causas, pontuam-se: a necessidade de maiores geometrias; condições ambientais marinhas severas; as tecnologias empregadas; e os desafios relacionados aos processos de instalação, operação e manutenção em águas marítimas (IRENA, 2016a; 2019; EPE, 2020a).

De todo modo, a Agência Internacional de Energia Renovável (IRENA, 2016a; 2019; 2021a) considera a energia eólica com custos competitivos e relativamente baixos quando comparados a outras fontes de energia renováveis e fósseis em alguns setores geográficos, como o caso de diversos países europeus do Mar do Norte (IRENA, 2019). A expectativa é de que essa acessibilidade financeira ocorra em outros países ao redor do mundo até 2030, com uma redução do custo nivelado de eletricidade (LCOE) de 35 a 49% para os próximos cinco anos (GWEC, 2021a) e em cerca de 60% até o ano de 2040 (IRENA, 2019).

A principal diferença entre parques eólicos *onshore* e *offshore* está na sua fundação (IRENA, 2016a): enquanto torres eólicas em terra são predominantemente suportadas por estruturas de concreto, as turbinas *offshore* passam a se apoiar em fundações fixas no leito marinho ou mesmo flutuantes na água do mar.

Dentre as fundações de base fixa, aparecem as estruturas do tipo monoestaca (*monopile*) – solução mais empregada em parques eólicos *offshore*, trípode (*tripod*), de gravidade (*gravity base*), “jaqueta” (*jacket*) e aquelas instaladas em leito marítimo por meio de sucção (*suction bucket* ou *caisson*). Essas normalmente são limitadas a águas rasas, de até 60 metros de profundidade, pertencentes à plataforma continental (RYSTAD ENERGY, 2023; KALLEHAVE *et al*, 2015). Além dos 50 metros de profundidade, a viabilidade passa a ser

obtida fazendo-se uso das fundações flutuantes, ainda em fase de experimentação e pré-comercialização a nível global (EPE, 2020a; RYSTAD ENERGY, 2023).

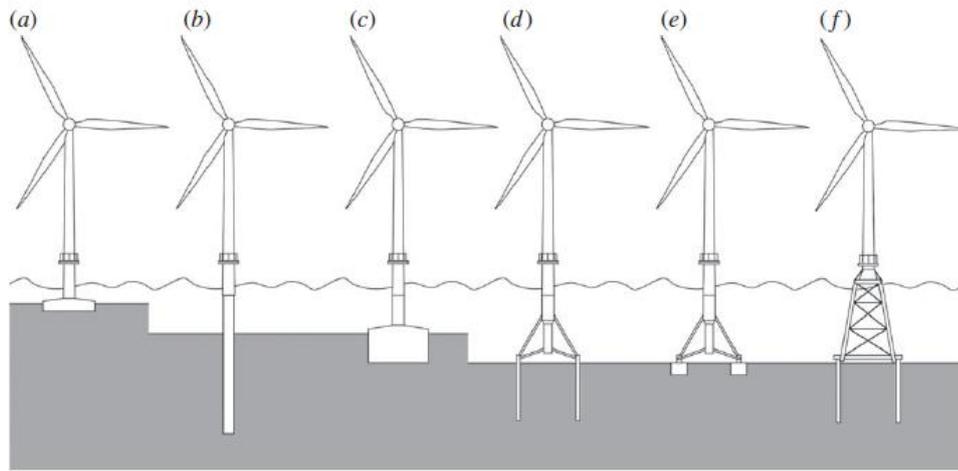


Figura 2.1. Exemplos de estruturas de fundação fixas no leito marinho: (a) base gravitacional; (b) monoestaca; (c) base de sucção; (d) multi-estacas; (e) trípole; e (f) jaqueta. Adaptado de Kallehave *et al.* (2015)

Na última década, desenvolvimentos tecnológicos para parques *offshore* em termos de turbinas, fundações, processos de instalação, acesso, operação e sistemas de integração têm permitido avanços para águas mais profundas e distantes da costa, alcançando melhores locais e recursos eólicos (IRENA, 2016b; 2021b) e, em conjunto à maturação da indústria e economia de escala, estão auxiliando na diminuição dos custos e em melhorias em termos de competitividade (IRENA, 2019; IEA, 2019).

Os avanços mais significativos nos últimos anos foram gerações de turbinas com rotores maiores e diversas inovações em fundações (IRENA, 2016b). Segundo reportado pela Agência Internacional de Energias Renováveis (IRENA, 2021b), na última década os rotores de aerogeradores *offshore* atingiram diâmetros 40% maiores, enquanto suas turbinas puderam ser desenvolvidas com o dobro de tamanho e um acréscimo de 30% em sua altura. Avanços contínuos nas pás e tecnologias de transmissão permitirão turbinas ainda maiores e com maior potencial energético em futuros próximos. A expectativa é que a capacidade energética de turbinas *offshore* em operação, com atuais 12MW+ (RYSTAD ENERGY, 2023), ultrapasse os 15 MW em produção até o ano de 2024 (IRENA, 2021a) e alcance 18 a 20MW em meados de 2030 (RYSTAD ENERGY, 2023).

Em termos de capacidade de instalação, a previsão a nível global é que o mercado eólico *offshore* supere 100 GW anuais instalados ao fim de 2023, e que outros 680 GW sejam implantados nos próximos cinco anos, com um crescimento global médio de 15% ao ano. Para

a América Latina, com operações atualmente limitadas à nível *onshore*, espera-se um acréscimo de 26.5 GW de capacidade instalada nos próximos cinco anos, liderados por Brasil, Chile e Colômbia (GWEC, 2023).

Uma vez que a capacidade energética de usinas eólicas é significativamente dependente de condições geográficas, climáticas e, em especial, anemométricas, a viabilidade de investimentos e da própria implementação e operação de parques eólicos faz com que sejam priorizados locais com velocidades médias anuais significativas, acima de 6 a 7 m/s para alturas de 100m (Silva, 2019; ESMAP, 2019; EPE, 2020a).

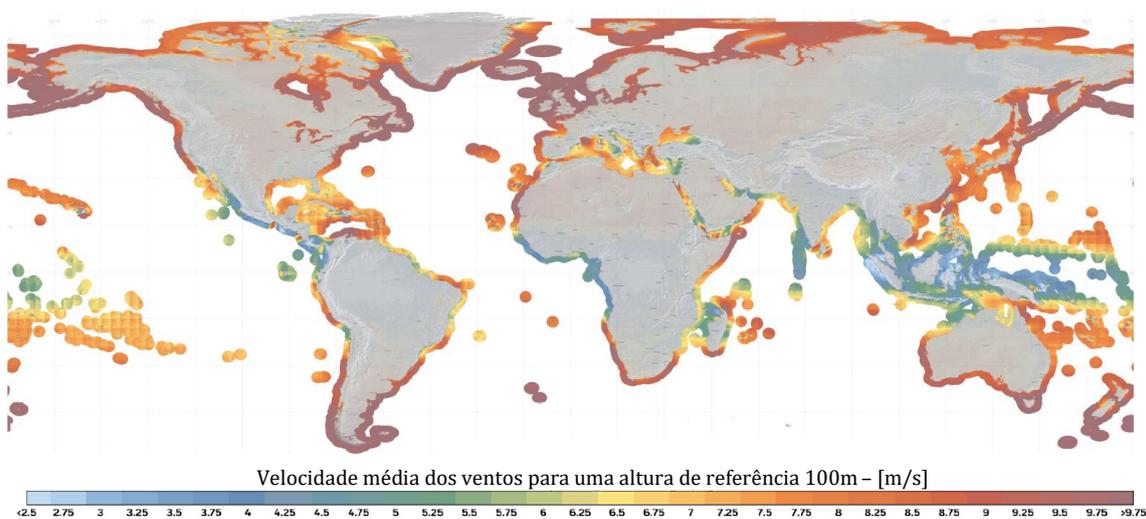


Figura 2.2. Velocidade dos ventos a nível global para altura de referência de 100m. Global Wind Atlas (v.3), World Bank Group, 2019 (mapa digital em <https://globalwindatlas.info>).

Reporta-se o excelente potencial eólico *offshore* brasileiro devido à estabilidade e intensidade de seus ventos e sua extensiva costa oceânica próxima à centros urbanos (ESMAP, 2019; EPE, 2020a), com plataforma continental considerada uma das mais amplas a nível mundial (BATISTA; GRANTON-COSTA; COUTINHO, 2020; BRANCO, 2013). Observam-se as melhores condições para implantação de parques *offshore* em três regiões marítimas nacionais: ao norte do país, entre os estados do Maranhão e do Rio Grande do Norte; na costa sudeste, ao sul de Vitória, Espírito Santo; e no litoral sul, com destaque aos estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul (Silva, 2019; ESMAP, 2019; GO Associados, 2020; EPE, 2020a; GWEC, 2023).

Dando ênfase à sedimentologia marinha-rasa, relativa à parcela da plataforma continental e a isóbatas correspondentes às bases de monoestacas de aerogeradores *offshore*, observa-se uma composição geológica recente (CORRÊA, 2021), com sedimentos marinhos superficiais a nível global majoritariamente constituídos por argilas, calcáreos e lamas calcáreas (Figura 2.3). Os

sedimentos litógenos, incluindo siltes, areias e cascalhos, são menos observados no fundo marinho, tendo sua maior ocorrência próximo às margens continentais siliciclásticas, em águas relativamente rasas, geralmente não atingindo profundidades além dos 500 metros (DUTKIEWICZ; O'CALLAGHAN; MULLER, 2016; DUTKIEWICZ *et al.*, 2015).

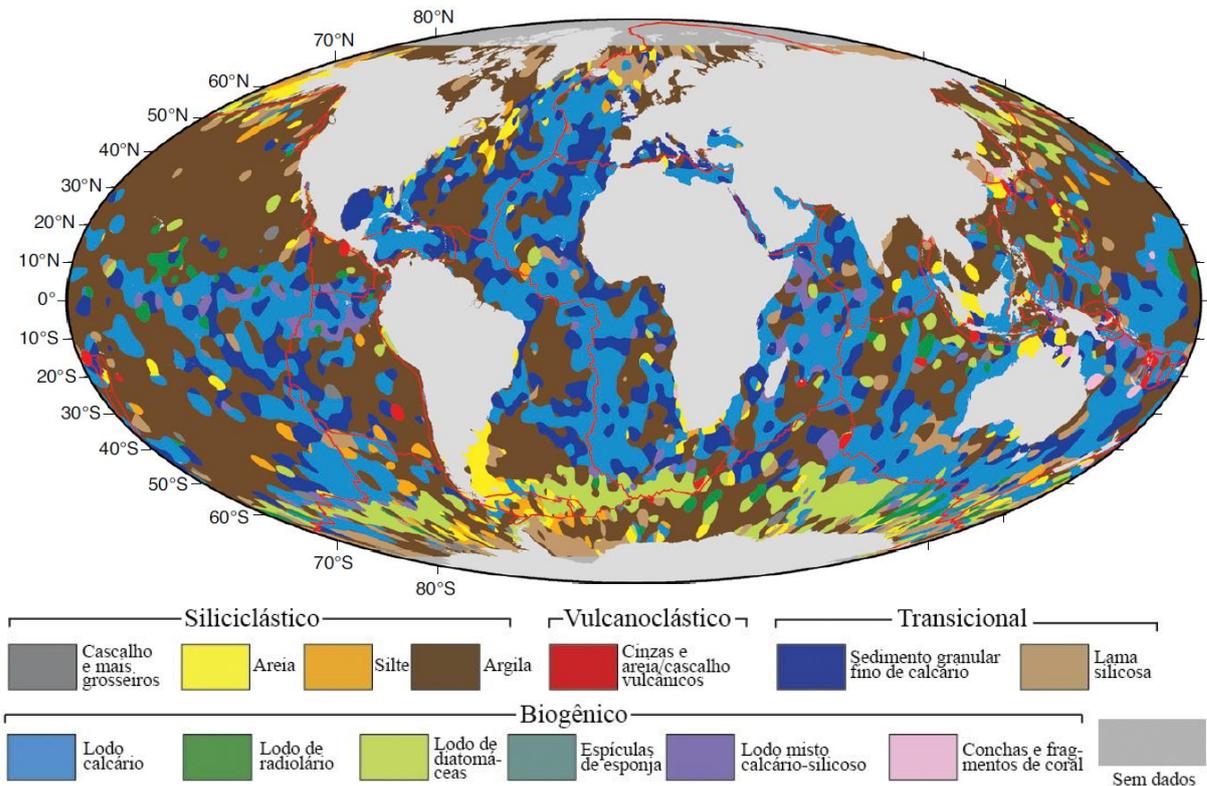


Figura 2.3. Litologia do fundo marinho. Adaptado de Earthbyte Group, 2015 (mapa digital em <https://portal.gplates.org/>).

No que diz respeito aos sedimentos marinhos superficiais da Plataforma Continental Brasileira (Figura 2.4), características arenosas são observadas em duas das regiões preferenciais na avaliação de viabilidade de implantação de usinas eólicas *offshore*: as regiões nordeste, entre Rio Grande do Norte e Maranhão, e sul, compreendendo os estados de Santa Catarina e Rio Grande do Sul (CORRÊA, 2021; FRANCISCONI *et al.*, 1974; CHRISTANTE, 2010; COLLETTA, 2012; CEMBRA, 2012; BRANCO, 2013).

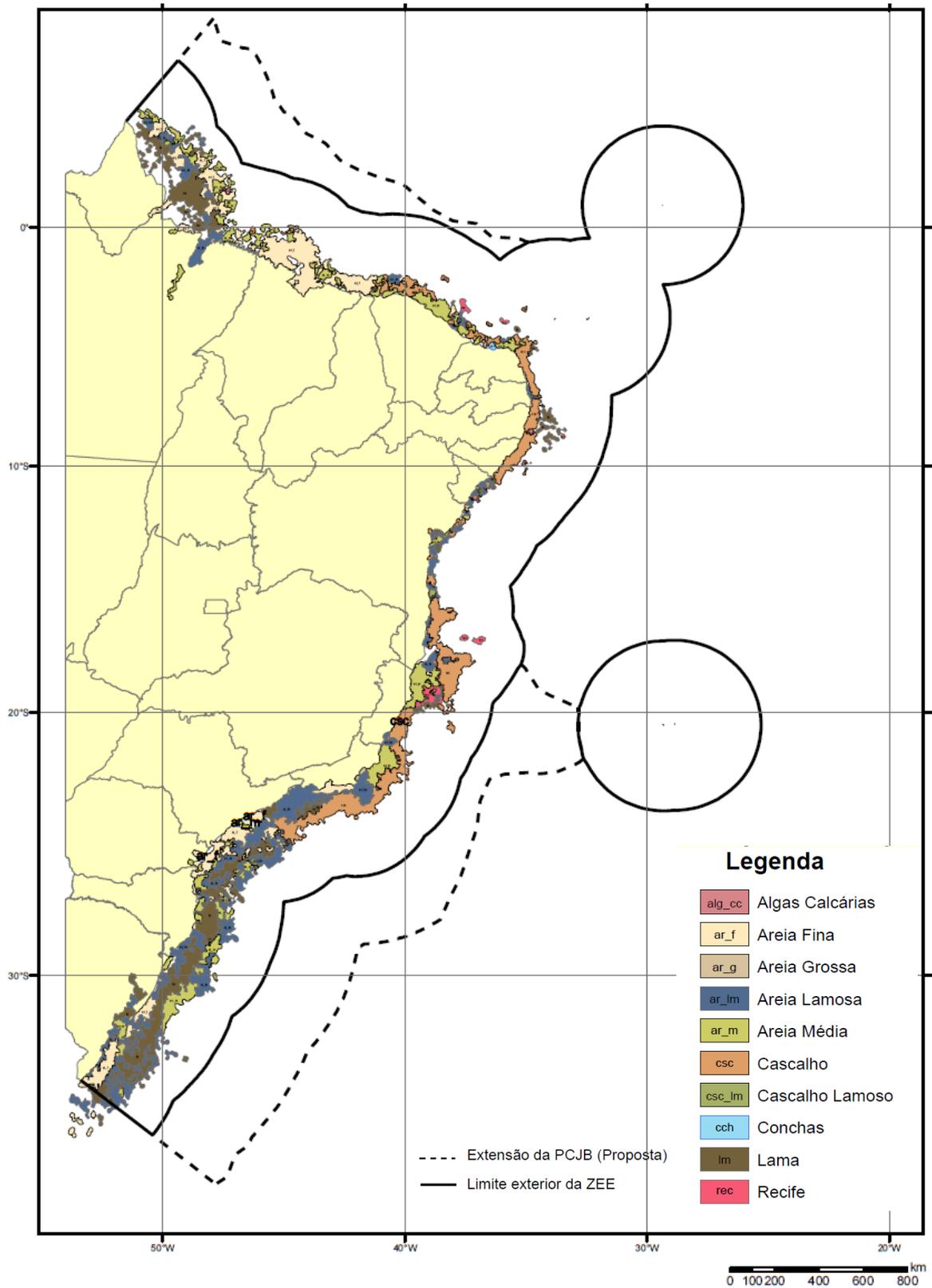


Figura 2.4. Mapa dos sedimentos superficiais da Plataforma Continental Brasileira. Dias *et al.* (CPRM, 2008).

2.2 COMPORTAMENTO-RESPOSTA DE ESTACAS EM SOLO ARENOSO SUBMETIDAS A ESFORÇOS TRANSVERSAIS

Enquanto a ruptura de estacas submetidas a carregamentos axiais ocorre geralmente na interface entre solo e estaca e não costuma afetar as propriedades materiais da estrutura, a atuação de esforços cisalhantes e momentos fletores representativos à fundação pode acarretar uma ruptura tanto geotécnica quanto estrutural, e expõe um complexo e iterativo problema de interação solo-estrutura (VIGGIANI; MANDOLINI; RUSSO, 2012; BASU; SALGADO; PREZZI, 2008).

Uma vez que o solo ao entorno da estaca tende a resistir ao movimento da estrutura assim que um carregamento transversal é imposto ao seu topo, a resposta do conjunto a esforços transversais passa a ser função da interação entre o deslocamento horizontal da estaca (v) e a resistência lateral do solo (p).

Entretanto, o comportamento-resposta solo-estaca e a própria resistência lateral do solo dependem de uma série de fatores, como: a profundidade e rigidez do elemento estrutural adotado, a caracterização e densidade do solo, a interação e resposta entre grãos, a tipologia e intensidade dos carregamentos e deslocamentos aplicados à estrutura, o atrito existente entre estaca e solo, e a seção transversal da fundação (TERZAGHI, 1955; ALONSO, 1989; GUO, 2001; DFI, 2013).

Os mecanismos não-lineares de transferência de esforços no maciço e a interação solo-estrutura para situações de carregamento transversal em estacas vêm sendo estudados ao longo dos anos em busca de previsões de comportamento assertivas ao seu dimensionamento. Apesar de inúmeros modelos de previsão terem sido desenvolvidos e recomendados em normativas e guias de referência para o tema nas últimas décadas (e.g. Banerjee e Davies, 1978; Poulos e Davis, 1980; Broms, 1964ab; Reese, Cox e Koop, 1974; O'Neil e Murchison, 1983), limitações e desafios são observados para que abordagens precisas, convergentes às diversas complexidades do problema e de fácil aplicação sejam difundidas no mercado geotécnico-estrutural (BYRNE, 2020; BURD *et al.*, 2020b; WANG H. *et al.*, 2022a; MA; YANG, 2023; ZHANG *et al.*, 2023).

De modo a introduzir o atual estado da arte e os conceitos adotados para esta pesquisa, os subcapítulos a seguir buscam resumir os avanços e lacunas existentes na literatura atual no que

diz respeito aos mecanismos de interação solo-estrutura e as possíveis influências ao comportamento-resposta de conjuntos solo-estaca em areia carregados lateralmente.

2.2.1 Mecanismos de interação solo-estaca

Dentre as classificações de conjuntos solo-estaca submetidos a esforços transversais ativos, esses podem ser subdivididos em função da sua rigidez relativa, conforme observado na Figura 2.5.

Estacas esbeltas costumam apresentar comportamentos estruturais mais flexíveis, acarretando uma flexão do elemento estrutural até a geração de uma rótula de plastificação, abaixo da qual não ocorre mobilização da estrutura e os esforços atuantes no conjunto tendem a equilibrar-se até atingirem reações nulas acima (caso atinjam um comprimento denominado crítico - L_{crit} , em que não se observam mais alterações nas suas respostas de topo com acréscimos de extensão) ou junto a sua ponta. No caso de elementos predominantemente rígidos, diferentemente, a flexão estrutural é substituída por um mecanismo de rotação e/ou translação. Para essas estacas, observa-se a possível geração de aberturas próximo à base da sua face frontal, em soma às aberturas e/ou escorregamento das partículas de solo na região ativa em superfície, conforme as condições geotécnicas do maciço (ALONSO, 1989; DAVISSON, 1970; BROMS, 1964ab; BORN, 2019).

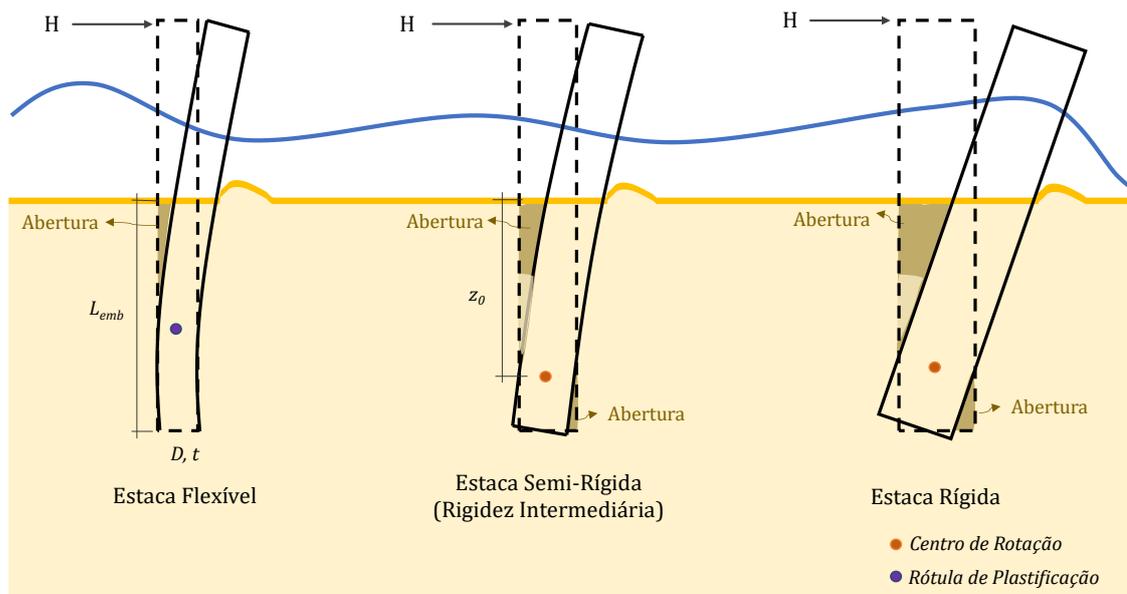


Figura 2.5. Comportamento de estacas submetidas a esforços transversais de topo conforme rigidez relativa do conjunto. Condição de topo livre.
Adaptado de Ma e Yang (2023).

Conjuntos solo-estaca intermediários, ou semi-rígidos, apresentam mecanismos tanto de flexão quanto de rotação e/ou translação (WANG H. *et al*, 2022a; CAO *et al.*, 2023).

Condições de topo (livres ou fixas) também interferem nos mecanismos cinemáticos (BROMS, 1964ab; BORN, 2019). Esta pesquisa se limita a condições de topo livre.

2.2.1.1 Distribuição de esforços na interface solo-estaca

A distribuição dos esforços externos aplicados horizontalmente sobre conjuntos solo-estaca é comumente representada conforme a Figura 2.6a. As cargas laterais (H) e possíveis momentos fletores (M) devido ao carregamento acima da superfície ou à sua fixação com a superestrutura atuam na estaca acima do nível do solo, somando-se aos esforços axiais (V). Esse conjunto de cargas é então transferido ao maciço circundante como uma combinação de tensões resistentes e esforços cisalhantes agindo na interface solo-estaca, de forma similar ao comportamento de vigas carregadas transversalmente (BASU; SALGADO; PREZZI, 2008; SALGADO, 2008). Os deslocamentos horizontais v costumam ser representados na literatura como a variável y .

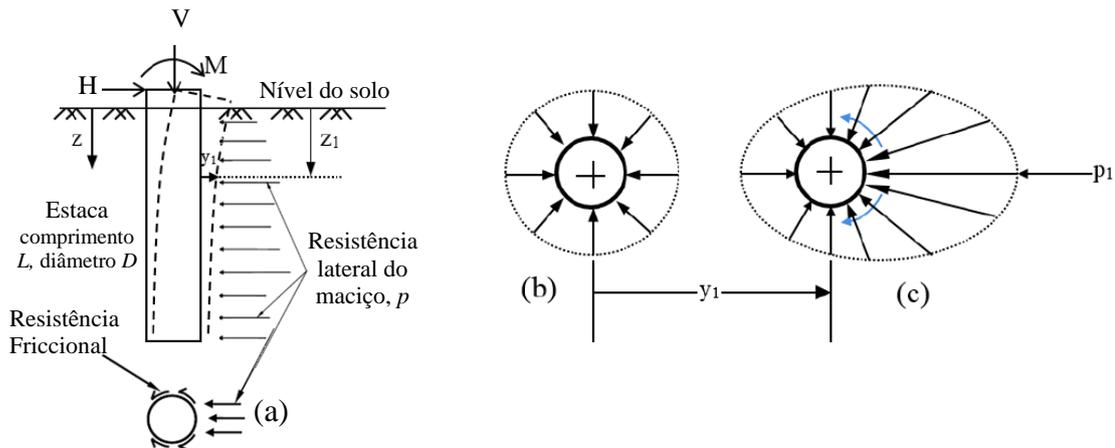


Figura 2.6. Mecanismos usuais de transferência de carga para estacas submetidas a esforços transversais e momentos fletores: (a) configuração problema; (b) e (c) representação da distribuição de tensões por unidade de comprimento no entorno da estaca em superfície. Adaptado de Basu, Salgado e Prezzi (2008) e Rocscience (2018).

Assumindo uma estaca com geometria cilíndrica e um processo de instalação em solo homogêneo sem alteração da estrutura e das tensões *in situ* do substrato (K_0), a pressão atuante no contato entre solo e estaca, que previamente ao carregamento assumia distribuição radial axissimétrica com valor próximo à tensão do subsolo ao repouso (REESE; COX; COOP, 1974, Figura 2.6b), apresenta uma distribuição em superfície próxima àquela demonstrada pela Figura 2.6c imediatamente após a aplicação de esforços transversais de topo. Ao mesmo tempo em que

um alívio da pressão confinante é observado na região ativa (face posterior da estaca em superfície), a qual se aproxima de valores nulos e inferiores à pressão ativa do solo (K_a), um acréscimo dessa tensão ocorre na face frontal oposta ao carregamento (região passiva), mostrando-se crescente em função dos deslocamentos e esforços atuantes no conjunto (TERZAGHI, 1955; ROCSCIENCE, 2018).

A parcela passiva do solo pode ser decomposta em uma componente normal, agindo paralelamente à direção do esforço horizontal, e uma componente cisalhante, agindo nas faces laterais. A Figura 2.7a representa a distribuição das tensões em seção transversal adotada usualmente na previsão de comportamento de estacas submetidas a esforços transversais, proposta de forma teórica por Baguelin, Frank e Said (1977) e validada por Smith (1987) para estacas circulares em meio elasto-plástico.

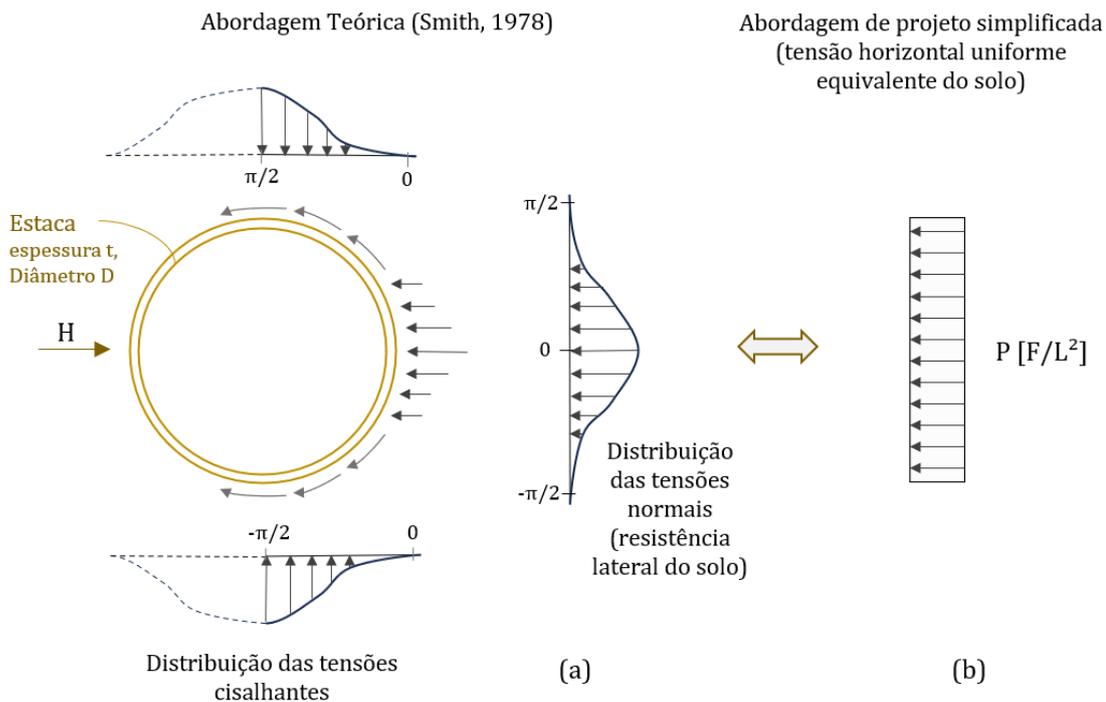


Figura 2.7. Distribuição das tensões no entorno de uma estaca submetida a esforços transversais. Abordagens (a) teórica e (b) simplificada. Adaptado de Baguelin, Frank e Said (1977) e Smith (1987).

Muito embora a resposta do solo a essas pressões e esforços cisalhantes ocorra em uma perspectiva tridimensional em superfície, uma simplificação em termos matemáticos costuma ser adotada para as soluções de fundação usuais ao mercado de estruturas submetidas a esforços transversais. De acordo com Klinkvort (2012) e van Zanten (2019), a reação ativa do solo, quando não negligenciada, e as componentes cisalhantes da distribuição dos esforços,

costumam ser incorporadas ao vetor de tensões normais à face frontal da estaca a partir de uma resistência horizontal uniforme equivalente P [F/L²] (Figura 2.7b).

Discretizando P a uma dada profundidade z , a resistência lateral equivalente do solo por unidade de comprimento - $p(z, v)$ [F/L] - pode ser calculada como a multiplicação entre a respectiva tensão efetiva σ_v' ou/e parcela coesiva c' e o denominado empuxo atuante no maciço K integrado sobre o comprimento transversal D do elemento estrutural (BRINCH HANSEN, 1961; BRIAUD *et al.*, 1983; WANG H. *et al.* 2022b). Para solos puramente friccionais, a expressão é dada por:

$$p(z, v) = \sigma_v'(z) K(z, v) D \quad [\text{F/L}] \quad (2-1)$$

O empuxo atuante K , dado em termos adimensionais, pode ser compreendido como a diferença entre os empuxos passivo e ativo do solo para uma respectiva profundidade, incorporando o atrito atuante em todas as faces da fundação (GUO, 2013; KLINKVORT; HEDEDAL, 2014).

A distribuição de tensões cisalhantes apresentada na Figura 2.7a para uma dada profundidade, entretanto, assume uma aderência perfeita entre estaca e solo, o que desconsidera situações reais de conjuntos solo-estaca submetidos a carregamento transversal, com possíveis aberturas (*gaps*) e escorregamentos do material na região ativa. De acordo com modelagens em elementos finitos (MEF) realizadas por Ma e Yang (2023), as tensões cisalhantes no entorno de uma estaca em solo arenoso submetida a esforços transversais são distribuídas em formato similar à espinha de peixe (*herringbone*), com valor máximo à cerca de 60° da direção do carregamento (Figura 2.8).

Os autores correlacionam o comportamento observado à lei de atrito de Coulomb, para a qual direções paralelas ao carregamento (ângulo de 0° com a horizontal) não apresentam atrito relativo, e interfaces perpendiculares (ângulo de 90° com a direção do carregamento) mostram valores de tensão pequenos, em oposição aos valores máximos apresentados pela abordagem teórica de Baguelin, Frank e Said (1977).

Em termos da distribuição das tensões normais atuantes na interface solo-estaca, os resultados obtidos por Ma e Yang (2023) para uma seção próxima à superfície foram ao encontro da abordagem antecessora. Em termos de rigidez relativa, verificam-se tensões normais e cisalhantes de maior magnitude quanto mais flexíveis (ou menores os diâmetros) forem os conjuntos solo-estaca (Figura 2.8a,b). A distribuição das tensões ao longo da seção, entretanto,

pode ser normalizada para distintas rigidezes e diâmetros adotados, a partir das máximas magnitudes observadas (Figura 2.8c,d).

Ao longo do comprimento da estaca, as magnitudes, direções e formatos da distribuição das tensões em seção variam conforme a regência dos mecanismos de fluxo.

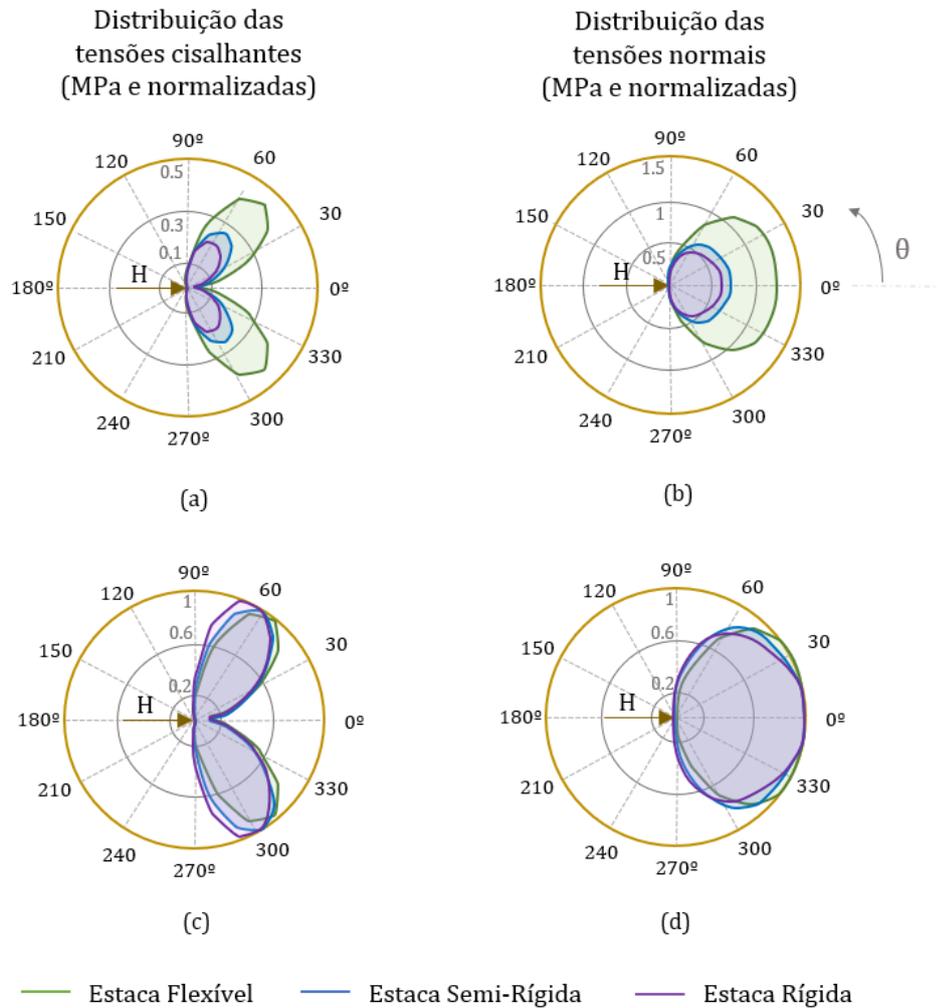


Figura 2.8. Distribuição das tensões normais e cisalhantes no entorno de estacas com diferentes comportamentos de rigidez sob deslocamentos horizontais de 120mm a uma profundidade de 2m: comparações em termos de magnitudes (MPa, a, b) e valores normalizados em função da tensão máxima respectiva obtida em modelagem (c, d). Coordenadas polares. Adaptado de Ma e Yang (2023).

Essa magnitude também é influenciada pelas tensões do processo de instalação, no qual o processo de cravação, por exemplo, impõe maiores tensões ao terreno em repouso quando comparado ao processo de escavação, propiciando uma condição de densificação do solo e um provável embuchamento desse no interior da estaca devido aos efeitos de corte (atrito negativo) no fuste da estaca gerados em condição de ponta aberta.

2.2.1.2 Distribuição de esforços em profundidade e reações de equilíbrio

A distribuição da reação horizontal do solo (p) e dos momentos fletores (M) em profundidade para estacas submetidas a carregamentos transversais pode ser verificada na Figura 2.9. Por condições de equilíbrio, os conjuntos solo-estaca de maior rigidez passam a apresentar momentos fletores e esforços cisalhantes junto à sua ponta (LI; ZHU; YANG, 2017; WANG H. *et al*, 2022a; van ZANTEN, 2022; ZHANG *et al*, 2023), diferentemente das condições de contorno observadas para estacas de comportamento flexível. Similarmente, observam-se deslocamentos resultantes na base de estacas rígidas a semi-rígidas, os quais se tornam nulos para estacas flexíveis ($L_{emb} > L_{crit}$)

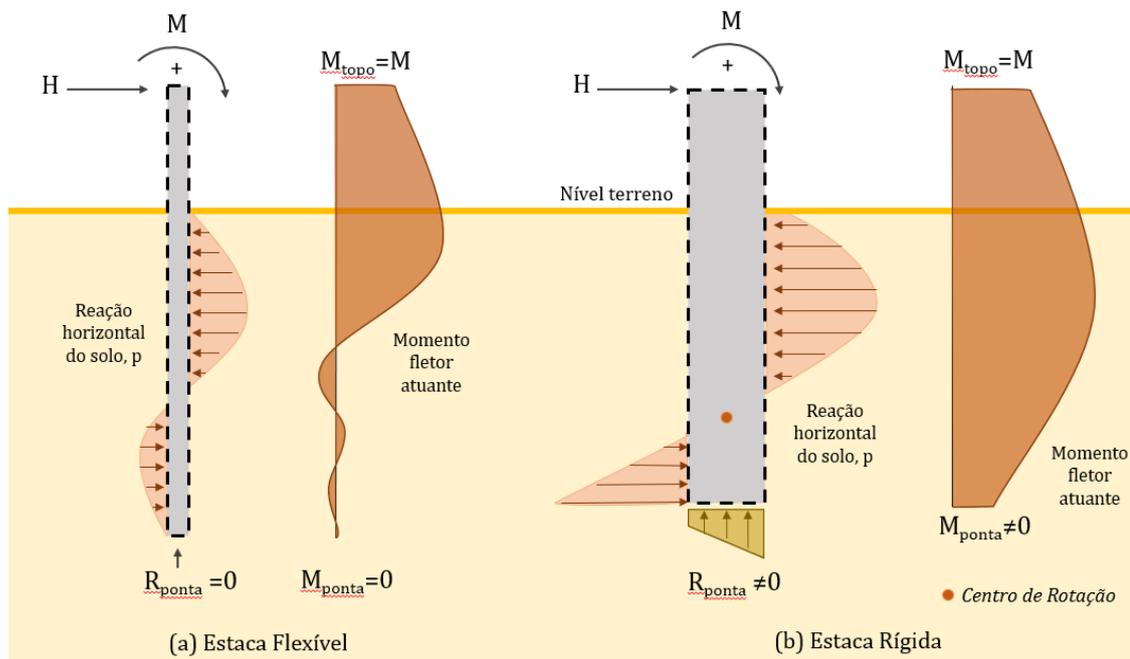


Figura 2.9. Esforços cisalhantes e momento fletores atuantes ao longo de estacas submetidas a esforços transversais em função da sua rigidez relativa: (a) flexível; (b) rígida. Adaptado de Alonso (1989).

De modo a permitir como condição de contorno do problema esforços atuantes nulos na base da estrutura, a configuração da estaca tipo flexível (Figura 2.9a) é normalmente ensejada e adotada na prática corrente (BASU; SALGADO; PREZZI, 2008; ISENHOWER; WANG, 2012; GUO, 2013), sendo inclusive considerada como padrão em *softwares* comerciais (e.g. Lpile, RSPile).

Além da condição de contorno de ponta, Zhang, Silva e Grismala (2005), Doherty e Gavin (2012), Arshad e O'Kelly (2014) e, mais recentemente, Byrne *et al* (2017; 2020), Murphy *et al*. (2018) e Gupta e Basu (2020) trazem como significativos ao processo de interação solo-estaca para o caso de estruturas de comportamento rígido os esforços cisalhantes atuantes na interface

entre os elementos ao longo da profundidade, principalmente na região passiva, gerando momentos distribuídos adicionais.

Os esforços de interface e as resultantes na base da estrutura interferem nas deformações de compressão e tração em seção e profundidade, com distribuição em z assimétrica e dependente, além dos efeitos de resistência do material estrutural (deslocamento do eixo neutro, DOHERTY *et al.*, 2015) e do solo (p), do comprimento embutido da estaca (LI; BLANC; THOREL, 2022) ou, no caso, da sua rigidez relativa.

2.2.1.3 Resistência limite última e distribuição do empuxo limite do solo em profundidade

O aumento da pressão de contato passiva e, conseqüentemente, da resistência lateral do solo $p(z,v)$ em uma dada profundidade é limitado ao instante de falha estrutural ou ao momento em que a pressão do solo atinge o valor de resistência lateral limite do maciço para o respectivo nível da seção – quando ocorre a ruptura geotécnica (TERZAGHI, 1955; ROCSCIENCE, 2018).

A resistência lateral última do solo não costuma ser completamente mobilizada ao longo de todo o comprimento enterrado da estaca (L_{emb}), apresentando diferentes mecanismos de ruptura em função da profundidade, do tipo de solo, e de diversas variáveis, como o empuxo atuante no maciço K , a tensão vertical efetiva σ_v' , a intensidade das cargas e os deslocamentos atuantes no conjunto, além das dimensões da estrutura e suas condições de topo e rigidez (ELSON, 1984, CIRIA Report).

De acordo com Randolph e Gourvenec (2017), a influência combinada entre o peso próprio e as tensões geradas pelo carregamento transversal da estaca dificultam o equacionamento de mecanismos de deformação plástica compatíveis ao campo das velocidades no contorno. Qualquer mecanismo de falha em profundidade precisa ocorrer a volume constante para respeitar as leis da cinemática (teorema do limite superior), o que deixa de ser satisfeito ao considerar soluções que analisam apenas campos de tensões estaticamente admissíveis (teorema do limite inferior). Para tornar-se cinematicamente admissível, a dilatação do solo precisa ser considerada.

Dado a isso, os métodos de estimativa para a distribuição da resistência última lateral do solo (p_u) em profundidade (LFP) tendem a abordagens, de modo geral, empíricas ou semi-empíricas, existindo diversas formulações em termos das características do solo, condições de rigidez da

estaca e, conseqüentemente, mecanismos de ruptura associados, que podem ser avaliados em termos do empuxo atuante K_{ult} (Quadro 1).

Observa-se como senso comum à prática abordar a resistência última do solo p_u em razão do diâmetro do elemento estrutural (p_u/D), crescente em profundidade, retornando ao coeficiente de empuxo atuante em termos últimos (K_{ult}) conforme Figura 2.10.

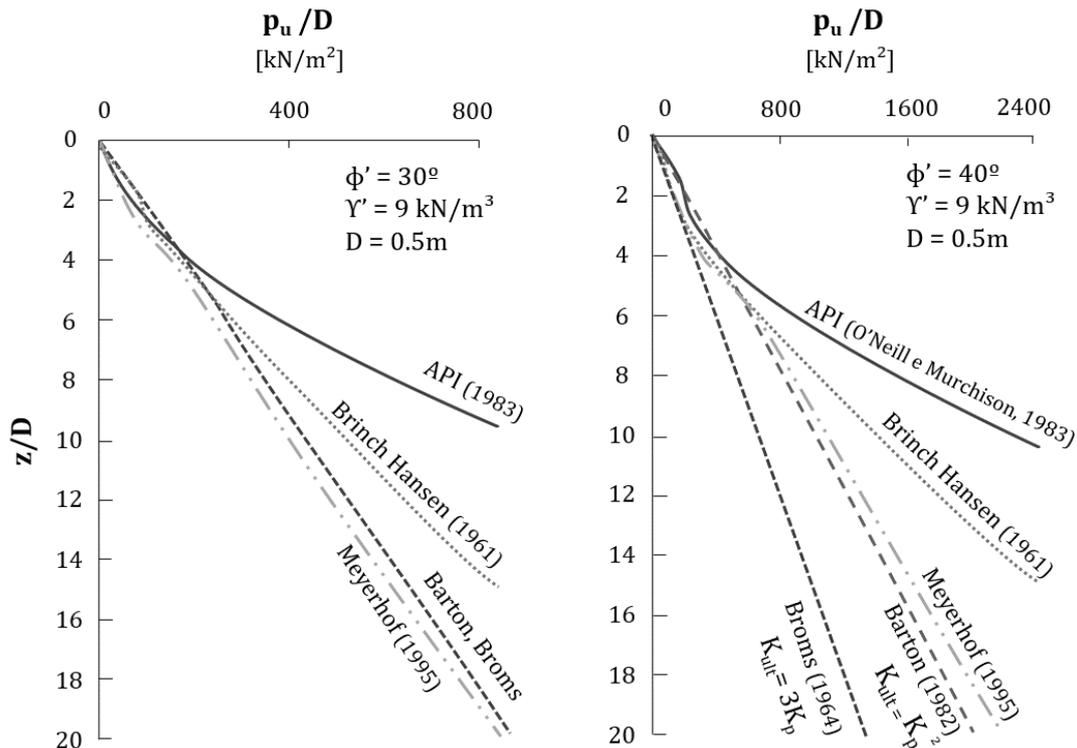


Figura 2.10. Distribuição da pressão lateral última do solo em função do empuxo limite K_{ult} para estacas em solo arenoso submetidas a esforços transversais. Adaptado de Randolph e Gourvenec (2017).

Randolph e Gourvenec (2017) sugerem que uma complexa variação de K_{ult} ao longo da profundidade não se faz necessária em muitos dos casos, e apontam a equação empírica (2-16) desenvolvida por Barton (1982) como condizente para estimar o perfil da resistência lateral última do solo (LFP) para substratos não coesivos.

Quadro 1. Avaliação do coeficiente de empuxo limite do solo arenoso (K_{ult}) para carregamentos transversais a partir de diversas abordagens.

Autores	Definições K_{ult}	Observações
Brinch Hansen (1961)	<p><i>Em superfície ($z=0$):</i></p> $K_{\sigma'_v}^0 = e^{(1/2\pi+\varphi') \tan \varphi'} \cos \varphi' \tan(45^\circ + 1/2 \varphi') - e^{-(1/2\pi-\varphi') \tan \varphi'} \cos \varphi' \tan(45^\circ - 1/2 \varphi') \quad (2-2)$ <p><i>Entre a superfície ($K_{\sigma'_v}^0$) e comprimento infinito ($K_{\sigma'_v}^\infty$):</i></p> $K_{ult}(z) = K_{\sigma'_v}^z = \frac{K_{\sigma'_v}^0 + K_{q'_v}^\infty \alpha \frac{z}{D}}{1 + \alpha \frac{z}{D}} \quad (2-3)$ $\alpha = \frac{K_{\sigma'_v}^0 K_0 \sen \varphi'}{K_{q'_v}^\infty - K_{\sigma'_v}^0 \tan(45^\circ + 1/2 \varphi')} \quad (2-4)$ $K_0 = 1 - \sen \varphi' \quad (2-5)$ <p><i>Para comprimento infinito:</i></p> $K_{q'_v}^\infty = \{(1.58 + 4.09 \tan^4 \varphi') [e^{\pi \tan \varphi'} \tan(45^\circ + 1/2 \varphi') - 1] \tan \varphi'\} K_0 \tan \varphi' \quad (2-6)$	<p><i>Estudo Analítico, enfoque para estacas rígidas e solos não coesivos. Transição de mecanismos de falha entre a superfície (translação) e comprimento infinito (ruptura horizontal planar)</i></p>
Broms (1964)	$K_{ult} = 3K_P \quad (2-7)$ $K_P = \frac{(1 + \sen \varphi')}{(1 - \sen \varphi')} \quad (2-8)$	Estudo analítico e experimental
Petrasovits & Award (1972)	$K_{ult} = 3.7K_P - K_a \quad (2-9)$ $K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\varphi'}{2} \right) \quad (2-10)$	Estudo experimental
Reese, Cox & Koop (1974)	$K_{ult} = A \cdot \min(K_{st}; K_{sd}) \quad (2-11)$ $K_{st} = \left[\frac{K_0 z \tan(\varphi') \sen(\beta)}{\tan(\beta - \varphi') \cos(\alpha)} + \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \varphi')} \left[1 + \frac{z}{D} \tan(\beta) \tan(\alpha) \right] + K_0 \frac{z}{D} [\tan(\beta) \tan(\varphi') \sen(\beta) - \tan(\varphi')] - K_a \right] \quad (2-12)$ $K_{sd} = K_a \tan^8(\beta - 1) + \tan \varphi' \tan^4 \beta \quad (2-13)$ $\alpha = \frac{\varphi'}{2}; \beta = 45 + \frac{\varphi'}{2}; K_0 = 0.4 \quad (2-14)$ $A = \begin{cases} 3 - \frac{0.8z}{D} \geq 0.9 & \text{(carregamento monotônico)} \\ 0.9 & \text{(carregamento cíclico)} \end{cases} \quad (2-15)$	Estudo analítico e experimental
Barton (1982)	$K_{ult} = K_P^2 \quad (2-16)$	Estudo experimental
Meyerhof, Mathur & Valsangkar (1981) e Meyerhof (1995)	$K_{ult}(z \leq z_c) = K_b s_b = (K_p - K_a) \left(1 + \sen(\varphi') \frac{z}{D} \right); \quad (2-17)$ $s_b \leq K_0 N_q / (K_p - K_a) \quad (2-18)$ $K_{ult}(z > z_c) = K_0 N_q \quad (2-19)$ $N_q = e^{\pi \tan \varphi'} \tan^2(45^\circ + 1/2 \varphi'); \quad z_c = 5D$	Estudo analítico e experimental, estacas rígidas ou equivalentes
Prasad & Chari (1999)	$K_{ult} = 10^{1.3 \tan \varphi' + 0.3} \quad (2-20)$	Experimental, estacas rígidas
Burd <i>et al.</i> (2020b)	$K_{ult} = K_1 + K_2 \frac{z}{L} \quad (2-21)$ $K_1 = 0.3667 + 25.89Dr \quad (2-22)$ $K_2 = 0.3375 - 8.90Dr \quad (2-23)$ <p>$Dr = \text{densidade relativa da areia.}$</p>	Estudo numérico

Wang H *et al.* (2022b), entretanto, concluem que nenhuma das correlações atribuídas na literatura à K_{ult} pode prever adequadamente a magnitude e distribuição do respectivo coeficiente de empuxo limite para estacas de diferentes rigidezes em solo arenoso uniforme. Ainda, os autores verificaram uma dependência de K_{ult} para razões de profundidade distintas a depender da rigidez relativa do conjunto. Segundo Wang H *et al.* (2022b), o coeficiente de empuxo limite de estacas flexíveis é função da razão z/D , crescente até a profundidade próxima à $2.5D$, a partir de quando o valor se torna constante. Para estacas rígidas de topo livre, diferentemente, o coeficiente K_{ult} é função da razão z/L_{emb} . Segundo os autores, essa dependência em termos da rigidez relativa do conjunto deve-se aos mecanismos de ruptura associados, conforme apresentado no item 2.2.1.4.

Reitera-se que a resistência última do solo, apesar de crescente em profundidade, não costuma ser mobilizada ao longo de todo o comprimento da estaca, com perfis de resistência seguindo, dentre algumas variações (como àquelas apresentadas na Figura 2.11 para estacas rígidas), a distribuição observada na Figura 2.9.

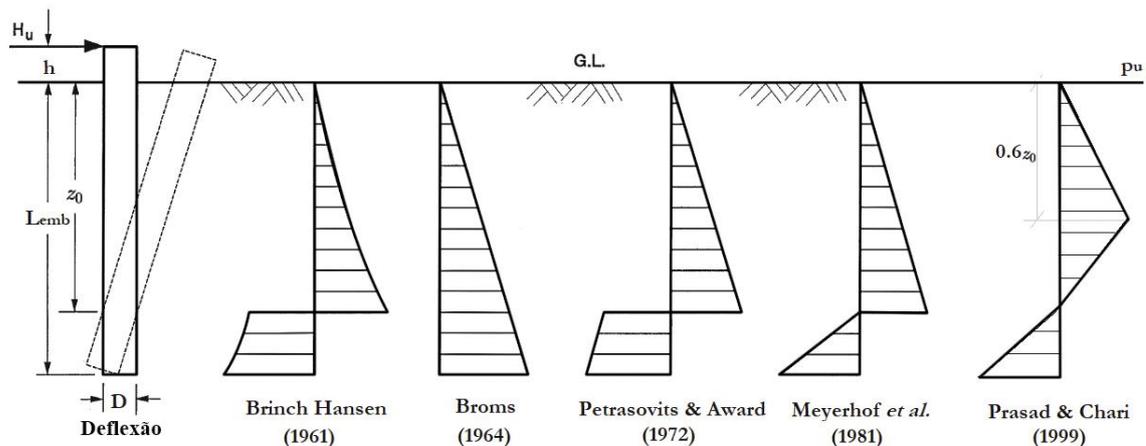


Figura 2.11. Distribuição da pressão lateral última do solo (p_u) em estacas rígidas submetidas a esforços transversais para diversas abordagens da literatura. Adaptado de Prasad e Chari (1999).

As considerações de comportamento-resposta de estacas rígidas submetidas a esforços transversais desenvolvidas por Prasad e Chari (1999) são uma das mais aceitas e aplicadas em previsões e estimativas preliminares de projeto (ZHANG; SILVA; GRISMALA, 2005), nas quais a resistência do solo é assumida como nula a uma mesma profundidade em que não são observados deslocamentos (ponto de rotação, z_0), e a resistência lateral do solo máxima ocorre a uma profundidade igual a $0.6z_0$ abaixo do nível do solo.

Wang H. *et al.* (2022c), mais recentemente, apresentam como condizente a distribuição da reação horizontal do solo normalizada (p_u/D) conforme proposto por Petrasovits & Award (1972). Ambas as abordagens consideram K dependente unicamente do ângulo de atrito do solo e, portanto, constante em profundidade quando solos homogêneos.

2.2.1.4 Mecanismos de fluxo e ruptura

Normalmente, um mecanismo do tipo cunha de ruptura tridimensional é observado no solo arenoso para profundidades superficiais, com um acréscimo de tensões na região frontal da estaca submetida a esforços transversais (RUIGROK, 2010) e uma tendência a abertura de fendas na face posterior, relacionada ao alívio das pressões atuantes, e possível desmobilização e desintegração das partículas (REESE; VAN IMPE, 2011).

Em profundidade, o mecanismo de falha geotécnica para esse solo passa a ser apenas bidimensional (como reportado para a estimativa de K_{ult} dos métodos de Reese, Cox & Koop, 1974; Brinch Hansen, 1961 e Meyerhof, 1995, vide Quadro 1), com diferenças entre mecanismos associadas à atuação de maiores deslocamentos na parcela superior da estaca e de uma baixa mobilização do solo a maiores profundidades (RUIGROK, 2010).

De forma adicional, estudos como os de Wang H. *et al.* (2022a,c), Ma e Yang (2023) e Zhang *et al.* (2023) correlacionam a mudança dos mecanismos de fluxo e ruptura em profundidade com a rigidez relativa do conjunto submetido a esforços transversais. De acordo com os autores, quando avaliados conjuntos solo-estaca com rigidez intermediária ou perfeitamente rígidos, os mecanismos de fluxo tipo (1) cunha, em superfície e (2) horizontal (planar), em profundidade, são acrescidos ou parcialmente substituídos por um mecanismo de fluxo tipo (3) rotacional nas proximidades da base da estaca (Figura 2.12).

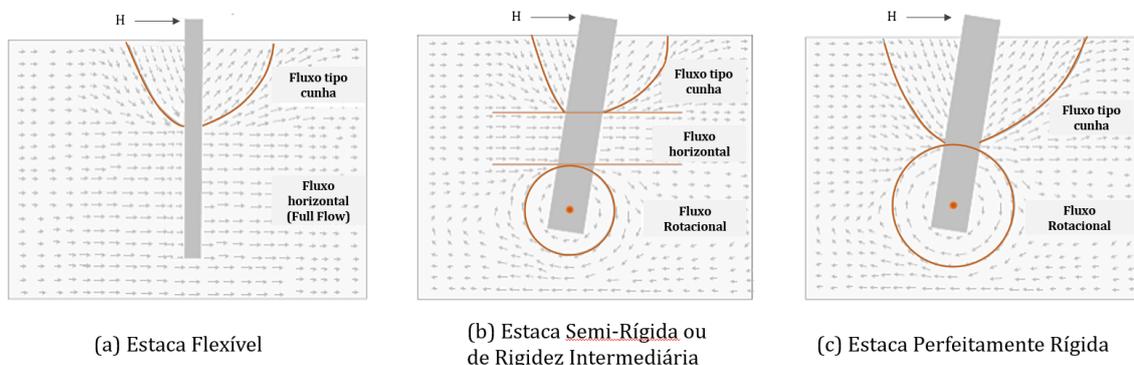


Figura 2.12. Cinemática de conjuntos solo-estaca submetidos a esforços transversais para diferentes rigidezes relativas. Adaptado de Wang H. *et al.* (2022a).

Esse mecanismo vai ao encontro do comportamento cinemático observado para estruturas rígidas, com uma rotação do elemento a partir de um centro de rotação (Figura 2.9).

2.2.1.5 Profundidades máximas dos esforços e ponto de rotação

As tensões cisalhantes e os momentos fletores máximos distribuídos ao longo do comprimento da estaca tendem a aumentar de profundidade com os incrementos de carga, de forma mais pronunciada para estacas flexíveis e semi-rígidas (e.g. McAdam *et al.*, 2020; Wang H. *et al.*, 2022c; Ma & Yang, 2023; Zhang *et al.*, 2023) e tendendo a uma profundidade constante para o caso de estacas de maior rigidez (e.g. Ma & Yang, 2023; McAdam *et al.*, 2020).

Segundo Ma e Yang (2023), as tensões cisalhantes máximas apresentam-se mais profundas quanto maior a rigidez da estaca. Para a distribuição dos momentos fletores, diferentemente, Zhang *et al.* (2023) relacionam uma proporcionalidade entre a profundidade do valor máximo e a razão de esbeltez da estaca (L_{emb}/D), estando essa altura mais próxima à superfície para estacas rígidas (McAdam *et al.*, 2020).

Em termos da posição dos deslocamentos nulos em perfil (variável z_0), verificam-se profundidades crescentes ao longo do comprimento de estacas flexíveis com o acréscimo de cargas (e.g. Ma & Yang, 2023; McAdam *et al.*, 2020). Para estacas rígidas ou com rigidez intermediária, observam-se na literatura conclusões distintas acerca da profundidade do ponto de rotação em função do carregamento z_0 , que por vezes mostra-se crescente (para estacas semi-rígidas apenas, Li; Blanc; Thorel, 2022), por outras vezes decrescente (Klinkvort & Hededal, 2014; Li; Zhu; Yang, 2017; McAdam *et al.*, 2020; Zhang *et al.*, 2023) e inclusive constante e independente do diâmetro e carga aplicada (Ma & Yang, 2023; Wang H. *et al.*, 2023c).

Apesar das observações distintas entre estudos – que podem estar relacionadas às diferenças intrínsecas dos materiais, rigidezes relativas definidas a partir da razão L/D , assim como da própria abordagem empregada (estudos analíticos, numéricos, em escala reduzida em laboratório ou em campo), os resultados acima convergem a uma estabilização da profundidade $z_{(v=0)} = 0.7L_{emb} \pm 0.1L_{emb}$ quando maiores deslocamentos de superfície são atingidos, como o limite de $v_{sup} \geq 0.1D$ observado por Li, Blanc e Thorel (2022).

Na verdade, a resposta de uma estaca de rigidez relativa intermediária submetida a esforços transversais pode transformar-se de um comportamento inicialmente flexural à um mecanismo rotacional com o acréscimo de cargas e deslocamentos e, conseqüentemente, mobilização da

reação horizontal do solo a maiores profundidades. Esse comportamento faz com que o ponto de deslocamento nulo (centro de rotação) inicialmente se desloque a maiores profundidades para, com as distribuições crescentes de esforços na ponta devido à tendência de rotação, iniciar um movimento decrescente, até estabilizar em valores equivalentes à $0.7L_{emb} \pm 0.1L_{emb}$.

Essa tendência foi representada por Klinkvort e Hededal (2014), com resultados obtidos em ensaios de centrífuga para protótipos de diâmetros de 1 a 5m, relações $L_{emb}/D=6$ e diferentes alturas livres de carregamento (h), conforme mostra a Figura 2.13.

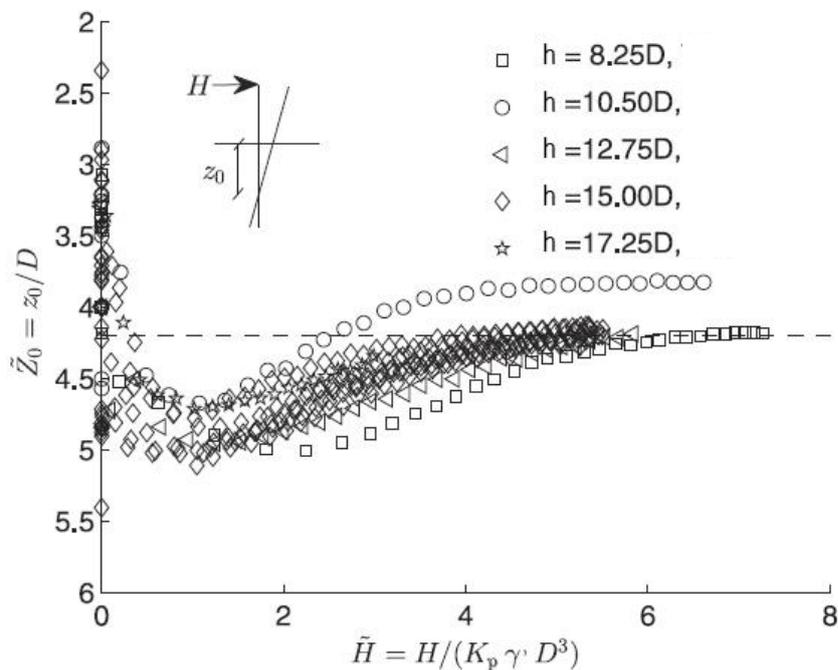


Figura 2.13. Relação entre o ponto de rotação normalizado em termos de diâmetro (z_0/D) e a carga H aplicada no topo, também normalizada, para distintas alturas livres de carregamento h_{livre} . K_p representa o empuxo passivo de Rankine e γ' o peso específico efetivo da areia. Klinkvort & Hededal (2014).

Uma variação da profundidade do centro de rotação também pode ser observada para uma das estacas-teste dos ensaios em escala reduzida realizados em campo para solo arenoso a partir do projeto PISA (DM7, com $D=0.762\text{m}$ e $L_{emb}/D=3$), apresentada no estudo de McAdam *et al.* (2020).

2.2.2 Efeitos de influência

A seguir, são discutidos possíveis efeitos de variáveis, parâmetros e condições de contorno no comportamento-resposta de estacas submetidas a esforços transversais monotônicos. As influências foram avaliadas na literatura a partir de modelagens, ensaios reais e aplicações de

metodologias até então desenvolvidas para a condição de estudo, estando também condicionadas às limitações dos meios de análise.

Ainda que não sejam enfoque desta pesquisa, avaliações quanto à degradação cíclica, fadiga, carregamento dinâmico e taxa da aplicação de carga mostram-se de suma importância para adequada compreensão e previsão do comportamento-resposta de estacas submetidas a esforços transversais ao longo de sua vida útil, recomendando-se avaliações complementares ao tema após a consolidação de conhecimento referente ao carregamento monotônico (e.g. Li, Igoe & Gavin, 2015; Bayton, Black & Klinkvort, 2018; Truong *et al.*, 2019; Yuan *et al.*, 2022; Frick & Achmus, 2022; Lopes *et al.*, 2023).

Para o presente estudo foram assumidas as considerações de Klinkvort e Hededal (2014), nas quais não se espera que uma possível degradação do solo devido à carregamentos cíclicos modifique os modos de ruptura gerados em conjuntos solo-estaca a partir de carregamentos transversais monotônicos.

2.2.2.1 Diâmetro da estaca

A avaliação da influência do diâmetro no comportamento-resposta de estacas submetidas a esforços transversais apresenta algumas contradições no meio geotécnico, seja pelo efeito gerado na rigidez inicial das curvas de interação entre solo-estaca para carregamentos monotônicos como no comportamento-resposta de estacas de elevada rigidez relativa e situações dinâmicas.

Terzaghi (1955), Vesic (1961), Ashford e Juirnarongrit (2003), Fan e Long (2005) e Klinkvort (2012), por exemplo, concluíram que o diâmetro do elemento estrutural não impacta de forma significativa o comportamento-resposta de estacas submetidas a esforços transversais. A abordagem recomendada pelo API (2002;2014) também não considera essa influência (ver item 2.3.2). Autores como Ashour e Norris (2000), Kallehave *et al.* (2012) e Sørensen (2012), diferentemente, reportaram um efeito do diâmetro na rigidez inicial das curvas entre a reação horizontal do solo p e os deslocamentos da estaca v (popularmente descritas como $p-y$). Xu *et al.* (2020), a partir de modelagens numéricas realizadas para monoestacas de grande diâmetro em solo arenoso, concluíram que a influência do diâmetro para a rigidez inicial deve ser considerada para estacas com diâmetros superiores à três metros para solos arenosos fofos a medianamente compactos, e acima de cinco metros para areias densas.

Fato é que, conforme avaliado nos itens anteriores, há uma dependência dos mecanismos de fluxo e interação solo-estrutura com a rigidez relativa do conjunto que, por ser correlacionada ao diâmetro, pode dificultar avaliações isoladas das respectivas variáveis de influência.

Em estudos mais recentes como de Burd *et al.* (2020b), Wang *et al.* (2022c) e Ma e Yang (2023), os autores verificam que a transferência dos esforços e da resistência lateral do solo P_u ($P_u = p_u/D$) em seção e ao longo do substrato arenoso torna-se função apenas da profundidade abaixo do nível do terreno (z/L_{emb}) para estacas de maior rigidez, diferentemente da razão de esbeltez (L_{emb}/D) associada ao comportamento-resposta de conjuntos flexíveis a partir de metodologias como do API (2002, 2014). Para essa rigidez de conjuntos solo-estaca, os autores também verificam a independência do ponto de rotação para com o diâmetro do elemento – o que não ocorre para estacas flexíveis segundo Ma e Yang (2023).

Zdravkovic' *et al.* (2020) reforçam que qualquer efeito devido à variação do diâmetro observado no comportamento-resposta de conjuntos avaliados por modelos provenientes de curvas $p-y$ indicam a omissão de alguma regência dos mecanismos de interação solo-estaca por essa abordagem.

Nesse sentido, a dependência do comportamento-resposta de curvas “ $p-y$ ” relacionada ao diâmetro do elemento estrutural far-se-ia, na verdade, a partir de considerações e características associadas à rigidez inicial do conjunto e à respectiva degradação da rigidez com o incremento de cargas e deformações cisalhantes (WANG *et al.*, 2023).

2.2.2.2 Rigidez relativa e razão de esbeltez

Como verificado anteriormente, o comportamento-resposta de conjuntos solo-estaca submetidos a esforços transversais de topo varia em função da rigidez relativa (Figura 2.5).

A avaliação da rigidez de um conjunto solo-estaca por muito veio sendo realizada de forma simplificada, a partir de relações diretas de comprimento embutido por diâmetro do elemento estrutural (L_{emb}/D). Entretanto, uma vez que uma interação solo-estaca ocorre no decorrer da distribuição dos esforços e a partir da geração dos deslocamentos do conjunto, essa interação precisa ser considerada na avaliação da rigidez dos elementos (VESIC, 1961; DAVISSON; ROBINSON, 1965; BROMS, 1965).

A Tabela 2-1 a seguir resume duas avaliações consagradas na literatura para avaliação da rigidez relativa do conjunto solo-estaca em areias. Matlock e Reese (1961) verificaram uma

influência do solo na rigidez do conjunto até que um comprimento característico λ seja alcançado, sendo sua inversa denominada fator de rigidez do conjunto (T) e função da rigidez flexional da estaca $E_p I_p$ e da razão de crescimento do coeficiente de reação horizontal do solo, denominado n_h . Poulos e Davis (1980), diferentemente, apresentam uma relação direta entre a rigidez flexional da estaca, o módulo de deformabilidade do solo E_s , e o comprimento embutido da estaca L_{emb} .

Tabela 2-1. Avaliação da rigidez relativa de conjuntos solo-estaca a partir de diversas abordagens.

Autores	Fator de Rigidez Relativa definidos para solos arenosos	Método de Classificação
Matlock & Reese (1961)	$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}} \quad (2-24)$	$L_{emb}/T \leq 2$ Estaca rígida $2 < L_{emb}/T < 4$ Estaca intermediária $L_{emb}/T \geq 4$ Estaca flexível <i>(Davisson, 1970)</i>
Poulos & Davis (1980)	$K_r = \frac{E_p I_p}{E_s L_{emb}^4} \quad (2-25)$	$K_r \geq 0.208$ Estaca rígida $K_r < 0.0025$ Estaca flexível <i>(Poulos; Davis, 1980; Poulos; Hull, 1989; Leblanc; Holby; Byrne, 2010; Bayton; Black, 2016; Ahmed; Hawlader, 2016)</i>

$E_p I_p$ – rigidez flexional da estaca [FL^2];

E_s – módulo de elasticidade ou deformabilidade longitudinal do solo [FL^{-2}]

E_p – módulo de elasticidade ou deformabilidade da estaca [FL^{-2}];

L_{emb} – comprimento embutido no solo [L]. Muitas vezes expressos na literatura apenas por L;

n_h – taxa do coeficiente de reação horizontal do solo ($n_h = k_h * D/z$) [FL^{-3}];

k_h – coeficiente de reação horizontal do solo [FL^{-3}] - ver capítulo 2.3.2

A rigidez relativa entre solo e estaca também pode ser avaliada como a relação direta entre o módulo de deformabilidade da estaca E_p e o módulo cisalhante do solo G_s (ou G_s^* equivalente, considerando o efeito do coeficiente de Poisson do solo ν_s na resposta a carregamentos transversais de estacas, Randolph, 1981), sendo a classificação entre estacas rígidas e flexíveis função das razões de esbelteza (L_{emb}/r_p) e rigidez relativa (E_p/G_s) críticas, r_p sendo o raio da estaca (GUO; 2013; HIGGINS *et al.*, 2013).

De acordo com Randolph (1981) e Higgins *et al.* (2013), o comportamento-resposta de conjuntos solo-estaca definidos como flexíveis – predominantes no meio de fundações - depende unicamente da razão de rigidez entre solo e estaca (E_p/G_s^*), com deflexões de topo inversamente proporcionais ao fator E_p/G_s^* . O comportamento-resposta de estacas perfeitamente rígidas, de forma oposta, depende apenas da razão de esbelteza da estrutura (L_{emb}/r_p), com menores deslocamentos de topo à medida que maiores razões L_{emb}/r_p (e,

consequentemente, L_{emb}/D) são consideradas. Nesses casos (estacas rígidas), nenhuma alteração na deflexão de topo é observada com um acréscimo da rigidez relativa do conjunto, E_p/Gs . Estacas com rigidez relativa definida como intermediária passam a depender de ambos os fatores, apresentando alterações de deslocamento de topo com variações tanto da rigidez relativa quanto da razão de esbeltez.

Os efeitos da rigidez relativa e comprimento embutido também aparecem na distribuição das deflexões em profundidade e na posição dos esforços máximos e deslocamentos nulos em perfil (ponto de rotação), conforme item 2.2.1.5.

No que se refere aos esforços e deslocamentos de superfície, Li, Blanc e Thorel (2022) observaram relações únicas entre momentos (M_{sup}), deflexões (v_{sup}), rotações (θ_{sup}) e esforços horizontais (H_{sup}) para estacas com $L_{emb}/D \geq 7$. Para razões $L_{emb}/D < 5$, entretanto, não foi mais observada pelos autores uma correlação entre v_{sup} e θ_{sup} .

2.2.2.3 Altura do carregamento livre (momento aplicado)

A interferência da altura livre h entre a superfície do solo e o ponto de aplicação de carga para com o comportamento-resposta de conjuntos submetidos a carregamentos transversais também vem sendo discutida no meio prático, mostrando-se principalmente relevante para a prática de monoestacas de turbinas eólicas *offshore*, as quais costumam apresentar pontos de aplicação de força a grandes distâncias do subsolo marinho.

Relações como h/L_{emb} e h/D mostraram impactar a relação tensão-deformação (curvas $p-v$) e o mecanismo de ruptura associado a ensaios em areia, como os modelos reduzidos de Klinkvort, Leth e Hededal (2010) e Burd *et al.* (2020), embora os últimos autores também questionem a correlação de dependência com os efeitos de escala gerados a partir das abordagens adotadas.

Tratando-se de estacas rígidas, os estudos de Klinkvort (2012), Klinkvort e Hededal (2012; 2014), Li, Blanc e Thorel (2022) e Wang H. *et al.* (2022c) concluem haver uma influência negligenciável da altura livre do carregamento acima do nível do terreno na resposta de areias, com resistência lateral última por unidade de área ($P_u=p_u/D$), relações deflexão-rotação em superfície e pontos de rotação independentes - o que também é assumido pelas recomendações do API (2002, 2014).

Ainda que Li, Blanc e Thorel (2022) tenham confirmado um efeito desprezível da altura livre h para as respostas em superfície a partir de ensaios em centrífuga geotécnica, os autores

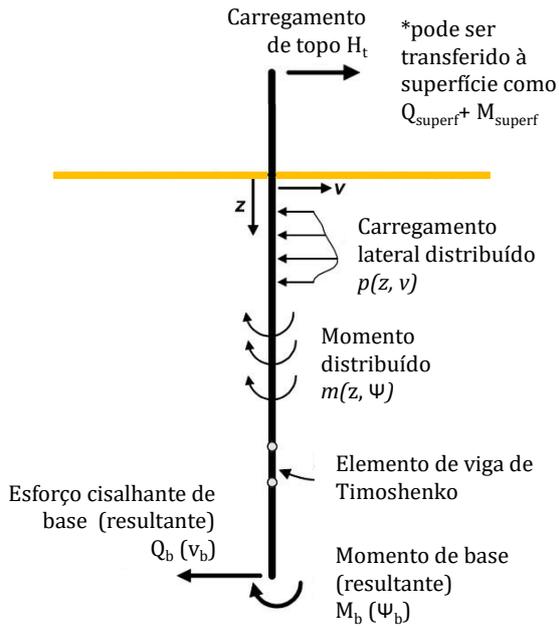
verificaram uma influência na distribuição de deformações e momentos em profundidade. Isso implicaria na prática com uma maior sensibilidade da fundação *offshore* a esforços devido a ondas e à maré frente aos esforços de vento.

2.2.2.4 Esforços resultantes de base e momentos distribuídos em profundidade (estacas rígidas)

Conforme apresentado no item 2.2.1, verificam-se que estacas de maior rigidez possuem seus mecanismos de fluxo alterados em profundidade quando comparadas a estacas de uso corrente na engenharia (flexíveis), sendo gerados esforços cisalhantes e momentos fletores representativos ao longo do fuste da estaca e, devido ao movimento rotacional da sua ponta, condições de contorno não nulas em sua base.

Nesse sentido, as recomendações existentes na literatura são da incorporação dos efeitos de segunda ordem na avaliação de estacas rígidas carregadas transversalmente. Isto é, para além da resistência lateral distribuída em profundidade $p(z,v)$, devem ser considerados momentos distribuídos $m(z,\psi)$ ao longo do comprimento, e momentos fletores $M_b(\psi_b)$ e esforços cisalhantes de base $H_b(v_b)$, resultantes do equilíbrio dos esforços internos gerados pela variação da rigidez relativa do conjunto. Esses efeitos podem ser representados analiticamente a partir da teoria de viga de Timoshenko, frente à teoria normalmente aplicada de Euler-Bernoulli (item 2.3.2, equação (2-33)), a qual assume essas variáveis como pouco representativas (BYRNE *et al.*, 2017; BURD *et al.*, 2020b; ZANG *et al.*, 2023).

A teoria de viga de Timoshenko, que passa a considerar a influência das tensões cisalhantes no comportamento e distribuição dos esforços e rotações, pode ser aplicada ao problema de estacas submetidas a esforços transversais como equacionado nas formulações (2-26) a (2-29) a seguir, sendo: M o momento fletor induzido (positivo com tensões no lado direito da estrutura), ψ a rotação da seção transversal da viga (positiva no sentido horário), θ a inclinação da estrutura, Y_{xz} a deformação cisalhante, assumida como uniforme ao longo da seção, v o deslocamento horizontal, Q a força cisalhante, $E_p I_p$ a rigidez flexural local, e $\kappa A G_s$ a rigidez cisalhante local, com o fator de cisalhamento κ função da geometria e coeficiente de Poisson ν_p do material, A representando a área transversal da estaca e G_s representativo ao módulo cisalhante do solo.



$$M = -E_p I_p \frac{d\psi}{dz} \quad (2-26)$$

$$\psi = \theta - \gamma_{xz} \quad (2-27)$$

$$\theta = -\frac{dv}{dz}; \quad \gamma_{xz} = \frac{Q}{KAG_s} \quad (2-28)$$

$$\frac{M}{E_p I_p} = \left(\frac{d^2 v}{dz^2} + \frac{1}{KAG_s} \frac{dQ}{dz} \right) \quad (2-29)$$

Figura 2.14. Teoria da viga de Timoshenko aplicada à esforços transversais em estacas.

Contudo, modelagens físicas em centrífuga e *in situ* e modelagens numéricas validadas a partir de resultados de campo, como as de Wang H. *et al* (2022d), Murphy *et al.* (2018), Sørensen, Ibsen e Foglia (2015) e Byrne *et al.* (2015), indicam que os esforços resultantes de base (M_b e H_b) não influenciam de forma representativa o comportamento-resposta de estacas submetidas a esforços transversais, com maior impacto observado para a distribuição de momentos em profundidade (acréscimo de ~10% no valor de momento máximo, em combinação à esforços resultantes de base, axiais, e cisalhantes de interface. MURPHY *et al.*, 2018; WANG H. *et al.*, 2022d). As maiores influências devem-se aos efeitos do carregamento lateral distribuído p (~75% a 90% de $M_{máx}$), seguidos da influência dos momentos distribuídos m (MURPHY *et al.*, 2018; BYRNE *et al.*, 2015).

Ao mesmo tempo, Li, Blanc e Thorel (2022) apontam uma provável subestimativa das deflexões laterais de estacas rígidas obtidas com auxílio da teoria de viga de Euler-Bernoulli, com uma maior inclinação de curvas normalizadas $p/D - v/D$ para uma mesma profundidade quando ocorre a redução da razão de esbeltez até valores condizentes a estacas rígidas. Considerando uma rigidez do solo constante e uma relação tensão-deformação única a uma dada profundidade, esse fato observa-se não usual.

Zang *et al.* (2023) concluem em seus estudos analíticos que a teoria de viga de Timoshenko, além de produzir resultados mais precisos ao comportamento-resposta observado para estacas com pequenas razões de esbeltez ($L_{emb}/D < 10$), apresenta resultados condizentes a conjuntos

solo-estaca de elevadas razões L_{emb}/D , podendo ser adotado como única base analítica para todas as condições de rigidez.

2.2.2.5 Comportamento carga-deslocamento: rigidez inicial e degradação da rigidez

De acordo com Randolph (1981) e Wan *et al.* (2021), a rigidez inicial das curvas reação horizontal-deslocamento do conjunto solo-estaca (E_{py} ou K_h , módulo de reação horizontal do solo) em qualquer horizonte estratigráfico é diretamente relacionada ao respectivo módulo cisalhante do solo a pequenas deformações (G_0 , item 2.2.2.6), tornando-se não linear em termos de profundidade e do nível de deslocamentos aplicados (MA; YANG, 2022), diferentemente do que a linearidade representada pela multiplicação entre a taxa do coeficiente de reação horizontal e a profundidade ($E_{py} = K_h = n_h z$), conforme definido em metodologias clássicas como àquelas recomendadas pelo API (2002; 2014 – item 2.3.2.1).

As metodologias de referência do API (2002; 2014) também se contrapõem à pesquisa de Klinkvort (2012), o qual verificou razões entre a rigidez inicial do conjunto (E_{py}) e o empuxo passivo do solo Kp inversamente proporcionais à profundidade.

No que se refere à degradação da rigidez e da resistência associadas a conjuntos solo-estaca, estudos realizados por Wang H. *et al.* (2022a) para estacas rígidas em areia avaliaram uma relação direta entre a degradação da rigidez rotacional do elemento estrutural $K_R/K_{R,0-\theta_{xy}}$ e o módulo de degradação $G_s/G_{0-\gamma_{xy}}$ do conjunto, com uma maior degradação devido às deformações cisalhantes γ_{xy} quando pequenos níveis de tensão são aplicados. $K_{R,0}$ representa a rigidez inicial à rotação de estacas rígidas, $K_{R,0-\theta_{xy}}$ a rigidez rotacional secante e θ a rotação da estaca.

Conforme reportado no item 2.2.2.2, o comportamento-resposta do conjunto solo-estaca torna-se independente da razão entre o módulo de elasticidade da estaca e o módulo cisalhante do solo (E_p/G_s) com o acréscimo de cargas no caso de estacas perfeitamente rígidas (HIGGINS *et al.*, 2013).

2.2.2.6 Parâmetros geotécnicos e características do solo arenoso: densidade relativa, ângulo de atrito, e diâmetro médio dos grãos

Os parâmetros geotécnicos do solo estão relacionados de forma intrínseca ao comportamento-resposta de estacas carregadas transversalmente, considerando a interdependência e interação

entre o comportamento da estrutura e a resistência do solo em profundidade (conforme a equação (2-1) e o Quadro 1).

Para solos friccionais, de forma mais específica, é consolidada a não linearidade do meio em termos de rigidez e resistência com o acréscimo das tensões atuantes. A relação empírica determinada por Bolton (1986) correlaciona o nível de tensão efetiva do meio (p'), os ângulos de atrito crítico (ϕ'_{cv}) e máximo ($\phi'_{máx}$) do solo e as características em termos de densidade relativa (Dr), mineralogia dos grãos (Q) e forma de carregamento aplicado (A).

$$\phi'_{máx} = \phi'_{cv} + A[Dr(Q - \ln p') - 1] \quad (2-30)$$

Em termos de rigidez, o solo passa a ser função do índice de vazios, $f(e)$, e do nível de tensões atuantes (p'/p'_{ref}), conforme equação (2-33 de Hardin & Black (1966), sendo G_0 o módulo cisalhante do solo a pequenas deformações, p'_{ref} a pressão de referência, equivalente à atmosférica (101.3 kPa), A_G , n e c , parâmetros de ajuste do solo. Para solos arenosos, G_0 usualmente varia em profundidade com a raiz quadrada do nível de tensões POULOS, 1971; RANDOLPH, 1981; ISHIHARA, 1996; WAN *et al.*, 2021; WANG H. *et al.*, 2023).

$$G_0 = A_G p'_{ref} f(e) \left(\frac{p'}{p'_{ref}} \right)^n ; f(e) = \frac{(c - e)^2}{1 + e} \quad (2-31)$$

No que diz respeito aos efeitos de influência dos parâmetros do solo ao comportamento-resposta de conjuntos solo-estaca, observa-se um acréscimo de rigidez e uma redução dos deslocamentos de topo e em profundidade com o aumento da densidade relativa (KHARI; KASSIM; ADNAN, 2013; KLINKVORT *et al.*, 2018; TRUONG *et al.*, 2019). Entretanto, a maioria dos modelos paramétricos apresentados na literatura avaliam a influência de Dr pouco representativa frente às demais variáveis governantes em casos de carregamentos monotônicos (LEBLANC; HOULSBY; BYRNE, 2010; KLINKVORT; HEDEDAL, 2013; LI; ASKARINEJAD; GAVIN, 2022; FRICK; ACHMUS, 2022). Para carregamentos cíclicos, a influência da densidade relativa torna-se dependente de outros fatores e mecanismos de comportamento do solo (e.g. LeBlanc, Houlsby & Byrne, 2010; Sørensen, 2012; Klinkvort & Hededal, 2013; Truong *et al.*, 2019).

Frick e Achmus (2022) ainda avaliam uma possível influência da densidade relativa da areia na resistência última de conjuntos solo-estaca, a partir da zona de pressão passiva formada durante o carregamento, especialmente para o caso de estacas tipo grupo.

No que diz respeito à influência da mineralogia das partículas (Q) à resistência da areia, uma correlação pode ser feita para com a dimensão média dos grãos do solo (d_{50}), a qual normalmente é avaliada em conjunto às dimensões (D), rugosidade (R_a) e espessura (t) do elemento estrutural, associadas de modo geral à resistência e ao atrito de interface entre solo e estaca (KLINKVORT; HEDEDAL, 2014). Li, Blanc e Thorel (2022) entretanto, não conseguiram avaliar uma influência da razão t/d_{50} para o comportamento-resposta do conjunto submetido a esforços transversais. Essas relações tornam-se relevantes ao serem avaliados comportamentos-resposta a partir de modelagens reduzidas, objetivando-se respeitar a lei de similitude entre modelo e protótipo.

Para além do atrito de interface e a densidade relativa, Klinkvort e Hededal (2014) também relacionam a resposta do conjunto solo-estaca com o efeito de *aging* da areia e as condições de instalação do elemento estrutural. De acordo com Klinkvort *et al.* (2018), efeitos relacionados ao *aging* levariam a respostas do conjunto solo-estaca mais rígidas e resistentes.

2.2.2.7 Condições de saturação do solo granular

Similarmente à independência observada na resposta do solo arenoso perante condições de saturação em ensaios triaxiais (Klinkvort 2012), Klinkvort e Hededal (2013; 2014) avaliam que o grau de saturação de um solo puramente friccional não gera influência na rigidez inicial das curvas de reação do solo e deslocamento horizontal correspondente ($p-v$, item 2.3.2.1), a qual, por sua vez, é governada pelas tensões efetivas.

Para mesmas condições de carregamento, Alderlieste (2011) correlaciona ensaios realizados em solo saturado com menores tensões efetivas associadas e uma menor capacidade do conjunto a carregamentos transversais em comparação à condição seca do meio.

No caso de solos arenosos cimentados, Ismael (1990), Ismael e Al-Sanad (1993) verificam uma redução da parcela de resistência coesiva do solo sob o efeito da umidade ou saturação parcial devido à perda da cimentação das partículas. Esse efeito, recuperável sob condições secas, seria restrito a uma camada próxima à superfície, não afetando de forma geral a resposta de conjuntos solo-estaca flexíveis, mas podendo acarretar uma menor capacidade resistente de conjuntos com maior rigidez relativa.

Ao mesmo tempo, a condição de saturação e sucção do meio, em soma à densidade e comportamento dilatante ou contrátil do solo de origem, podem influenciar as aberturas de

fenda e escorregamento do solo em superfície durante os acréscimos e decréscimos de carga transversal e, de forma indireta, às respostas do conjunto submetido ao carregamento transversal (e.g. McAdam *et al.*; 2020).

A condição de saturação parcial não é observada em condições *offshore* reais, fazendo com que considerações tenham que ser tomadas ao extrapolar o comportamento-resposta avaliado a partir de ensaios em campo, laboratório e modelagens numéricas às práticas de engenharia *offshore* (TABORDA *et al.*, 2020; MCADAM *et al.*, 2020).

Para ensaios avaliados em escala reduzida em laboratório, torna-se possível a compensação dos níveis de tensões aplicando-se leis de similitude às condições de campo, com uso de centrífugas geotécnicas, por exemplo. As condições de drenagem e possibilidades de acúmulo de poropressões, entretanto, devem ser avaliadas com cautela nessas situações, sendo normalmente adotadas condições de carregamento drenado (KLINKVORT; HEDEDAL, 2013).

2.2.2.8 Comportamento de interface e rugosidade do material estrutural

O comportamento de interface entre solo-estaca impacta diretamente na resistência cisalhante do conjunto durante o carregamento (KLINKVORT *et al.*, 2018), e pode ser avaliado pela razão entre a rugosidade média (R_a) ou média máxima (R_{max}) da parede da estaca e a dimensão do grão ($R_n = R_a/d_{50}$).

Segundo Paikowsky, Player e Connors (1995), o atrito de interface apresenta valor constante para superfícies preponderantemente lisas e acresce proporcionalmente à rugosidade normalizada do material até se tornar função exclusiva da densidade do solo em situações de rugosidade elevada. Nesse sentido, os autores concluíram que, caso a interface seja classificada na zona rugosa ($R_n > 0.5$) ou lisa ($R_n < 0.02$), o valor da rugosidade normalizada R_n passa a não influenciar na mobilização da resistência cisalhante, com o cisalhamento ocorrendo ao longo da superfície de contato aço-areia para superfícies lisas e unicamente no solo arenoso caso superfície rugosa (UESUGI & KISHIDA, 1986). Monoestacas *offshore* possuem interfaces rugosas (KLINKVORT *et al.*, 2018).

A rugosidade normalizada R_n pode ser diretamente relacionada à razão entre os ângulos de atrito de interface e efetivo do solo no estado crítico ($\delta_{cs}/\varphi'_{cs}$) independentemente da dimensão e morfologia das partículas do solo (HAN *et al.*, 2018; CHRUSCIAK, 2021).

Han *et al.* (2018) relacionam as razões de rugosidade e ângulo de atrito residual entre solo arenoso e aço por meio de uma curva hiperbólica crescente, com a estabilização de $\delta_{cs}/\varphi'_{cs}$ próximo ao valor unitário quando R_n torna-se maior do que 0.04–0.05 para areias uniformes e do que 0.3 para areias bem graduadas. O *interlocking* na interface areia-aço se desenvolve mais rapidamente do que o acréscimo da rugosidade da superfície em areias uniformes, mobilizando o ângulo de atrito crítico do solo.

2.2.2.9 Processo de instalação do elemento estrutural

A forma de instalação das estacas costuma provocar alterações às condições de repouso do solo (K_0) a depender dos métodos adotados. No caso de estacas escavadas, considerando o alívio de tensões gerado e a substituição do solo pela área do elemento de fundação, costuma-se admitir para o estado inicial do solo em abordagens práticas o próprio estado em repouso K_0 . Em leito marinho, a execução normalmente ocorre a partir da cravação do elemento estrutural, o que afeta em maior grau o estado de tensões e a interrelação entre partículas do solo, dados os deslocamentos impostos ao meio.

Fan, Bienen e Randolph (2021ab) verificam uma maior rigidez inicial e capacidade lateral de estacas cravadas a partir de impacto dinâmico (e.g. martelo vibratório) quando em comparação a processos de instalação quase-estáticos e escavados, proporcionando uma elevada densificação do solo, tanto no entorno quanto no interior da estaca. Em comparação, métodos de cravação quase-estáticas geram maiores tensões horizontais no solo no raio de influência, com uma maior tendência de arqueamento do solo no interior da estaca e acréscimo do índice de vazios nas proximidades do elemento estrutural, tendendo a uma redução da rigidez a pequenos níveis de deslocamento. Estacas escavadas exibiram a menor rigidez, ainda que uma maior capacidade resistente de conjuntos em comparação à condição em repouso (KLINKVORT, 2012).

Segundo Fan, Bienen e Randolph (2021b), o processo de instalação também interfere nas magnitudes de deslocamento e na profundidade de rotação, com maiores profundidades para estacas instaladas a partir de processos quase-estáticos ($0,85L_{emb}$) em comparação à impactos dinâmicos ($0,77L_{emb}$). A distribuição dos esforços cisalhantes e momentos fletores em profundidade mostrou-se menos impactada ao processo de instalação. Estacas submetidas a esforços transversais com menor razão D/t mostraram efeitos de instalação mais evidentes (FAN; BIENEN; RANDOLPH, 2021b).

Além do processo de instalação (cravado/escavado), do nível de tensões aplicado e da respectiva velocidade de instalação, a influência da execução no comportamento-resposta de conjuntos solo-estaca é dependente das características geométricas (diâmetro D , espessura t) e de interface solo-estaca, da densidade relativa inicial da areia, da distância de cravação e das características de ponta da estaca, a qual pode ser aberta ou fechada (KARLOWSKIS, 2014; FAN; BIENEN; RANDOLPH, 2021b).

Corriqueiramente as estacas metálicas de fundações *offshore* são instaladas no terreno a partir da sua cravação com ponta aberta, facilitando a distribuição das tensões e, conseqüentemente, o processo executivo. Essa condição de contorno permite a formação de um tamponamento (plug) do solo em profundidade conforme a estaca vai sendo inserida no maciço, mais propício a estacas esbeltas em solos densos e dilatantes. Para o caso de estacas com ponta fechada, um acréscimo das tensões e a completa mobilização do solo são observados enquanto o processo de instalação ocorre (KARLOWSKIS, 2014).

Apesar das diferenças de tensões e deslocamentos verificadas matematicamente entre as condições de ponta da estaca, avaliações numéricas e ensaios reduzidos em campo ou laboratório como os de Sørensen, Ibsen e Foglia (2015), Wang *et al.* (2022d) e Ma e Yang (2023) consideraram o efeito de tamponamento do solo e da instalação da estaca negligenciáveis ao comportamento-resposta de um conjunto quanto comparados à influência do carregamento real, adotando-se o preenchimento do interior da estaca equivalente ao comprimento enterrado do elemento (MA; YANG, 2023).

Segundo Taborda *et al.* (2020), a perturbação gerada na interface solo-estaca é considerada menos significativa para avaliação de conjuntos submetidos a esforços transversais quando comparados a axiais, para as quais a capacidade fortemente depende das condições de interface. Desta forma, as modelagens numéricas costumam adotar de maneira simplificada a condição inicial de carregamento equivalente ao repouso do solo.

2.2.2.10 Resumo dos efeitos de influência para conjuntos em solo arenoso

- A condição de rigidez de conjuntos solo-estaca submetidos a esforços transversais de topo está associada a diferentes mecanismos de fluxo e interação solo-estrutura em profundidade;
- A rigidez relativa e o comprimento embutido influenciam a distribuição das deflexões em profundidade e a posição dos esforços máximos e deslocamentos nulos em perfil;

- Há uma avaliação contraditória no meio geotécnico referente à influência do diâmetro no comportamento das estacas;
- A correlação entre a rigidez relativa do conjunto e o diâmetro do elemento estrutural pode dificultar avaliações isoladas dessas variáveis;
- Enquanto alguns autores concluem que a transferência dos esforços e da resistência lateral do solo passa de uma influência do diâmetro (razão L/D) para uma influência unicamente devida à profundidade (razão z/L) quando as estacas mudam de um comportamento flexível para rígido, outros autores a correlacionam unicamente à taxa de esbeltez (L/D), independentemente da razão de rigidez entre solo e estaca (E_p/G_s^*), desde que acima de um valor crítico. Essa correlação seria oposta para estacas flexíveis e aditiva para o caso de estacas de rigidez intermediária;
- A profundidade do ponto de rotação (z_0) torna-se independente do diâmetro para estacas perfeitamente rígidas;
- A altura livre do carregamento acima do terreno não influencia significativamente a resposta de areias;
- Embora menos influentes do que as reações horizontais ao longo do comprimento da estaca, esforços cisalhantes e momentos fletores na base e ao longo do fuste da estaca são observados no caso de estacas rígidas, recomendando-se incorporar os efeitos de segunda ordem na avaliação de estacas carregadas transversalmente. O uso da teoria de viga de Timoshenko pode ser aplicado para ambas as situações;
- Observa-se uma relação direta entre a degradação da rigidez rotacional do elemento estrutural e o módulo de degradação do conjunto, com uma maior degradação devido às deformações cisalhantes quando pequenos níveis de tensão são aplicados;
- A rigidez inicial das curvas reação horizontal-deslocamento do conjunto solo-estaca é diretamente relacionada ao módulo cisalhante do solo a pequenas deformações, tornando-se não linear em termos de profundidade e nível de deslocamentos aplicados.
- A densidade relativa da areia influencia a resistência última de conjuntos solo-estaca;
- O grau de saturação do solo não parece influenciar a rigidez inicial das curvas de reação do solo e o deslocamento horizontal, embora a condição de umidade ou saturação parcial possa reduzir a resistência coesiva do solo;
- O comportamento de interface entre solo-estaca impacta diretamente na resistência cisalhante do conjunto durante o carregamento;
- A avaliação da interface pode ser realizada a partir da razão entre a rugosidade média (R_a) ou máxima (R_{max}) da parede da estaca e a dimensão do grão ($R_n=R_a/d_{50}$), e pode ser relacionada

à razão entre os ângulos de atrito de interface e efetivo do solo no estado crítico ($\delta_{cs}/\varphi'_{cs}$) independentemente da dimensão e morfologia das partículas do solo;

- Efeitos relacionados ao *aging* da areia e às condições de instalação do elemento estrutural podem influenciar a rigidez e resistência do conjunto solo-estaca.

2.3 PRÁTICAS DE PROJETO E PRINCÍPIOS DE DIMENSIONAMENTO PARA SOLOS FRICCIONAIS

Neste capítulo são abordadas as principais metodologias recomendadas à previsão de comportamento de estacas submetidas a esforços transversais em leito arenoso, enfatizando suas limitações no dimensionamento de monoestacas para aerogeradores *offshore*. Algumas novas metodologias desenvolvidas especificamente para essas estacas rígidas são então apresentadas na sequência, com enfoque em carregamentos monotônicos.

2.3.1 Recomendações normativas e práticas correntes

Na maioria dos casos práticos de estruturas submetidas a esforços transversais, incluindo as estruturas de petróleo e gás, as estacas são longas o suficiente para se comportarem como fundações flexíveis (BASU; SALGADO; PREZZI, 2008; DNV GL, 2018), sendo esse comportamento desejável para considerações de projeto de modo a obter esforços atuantes nulos junto à ponta segundo alguns manuais técnicos (ISENHOWER; WANG, 2012, LPILE Technical Manual). Muitos dos métodos analíticos desenvolvidos e consagrados na literatura foram desenvolvidos considerando essa situação.

Dentre as principais referências para o dimensionamento de estacas submetidas a esforços transversais, encontram-se recomendações internacionais do American Petroleum Institute (API) e normativas da fusão entre as empresas *Det Norske Veritas* e *Germanischer Lloyd* (DNV GL).

Os métodos tradicionalmente recomendados para a indústria de óleo e gás (e.g. API, 2002; 2014) apresentam como fundamental aos critérios de projeto a análise do conjunto solo-estaca sob o estado limite último (ELU), as quais se tornam secundárias para o caso de estruturas rígidas e dinâmicas como o caso de aerogeradores, cujo comportamento da fundação mostra-se governado pelas condições de serviço (deflexões e rotações) e fadiga (DNV GL-ST-0126, DNV GL, 2018).

Apenas para o dimensionamento de monoestacas com diâmetros superiores à um (1) metro a normativa DNV GL-ST-0126 (DNV GL, 2018) recomenda a validação das curvas de reação horizontal do solo por deslocamento horizontal adotadas para o conjunto (denominadas $p-y$ no meio prático), como por meio de análises por elementos finitos.

Estado Limite de Serviço

Na maior parte das situações de projeto, é governado a partir dos valores de deslocamentos horizontais e rotações toleráveis para serviço.

Os deslocamentos horizontais admissíveis para serviço dependem da tipologia da superestrutura e do próprio método de projeto (BAECHER; CHRISTIAN, 2003). Costumam se enquadrar na faixa entre os 5 e 50mm (SALGADO, 2008; e.g. POULOS; CARTER; SMALL, 2002), sendo o valor típico adotado para deslocamentos de topo de edificações e outras estruturas da ordem de 25mm (BASU; SALGADO; PREZI, 2008; HIGGINS *et al.*, 2013).

Em termos de rotações máximas, recomenda-se o limite total de 0.5° de rotação no nível do terreno, incluídos 0.25° do processo de instalação e 0.25° de rotações permanentes acumuladas (DNV GL, 2018).

Estado Limite Último

Dentre os critérios mais adotados para definição da ruptura do conjunto estão valores de deslocamentos, rotações e inclinações limites. Normalmente, os deslocamentos máximos são estabelecidos em função do diâmetro da estaca adotada, e seguem normas de referência como a brasileira NBR 6122 (ABNT, 2022) - que estipula a ruptura para 3% do diâmetro externo D da estaca - ou internacionais, como os códigos BS8004 (BSI, 2015), Eurocode 7 (CEN, 2004) e RP2A-WSD (API, 2002) – que consideram como deslocamento limite o valor de $10\%D$ ao nível do terreno. As máximas rotações são normalmente assumidas como 2° junto à superfície do terreno (MCADAM *et al.*, 2020).

A avaliação dos deslocamentos e deflexões obtidos no decorrer de um carregamento transversal não pode estar desassociada às alterações das propriedades estruturais e mecânicas da estaca, como a relação momento fletor e curvatura, uma vez que a não linearidade dos materiais frente à aplicação de esforços cisalhantes e fletores influencia no comportamento-resposta do conjunto e, conseqüentemente, no adequado dimensionamento de projeto.

O dimensionamento de um conjunto solo-estaca flexível costuma ser limitado aos momentos de plastificação (M_p) e escoamento (M_u) do material estrutural, os quais implicam na formação de uma rótula de plastificação no eixo da estaca associada a valores de deflexões excessivas. No caso de conjuntos rígidos, quando o limite de resistência do solo costuma se tornar mais representativo em profundidade, as flexões máximas para o dimensionamento estrutural tendem a ser substituídas por limitações em termos de deflexões, rotações ou translações do elemento estrutural, a depender das suas condições de topo e rigidez (BASU; SALGADO; PREZZI, 2008).

Estado Limite de Fadiga

Aplicável para o dimensionamento de estruturas submetidas a esforços cíclicos e dinâmicos, o limite máximo de fadiga estrutural depende tanto da magnitude das tensões atuantes como da frequência natural (f_0) e da sua interação dinâmica com os carregamentos externos.

No caso de estruturas de aerogeradores *offshore*, observam-se carregamentos transversais na ordem de 10^7 a 10^8 ciclos com diferentes amplitudes (ACHMUS; KUO; ABDEL-RAHMAN, 2009), que se devem majoritariamente ao vento (picos próximos a 0.01 Hz), ondas (picos de 0.05 até 0.3 Hz) e, principalmente, excitações do rotor (VAN DER TEMPEL, 2006; KLINKVORT, 2012; KALLEHAVE *et al.*, 2015).

Diferentemente do recomendado pelo API (2002; 2014) a normativa DNV GL-ST-0126 (DNV GL, 2018) aborda sobre a importância de se considerar os efeitos da degradação cíclica na resistência e rigidez dos conjuntos solo-estaca representados a partir de curvas “ $p-y$ ” ($p-v$). Entretanto, não são definidas formas de realizar essa consideração.

2.3.2 Metodologias clássicas de previsão de comportamento

Dentre os métodos e abordagens até então desenvolvidos para tentar reproduzir adequadamente o comportamento não linear da interação solo-estaca, aparecem conceitos de elasticidade (e.g. BANERJEE; DAVIES, 1978; POULOS, 1971; POULOS; DAVIS, 1980), estado limite (e.g. BROMS, 1964ab) e relacionados à teoria de reação horizontal do solo (e.g. REESE; COX; KOOP, 1974, O’NEIL; MURCHISON, 1983), com expressões geralmente deduzidas considerando o equilíbrio de forças e momentos atuantes no topo ou ponta da estaca.

Uma vez que essa pesquisa terá como enfoque estacas instaladas em solo friccional submetidas a esforços monotônicos, as metodologias e tratativas a seguir serão dadas a essa tipologia de substrato e carregamento.

2.3.2.1 Teoria de Winkler e Curvas p - y

Como uma das propostas mais difundidas na literatura para estimar e reproduzir o comportamento-resposta entre solo e estaca submetidos a esforços transversais, a teoria da reação horizontal do solo, também conhecida como teoria de Winkler, busca reproduzir a resposta elástica do solo a partir de um conjunto de molas horizontais idênticas, independentes entre si e igualmente espaçadas, com comportamento elástico-linear. A resistência lateral do maciço durante o carregamento é estimada a partir dos conceitos de coeficientes e módulos de reação horizontal (POULOS; DAVIS, 1980; ALONSO, 1989; REESE; VAN IMPE, 2011).

A partir dessas hipóteses, a reação elástico-linear do solo por unidade de comprimento (p , com unidades $[\text{FL}^{-1}]$) atuante em um ponto específico do substrato passa a depender apenas dos deslocamentos (v , $[\text{L}]$) observados no mesmo ponto, sendo o carregamento lateral aplicado e o deslocamento horizontal gerado na estaca diretamente proporcionais, relacionados pelo módulo de reação horizontal do solo K_h $[\text{FL}^{-2}]$. Este, por sua vez, é representado como o produto entre o diâmetro da fundação D $[\text{L}]$ e o coeficiente de reação horizontal k_h $[\text{FL}^{-3}]$, que passa a ser independente das características geométricas da fundação (POULOS; DAVIS, 1980; ALONSO, 1989) e constante em profundidade:

$$p = K_h v = \{k_h D\} v \quad [\text{FL}^{-1}] \quad (2-32)$$

A estimativa de formulações e valores de coeficientes e módulos de reação horizontal para os diferentes tipos de solo foi realizada por inúmeros estudos ao longo dos anos a partir de correlações preponderantemente empíricas ou semiempíricas (e.g. Biot, 1937; Skempton, 1951; Terzaghi, 1955; Vesic, 1961; Broms, 1964ab; Davisson & Robinson, 1965; Reese, Cox & Koop, 1974; 1975; Pyke & Beikae, 1983; Elson, 1984; Décourt, 1991; Bowles, 1997; Guo, 2001), mostrando-se dependentes de diversos fatores também não lineares entre si e, por isso, com uma representativa variabilidade de valores para mesmas tipologias teóricas de substrato e fundação.

Em busca de se considerar a não linearidade do solo, a teoria de Winkler foi aprimorada para o denominado modelo das Curvas p - y , que passam a relacionar a resistência lateral do solo (p)

com o respectivo deslocamento horizontal da fundação (v , adotado como y na literatura e metodologia) para cada profundidade (z) da interface (POULOS; DAVIS, 1980; REESE; COX; KOOP, 1974, 1975; VELLOSO; LOPES, 2012).

Dessa forma, as denominadas curvas p - y , ainda independentes entre si, são variáveis em função da profundidade e tipologia do solo, apresentando formatos não lineares diretamente dependentes dos parâmetros de resistência do maciço e do nível de tensões atuantes no substrato, até que o deslocamento imposto gere uma resistência lateral do solo equivalente à sua resistência lateral última (p_u) ou seja limitado às condições estruturais.

Mais do que isso, o problema torna-se iterativo ao considerar a interdependência entre deslocamentos e reações horizontais atuantes no conjunto. O módulo K_h é então modificado em cada iteração e a cada profundidade avaliada, possibilitando a compatibilização entre as deflexões da estrutura e as reações horizontais do solo de forma contínua (REESE; VAN IMPE, 2011; RANDOLPH, 2017).

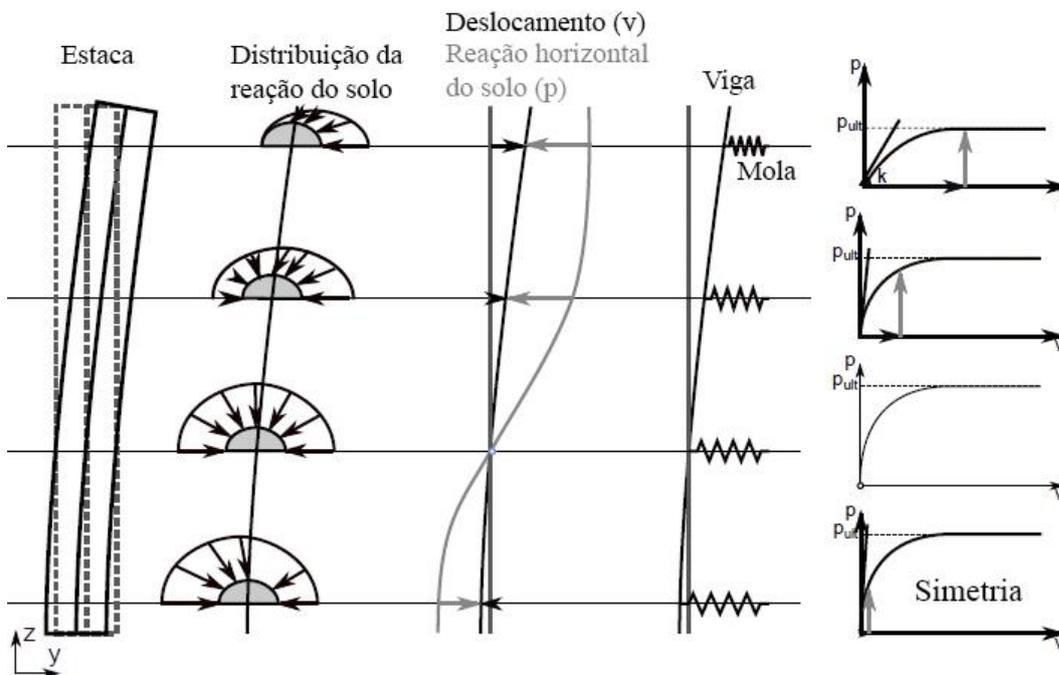


Figura 2.15. Representação do comportamento-resposta e das curvas reação do solo- deslocamento horizontal (p - y) para estaca submetida a esforços transversais. Ahayan *et al.* (2018).

Dentre as estimativas de curvas p - y para um solo específico, costumam realizar-se retro análises de ensaios de carregamento transversal reais e instrumentados, por meio de processos de duplas derivação e integração (Figura 2.16) a partir das curvaturas da estaca em campo, da aplicação

da equação de viga elástica pela teoria de Euler-Bernoulli (2-33) e de técnicas numéricas de diferenças finitas ou elementos finitos.

$$E_p I_p \frac{\partial^4 v}{\partial z^4} + V_x \frac{\partial^2 v}{\partial z^2} - p + W = 0 \quad (2-33)$$

para qual:

$E_p I_p$ = rigidez à flexão da estaca [FL²];

v = deflexão lateral da estaca no ponto x ao longo do comprimento (y da literatura) [L];

V_x = carregamento axial aplicado na estaca [F];

p = reação horizontal do solo por unidade de comprimento [FL⁻¹];

W = carregamento distribuído ao longo do comprimento da estaca [FL⁻¹].

A formulação de curvas p - y e suas características de forma tendem a variar em função do tipo de carregamento e substrato considerados, havendo diversos modelos desenvolvidos até então (e.g. para solos friccionais: O'NEILL, M.W.; MURCHISON, J.M.; 1983; REESE; COX; KOOP., 1974; REESE; VAN IMPE, 2001; ROLLINS *et al.*, 2005). De forma geral, a porção inicial das curvas p - y , quando ainda em caráter elástico, tem sua inclinação representada diretamente pelo módulo de reação horizontal do solo (K_h), enquanto a porção final tende a valores constantes da reação lateral do solo para acréscimos de deslocamento horizontal, representativos da resistência lateral última do maciço (p_u) (RUIGROK, 2010).

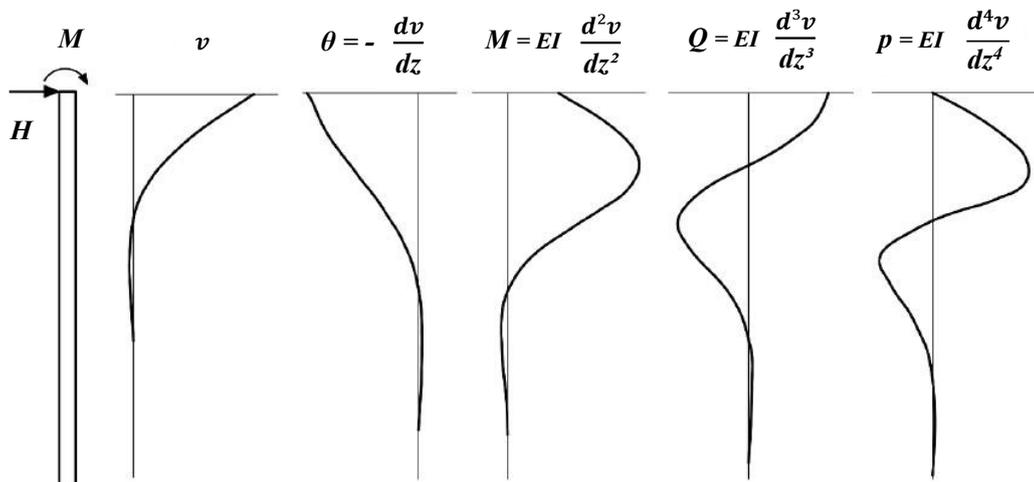


Figura 2.16. Obtenção dos esforços e reações atuantes em profundidade para conjuntos submetidos a carregamentos transversais, a partir do processo de integração e derivação e teoria de Euler-Bernoulli. Adaptado de Born (2019).

Adentrando nos modelos de curvas p - y para solos não coesivos, os trabalhos clássicos que ganham destaque são os de Reese, Cox e Koop (1974) e O'Neill e Murchison (1983), sendo o último recomendado por guias e códigos práticos como o API RP 2A (API, 2002; 2014). Ambos

os modelos consideraram soluções elasto-plásticas e foram embasados empiricamente por ensaios de carga *offshore* em escala real, em estacas de topo livre com comportamento flexível, razões de esbeltez (L/D) acima de 20, e diâmetros inferiores a 2 metros – típicas de plataformas e subestruturas de óleo e gás (API, 2002).

Nas Tabelas e Figura 2.17 abaixo são especificados os formatos e equacionamentos para os dois métodos. A resistência limite última definida para o solo é comum entre ambos os modelos. As considerações para o tipo de carregamento (A) foram equacionadas juntamente ao cálculo de empuxo último do solo K_{ult} , no Quadro 1 (equações (2-11) a (2-15)).

A variação das propriedades da estaca ao longo do carregamento e a não linearidade da rigidez do conjunto E_{py} acabam por ser ignoradas nas abordagens por meio de curvas p - y como as descritas acima (DOHERTY; GAVIN, 2012).

Tabela 2-2. Síntese dos procedimentos para obtenção das curvas p - y para solos arenosos de acordo com o método de Reese, Cox e Koop. (1974).

Dados de entrada	$\alpha = \frac{\phi'}{2}; \beta = 45 + \frac{\phi'}{2}; K_o = 0,4; K_a = \tan^2 \left(45 - \frac{\phi'}{2} \right)$
Resistência horizontal última do solo, p_u [FL ⁻¹]	$p_u = \gamma' z K_{ult} D$
Equação trecho linear inicial da curva “ p - y ”	$p = (n_h z) v$
Equação trecho parabólico da curva “ p - y ”	$p = C v^{\frac{1}{n}}; C = \frac{p_m}{v_m^{\frac{1}{n}}}; n = \frac{p_m}{m v_m}; m = \frac{p_u - p_m}{v_u - v_m}; v_k = \left(\frac{C}{n_h z} \right)^{\frac{n}{n-1}}$

D = diâmetro da estaca; ϕ' = ângulo de atrito interno efetivo do solo; $y = v$ = deslocamento horizontal

¹ Valores da razão do coeficiente de reação horizontal inicial do solo, n_h , fornecidos pelo próprio método, f (Densidade relativa, D_r)

² Para K_{ult} , ver equações (2-11) a (2-15) do Quadro 1.

Fonte: Adaptado de Reese, Cox e Koop (1974).

Tabela 2-3. Síntese dos procedimentos para obtenção das curvas p - y para solos arenosos de acordo com o método do API (2002, 2014).

Resistência horizontal última do solo, p_u [FL ⁻¹]	$p_u = \gamma' z K_{ult} D$
Equação característica da curva p - y hiperbólica	$p = p_u \tanh \left[\frac{n_h z}{p_u} v \right]$

D = diâmetro da estaca, γ' = peso específico do solo; $y = v$ = deslocamento horizontal.

¹ Valores de n_h ($=k_h * D/z$) fornecidos pelo próprio método, f (D_r , Nível freático, ϕ')

² Para K_{ult} , ver equações (2-11) a (2-15) do Quadro 1.

Fonte: Adaptado de API (2002, 2014).

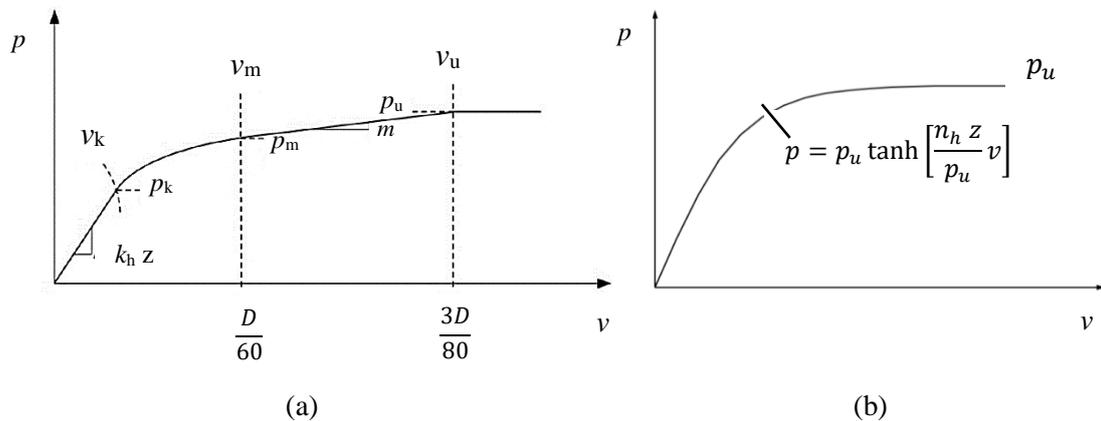


Figura 2.17. Modelos de curva reação do solo – deslocamento horizontal (p – “ y ”) características para areias: (a) Reese, Cox e Koop (1974); (b) API (2002; 2014). Adaptado de Rocscience (2018).

Como outro formato para as *curvas* p - y (p - v) além daqueles acima propostos, a equação hiperbólica formulada por Kondner (1963) tem se mostrado com melhor ajuste para respostas de ensaios físicos de diversas pesquisas (e.g. KLINKVORT; HEDEDAL, 2012; KHARI; KASSIM; ADNAN, 2013; SPRICIGO, 2019). Na formulação de Kondner (1963) o coeficiente de empuxo K_h torna-se função de outros três adimensionais, relacionados ao empuxo último K_{ult} ; à rigidez do maciço ($n_h z / \sigma_v'$) e à relação entre o deslocamento horizontal e o diâmetro da estrutura v/D (KLINKVORT, 2012):

$$K_h = \frac{\frac{v}{D}}{\frac{\sigma_v'}{n_h z} + \frac{1}{K_{ult}} \frac{v}{D}} \quad (2-34)$$

A razão do coeficiente do módulo de reação horizontal inicial do solo, n_h , pode ser estimado a partir da teoria da reação horizontal do solo, representando a relação: $n_h = k_h^*(D/z)$, ou pelas próprias recomendações do método preconizado pelo API (2002), que relacionam o coeficiente do módulo n_h com a densidade relativa (Dr), o ângulo de atrito efetivo (ϕ') e a condição de saturação local (seco ou saturado/submerso). Bolton (1986) reforça a direta influência do nível de tensões a esse conjunto de parâmetros.

Outras abordagens adotadas para se obter correlações entre a reação horizontal do solo e o deslocamento v em profundidade, especialmente no que diz respeito à rigidez inicial K_h , incluem o uso de modelagem numérica e ensaios físicos ou provas de carga em condições reais de campo, que, quando combinados, possibilitam a retroanálise e calibração dos parâmetros de entrada.

2.3.2.2 Limitações de previsão de comportamento conforme práticas correntes

Uma das maiores discussões na literatura se dá sobre a incapacidade das denominadas curvas p - y (p - v), como a metodologia recomendada pelo API (2002; 2014, item 2.3.2), preverem adequadamente o comportamento de conjuntos reais e de distintas rigidezes-relativas, especialmente no que diz respeito à rigidez inicial e respectiva degradação durante a aplicação de carregamentos transversais.

Alguns autores avaliam que o modelo de previsão proposto pelo API (2002; 2014) para solos arenosos superestima a rigidez inicial de conjuntos a pequenas profundidades, independentemente da rigidez-relativa associada (GEORGIADIS; ANAGNOSTOPOULOS; SAFLEKOU, 1992; KLINKVORT; LETH; HEDEDAL, 2010; ALDERLIESTE, 2011; LI; ZHU; YANG, 2017), da densidade relativa de solo (WANG H. *et al.*, 2021) e da altura livre de carregamento (KLINKVORT, 2012; WANG H. *et al.*, 2023).

Outros autores, diferentemente, observaram uma subestimativa da rigidez inicial das curvas p - v propostas pelo método API, especialmente tratando-se de estacas de grandes diâmetros e menores razões de esbeltez associadas (e.g. Thieken; Achmus; Lemke, 2015).

Em concordância aos autores acima, estudos como de Wang H *et al.* (2020) e Ma e Yang (2023) observaram rigidezes iniciais das curvas p - v em superfície coerentes a superestimadas pelo método do API para estacas flexíveis a intermediárias, e subestimadas quando estacas rígidas foram avaliadas. Em termos últimos, Alderlieste (2011), Wang H. *et al.* (2020; 2021) e Ma e Yang (2023) descrevem uma subestimativa da resistência limite do conjunto em superfície a partir do método API (2002; 2014) para todas as condições de rigidez-relativa associadas estudadas por cada autor.

Em profundidade, em contrapartida, Wang H. *et al.* (2020, 2021) e Ma e Yang (2023) observaram uma superestimativa tanto da rigidez inicial (em acordo aos estudos de Lesny & Wiemann, 2006; Sørensen, 2012; Li, Zhu & Yang, 2017 e Xu *et al.*, 2020) quanto da resistência última associadas às curvas p - v recomendadas pelo API, independentemente do diâmetro da monoestaca e da densidade relativa avaliada.

Embora as metodologias de análise do tipo *curvas p-v* tenham sido desenvolvidas empiricamente em função de ensaios em escala real em campo para a indústria *offshore* de óleo e gás, o que as limitam às particularidades do local específico (ELSON, 1984, CIRIA REPORT;

BASU; SALGADO; PREZZI, 2008; MOUSSA; CHRISTOU, 2017), também são recomendadas normativamente para o dimensionamento de subestruturas com comportamento estrutural distinto àquele observado para as estacas-análise, como é o caso de monoestacas de aerogeradores *offshore* (e.g. KLINKVORT *et al.*, 2018; BYRNE, 2020).

Os conjuntos solo-estaca considerados nas metodologias então recomendadas pelos principais códigos e regulamentos normativos para estruturas *offshore*, além de negligenciar os componentes de resistência relacionados ao atrito, também acabam por diferir em relação a diâmetros e à amplitude dos esforços cisalhantes e momentos fletores que atuam sobre as monoestacas de aerogeradores neste meio (KLINKTVORT, 2012; DOHERTY; GAVIN, 2012). Observa-se que algumas dessas normas estão em revisão.

A partir disso, as metodologias que já vinham apresentando divergências frequentes de previsão do comportamento-resposta para estacas preponderantemente flexíveis (OZDEN; AKDAG, 2009; NIMIYONGSKUL; BARKER; ASHFORD, 2012; MOUSSA; CHRISTOU, 2017) agregam incertezas adicionais aos projetos de monoestacas de grande diâmetro submetidas a esforços transversais, havendo uma falha empírica entre as condições *in situ* das monoestacas e dos ensaios de referência em termos de geometria e condições de carregamento da estrutura (KLINKVORT *et al.*, 2018).

De acordo com Wang H. *et al.* (2023), Poulos, 1971; Randolph, 1981 e Wan *et al.* (2021), a rigidez inicial de curvas $p-v$ em qualquer horizonte do solo é diretamente relacionada ao módulo cisalhante do solo a pequenas deformações (G_0 , equação (2-31)). Assim, uma sobre estimativa da rigidez seria amplificada para maiores diâmetros quando maiores níveis de tensão estiverem atuando, uma vez que G_0 em solos arenosos uniformes tende a variar com o nível de tensões atuante a uma proporção inferior à 1 (item 2.2.2.6).

Uma correlação entre a rigidez inicial de curvas $p-v$ e parâmetros como a densidade relativa e o nível de tensões atuantes também é sugerida por Xu *et al.* (2020). Nas previsões do API (2002; 2014), assume-se um aumento linear da rigidez inicial em profundidade, e elevados coeficientes de reação horizontal são recomendados para caracterizar o substrato.

Nesse sentido, a rigidez flexural do conjunto e a adequada distribuição da rigidez do solo em profundidade possuem significativa influência na resposta sob esforços transversais, e precisam ser consideradas na previsão de comportamento (DOHERTY; GAVIN, 2012; WANG H. *et al.*, 2023).

Além das questões referentes a modos de ruptura, componentes de cisalhamento e atrito de interface, rigidez relativa do conjunto e distribuição da rigidez do solo em profundidade (DOHERTY; GAVIN, 2012), outro aspecto que influencia a adequada representação das curvas p - y e da previsão de comportamento-resposta de conjuntos solo-estaca específicos deve-se à abordagem adotada quando uso de modelos reduzidos, numéricos e analíticos, incluindo efeitos de escala e a precisão dos parâmetros de entrada, modelos constitutivos e condições de contorno, carregamento e estratigrafia adotadas.

2.3.3 Estudos e metodologias de previsão e dimensionamento para monoestacas de aerogeradores *offshore*

Conforme explanado no capítulo 2.1, as monoestacas (em inglês, *monopiles*) são hoje as estruturas de sustentação mais largamente empregadas para aerogeradores *offshore*, considerando sua facilidade de execução e instalação e a possibilidade de um processo de industrialização em massa (KALLEHAVE *et al.*, 2015; IRENA, 2016a; 2021).

Tipicamente tubulares metálicas, de ponta aberta, seção circular de grande diâmetro, fabricadas em peça única e instaladas de forma cravada, as monoestacas mostram-se como soluções de fundação para complexas condições de subsolo à exceção de rochas, não requerendo preparação do solo marinho previamente à sua instalação *offshore* (IRENA, 2016b; AHAYAN *et al.*, 2018; DNV GL, 2018; EPE, 2020).

Apesar de estarem atualmente limitadas a águas rasas na ordem dos 40 metros de profundidade em grande escala (KALLEHAVE *et al.*, 2015; IRENA, 2016a; 2021; EPE, 2020), as tecnologias desenvolvidas até então têm permitido monoestacas instaladas a mais de 80km da costa, operantes com diâmetros de até mais de 10 metros e comprimentos típicos embutidos em solo marinho entre 2 e 8 vezes seus diâmetros.

Relacionando as baixas razões de esbeltez com elevados níveis de tensões atuantes e valores típicos de rigidez do solo E_s significativamente inferiores à 100MPa, as monoestacas vêm apresentando mecanismos de ruptura majoritariamente rígidos, (KLINKVORT, 2012; DOHERTY; GAVIN, 2012) - características significativamente distintas quando comparadas às estruturas de plataformas de óleo e gás, as quais apresentam comportamento preponderantemente flexível governado por esforços axiais de significativa magnitude

(BYRNE; HOULSBY, 2003; IRENA, 2016b; KLINKVORT *et al.*, 2018; BYRNE, 2020; ZDRAVKOVIC *et al.*, 2020; WANG H. *et al.*, 2022a).

Pesquisas vêm sendo realizadas nas últimas duas décadas de modo a melhor compreender a influência de parâmetros e variáveis no comportamento-resposta de monoestacas de aerogeradores *offshore* submetidos a esforços transversais (ver capítulo 2.2.2), assim como desenvolver metodologias de previsão às realidades dessas monoestacas (e.g. PISA Project – Byrne, 2020; Byrne *et al.*, 2019; 2020a; Burd *et al.*, 2020 b,c – Wang *et al.*, 2022a; van Zanten, 2022; Zhang *et al.*, 2023).

2.3.3.1 PISA

No trabalho de Byrne *et al.* (2017; 2020ab) e todos aqueles relacionados ao projeto PISA (Pile Soil Analysis, e.g. Byrne, 2020; Zdravkovic *et al.*, 2020ab; Burd *et al.*, 2020abc; Mcadam *et al.*, 2020; Taborda *et al.*, 2020), modelagens numéricas, analíticas e físicas *in situ* foram consideradas objetivando avaliar de forma acurada o comportamento de interação solo-estrutura de monoestacas de grandes diâmetros, e validar novos métodos de dimensionamento para essa tipologia de fundação. Foram consideradas cargas monotônicas usuais às fundações de aerogeradores *offshore* e duas tipologias de solo: areia densa e argila, ambas representativas de locais de instalação de parques eólicos no Mar do Norte.

O modelo PISA representa a situação de estacas carregadas horizontalmente a partir de uma estrutura de elementos finitos unidimensional (4 pontos de Guass) e da aplicação de elementos de viga de Timoshenko em substituição à teoria de Euler-Bernoulli adotada em metodologias clássicas (e.g. API, 2002). Desta forma, os elementos de viga são conectados a quatro componentes de reação do solo: para além da reação horizontal do solo p [FL⁻¹], três componentes adicionais são consideradas: o momento M_B [FL¹] e o esforço cisalhante H_B [F] na base da estaca, e uma distribuição de momentos m [FL¹L⁻¹] ao longo do comprimento embutido (Figura 2.14).

Para a aplicação das reações do solo junto ao elemento de viga, a teoria de mola de Winkler também é adotada. Segundo os autores, o uso dessas componentes agregadas à abordagem das curvas “ p - y ” permite uma resposta acurada do comportamento do conjunto, impactando-o de forma inversamente proporcional à razão de esbeltez L_{emb}/D (BYRNE *et al.*, 2015, 2020b).

A definição da função distribuição da reação horizontal do solo (p) atuante ao longo do comprimento da estaca, em soma à aplicação da equação da linha elástica, de equações de continuidade entre elementos adjacentes, e de condições de contorno aplicadas ao nível do solo e em profundidade, permitem obter os esforços atuantes no conjunto.

A reação horizontal do solo pode ser determinada de forma explícita com uso das curvas de reação do solo, implementadas a partir de uma função cônica de quatro parâmetros ($\bar{p}_u, \bar{v}_u, k_p, n$) – equação (2-35), definidos em termos da razão $z/L, z/D$ ou densidade relativa Dr . As relações definidas pelos autores consideram a razão entre parâmetros adimensionais (para detalhes, ver BURD *et al*, 2020b).

Funções cônicas equivalentes são aplicadas para as reações do solo $\bar{m}-\bar{\Psi}$, conforme equação (2-36), $\bar{Q}_b- \bar{v}_b$ (relação entre esforço horizontal e deslocamento na base) e $\bar{M}_b- \bar{\Psi}_b$ (momento e rotação da seção transversal junto à base da estaca).

$$-n \left(\frac{\bar{p}}{\bar{p}_u} - \frac{\bar{v}}{\bar{v}_u} \right)^2 + (1-n) \left(\frac{\bar{p}}{\bar{p}_u} - \frac{\bar{v}k_p}{\bar{v}_u} \right) \left(\frac{\bar{p}}{\bar{p}_u} - 1 \right) = 0 \quad (2-35)$$

$$-n \left(\frac{\bar{m}}{\bar{m}_u} - \frac{\bar{\Psi}}{\bar{\Psi}_u} \right)^2 + (1-n) \left(\frac{\bar{m}}{\bar{m}_u} - \frac{\bar{\Psi}k_m}{\bar{\Psi}_u} \right) \left(\frac{\bar{m}}{\bar{m}_u} - 1 \right) = 0 \quad (2-36)$$

Sendo:

- n o parâmetro de forma da curva, podendo variar entre $0 < n < 1$;
- \bar{v} o deslocamento adimensional: $\bar{v} = v G_0 / (D \sigma'_{v0})$;
- \bar{v}_u o deslocamento adimensional em termos últimos, correspondente à \bar{p}_u
- \bar{p} a reação horizontal do solo adimensional: $\bar{p} = p / (D \sigma'_{v0})$;
- \bar{p}_u a reação horizontal do solo adimensional em termos últimos,
 $\bar{p}_u = N_1 - N_2 e^{-\xi z/D}$, com N_1, N_2 e ξ funções de ajuste, z = profundidade, D = diâmetro;
- k_i a inclinação inicial das curvas adimensionais $\bar{p} - \bar{v}$ (k_p) ou $\bar{m} - \bar{\Psi}$ (k_m);
- k_p determinada por mínimos quadrados ao ajustar a expressão linear $\bar{p} = k_p \bar{v}$ à curva numérica de reação do solo para $0 < \bar{p} < 0.1$;
- \bar{m} o momento distribuído adimensional: $\bar{m} = m / (|p| D)$, \bar{m}_u quando em termos últimos;
- $\bar{\Psi}$ a rotação da seção transversal local adimensional: $\bar{\Psi} = \Psi G_0 / \sigma'_{v0}$, $\bar{\Psi}_u$ em termos últimos.

Desta forma, a partir dos ensaios de campo calibrados por meio de modelagens numéricas, dois modelos foram desenvolvidos para solos arenosos e argilosos em condições marinhas. No caso de solos granulares, o modelo definido como *General Dunkirk sand model* (GDSM) pode ser aplicado para solos com densidade relativa entre 45% e 90%.

No caso de ensaios físicos (provas de carga instrumentadas em escala *onshore*), as equações (2-26) a (2-29) podem ser solucionadas e o modelo calibrado a partir dos dados obtidos por meio de instrumentação (BYRNE *et al.*; 2020a). Entretanto, segundo Zdravkovic *et al.* (2020), torna-se impraticável fazer uso de sistemas de instrumentação capazes de resolver de forma robusta as quatro componentes de reação do solo que formam o modelo de modo isolado.

Pesquisas recentes adotando a metodologia do projeto PISA, como as de Wang *et al.* (2021) e van Zanten (2022), reportam a complexidade do método, com uma subestimativa da deflexão horizontal em profundidade e a superestimativa do comportamento-resposta de estacas rígidas a pequenos deslocamentos de topo.

2.3.3.2 Outras metodologias

A teoria de viga de Timoshenko e a influência dos mecanismos de ruptura para estacas rígidas também serviram de base para outras metodologias publicadas em anos recentes para esse tipo de conjuntos.

Zhang *et al.* (2023) avaliaram analiticamente uma solução para a previsão de comportamento de monoestacas de grande diâmetro (modelo de viga de quatro molas), tendo como base a teoria de viga de Timoshenko e quatro curvas de reação do solo adotadas como funções-mola, similarmente ao aplicado pelo modelo de PISA: p - y , m - ψ , H_b - y_b e M_b - ψ_b (Figura 2.18a). A metodologia foi validada a partir do resultado de modelagens numéricas e dos ensaios em escala reduzida em campo para areia e argila do projeto PISA, sendo consideradas quatro rigidezes de mola: k_y , k_ψ , k_{by} e $k_{b\psi}$ (radiais e rotacionais, distribuídas e concentradas, respectivamente).

Metodologias simplificadas específicas para estacas rígidas também foram recentemente desenvolvidas, como a de Wang H. *et al.* (2022a), a qual considera um movimento puramente rotacional da estrutura a partir de um ponto único de rotação, com efeitos de base negligenciáveis e uma independência da resistência lateral de monoestacas ao diâmetro da estrutura (Figura 2.18b). O modelo de mola rotacional também foi validado a partir de uma retroanálise dos ensaios em solo arenoso *in situ* do projeto PISA (McAdam *et al.*, 2020), com boas respostas de previsão especialmente para pequenas deformações (WANG H. *et al.*, 2023). Um passo-a-passo do método pode ser verificado em Wang H. *et al.* (2023).

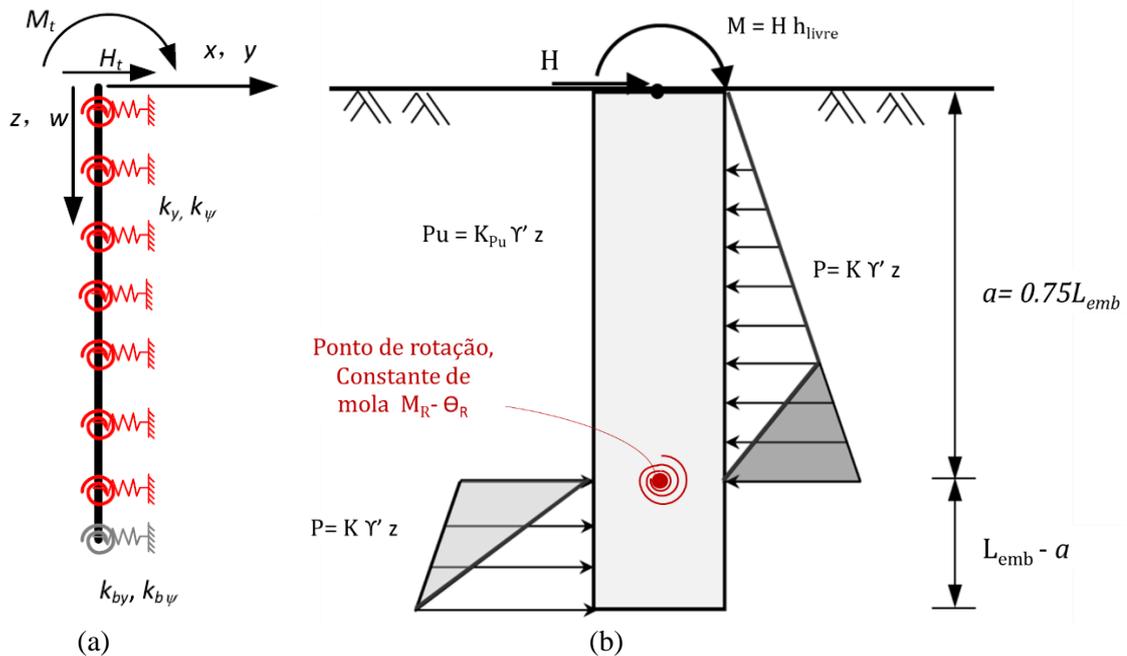


Figura 2.18. Modelos de previsão de comportamento para monoestacas de grande diâmetro: (a) Modelo de viga de quatro molas, Zhang *et al.* (2023); (b) Modelo da mola rotacional, Wang H. *et al.* (2022a).

Diversas modelagens embasadas em investigações de campo também são apresentadas na literatura (e.g. van Zanten, 2022), embora devam ser adotadas com cautela conforme a condição de ensaio correspondente. Melhores resultados comparativos podem ser obtidos a partir do uso de pressiômetros, considerando a expansão de cavidade cilíndrica.

Apesar de resultados aderentes observados para as metodologias acima elencadas, específicas a conjuntos solo-estaca rígidos, são necessárias maiores validações em termos de amostragem e condições de contorno, carregamento e estratigrafia, de modo a corroborar com sua eficácia perante o problema de carregamento transversal de forma generalizada (VAN ZANTEN, 2022).

O estudo das variáveis como diâmetro, altura livre de aplicação da carga, rigidez e nível de tensões também deve ser aprofundado para compreensão da real interferência e interação gerada para com o conjunto solo-monoestaca, tanto para carregamentos cíclicos quanto monotônicos (KLINKVORT, 2012; DOHERTY; GAVIN, 2012), uma vez que estudos e metodologias atuais ainda se mostrem díspares ou careçam de verificação e robustez estatística (amostragem).

2.4 MODELOS FÍSICOS E EFEITOS DE ESCALA

A aplicação de modelos físicos objetiva reproduzir e estudar o comportamento de um dado protótipo a partir de um modelo em similitude, o qual pode ser ensaiado em escala real ou, como normalmente ocorre, em escala reduzida.

A conveniência de representar um protótipo a partir de um modelo equivalente está no maior controle das condições de contorno e dos detalhes de ensaio, na possibilidade de variarem-se condicionantes impraticáveis *in situ*, e, para o caso de modelos em escala, na redução dos custos associados e no tempo de resposta (WOOD *et al*, 2002).

Entretanto, a resposta de um dado modelo apenas corresponderá ao comportamento do protótipo caso condições de semelhança ocorram de modo a respeitar as leis físicas de dependência e regência do problema real. Nesse sentido, o princípio da homogeneidade dimensional – normalmente expresso a partir do Teoria de Buckingham, ou dos denominados números π - deve ser respeitado entre modelo e protótipo (CARNEIRO, 1993; KAVITHA *et al*, 2017).

Avaliando o problema de monoestacas instaladas em solo arenoso submetidas a esforços transversais, a similaridade entre protótipo e modelo pode ser facilmente respeitada em termos de geometria, quando as dimensões da estrutura são reduzidas proporcionalmente à escala desejada para o modelo.

As propriedades do solo arenoso como ângulo de atrito φ' , dilatância, e módulo de elasticidade E_s , diferentemente, são dependentes não lineares do índice de vazios e do nível de tensões. Essa dependência implica na necessidade de um campo de tensões idêntico entre modelo e protótipo para que a similaridade seja mantida em termos de comportamento do solo (KLINKVORT, 2012), desrespeitando a análise dimensional para uma aceleração igual à gravidade ($1xg$).

Nesse contexto, Wood *et al.* (2002) e Arshad e O'Kelly (2014) expõem como realidade frequente para casos de geotecnia a impossibilidade de uma similitude completa entre modelo e protótipo. Assim, modelos equivalentes são adotados buscando respeitar a similitude de primeira ordem, embora adotem pontualmente escalas diferentes para grandezas de mesma expressão dimensional.

Como exemplo, está a dimensão dos grãos da areia, que usualmente é mantida constante em modelos reduzidos de modo a respeitar a lei morfológica e o comportamento do solo (ARSHAD; O'KELLY, 2014).

A impossibilidade de controlar todas as variáveis do problema em simultâneo acarreta erros intrínsecos no modelo, os quais são denominados de efeitos de escala. Ao conhecer os efeitos devido à escala reduzida, torna-se possível, quando não os evitar, reduzir seu impacto no comportamento-resposta esperado e considerá-los adequadamente na análise do problema, possibilitando a representação válida do protótipo de interesse (MOTTA, 1972; GARNIER *et al.*, 2007).

Uma forma de manter a similitude para níveis de tensões e propriedades do solo, por exemplo é a de variar a aceleração do ensaio modelo, quando centrífugas geotécnicas são utilizadas.

Para o caso da dimensão média do grão de areia supracitada, condições mínimas entre diâmetros do solo e estaca-protótipo podem ser adotadas para evitar consequências significativas. Entretanto, outras condições de contorno devem ser consideradas nesse aspecto, como os esforços e deslocamentos mínimos necessários à mobilização da resistência cisalhante do solo de entorno das estacas.

A avaliação da significância e os limites de influência verificados na literatura para os efeitos de escala associados à situação de carregamento transversal de estacas-modelo instaladas em solo arenoso é resumida no Quadro 2, conjuntamente às considerações a serem adotadas nesta pesquisa. Maiores considerações para problemas geotécnicos podem ser consultadas no catálogo organizado por Garnier *et al* (2007).

Como principais efeitos de escala para a citam-se os efeitos devido: à relação entre o diâmetro da estaca e o tamanho do grão (D/d_{50}); ao nível de tensões do solo (p'); à rigidez relativa do conjunto; à resistência cisalhante em termos de rugosidade de contato (R_a/d_{50}); às condições de contorno, à taxa de carregamento ($Mk_v/(\gamma_w D^2)$); além de efeitos devido à reconstituição da amostra no caso de ensaios físicos em laboratório.

Quadro 2. Efeitos de escala, influências e limites de contorno recomendados na literatura, e considerações para a vigente pesquisa (Parte 1).

Efeito de escala	Influência no comportamento-resposta	Limites de influência recomendados na literatura	Considerações para a respectiva pesquisa
Tamanho do grão (D/d_{50})	<p>Menores razões entre o diâmetro da estaca e o diâmetro da partícula de solo acarretam acréscimo da resistência do modelo para uma mesma tensão de compressão observada no protótipo e, conseqüentemente, em um maior atrito no contato entre as interfaces solo-estrutura (GARNIER; KÖNIG, 1998 <i>apud</i> RAKOTONINDRIANA <i>et al.</i>, 2010).</p> <p>A perda do comportamento contínuo do solo também pode ser afetada (KLINKVORT <i>et al.</i>, 2018), assim como a permeabilidade e os efeitos de poropressão</p>	<p><i>Condições geotécnicas gerais</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • D/d_{50} com influências máximas entre 28 (BOLTON <i>et al.</i>, 1999) e 250 (BALACHOWSKI, 1995 <i>apud</i> RAKOTONINDRIANA <i>et al.</i>, 2010). <p><i>Carregamentos transversais em estacas:</i></p> <ul style="list-style-type: none"> • $D/d_{50} > 40$, conjuntos de comportamento flexível (NUNEZ <i>et al.</i>, 1988; GARNIER <i>et al.</i>, 2007). • $D/d_{50} > 88$, conjuntos de comportamento rígido (KLINKVORT, 2012; 2018). 	<p>Estima-se uma baixa influência de efeitos devido à permeabilidade e poropressão do maciço nas respostas de carregamento, considerando solo drenado e parcialmente saturado no local.</p> <p>Situações de monoestacas de aerogeradores <i>offshore</i>, entretanto, costumam ocorrer em solos submersos e sob influência de carregamentos dinâmicos, devendo esses efeitos serem cuidadosamente estudados.</p>
Nível de tensões (p')	<p>As alterações de tensões aplicadas ao sistema impactam majoritariamente e de forma não linear a rigidez cisalhante e a resistência friccional do solo – vide equações (2-30) e (2-31) -, influenciando a distribuição dos esforços em profundidade e a resposta associada, incluindo à própria reação horizontal do solo (KLINKVORT, 2012; SØRENSEN; IBSEN; FOGLIA, 2015; WANG H. <i>et al.</i>, 2022c).</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Correções em termos de ângulo de atrito (2-30), e rigidez cisalhante inicial (2-31). • Avaliações críticas quando adotadas metodologias de curvas $p-v$ em termos de profundidades e diâmetros considerados entre modelo e protótipo (KLINKVORT, 2012). 	<p>Ainda que não se objetiva correlacionar os ensaios de campo com protótipos específicos, considerações em termos de nível de tensão serão avaliados a partir da avaliação da influência tensões verticais e horizontais (em termos de poisson e k_0) aos resultados de campo, em soma aos possíveis efeitos de borda devido à distribuição das tensões no solo adjacente.</p>

Quadro 2. Efeitos de escala, influências e limites de contorno recomendados na literatura, e considerações para a vigente pesquisa (continuação).

Efeito de escala	Influência no comportamento-resposta	Limites de influência recomendados na literatura	Considerações para a respectiva pesquisa
Rigidez relativa do conjunto solo-estaca	Conforme previamente discutido, a rigidez relativa do conjunto solo-estaca submetido a esforços transversais impacta diretamente no seu comportamento-resposta, alterando-se os mecanismos de ruptura associados (2.2.2.2). A mudança de material objetivando manter a ordem de escala da rigidez estrutural também pode influenciar na relação momento-curvatura do conjunto.	<ul style="list-style-type: none"> • <i>Conjuntos rígidos</i>: independem da rigidez relativa entre solo e estaca, podendo reproduzir com similitude a resposta do protótipo (HIGGINS <i>et al</i>, 2013; ZANIA; HEDEDAL, 2011). • <i>Conjuntos semirrígidos a flexíveis</i>: necessário respeitar a lei de similitude para o fator de rigidez relativa $E_p I_p$ entre modelo e protótipo. Alternando o material estrutural, deve-se ainda calibrar a relação entre a curvatura da estaca e os deslocamentos a serem aplicados no ensaio modelo. 	Espera-se um efeito não representativo, visto que a presente pesquisa objetiva estudar diferentes rigidezes relativas a partir do uso de mesmos materiais estruturais e geotécnicos.
Rugosidade média da interface solo-estaca normalizada ($R_n=R_a/d_{50}$)	O comportamento de interface entre solo-estaca é função do deslocamento e rugosidade do elemento estrutural, e impacta diretamente na resistência cisalhante do conjunto durante o carregamento (KLINKVORT <i>et al</i> , 2018). Ver item 2.2.2.8. A rugosidade	<ul style="list-style-type: none"> • Faixa de influência: $0.01 > R_n > 1$ (Kishida; Uesugi, 1987) 	Para ensaio físico <i>in situ</i> : Não esperados efeitos devido à rugosidade, (propriedades da areia e do aço não alteradas). Para fins de modelagem numérica e análise paramétrica, adotado $R_n=1$, condizente à monoestacas de aerogeradores e aos resultados observados para estacas de Araquari.

Quadro 2. Efeitos de escala, influências e limites de contorno recomendados na literatura, e considerações para a vigente pesquisa (continuação).

Efeito de escala	Influência no comportamento-resposta	Limites de influência recomendados na literatura	Considerações para a respectiva pesquisa
Condições de contorno	<p>O bulbo de tensões e deformações de um conjunto solo-estaca pode ser impactado por espaços confinados, intercepções vizinhas ou ainda por esforços aplicados nas proximidades.</p> <p>As zonas de influência são dependentes da compacidade do solo local, podendo ser maiores para amostras muito densas e reduzidas para solos arenosos fofos</p>	<ul style="list-style-type: none"> • Limite da zona de influência lateral, a partir do centro geométrico - > 6D (e.g. MEYERHOF, 1959 <i>apud</i> CORRÊA, 2016) a 10D (e.g. BOLTON <i>et al.</i>, 1999) • Limite da zona de influência vertical, a partir da ponta - > 2.5D a 4.5D (e.g. ROBINSKY; MORRISON, 1964) 	<p>Em campo, serão avaliadas as zonas de influência laterais entre 3 e 6D respectivas ao solo de estudo em campo, a partir do uso de instrumentação no entorno das estacas ensaiadas.</p> <p>Para modelagens numéricas, adotadas distâncias de 10D horizontais e 6D verticais.</p>
Taxa de carregamento	<p>Interdependente dos efeitos de poropressão, viscosidade e permeabilidade do maciço, a taxa de carregamento impacta na rigidez inicial da curva carga-deslocamento.</p> <p>Efeito mais acentuado em solos saturados, mesmo que granulares, para conjuntos de estacas de grande diâmetro e com rápidas velocidades de carregamento horizontal, preponderantemente nos casos cíclicos e dinâmicos (KLINKVORT <i>et al.</i>, 2018).</p>	<p>Recomenda-se avaliar, para cada conjunto e situação, a variação em escala da taxa de carregamento e da viscosidade do fluido existente nos vazios do solo (KLINKVORT <i>et al.</i>, 2018).</p>	<p>Considerando conjuntos em solos granulares sob condições monotônicas, não se espera um efeito da taxa de carregamento. Entretanto, foi observada a influência em modelagens reduzidas em laboratório para o mesmo solo de estudo (SPRICIGO, 2019).</p>

3 PROGRAMA DE PESQUISA

Com o objetivo de melhor compreender o comportamento-resposta de monoestacas submetidas a carregamentos transversais em solos granulares, um enfoque experimental foi adotado nesta pesquisa, a partir de ensaios em escala no Campo Experimental de Araquari, localizado na região norte de Santa Catarina, e uso de modelos analítico (comercial) e numérico para previsão e avaliação dos resultados.

A etapa de reprodução do comportamento solo-estaca para situações de carregamento transversal a partir de ensaios no Campo Experimental de Araquari foi subdividida em 6 (seis) fases de pesquisa, conforme resumido no fluxograma da *Figura 3.1* e aprofundado nos capítulos subsequentes.

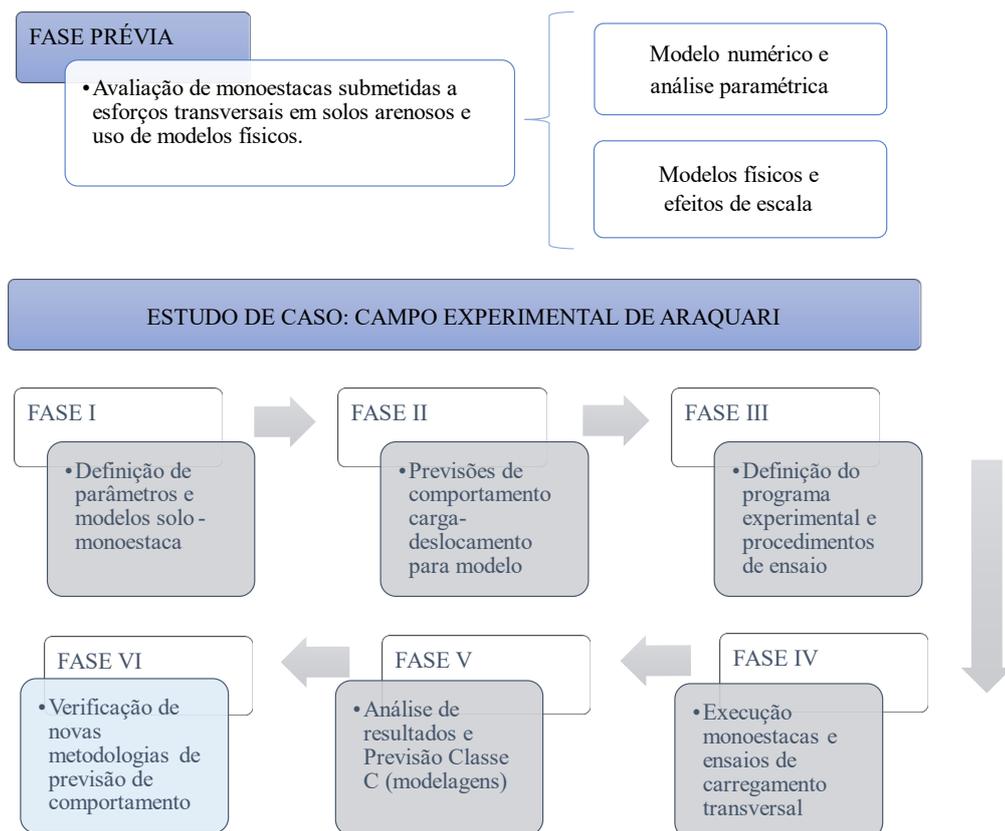


Figura 3.1. Fluxograma com representação das fases do programa de pesquisa.

Na fase I, foram definidas as propriedades e parâmetros do solo do Campo Experimental de Araquari - a partir de extensa campanha de ensaios de investigação geotécnica de campo e laboratório, e das monoestacas a serem executadas e ensaiadas, tendo como ênfase a definição da geometria frente ao comportamento estrutural e viabilidade de execução. A calibração do modelo numérico para o estudo também foi realizada com base em dados de ensaios triaxiais para o solo do campo experimental, ainda que limitada às camadas de comportamento dilatante. Os parâmetros, modelo numérico base e geometrias definidos na fase I foram então adotados para a previsão do comportamento solo-monoestaca da fase II, quando metodologias consagradas foram aplicadas e uma Previsão Classe A realizada para as monoestacas por meio do modelo numérico calibrado. A partir das estimativas de comportamento carga-deslocamento dos conjuntos previstos, foi possível estabelecer o programa experimental (Fase III), detalhando os procedimentos de execução e ensaio, incluindo a locação das monoestacas em campo e as instrumentações a serem utilizadas para avaliar o modelo físico. A fase IV representou a execução das monoestacas no Campo Experimental de Araquari e os respectivos ensaios de carregamento transversal propostos em etapa anterior. Os resultados dos ensaios físicos foram então avaliados na fase V, os quais, combinados a modelagens numéricas, permitiram a calibração e compreensão dos parâmetros regentes ao processo de interação solo-estrutura para as condições solo-estaca do Campo Experimental de Araquari. Uma última fase (VI) foi realizada visando fornecer contribuições às metodologias de previsão de comportamento de monoestacas para situações de aerogeradores *offshore*, em que metodologias recentes aplicadas à monoestacas rígidas foram aplicadas e discutidas (PISA).

Uma fase prévia foi realizada objetivando a compreensão do problema de monoestacas submetidas a esforços transversais, com o estudo, a partir do atual estado da arte, das variáveis governantes e de possíveis efeitos de escala para a situação de modelos físicos.

De modo a aproximar às reais dimensões e características estruturais e geotécnicas de conjuntos de aerogeradores em meio *offshore*, ao mesmo tempo em que possibilitar a viabilidade dos ensaios em função dos custos associados, condições de ensaio, adequada leitura das instrumentações e simplicidade da avaliação resposta quando comparadas a medições em escala real, as monoestacas modelo foram executadas em escala a nível *onshore*.

Em termos estruturais, foi definido como material principal das estacas um tubo metálico circular de parede fina, instalado *in loco* por meio de cravação. Internamente ao revestimento metálico das estacas-modelo, um conjunto de instrumentação composto por *Strain gauges* e/ou

tubo para inclinômetro foi instalado para compreensão dos esforços e ações atuantes no conjunto solo-estrutura no decorrer do carregamento. Na sequência, o interior de cada tubo foi concretado com uso de graute ou argamassa cimentícia, assegurando a aderência entre revestimento e instrumentação.

A fim de abranger os diferentes comportamentos estruturais e tornar possível a comparação entre estacas de comportamento rígido (monoestacas de aerogeradores *offshore*) e flexível (monoestacas da indústria óleo e gás e base empírica dos métodos de dimensionamento práticos recomendados pelo setor em estudo), foram consideradas variações em termos de relações comprimento embutido e diâmetro, altura livre e embutida, e espessura e diâmetro.

Os parâmetros geométricos básicos considerados para todos os modelos são resumidos na Figura 3.2. Os pontos principais de análise referentes ao deslocamento do sistema também são representados.

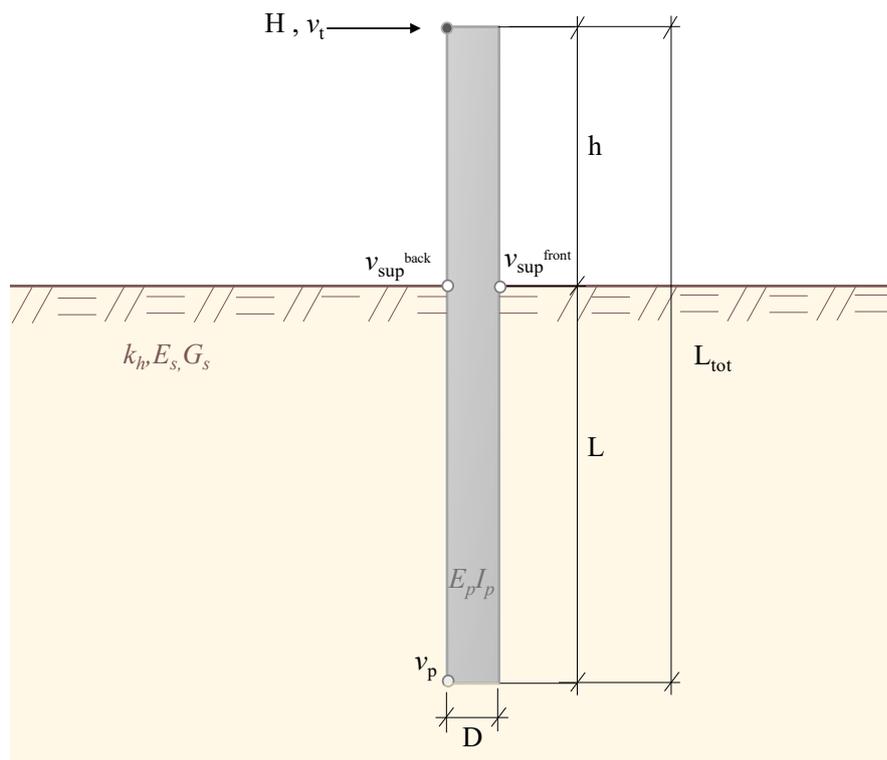


Figura 3.2. Parâmetros geométricos adotados para o conjunto solo-monoestaca para aplicação de carregamento transversal H .

D – diâmetro da seção circular [L].

L_{tot} – comprimento total da monoestaca [L];

L_{emb} ou L – comprimento da monoestaca situado abaixo no nível do terreno [L];

h – altura livre da estaca, entre o topo do elemento estrutural e o nível do terreno [L];

H – força transversal aplicada no topo/ponto de carga da monoestaca [F].

v_t – deslocamento horizontal referente ao ponto de aplicação de carga, junto ao topo [L];

v_{sup} ou v_{superf} – deslocamento horizontal referente na superfície: v_{up}^{back} quando na face posterior da estaca, v_{sup}^{front} quando na face frontal [L];

v_p – deslocamento horizontal na ponta da estaca [L];

k_h – coeficiente de reação horizontal do solo [FL⁻³];

E_s – Módulo de deformabilidade do solo [FL⁻²];

G_s – Módulo cisalhante do solo [FL⁻²];

$E_p I_p$ – Rigidez do elemento estrutural, produto entre o módulo de elasticidade e o momento de inércia de área [FL²].

Considerando que o problema ainda não foi largamente estudado e compreendido para esforços monotônicos, principalmente para substratos em situações reais de campo como o caso do solo arenoso de Araquari, e que a adequada compreensão dos efeitos dinâmicos depende da maturação desse entendimento prévio, esta tese teve enfoque em carregamentos estáticos ativos.

A seguir, as principais considerações referentes às metodologias adotadas para as etapas prévias desta pesquisa e aplicação de modelo numérico durante as etapas de previsão e calibração são apresentadas. Informações complementares referentes aos modelos constitutivos, procedimentos e metodologias adotados na aplicação dos modelos numérico e analítica, assim como suas validações e verificações para casos de carregamento transversal existentes na literatura, podem ser visualizadas em Spricigo (2019).

O aprofundamento teórico referente aos modelos físicos e respectivos efeitos de escala, também realizado em etapa prévia, foi incorporado ao capítulo de revisão bibliográfica desta tese.

3.1 MODELO NUMÉRICO

Para a análise do carregamento lateral em monoestacas por meio de métodos da mecânica do contínuo descrita em elementos finitos (MEF) foram realizadas simulações tridimensionais considerando a simetria do problema a partir do plano vertical paralelo à aplicação de forças. A monoestaca foi representada em meia seção, sem condições de axissimetria.

O problema de carregamento lateral foi observado por meio da aplicação de um deslocamento prescrito no topo da estaca, permitindo-se maior precisão e controle do instante em que a resistência do conjunto atinge seu limite. Para avaliação dos deslocamentos equivalentes em superfície, a distribuição dos deslocamentos em profundidade (linha elástica da estaca) foi considerada.

A aplicação do deslocamento na modelagem numérica foi precedida por dois passos:

- (1) um passo inicial de contato, permitindo o acoplamento e aderência entre os materiais da monoestaca e o material do solo: elementos de interface foram considerados para simular os contatos existentes entre materiais e reproduzir a formação de vazios no solo em contato à face tracionada da monoestaca em superfície; e
- (2) um passo geostático, previamente verificado, em que as tensões verticais foram aplicadas para o sistema em condições de repouso, considerando o peso específico de cada material.

A interação entre a estaca e o solo foi simulada utilizando elementos de interface do tipo penalidade sem limitação da tensão tangencial para o comportamento friccional, e uso do método direto, com penetração nula, para o comportamento normal de contato. A técnica superfície-superfície foi adotada para a discretização, considerando o solo como superfície escrava e a monoestaca como superfície mestra.

Foram consideradas malhas estruturadas para a monoestaca, com elementos finitos hexaédricos de interpolação linear e um ponto de integração (C3D8R), e malhas não estruturadas para o solo, com elementos finitos tetraédricos de interpolação linear (C3D4).

A interpolação linear foi utilizada objetivando reduzir significativamente o tempo de processamento de cálculo do sistema, enquanto o refinamento da malha nas proximidades do contato entre solo e monoestaca e a verificação das distorções objetiva assegurar a qualidade dos resultados (Figura 3.3).

As condições de contorno adotadas para o modelo numérico são expressas na Figura 3.4, com engaste da superfície inferior, liberdade de movimentos verticais nas superfícies laterais externas (à ação do peso próprio), e liberdade de movimentos verticais, laterais e de rotações no sentido da aplicação da carga para o plano seccional de simetria.

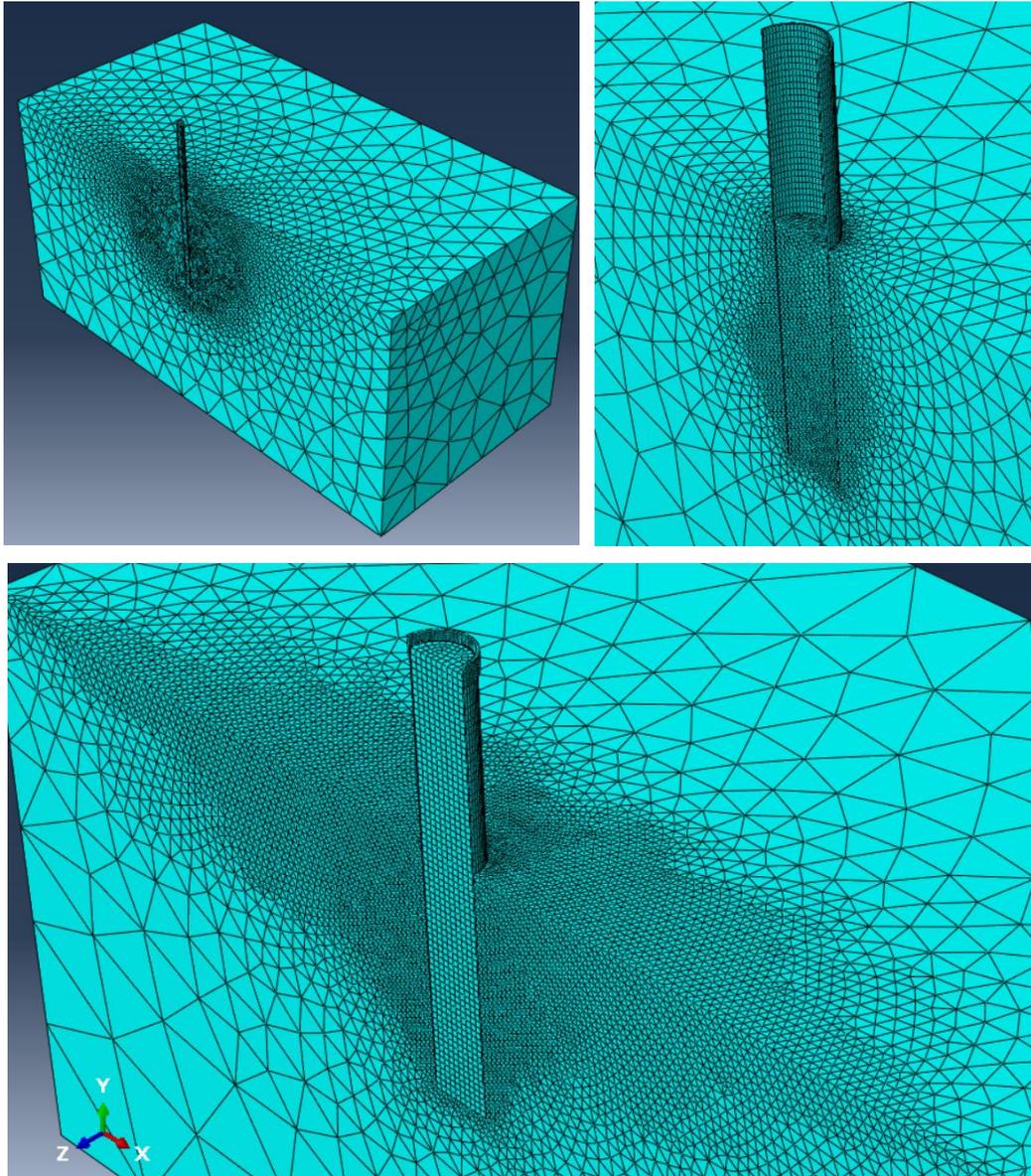


Figura 3.3. Refinamento da malha de elementos finitos adotados para simulação dos modelos: monoestaca maciça, tubular de ponta aberta e tubular com núcleo preenchido com graute.

Os limites geométricos foram cuidadosamente escolhidos de modo a não causarem efeitos de borda junto ao conjunto analisado, sendo adotada uma extensão da malha de no mínimo 10 vezes o diâmetro D da estaca a partir suas laterais e $6D$ sob a base da estaca, respeitando as preconizações descritas no item 2.4

Condições específicas de materiais estruturais, deslocamentos limites e modelos constitutivos, para além dos parâmetros de entrada, foram adotadas para as etapas de previsão e calibração do modelo físico quando comparadas à etapa prévia de análise paramétrica e avaliação das variáveis regentes ao problema de carregamento transversal.

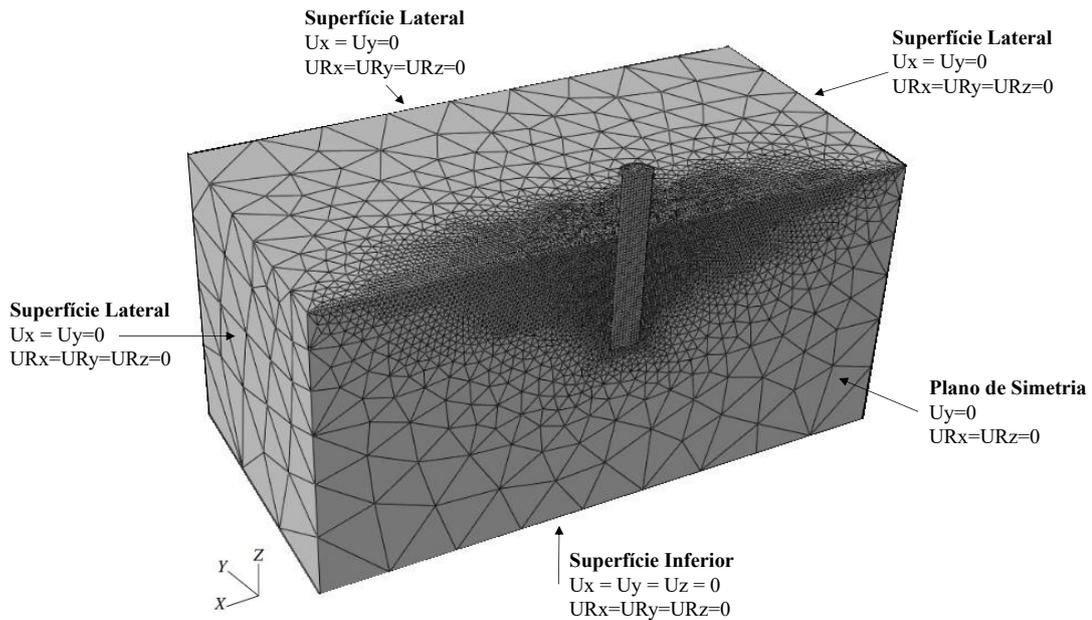


Figura 3.4. Condições de contorno adotadas para a simulação. Próprio autor.

Para fins de análise paramétrica (fase prévia), condições simplificadas foram adotadas para a estrutura, composta por material maciço de comportamento elástico-linear e módulos de elasticidade representativos de aço e graute ou calda cimentícia.

Na etapa de otimização da geometria e previsão e reprodução das modelagens físicas, buscou-se representar adequadamente a realidade de campo, com tubo metálico de paredes finas, ponta aberta e propriedades elasto-plásticas, assim como o preenchimento do núcleo interno com calda de cimento ou graute. O mesmo elemento hexaédrico definido para as monoestacas foi adotado para o material de preenchimento (C3D8R). Nesse caso, os parâmetros de entrada necessários para o elemento estrutural foram, além da massa específica de cada material: módulo de elasticidade (E_p) e coeficiente de Poisson (ν_p) como parâmetros elásticos (válidos para revestimento e graute cimentício), e a deformação plástica (ϵ_p) associada à tensão de escoamento (f_y) como parâmetros plásticos (exclusivo ao aço).

Para o solo, tanto nas análises paramétricas quanto na previsão de comportamento o critério de ruptura adotado foi o de Mohr-Coulomb com fluxo não associado acrescido ao modelo elástico, com os parâmetros: módulo de elasticidade (E_s); coeficiente de Poisson (ν_s); ângulo de atrito efetivo (ϕ'); coesão efetiva (c'); e ângulo de dilatância (Ψ). Para a convergência do modelo, foram adotados valores de coesão efetiva e ângulo de dilatância mínimos de 1kPa e 1° , respectivamente.

O uso do modelo constitutivo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb foi considerado adequado para as simulações prévias do conjunto de campo uma vez que o solo representativo para as camadas de interação possui compacidade predominantemente fofa (a ser explicitado no capítulo 4.1), com baixa tendência dilatante. Além disso, a dilatação do material não apresentou influência significativa para carregamentos transversais na fase de análise paramétrica, em concordância a outros estudos disponíveis na literatura (e.g. LAUTENSCHLÄGER; 2010, FARO; 2014).

Em termos de deslocamentos limites, as análises paramétricas iniciais foram realizadas avaliando o comportamento solo-monoestaca para deslocamentos de topo equivalentes à 1%, 3%, 6% e 10% do diâmetro da estrutura.

Para as previsões do comportamento solo-estrutura dos modelos físicos de campo (provas de carga em escala a nível *onshore*), deslocamentos horizontais de topo (v_t) de até 150mm foram aplicados, e a ruptura geotécnica foi considerada ao atingir-se um deslocamento da estaca na superfície ($v_{sup,u}$) equivalente à 10% do seu diâmetro. Esse limite respeita as recomendações do Código inglês BS 8004 (BSI, 2015), Eurocode 7 (CEN, 2004) e código de práticas RP2A-WSD (API, 2002).

A fim de assegurar uma reprodução mais realista do modelo físico e evitar o amassamento do tubo metálico de parede fina observado para aplicações pontuais de deslocamento, a representação da situação real de campo considerou um deslocamento distribuído a partir da inclusão de elemento rígido (chapa metálica ou anel metálico) aderido localmente à parede externa da estrutura. O deslocamento foi aplicado de forma incremental, em 5 etapas com incrementos iniciais de 1 micrometro.

Para condições de interface o coeficiente de atrito adotado foi representativo do ângulo de atrito crítico para cada caso real nas etapas de previsão, ou igual à 0.6 para fins de análise paramétrica.

O modelo numérico foi pré-calibrado para a situação de campo com base em ensaios triaxiais realizados em laboratório para amostras deformadas do local. O capítulo 4 contempla detalhes e definições dos parâmetros utilizados para a previsão de comportamento inicial a partir dessa calibração.

Com relação à retro análise das estacas ensaiadas junto ao Campo Experimental de Araquari, o modelo buscou reproduzir as etapas de cargas e descargas dos resultados de campo, com valores

de deslocamentos prescritos de forma equivalente às condições de topo observadas - à exceção das fases de descarga, que, por mostrarem maior resistência do modelo numérico, foram normalmente minorados a fim de melhor entender o comportamento-resposta destas previsões (v referente à H nulo).

Considerações a respeito da previsão de comportamento Classe A (realizada para fins de dimensionamento) e Classe C (retroanálise) são apresentados no capítulo 0.

3.2 ANÁLISE PARAMÉTRICA E VARIÁVEIS REGENTES

De acordo com a literatura, o comportamento-resposta de monoestacas instaladas em areias submetidas a esforços transversais é governado pelo esforço horizontal aplicado no topo (H) e o deslocamento correspondente (v_t), a geometria da estaca, e os materiais constituintes do conjunto, a partir de seus parâmetros de rigidez, aderência e resistência (KLINKVORT, 2012; KLINKVORT; HEDEDAL, 2014; KLINKVORT *et al*, 2018).

Objetivando avaliar os parâmetros regentes no comportamento-resposta de monoestacas submetidas a esforços transversais, ao mesmo tempo em que aferir a modelagem numérica frente a modelos teóricos e normativos, uma análise paramétrica foi realizada previamente à definição do programa experimental, fazendo-se uso de modelo numérico e analítico complementar.

O modelo analítico aplicado de forma complementar considera a teoria de Winkler e as metodologias embasadas nas curvas p - v normativas (API 2002; 2014), fazendo-se uso de *softwares* comerciais. Nessas abordagens, a degradação da rigidez é considerada, sendo avaliadas as relações momento-curvatura e rigidez flexural-momento para cada conjunto avaliado. Conforme apresentado no decorrer da revisão bibliográfica deste trabalho, essas metodologias foram desenvolvidas com enfoque em estruturas de comportamento flexível, e sua aplicação permite auxiliar na percepção de divergências de previsão para diferentes rigidezes relativas associadas.

As considerações relevantes para a pesquisa a partir da análise paramétrica realizada são descritas neste capítulo. Informações complementares podem ser obtidas na literatura (e.g. Lautenschläger, 2010; Faro, 2014).

Conforme apresentado no capítulo 3.1, a análise paramétrica considerou, para fins de simplificação, uma seção estrutural maciça regida por um modelo constitutivo elástico e o modelo elasto-plástico com critério de ruptura de Mohr Coulomb para o solo.

Foram avaliadas numericamente e de forma independente as influências das seguintes variáveis ao problema de carregamento transversal: o módulo de elasticidade do solo (E_s), o ângulo de atrito interno efetivo do solo (ϕ'), a coesão (c'), o ângulo de dilatância (ψ), o coeficiente de interface (μ), e o coeficiente de Poisson (ν) como variáveis geotécnicas; e o diâmetro da estaca (D), o comprimento embutido (L), – e, conseqüentemente para as duas variáveis anteriores, a relação L/D –, a altura livre da estaca sobre o solo (h), e o módulo de elasticidade do material da monoestaca (E_p) como variáveis estruturais e geométricas. As variações consideradas para os parâmetros desta modelagem podem ser observadas na Tabela 3-1, e embasaram-se em valores reais de campo. Essas foram aplicadas sem que houvesse a variação múltipla entre parâmetros, respeitando os valores descritos na tabela como “base” para as demais variáveis.

Tabela 3-1. Programa de parametrização numérica básico (variáveis independentes, adotando-se valores “base” como padrão para os demais parâmetros)

<i>Parâmetros Geotécnicos - única camada</i>		<i>Base</i>	<i>Variações</i>	<i>Valores</i>
Módulo de Young do solo (MPa)	E_s	30	6	5 / 15 / 60 / 120 / 240 / 500
Ângulo de Atrito Interno efetivo (°)	ϕ'	36	5	32 / 34 / 38 / 40 / 42
Coesão (kPa)	c	5	5	1 (0) / 2 / 10 / 20 / 50
Ângulo de Dilatância (°)	ψ	1	4	0.1 / 2 / 5 / 10
Coeficiente de interface	μ	0.6	2	0.3 / 0.9
Peso específico do solo	γ	18	4	14 / 18 / 20 / 22
Coeficiente de Poisson	ν	0.25	2	0.2 / 0.3
<i>Parâmetros Geométricos e Estruturais</i>		<i>Base</i>	<i>Variações</i>	<i>Valores</i>
Diâmetro da Estaca (m) (maciça)	D	0.5	6	0.3 / 0.7 / 0.8 / 1 / 1.3 / 2.5
Comprimento submerso da Estaca (m)	L	10	6	2 / 4 / 5 / 6 / 7,5 / 15
Comprimento livre da Estaca (m)	h	0.5	7	1.5 / 2 / 2.5 / 5 / 10
Módulo de Young da estaca (GPa)	E_p	30	4	15 / 60 / 100 / 200
<i>Solicitação Aplicada ao Sistema</i>		<i>Base</i>	<i>Variações</i>	<i>Valores</i>
Deflexão no Topo da Estaca (% D)	ν_t	10	4	1.0 / 3.0 / 6.0 / 10.0
<i>Modelo Constitutivo</i>				<i>Tipo</i>
<i>Modelo Estaca</i>				<i>Elástico</i>
<i>Modelo Solo</i>				<i>Mohr Coulomb</i>
NÚMERO TOTAL DE SIMULAÇÕES SIMPLES				51

Optou-se por avaliar a influência independente das variáveis, como o caso do coeficiente de interface, normalmente adotado como função do ângulo de atrito $\mu = \text{tg}(\varphi_{cs}')$, para compatibilizações com modelagens numéricas adotadas como referência na fase de verificação e validação do modelo. Entende-se que essa variável é interdependente do ângulo de atrito do solo em condição residual.

Para deslocamentos aplicados no topo (v_t) de até 10% do diâmetro D da estaca, o comportamento-resposta do conjunto foi avaliado em termos de curvas carga-deslocamento (de topo e de superfície); da relação entre a profundidade de deslocamentos nulos (z_0 ou z_{nulo}) e os deslocamentos de topo; e em profundidade, considerando a distribuição de momentos, esforços, deslocamentos e rigidez relativa. Os comportamentos também foram avaliados considerando a adimensionalização de cada variável.

Esta análise foi complementada e corroborada por meio de modelos analíticos, os quais foram embasados nos métodos de diferenças finitas e na metodologia das curvas p - v proposta pelo API (2002), descritos em Spricigo (2019). Uma taxa do coeficiente de reação horizontal (n_h) variando entre 20 e 50MN/m³ foi adotado para representar a rigidez do solo, e cada parâmetro teve seu valor alterado entre 50% abaixo e 50% acima do valor definido como base. Para essas modelagens, relações entre carregamento horizontal de topo e momentos máximos em superfície e o módulo de reação horizontal do solo (K_h) também foram analisadas.

Como forma de analisar a influência de cada variável para a resposta carga-deslocamento de topo das modelagens numéricas, uma relação entre a porcentagem de variação do parâmetro de entrada e a porcentagem de variação do parâmetro de saída de interesse - esforço horizontal no topo da estaca, $H/(\gamma D^3)$ – foi proposta para os resultados numéricos.

A partir dessa comparação, verificou-se uma maior influência no comportamento-resposta do conjunto com a redução do diâmetro da estaca para 0.3 metros, seguido pela variação dos parâmetros de peso específico e ângulo de atrito do solo (redução e acréscimo, respectivamente). Na sequência, a redução do comprimento embutido da estaca de 10 metros para o valor de 2 metros apresentou maiores variações percentuais proporcionais no esforço de carregamento do conjunto. Os módulos de elasticidade do solo e da estaca seguem a ordem de variáveis de influência, apresentando-se por vezes em maior grau de influência. Relações h/D , Poisson, coesão e coeficiente de interface aparecem com menor grau de sensibilidade, enquanto o ângulo de dilatação mostra-se sem significância aparente para a resposta de topo do conjunto.

Cabe ressaltar que, embora a redução para os valores mínimos de diâmetro e comprimento embutido tenham apresentado impactos representativos no comportamento de topo do conjunto, as demais variações desses parâmetros mostraram influências reduzidas, de forma que a resposta da monoestaca apresenta-se não sensível aos acréscimos do comprimento embutido L acima do valor de base (10 metros). Essas variações indicam uma mudança de modelos de ruptura e comportamentos estruturais, condizentes à avaliação da rigidez em termos diretos da razão L/D e conforme discutido no capítulo 2. Nessa abordagem, o conjunto solo-estaca inicialmente apresentaria uma rigidez entre flexível a intermediária - dependente tanto da rigidez relativa quanto da geometria da estrutura, a qual seria substituída por um comportamento rígido com a redução do comprimento embutido para 2 metros (exigindo-se maiores esforços para mobilização do conjunto em mesma magnitude inicial), por um comportamento inteiramente flexível na redução do diâmetro para 0.3 metros (reduzindo-se significativamente os esforços de topo necessários para a mobilização do topo da estaca) e para acréscimos de L (atingindo o valor de comprimento crítico, dada a invariância da relação resposta). A redução do valor de deslocamento de topo proporcionalmente ao diâmetro da estaca deve ser considerada como possível influência na elevada razão percentual para o diâmetro de 0.3 metros.

A maior sensibilidade do conjunto aos parâmetros de ângulo de atrito e peso específico são confirmados pela análise teórica, a qual também corrobora com a pequena influência da variação do comprimento embutido em termos de respostas de deslocamentos e momentos máximos de superfície, desde que o modo de ruptura seja mantido igual ao inicial.

A taxa do coeficiente de reação horizontal do solo (n_h) avaliada por análises paramétricas teóricas apresenta influência no comportamento-resposta da rigidez do solo (K_h) apenas a pequenas deformações, e a rigidez do elemento estrutural ($E_p I_p$) aparenta não ter influência no momento máximo positivo.

A partir das análises realizadas com modelos analíticos, o comportamento-resposta do conjunto mostrou-se não sensível à variação da altura livre, corroborando com as recomendações normativas do API (2002) e outros estudos como citado no capítulo 2.2.2.3.

Os principais resultados da análise paramétrica são expostos a seguir (Figura 3.5 à Figura 3.9).

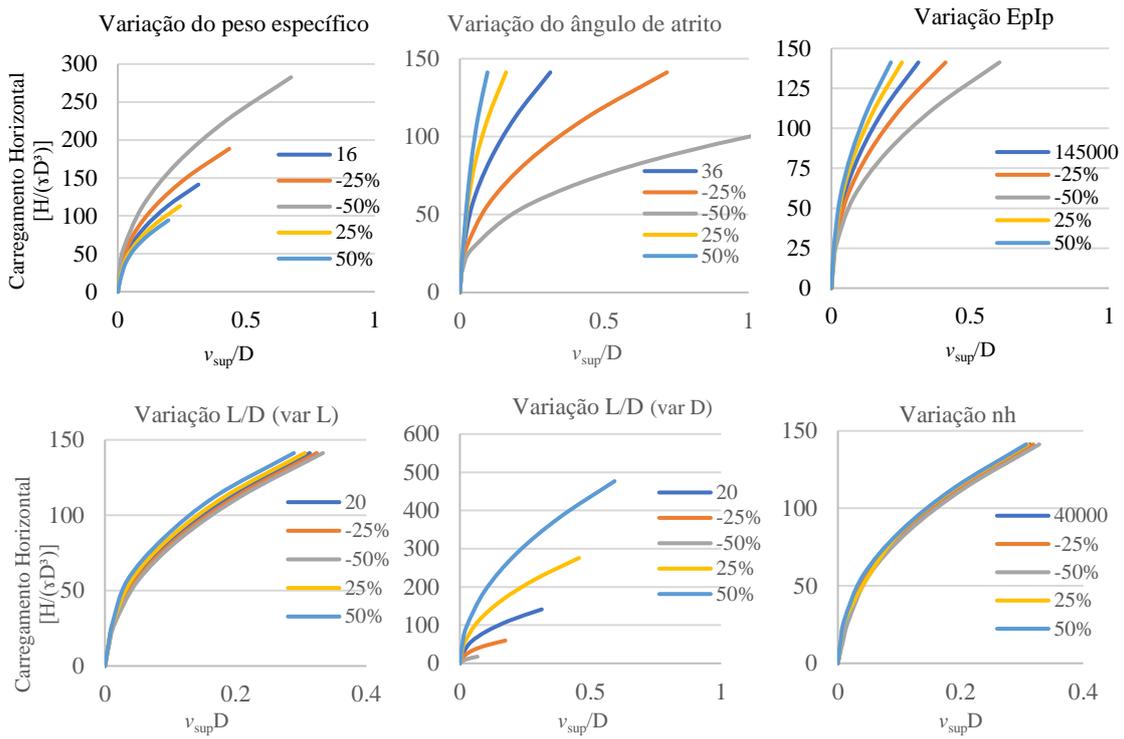


Figura 3.5. Análise paramétrica: comportamento resposta carga-deslocamento $H/(\gamma D^3)$ vs v_{sup}/D – modelagem analítica.

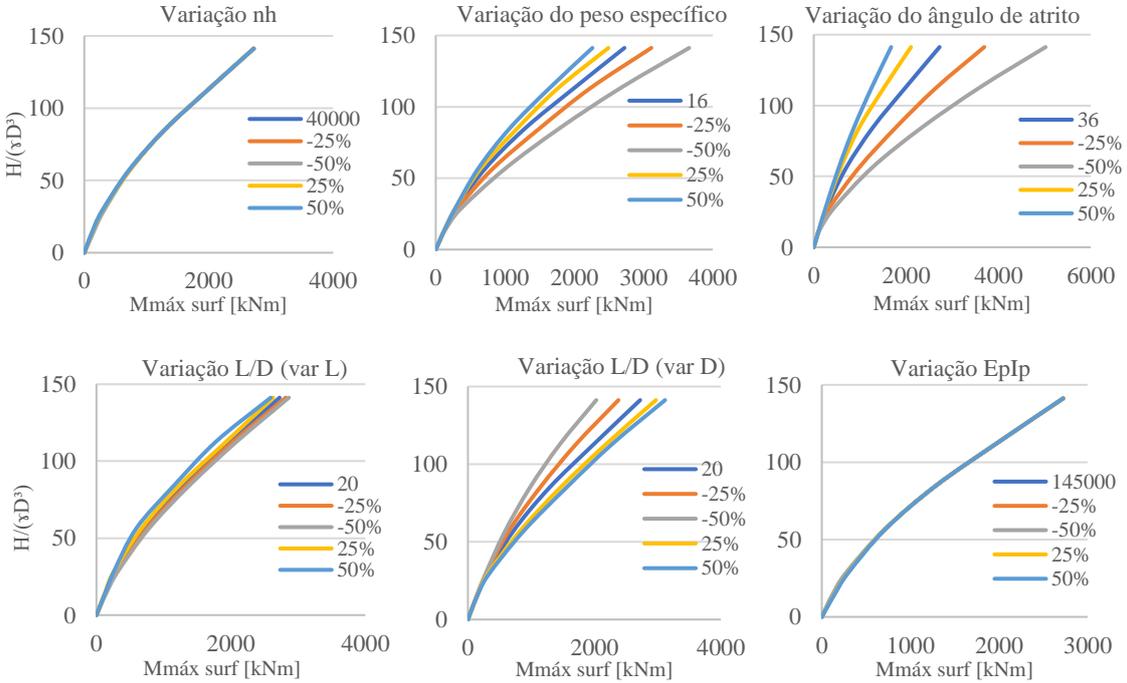


Figura 3.6. Análise paramétrica: comportamento resposta carga-momento $H/(\gamma D^3)$ vs $M_{m\acute{a}x\ surf}$ – modelagem analítica.

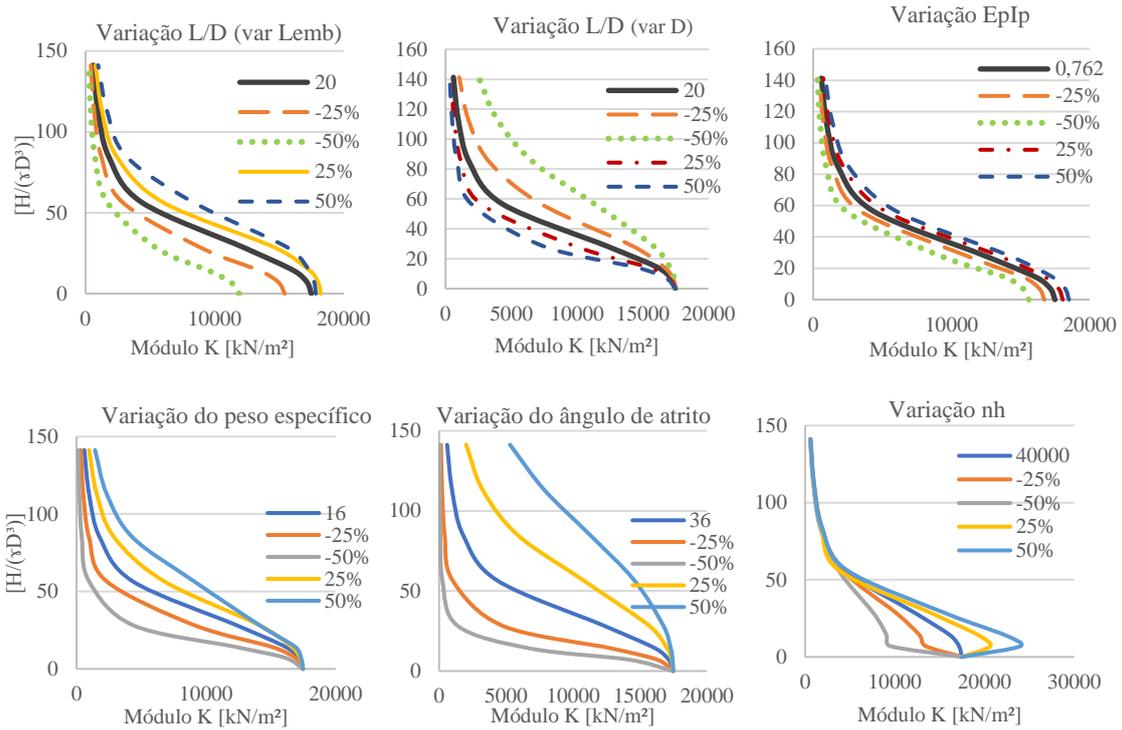


Figura 3.7. Análise paramétrica: comportamento resposta carga- rigidez do solo $H/(\gamma D^3)$ vs K_h – modelagem analítica.

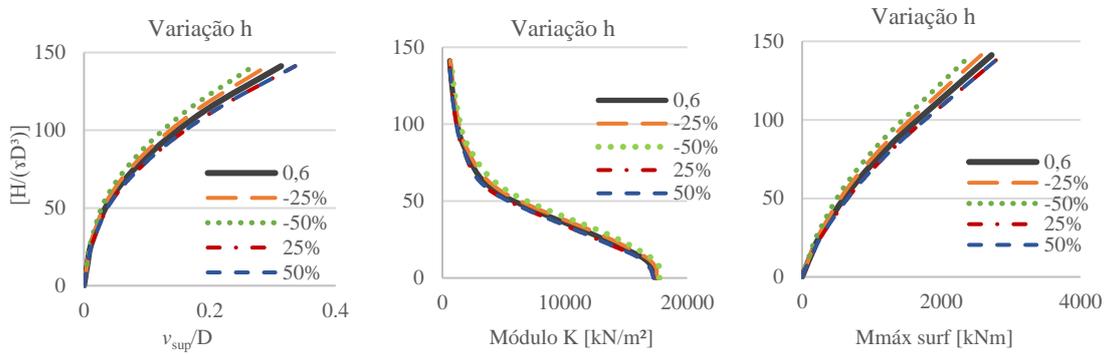


Figura 3.8. Análise paramétrica: comportamento resposta de topo para variações da altura livre – modelagem analítica.

Uma tabela-resumo com as influências da análise paramétrica por parte numérica pode ser observada no APÊNDICE A.

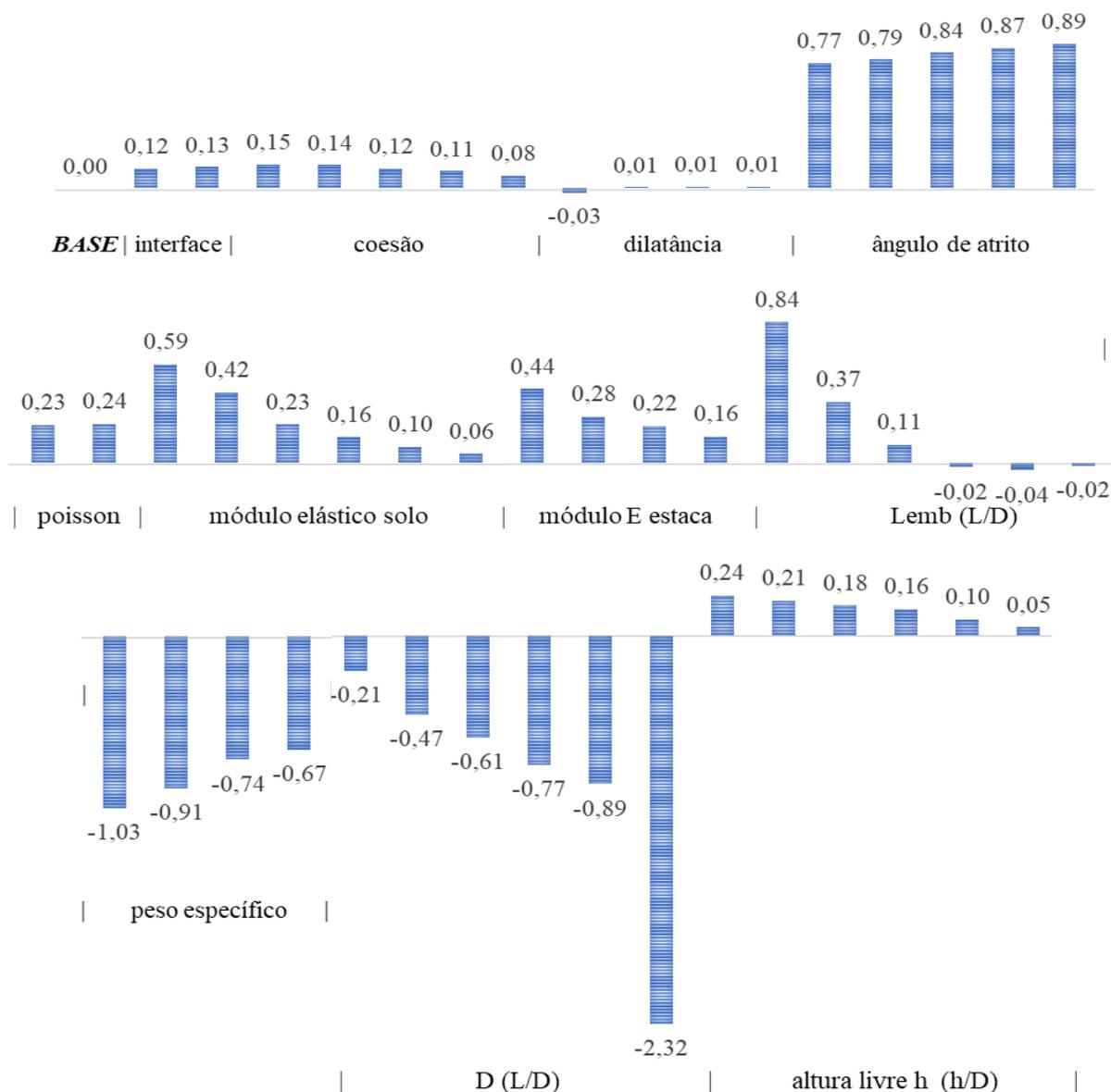


Figura 3.9. Análise paramétrica: taxa de influência percentual na variação de resposta do esforço horizontal normalizado para $v_t=10\%D$ (%saída/%entrada) – modelagem numérica.

A partir do embasamento da literatura em concordância à análise paramétrica apresentada, a geometria da monoestaca pode ser descrita pelo seu diâmetro D , o comprimento embutido no solo (L_{emb}) e a altura livre entre a superfície do terreno e o ponto de aplicação de carga (h), e o momento de inércia da seção (I_p), a qual, somada ao módulo de elasticidade do material para os esforços atuantes (E_p), representa a rigidez da estrutura. A rigidez do solo é por sua vez correlacionada ao módulo E_s (ou K_h para análises com base em métodos analíticos), conceitualmente mais bem aplicado ao considerar-se o módulo transversal G_s . A resistência dos solos arenosos é governada pelo ângulo de atrito efetivo (φ') e o peso específico do maciço (γ') correspondentes aos níveis freático e de tensões atuantes.

Apesar de não avaliados de forma direta pelas modelagens e análises paramétricas desta pesquisa, vistas as simplificações dos modelos constitutivos adotados, a literatura apresenta como variáveis influentes adicionais e, portanto, também associadas aos possíveis efeitos de escala decorrentes: o diâmetro médio dos grãos (d_{50}), influente na interação entre partículas e conseqüentemente no comportamento do solo; e a rugosidade da parede da estaca (R_a), a qual impacta na aderência e conseqüente resistência cisalhante de interface (KLINKVORT, 2012; KLINKVORT & HEDEDAL, 2014).

Considerando condições de solo local granular não saturado e aplicação de esforços transversais monotônicos, é assumida para esta pesquisa que excessos de poropressão não se desenvolverão no decorrer do ensaio, e que testes sob condições de areia não saturada podem ser interpretados de maneira representativa das condições saturadas em termos de tensões efetivas (Li *et al.* 2010). A taxa de carregamento também não está incluída como variável pelos autores relatados.

Desta forma, os parâmetros regentes ao carregamento transversal de estacas em solo arenoso, representativas aos ensaios junto ao Campo Experimental de Araquari, podem ser resumidas conforme Tabela 3-2. Apesar de apresentadas, as variáveis d_{50} e R_a podem ser consideradas constantes para os conjuntos solo-estaca ensaiados em campo, não sendo aplicadas para fins de normalizações.

Tabela 3-2. Parâmetros regentes adotados para o comportamento-resposta de estacas instaladas em areia submetidas a carregamento transversal.

Parâmetro regente	H	v_t	L_{emb}	h	D	$E_p I_p$	E_s ou G_s	Φ'	γ'	d_{50}	R_a
Dimensões (FLT)	[F]	[L]	[L]	[L]	[L]	[F][L] ²	[F][L] ⁻²	-	[F][L] ⁻³	[L]	[L]

É importante ressaltar que a resposta de interação solo-estaca em campo será derivada da distribuição de momentos ao longo da profundidade da estrutura. Com isso, será possível estimar com boa acurácia as deflexões ocorridas no decorrer das etapas de carregamento. A previsão da reação horizontal do solo, em contrapartida, necessita de um processo de dupla diferenciação a partir dos resultados medidos em campo, o que pode ser afetado por incertezas de até 35% de acordo com Rosquoet *et al.* (2010).

4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

A seguir, são caracterizados os materiais e detalhados o programa e os procedimentos de execução, instrumentação, aquisição e ensaio das monoestacas em campo, objetivando a compreensão dos mecanismos de interação solo-estrutura e a avaliação do desempenho desses conjuntos durante o carregamento transversal monotônico em solo arenoso.

4.1 CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI

Neste capítulo o Campo Experimental de Araquari é introduzido, detalhando-se as investigações geotécnicas e os parâmetros representativos do solo estudado com enfoque nos primeiros metros de profundidade.

4.1.1 Aspectos gerais

O Campo Experimental de Araquari foi concebido com o objetivo inicial de aprofundar o conhecimento dos mecanismos envolvidos no processo de transferência de carga de estacas instaladas em solos granulares saturados, frente à pouca informação existente dessa tipologia de maciço nas literaturas nacionais em comparação a solos moles, argilosos e pouco saturados (CHRUSCIAK, 2021).

Implantado no município de Araquari, ao norte do estado de Santa Catarina e à margem da rodovia BR-101 (26°28'58.80"S / 48°43'21.98"O), o respectivo campo experimental é constituído de solo predominantemente arenoso fino em condição estratigráfica bem definida, com nível d'água superficial variando entre 1,0 e 3,0 metros de profundidade.

De acordo com Horn Filho (2013), cujo trabalho descreve sobre a geologia e geomorfologia da região, a estratigrafia local é majoritariamente composta por solos sedimentares, depositados na plataforma continental e com origem no complexo granulítico de Santa Catarina, compatíveis à classificação Q2ma do Serviço Geológico do Brasil (CPRM, 2011) - depósitos de planície de maré arenosos: areias quartzosas e silto-argilosas, mal selecionadas, cores cinza a creme (...) ricas em matéria orgânica, retrabalhadas pela ação das marés acima do nível dos mangues atuais. Carneiro e Carneiro (2004 *apud* ALVES, 2016) especificam a composição da areia da região com 99,6% de sílica (SiO₂) e 0,1% de argila.

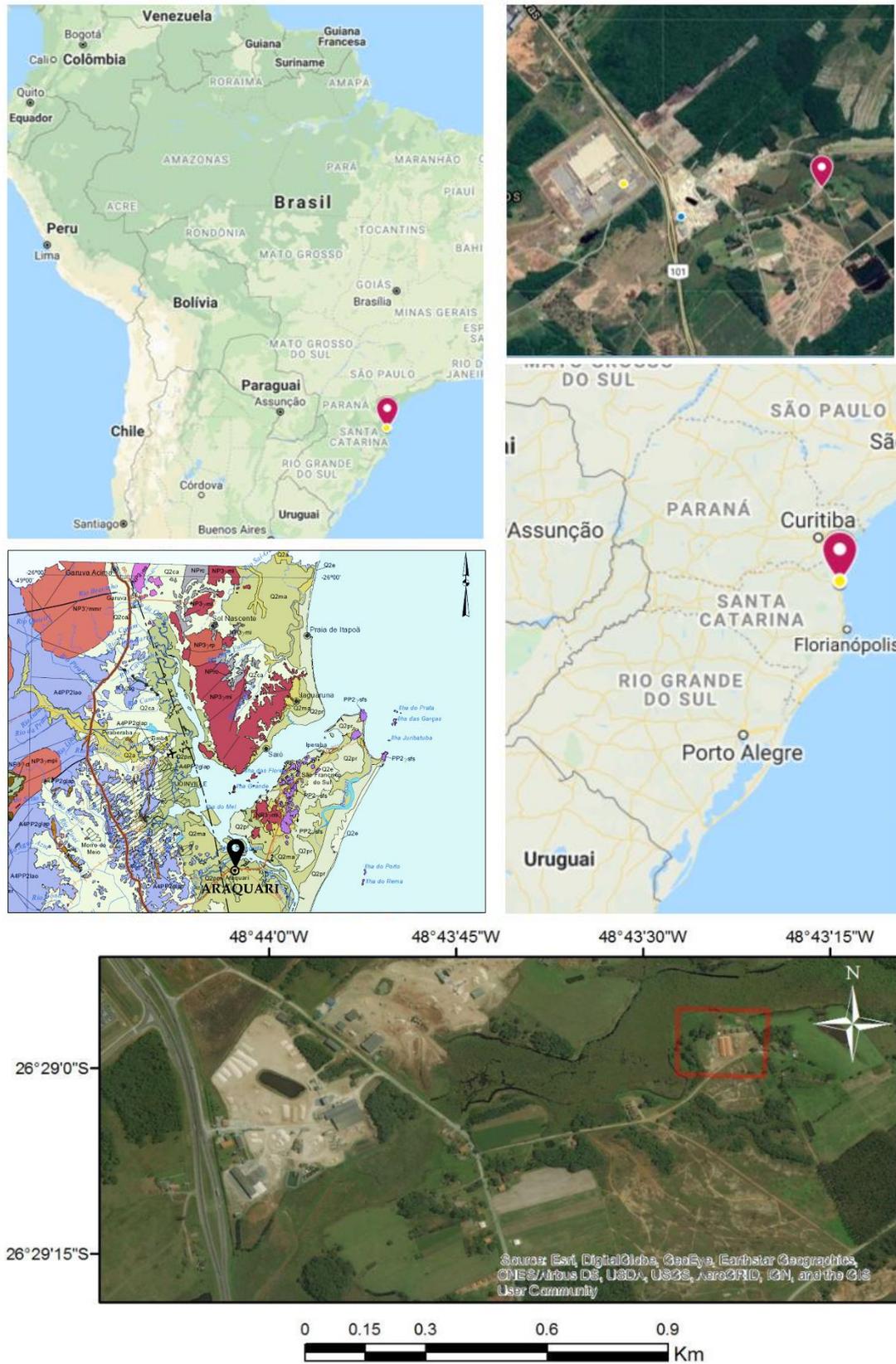


Figura 4.1. Localização do Campo Experimental de Araquari. Adaptado de CPRM (2011) e Google Maps (2020).

Um escopo diversificado e detalhado de ensaios de campo e laboratório para caracterização da área foi realizado desde o início do Campo Experimental, em 2014, incluindo campanhas de investigação do tipo *Standard Penetration Test* (SPT), Piezocone (CPTu) e ensaios dilatométricos sísmicos (SDMT).

A partir da caracterização local, um conjunto de 6 (seis) estacas teste, 14 (quatorze) estacas de reação e outros elementos auxiliares foram instalados em campo por processos de escavação e hélice contínua, e, previamente a esta pesquisa, quatro provas de carga verticais estáticas haviam sido executadas (Estacas ET2, ET4, ET5 e ET6 da Figura 4.2).

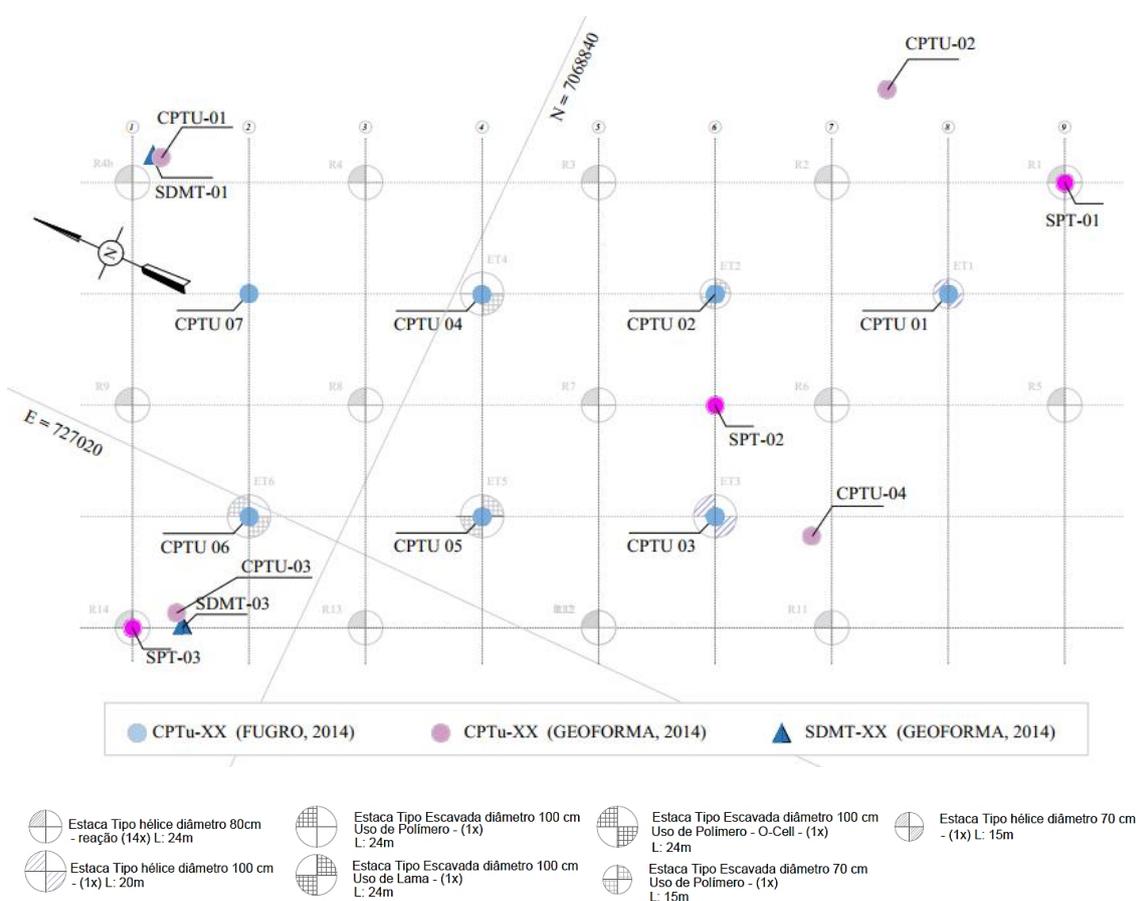


Figura 4.2. Localização das estacas existentes e dos ensaios de investigação geotécnica de campo: Campo Experimental de Araquari.

Dada a investigação e características das estacas executadas, um evento de previsão de comportamento carga-recalque foi realizado para uma das fundações escavadas. O evento de previsão, com enfoque em carregamentos axiais, recebeu 72 propostas de diferentes países (ALVES, 2016), as quais evidenciam a grande dispersão no entendimento de comportamento entre a estrutura e o maciço de entorno e, portanto, a necessidade de novos estudos para

aprimorar métodos de previsão e melhor compreender o fenômeno de interação solo-estaca, sejam por esforços verticais ou horizontais.

Outros trabalhos relacionados ao Campo Experimental de Araquari também foram desenvolvidos e publicados (CHRUSCIAK, 2021; SESTREM, 2018; LAVALLE, 2017; ALVES, 2016; NIENOV, 2016; PEREIRA, 2016; BROCHERO, 2014), e outras informações podem ser obtidas no site do Campo Experimental de Araquari <<http://www.ufrgs.br/araquari-ets>>.

O Campo Experimental de Araquari foi considerado, na data de sua implementação, o maior campo experimental do mundo destinado ao estudo de fundações em solos arenosos (ABMS, 2015), e o primeiro assente sobre solo não-coesivo no país (BROCHERO, 2014).

4.1.2 Investigação geotécnica de campo

Duas campanhas de investigação geotécnica foram realizadas para o Campo Experimental de Araquari no ano de 2014: uma primeira, de maior abrangência de área e com o total de 6 ensaios tipo CPTu (GEOFORMA, 2014a), foi realizada objetivando a definição da região de interesse para implantação do campo experimental. A segunda, ao delimitar-se a área de interesse (Figura 4.2), contou com 3 ensaios de penetração tipo SPT (GEOFORMA, 2014c, d), dois ensaios dilatométricos sísmicos (GEOFORMA, 2014b, e) e outros 7 ensaios de piezocone (FUGRO, 2015).

O perfil geotécnico local foi representado na Figura 4.3 por Patrocínio (2023), a partir do resultado das amostragens e ensaios SPT, confirmando uma estratigrafia local composta predominantemente por material arenoso, à exceção de uma camada argilosa entre os 18 e 21 metros de profundidade, e com um nível d'água raso, cerca de 2.50 metros abaixo da superfície conforme condições desses ensaios.

Os parâmetros principais diretos e intermediários obtidos a partir dos ensaios CPTu (similares para 1ª e 2ª campanhas) e SDMT são expostos na Figura 4.4 e na Figura 4.5, respectivamente, com enfoque nos primeiros metros de solo.

O nível d'água medido a partir dos ensaios CPTu para a área definida para o Campo Experimental de Araquari (Figura 4.2) foi encontrado aos 2.00 metros de profundidade para a primeira campanha (GEOFORMA, 2014a) e ao 1.70 metro de profundidade para a segunda

campanha (FUGRO, 2015). Para os ensaios SDMT, o nível freático foi observado aos 2.30 metros abaixo da superfície (GEOFORMA, 2014b).

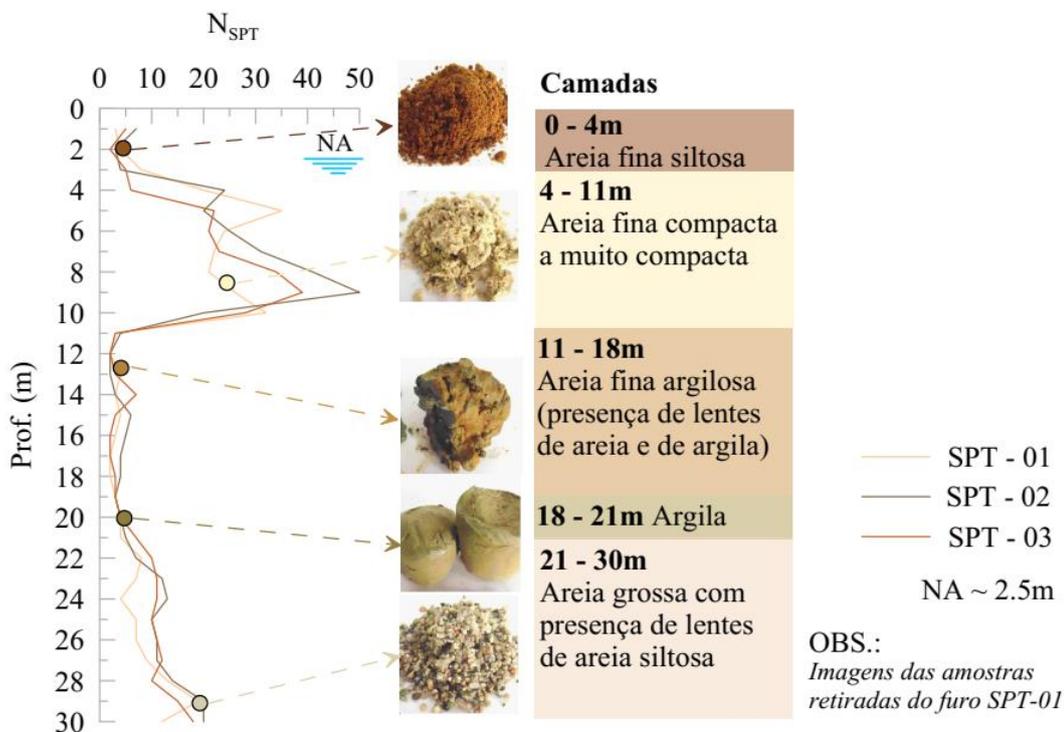


Figura 4.3. Perfil geotécnico do Campo Experimental de Araquari a partir dos ensaios SPT. Patrocínio (2023).

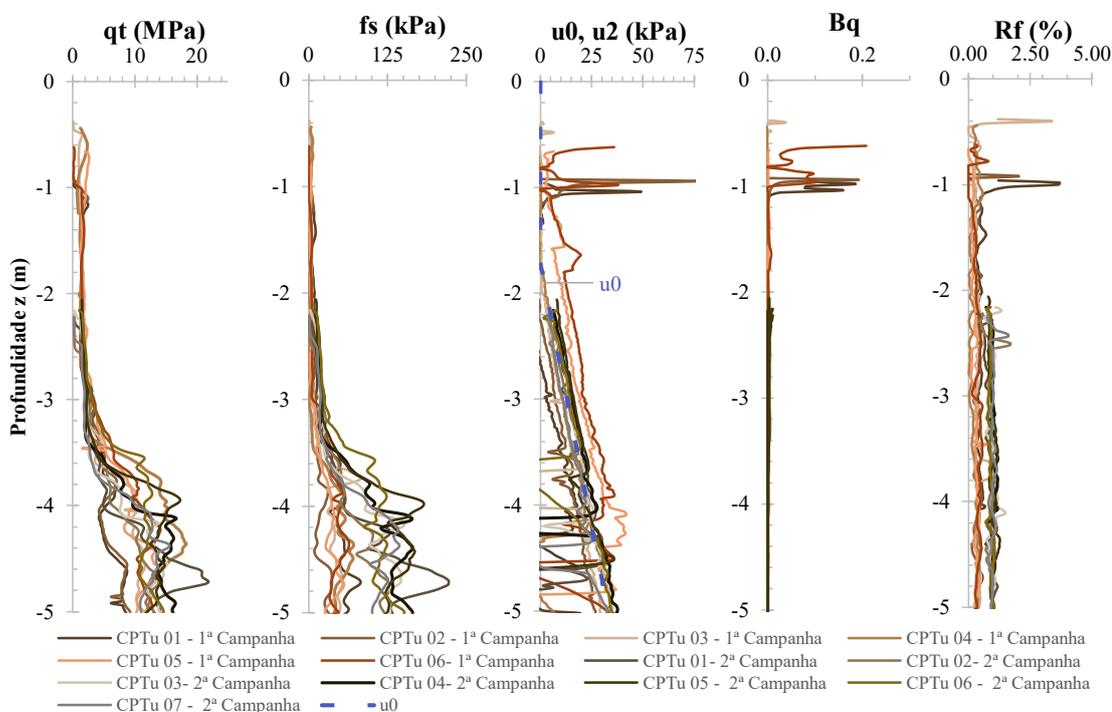


Figura 4.4. Resultados da investigação geotécnica para o Campo Experimental de Araquari a partir dos ensaios de piezocone para os primeiros 5 metros do solo (1ª e 2ª campanhas). Adaptado de Geoforma (2014a) e FUGRO (2015).

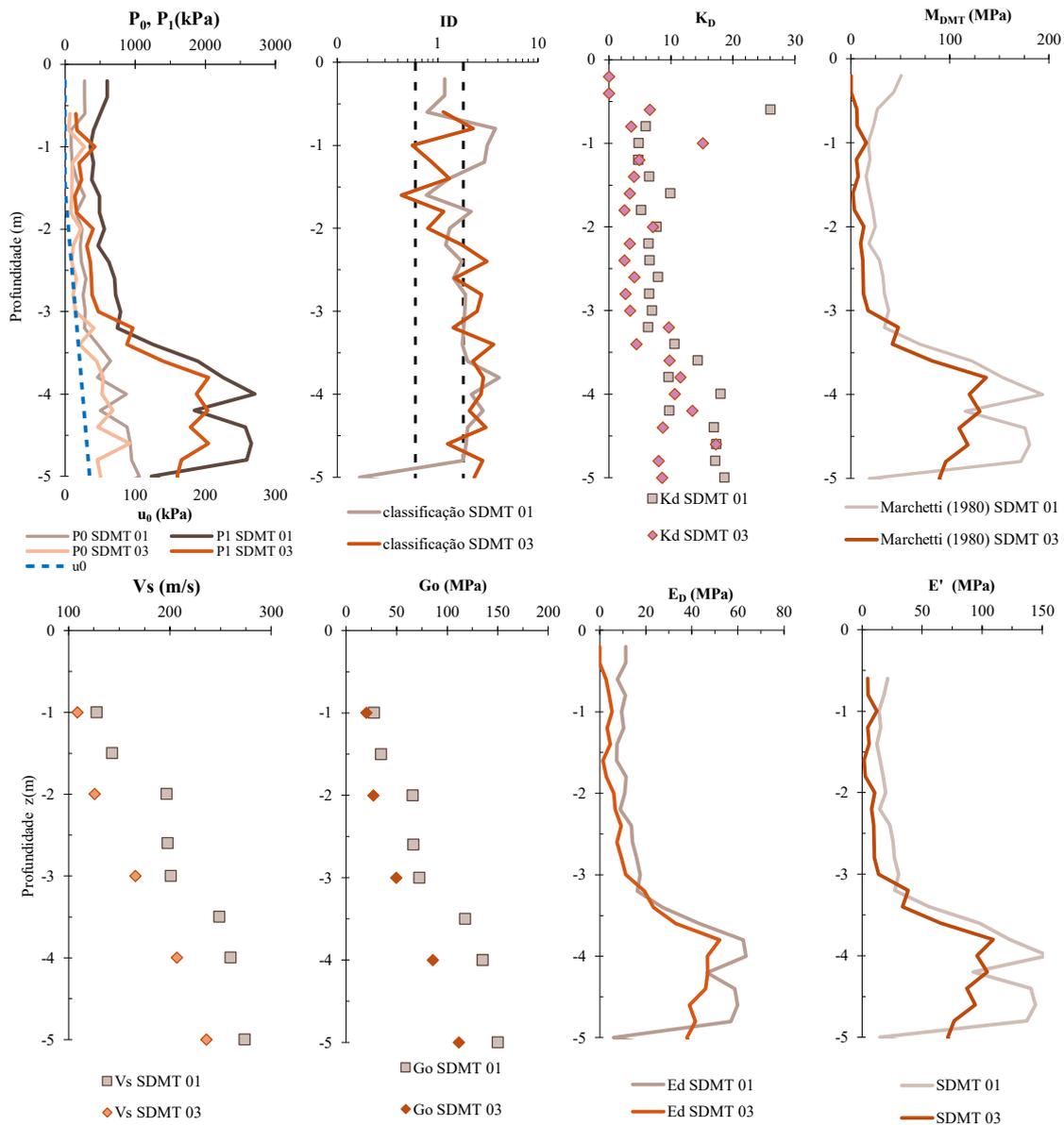


Figura 4.5. Parâmetros principais e intermediários e correlações obtidas para os primeiros 5 metros de solo do Campo Experimental de Araquari a partir dos ensaios SDMT (2ª Campanha). Adaptado de Geoforma (2014b, e).

A execução dos ensaios de piezocone sucedeu a realização de pré-furo na zona não-saturada, com profundidades de perfuração prévia de cerca de um metro (1.0m) para a primeira campanha (GEOFORMA, 2014a) e entre 2.04 e 2.21m para a segunda campanha (FUGRO, 2015). Importante ressaltar que, essa condição, em soma ao baixo nível de tensões superficiais, limita o uso do ensaio para avaliação dos parâmetros da camada inicial, equivalente à camada de interesse para esta pesquisa como apresentado nos capítulos subsequentes.

A grandeza inicial q_c (resistência de ponta) obtida pelo ensaio de piezocone foi corrigida em função dos efeitos de poropressão na ponteira do cone (medida u_2), de modo a se obter a resistência de ponta real mobilizada, $q_t = q_c + (1 - a) u_2$. A relação a entre as áreas da

ponteira de base e total do instrumento utilizado para os ensaios foi igual a 0.70 e 0.75 para as Campanhas 1 e 2, respectivamente.

Como grandezas derivadas do ensaio de piezocone, foram calculadas a razão R_f entre o atrito lateral (f_s) e a resistência de ponta inicial (q_c), e o parâmetro de poropressão B_q . Os valores de R_f evidenciam os baixos valores de atrito lateral f_s , e, em complemento aos valores de B_q , uma alta permeabilidade do solo para os metros apresentados (Figura 4.4). Como exceção, uma pequena geração de poropressão é evidenciada no metro inicial dos ensaios da primeira campanha (GEOFORMA, 2014a), em concordância ao gráfico de u_2 .

Como parâmetros intermediários provenientes do ensaio dilatométrico, por sua vez, foram calculados: o índice do material, I_D , relacionado à tipologia do solo; o índice de tensões horizontais K_D , associado ao empuxo ao repouso k_0 e à história de tensões do solo; o módulo dilatométrico $E_D=34.7(p_1-p_0)$ [FL⁻²]; o módulo M_{DMT} [FL⁻²]; e o módulo de Young drenado E' [FL⁻²], estimado com base na teoria da elasticidade e representativo de 80% do módulo M_{DMT} para Poisson 0.25.

Considerando o módulo sísmico adicional ao ensaio DMT, o módulo cisalhante a pequenas deformações G_0 [FL⁻²] também pôde ser calculado a partir da multiplicação entre a massa específica do solo ρ e o quadrado da velocidade da onda cisalhante V_s medida pelo ensaio. Considerando-se ambos os ensaios DMT, foram obtidos valores de módulo cisalhante entre 20 e 65MPa para profundidades de até 2 metros, a partir dos quais observou-se um crescimento gradual até o valor máximo de 161MPa, aos 11 metros de profundidade (dados completos do ensaio).

Analisando os ensaios CPTu e SDMT em conjunto aos ensaios SPT e respectivas amostragens (perfil da Figura 4.3), o solo local é composto por materiais arenosos, silto-argilosos e argilo-siltosos. A camada superficial de interesse, constituída por material granular fofo a pouco compacto, possui espessura média de ~3.5m, e é precedida por uma camada granular de maior compactidade que se estende até os ~11 metros de profundidade.

As figuras a seguir apresentam a estimativa dos parâmetros peso específico natural, γ_{nat} (Figura 4.6), densidade relativa, D_r (Figura 4.7) e ângulo de atrito efetivo φ' (Figura 4.8) para as profundidades em destaque.

Seguindo o recomendado por Robertson e Cabal (2015, equação (4-1)), o peso específico médio da primeira camada (até os ~3,5m de profundidade) pôde ser estimado entre 16 e 18 kN/m³ a partir de ensaios de piezocone, compatíveis à sugestão de Cintra (2012, a partir de ensaios SPT) para areias de menor compactidade e em estado não saturado.

$$\frac{\gamma}{\gamma_w} = 0.27 \log(R_f) + 0.36 \log\left(\frac{q_t}{p_a}\right) + 1.236 \quad (4-1)$$

sendo:

R_f – razão de atrito = $f_s/q_c * 100$ [%];

γ_w – peso específico da água [FL⁻³];

q_t – resistência de ponta real mobilizada [FL⁻²];

p_a – pressão atmosférica [FL⁻²].

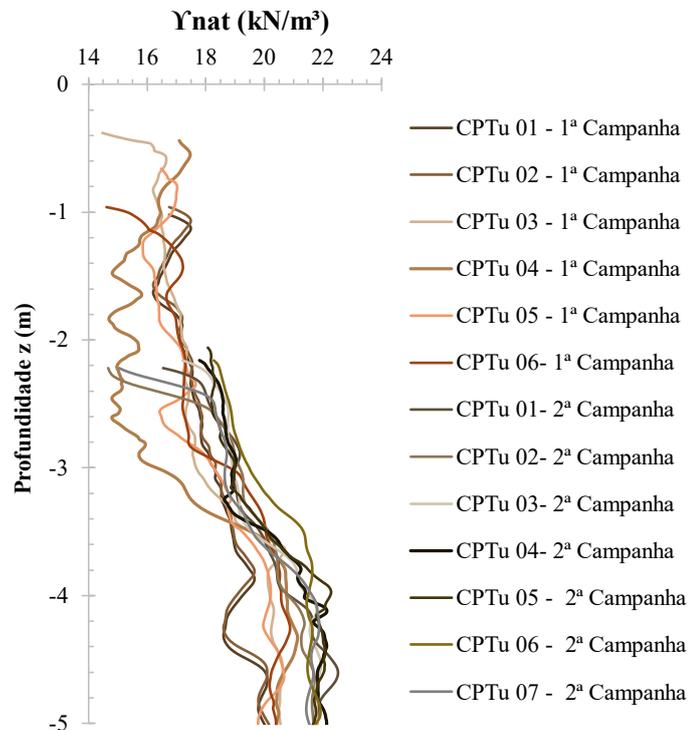


Figura 4.6. Estimativa do peso específico natural do solo de Araquari para os primeiros 5 metros de profundidade, a partir da relação proposta por Robertson e Cabal (2015) com base em resultados de ensaios CPTu (1ª e 2ª Campanhas).

Em termos de densidade relativa (D_r), avaliados a partir da segunda campanha de CPTu, observa-se que as metodologias de Skempton (1986, equação (4-2)) e Lancellota (1985, equação (4-3)) apresentam um perfil de compactidade similar para a areia de Araquari, com uma primeira camada tendendo a uma compactidade fofo a medianamente compacta, com moderado grau de confiabilidade.

$$D_r = \sqrt{\frac{N_{1,60}}{0,28 \times \sigma'_{v0} + 27}}, \quad N_{1,60} = \sqrt{\frac{\sigma'_{v1}}{\sigma'_{v0}}} \frac{N_{SPT} * \Delta E}{0.6} \quad (4-2)$$

sendo o valor da eficiência média da energia de cravação do martelo ΔE adotada igual à 75% (ODEBRECHT, 2003) e a correção da sobrepressão σ'_{v1} para o solo arenoso relacionada à tensão de 100kPa (DÉCOURT, 1989). σ'_{v0} representa a tensão vertical efetiva do solo na profundidade analisada [FL⁻²] e $N_{1,60}$ os resultados de N_{SPT} corrigidos em função dos níveis de tensão e energia.

$$D_r = -98 + 66 \log\left(\frac{q_c}{\sqrt{\sigma'_{v0}}}\right), \quad (4-3)$$

considerando os valores de q_c e σ'_{v0} expressos em t/m^2 .

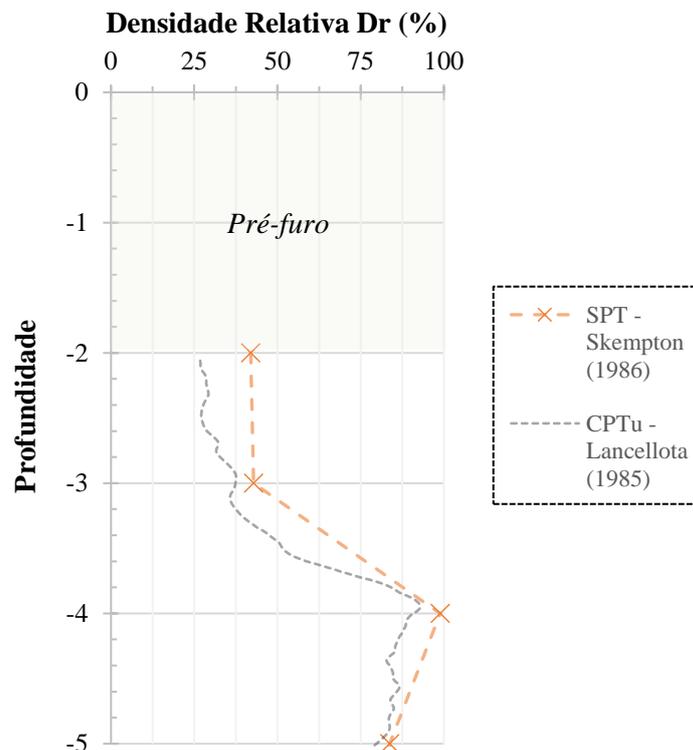


Figura 4.7. Estimativa da densidade relativa do solo arenoso de Araquari a partir de resultados de piezocone e SPT (2ª Campanha), enfoque primeiros 5 metros de profundidade.

Adentrando nos parâmetros de resistência do solo granular, o ângulo de atrito interno, φ' , também pôde ser estimado a partir de ensaios de campo, considerando as metodologias de Robertson e Campanella (1983, equação (4-4)) e Kulhawy e Mayne (1990, equação (4-5)) quando avaliados resultados de ensaios CPTu, Campanella e Robertson (1981 *apud* Marchetti

et al., 2001, equação (4-6)) para ensaios DMT, e as metodologias empíricas de Teixeira (1996, equação (4-7)) e Hatanaka e Uchida (1996, equação (4-8)) para avaliação de ensaios SPT.

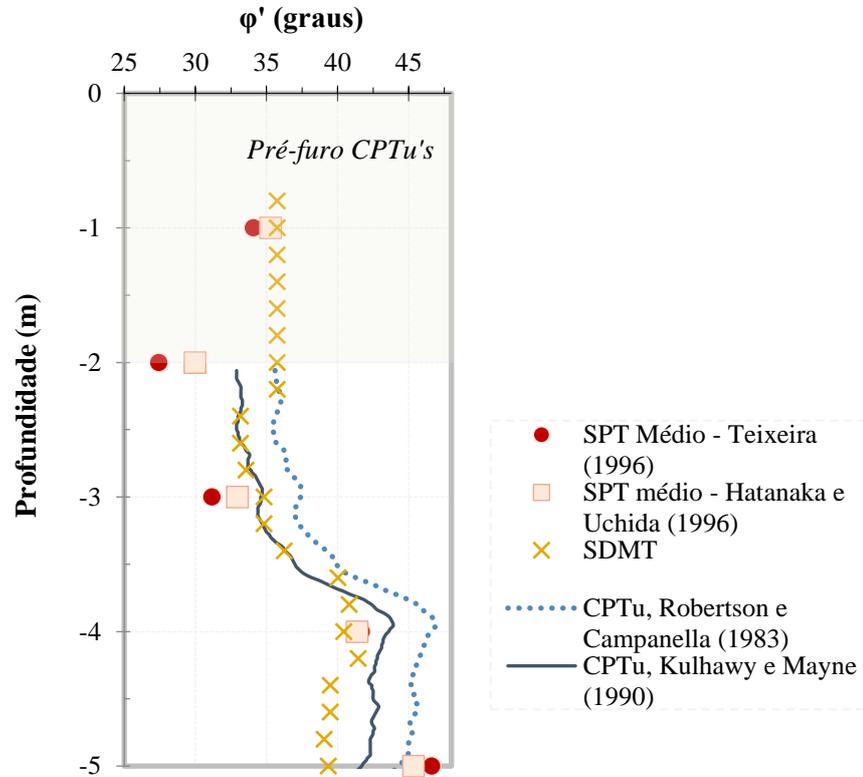


Figura 4.8. Ângulo de atrito de pico estimado a partir da média dos ensaios CPTu, SPT e SDMT para a areia de Araquari (2ª Campanha), primeiros 5 metros de profundidade.

Ressalta-se que, enquanto as relações propostas a partir do ensaio de piezocone costumam estar correlacionadas aos limites superiores do ângulo de atrito de pico, Marchetti *et al.* (2001) enfatizam que a equação (4-6) tende a representar os limites inferiores desse parâmetro, podendo subestimar o valor de φ'_p entre 2° e 4°.

$$\varphi' = \arctan \left[0.1 + 0.38 \log \left(\frac{q_t}{\sigma'_{v0}} \right) \right] \quad (4-4)$$

$$\varphi' = 17.6^\circ + 11^\circ \log \left(\frac{q_t/p_a}{\sqrt{\sigma'_{v0}/p_a}} \right) \quad (4-5)$$

$$\varphi' = 28^\circ + 14.6^\circ \log(K_D) - 2.1^\circ \log^2(K_D) \quad (4-6)$$

$$\varphi'_p = 15^\circ + \sqrt{24 N_{1,60}} \quad (4-7)$$

$$\varphi'_p = 20^\circ + \sqrt{15.4 N_{1,60}} \quad (4-8)$$

considerando o índice de tensão horizontal K_D como medida de tensão normalizada.

Na realidade, tanto o ângulo de atrito de pico quanto a densidade relativa do solo são dependentes do nível de tensões atuante na circunstância avaliada. Conforme já exposto no item 2.2, essa relação pode ser demonstrada pela equação de Bolton (1986), que correlaciona o ângulo de atrito de pico do solo φ'_p com o seu ângulo de atrito com volume constante, ou do estado crítico, φ'_{cs} , para uma dada tensão média e a respectiva compacidade do solo - conforme equação (2-30).

Adotando os valores médios de tensões efetivas e a densidade relativa obtida acima a partir dos ensaios de piezocone - método de Lancellota (1985), a estimativa dos ângulos de atrito de pico por Bolton (1986) mostrou-se similar ao máximo valor dentre os ângulos obtidos por q_t .

Buscando fornecer informações relacionadas ao histórico de tensões, cimentação e *ageing* de um determinado solo, pode ser avaliada a razão G_0/q_c e sua relação com o parâmetro adimensional q_{c1} , obtidos a partir dos ensaios SDMT (G_0) e CPTu (q_c).

$$q_{c1} = \frac{q_c}{p_a} \sqrt{\frac{p_a}{\sigma'_0}} \quad (4-9)$$

Adotando como limites inferiores e superiores à camada não cimentada as equações propostas por Schnaid, Lehane e Fahey (2004) a seguir, observa-se que os primeiros 5 metros do solo arenoso de Araquari encontram-se próximos à faixa limítrofe superior (Figura 4.9), classificando-se como uma areia não cimentada a levemente cimentada conforme a profundidade avaliada.

$$G_0 = 208 \sqrt[3]{q_c \sigma'_{v0} p_a} \text{ - limite superior, solos não cimentados} \quad (4-10)$$

$$G_0 = 110 \sqrt[3]{q_c \sigma'_{v0} p_a} \text{ - limite inferior, solos não cimentados} \quad (4-11)$$

No que se refere ao estado de tensões, o coeficiente de empuxo ao repouso (k_0) do solo costuma ser adequadamente estimado a partir do dilatômetro (parâmetro K_D). Para o Campo Experimental de Araquari, os valores de k_0 apresentados na Figura 4.10 foram calculados a partir das metodologias de Baldi *et al.* (1986, equação (4-12) com um coeficiente $f = 0,00172$) e Mayne e Kulhawy (1982, equação (4-13)), considerando o ensaio dilatométrico sísmico SDMT-03 acoplado a um CPTu nas proximidades do local. Uma razão de pré-adensamento OCR função do perfil de variação de K_D também foi considerada, conforme Marchetti (1980, equação (4-14)).

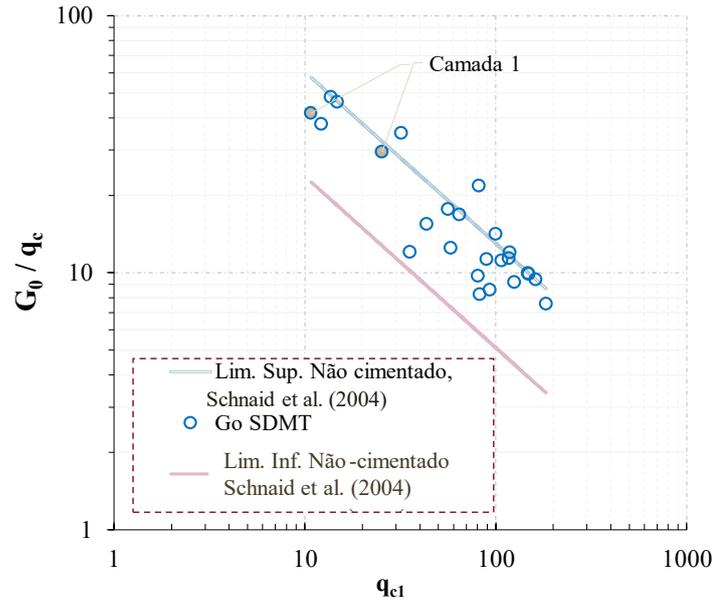


Figura 4.9. Relação G_0/q_c vs q_{c1} a partir de ensaios SDMT e CPTu para os primeiros metros do solo de Araquari. Camada superficial de interesse ($\sim 3.5\text{m}$) em evidência.

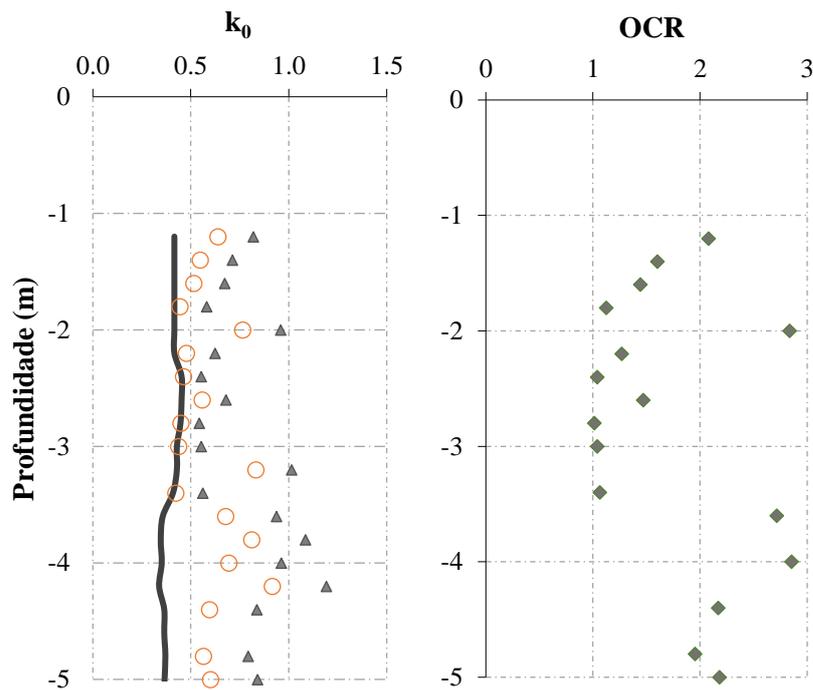


Figura 4.10. Avaliação do estado de tensões do solo de Araquari a partir de correlações com ensaio SDMT-03. Perfis de K_0 e OCR para os primeiros cinco metros de profundidade.

$$k_0 = 0.376 + 0.0956 K_D - f\left(\frac{q_c}{\sigma'_{v0}}\right) \quad (4-12)$$

$$k_0 = (1 - \sin \varphi') OCR^{\sin \varphi'} \quad (4-13)$$

$$OCR = (0.5 K_D)^{1.56} \quad (4-14)$$

Ao comparar-se o valor de k_0 estimado a partir de ensaios de campo com a formulação de Jaky (1944) para um solo puramente friccional ($1 - \text{sen}\phi'$, tendendo a valores próximos à 0.5), reforça-se o observado pelas relações de G_0/q_c : q_{c1} do gráfico da Figura 4.9, estando o depósito em uma zona limítrofe entre não cimentado à levemente cimentado.

Uma terceira campanha de investigação com 10 ensaios CPTu e CPTu cíclicos foi realizada para o Campo Experimental de Araquari de forma síncrona a esta pesquisa, como objeto do trabalho de tese de Patrocínio (2024, em andamento). Os ensaios de Patrocínio foram realizados após a execução das estacas-modelo apresentadas nos capítulos subsequentes, nas proximidades das estacas intermediárias tipo M2I (Figura 4.11).

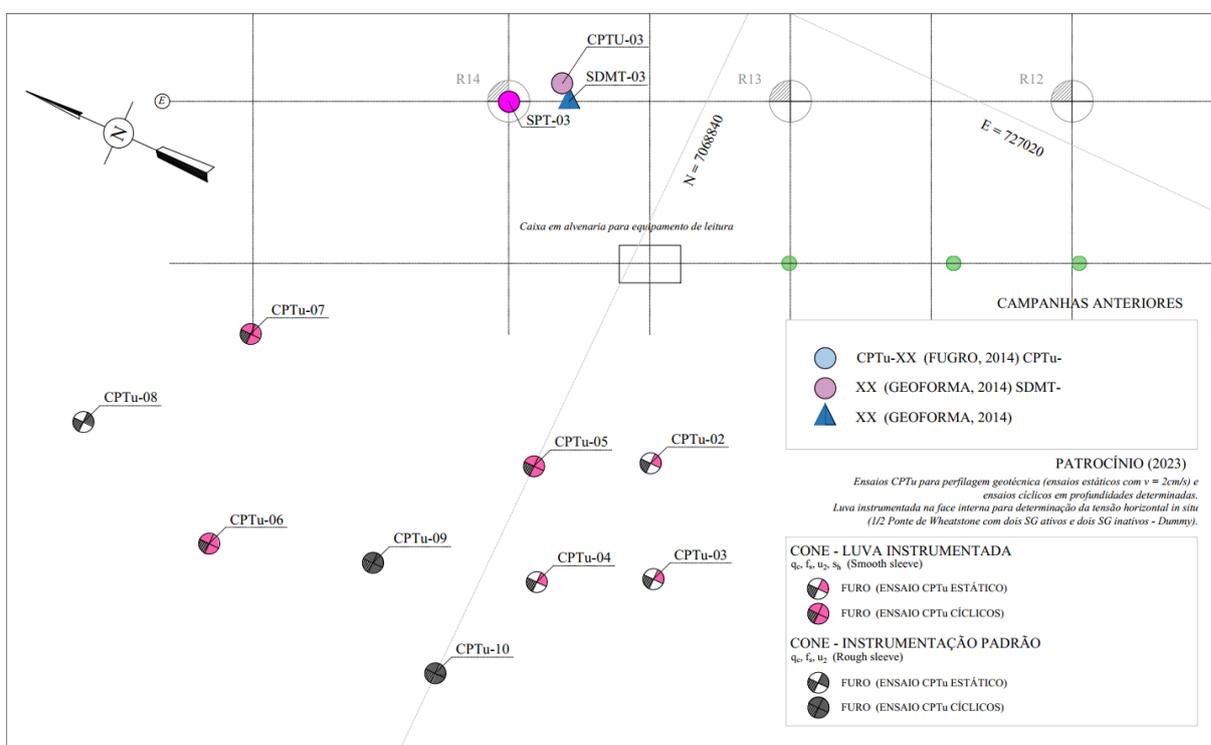


Figura 4.11. Localização de furos de sondagem CPTu para o Campo Experimental de Araquari - Terceira campanha (PATROCÍNIO, 2023).

Conforme apresentado na Figura 4.12, a autora observou resultados similares aos existentes para o solo arenoso local, com um nível d'água medido entre 0,80 e 1,50 metro abaixo da superfície, condizente ao elevado índice pluviométrico observado para o período de ensaios.

Os resultados obtidos a partir da investigação geotécnica para a 1ª e 2ª campanha podem ser visualizados no site do Campo Experimental <ufrgs.br/araquari-ets>. Os dados completos da nova campanha (Patrocínio, 2024) serão disponibilizados no site quando concluída sua análise.

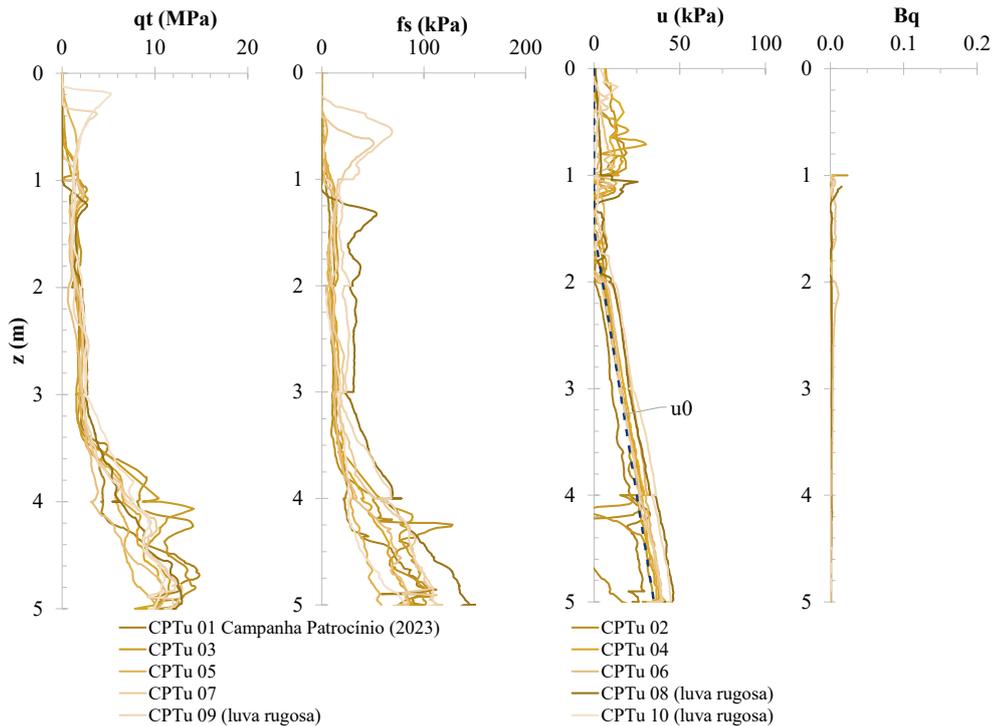


Figura 4.12. Parâmetros obtidos a partir de piezocone para o Campo Experimental de Araquari - Terceira campanha, camadas iniciais. Adaptado de Patrocínio (2023).

4.1.3 Ensaios de laboratório

A partir de amostras deformadas, ensaios de laboratório foram realizados por Lavallo (2017) objetivando a caracterização, análise da mineralogia e avaliação de comportamentos de resistência do solo de Araquari, e posteriormente complementados pela pesquisa de Chrusciak (2021).

Por Lavallo (2017), foram realizados ensaios de granulometria por peneiramento, sedimentação e a laser; ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) e difração de raios-X; limites de Atterberg; massa específica real dos grãos e índices de vazios mínimo e máximo para profundidades entre 3 e 24 metros, seguindo as preconizações normativas de referência. Não foram realizados ensaios de laboratório para caracterização do solo superficial de campo em profundidades inferiores aos 3 metros.

Os ensaios de caracterização realizados por Lavallo (2017) demonstraram uma homogeneidade do solo de Araquari em profundidade (Figura 4.13), representado por uma areia de granulometria fina, não plástica, quartzosa com pequena proporção de feldspato potássico e com porcentagem

de finos entre 10% e 40% até os 17 metros, quando atingida uma camada silto-areno-argilosa de baixa a média plasticidade (IP entre 6 e 13%).

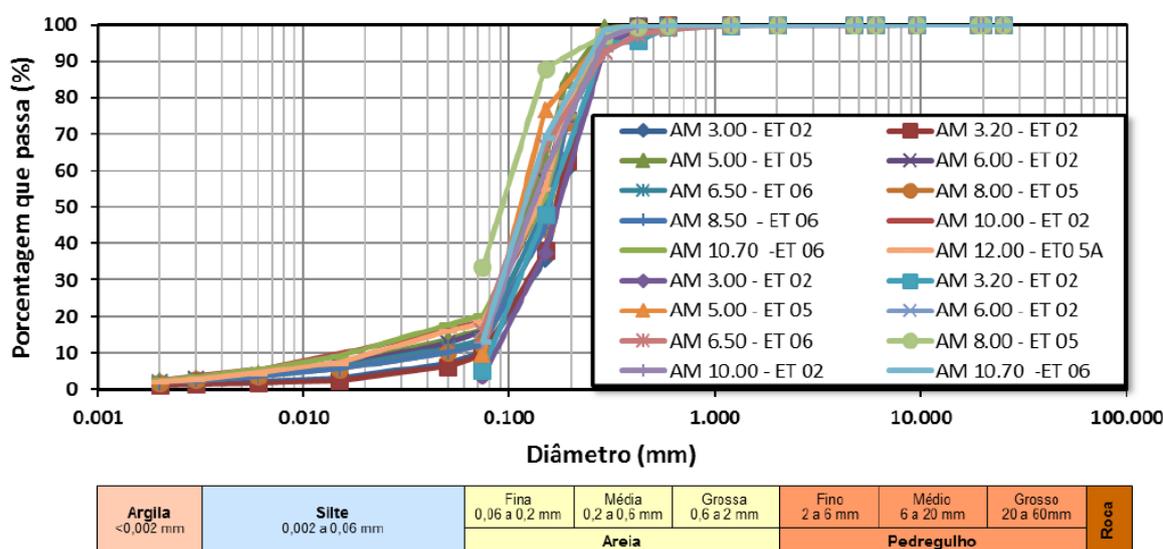


Figura 4.13. Curvas granulométricas do solo de Araquari para profundidades de 3.0m a 10.7m. Lavallo (2017).

Os grãos do solo de Araquari foram classificados com baixo grau de arredondamento e predominantemente finos, com um diâmetro médio dos grãos (d_{50}) igual a 0.15mm, um peso específico relativo dos grãos (G_s) médio de 2.65, e índices de vazios mínimo e máximo de 0.74 e 1.05, respectivamente.

Um resumo dos parâmetros do solo de Araquari a partir dos ensaios de caracterização realizados por Lavallo (2017) pode ser visualizado na Tabela 4-1, com valores de densidade relativa (D_r) obtidos por meio de correlações com os resultados de SPT e CPTu e índices de vazios naturais.

Para avaliar o comportamento tensão-deformação e a resistência ao cisalhamento, ensaios triaxiais drenados tipo CID foram realizados por Lavallo (2017) buscando reproduzir condições de compactação e sobrecarga para cada camada de campo, com resultados conforme apresentado na Tabela 4-2. As deformações axiais de ensaio alcançaram em torno de 10%, e apenas os ensaios triaxiais realizados para uma densidade relativa teórica de 80% apresentaram comportamento dilatante durante a fase de cisalhamento.

A partir da Tabela 4-2, verificam-se valores de ângulo de atrito de pico entre 32.8° e 38.0° para as camadas arenosas, e valores de φ_{cs}' condizentes a valores típicos de areias quartzosas, variando entre 32.5° e 33.7° , desconsiderando-se os valores de ensaio correspondentes às profundidades de 5m e 12m.

Tabela 4-1. Resumo caracterização Campo Experimental de Araquari

Camada	Prof (m)	Descrição	e_{min}	$e_{máx}$	e_{med}	G_{smed}	D_{rmed} (%)	Distribuição dos finos (%)		
								Areia	Silte	Argila
1	3.0	Areia fina	0.76	0.88	0.83	2.51	42	89.5	9.4	1.2
	3.20		0.81	0.92	0.87	2.51	42			
2	5.0	Areia fina com silte	0.40	0.65	0.45	2.67	81	78.7	18.4	2.9
	6.0		0.86	0.97	0.89	2.67	71			
	8.5		0.84	1.07	0.88	2.67	82			
	10.0		0.83	1.01	0.89	2.69	66			
3	10.7	Areia siltosa fina	0.70	1.14	1.04	2.54	22	59.7	35.9	4.4
	14.0		1.08	1.43	1.36	2.54	22			
	15.0		0.89	1.22	1.08	2.66	42			
	17.1		0.80	1.51	1.24	2.66	37			
4	18.8	Silte arenoso baixa plasticidade	0.42	0.95	0.85	2.34	19	16.5	73.8	9.7
	19.0		0.51	1.48	1.29	2.34	20			
	21.0		0.82	1.07	1.00	2.47	25			
5	22.5	Areia siltosa média a fina	0.71	0.91	0.85	2.58	31	64.0	30.3	5.7
	24.0		0.57	0.80	0.74	2.58	32			

Fonte: Adaptado de Lavalle (2017).

Tabela 4-2. Parâmetros de resistência obtidos a partir de ensaios triaxiais em amostras do Campo Experimental de Araquari.

Profundidade (m)	D_r (%)	φ_{pico}' (°)	φ_{cs}' (°)	c' (kPa)	M
3	40	33.7	32.9	0	1.33
5	80	38.0	35.9	0	1.46
9	60	34.0	33.7	3	1.36
12	20	23.3	22.8	6.5	0.89
15.4	40	32.8	32.5	2.4	1.31
24	30	33.1	32.9	16.1	1.33
<i>média</i>		<i>33.4</i>	<i>33</i>		<i>1.33</i>

Fonte: Lavalle (2017).

Buscando reavaliar o comportamento tensão-deformação e os parâmetros de resistência para a camada de maior compactidade, Chrusciak (2021) realizou um novo ensaio triaxial com amostras representativas a um D_r 80%, com peso específico úmido próximo aos 17.5 kN/m³ e índice de vazios inicial de 0.66, alcançando deformações distorcionais de 19%.

O ensaio triaxial de Chrusciak (2021) para amostra compacta, conforme Figura 4.14, apresentou como parâmetros de resistência um ângulo de atrito de pico de 35.5° e um correspondente ângulo de atrito no estado crítico (repouso) de 32.6°.

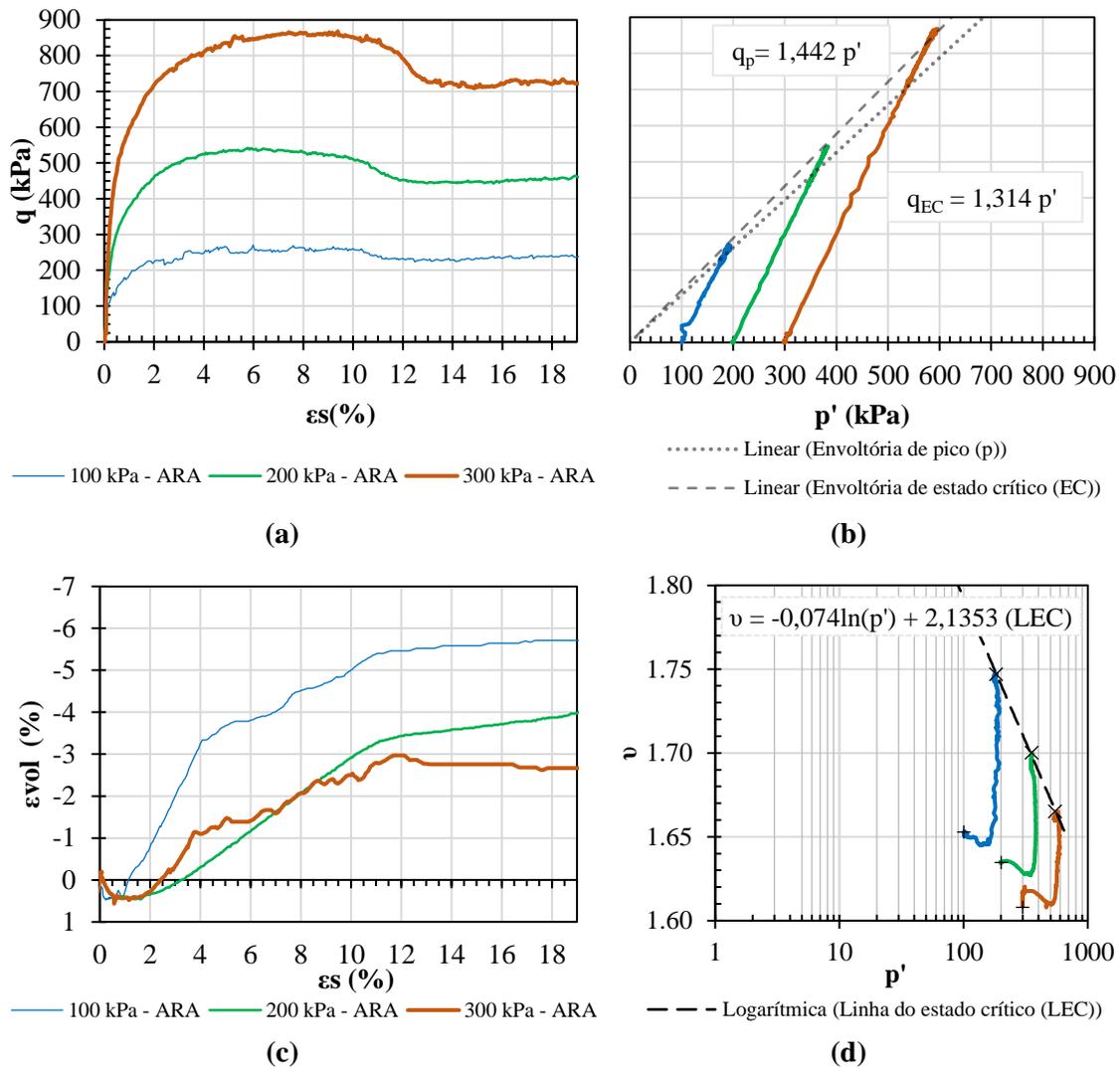


Figura 4.14. Ensaio CID para a areia de Araquari com D_r 80%: (a) Curvas tensão-deformação distorcional; (b) curvas deformação volumétrica-deformação distorcional; (c) Trajetórias de tensões e envoltória de resistência; (d) curva $v - \ln p'$. Adaptado de Chrusciak (2021)

O ângulo de atrito no estado crítico calculado por Chrusciak (2021) condiz com os resultados obtidos por Lavalley (2017) para amostras contráteis e com valores médios típicos de areias quartzosas (CHING *et al*; 2012). É importante frisar que o estado crítico verdadeiro não foi atingido para as deformações dos ensaios triaxiais avaliados para o Campo Experimental de Araquari, tendo sido realizadas aproximações, tanto nos trabalhos de Chrusciak (2021) quanto de Lavalley (2017).

Observa-se que o índice de vazios obtido por Chrusciak (2021) para seus ensaios tensão-deformação foi inferior ao índice de vazios mínimo calculado por Lavalley (2017), evidenciando que os índices de vazios obtidos de forma normativa não caracterizaram os limites absolutos do material.

Considerando amostragem deformada das camadas superficiais do solo de Araquari, os índices de vazios limites foram verificados em Spricigo (2019) de acordo com a NBR 12051 e NBR 12004, assim como o peso específico relativo dos grãos. Foram obtidos resultados muito próximos aos de Lavallo (2017), com $e_{\text{mín}}=0.75$, $e_{\text{máx}}=1.00$ e $G_s=2.6$.

Para o índice de vazios mínimo e máximo por meio das normas ASTM D4253 (2016, a) e ASTM D4254 (2016, b), Chrusciak (2021) encontrou valores de 0.594 e 0.96, respectivamente.

Chrusciak (2019*) também realizou ensaios de cisalhamento direto com o objetivo de avaliar o comportamento do solo de Araquari frente ao índice de vazios mínimo normativo. Para isso, dois ensaios foram realizados com amostras moldadas para índices de vazios respectivos a 0.92 e 0.63, para os quais foram obtidos ângulos de atrito de pico de 33.3° e 36° e comportamentos contráteis e dilatantes, respectivamente (Figura 4.15). O ângulo de atrito no estado crítico foi aproximado em 33.2° e 33.5° .

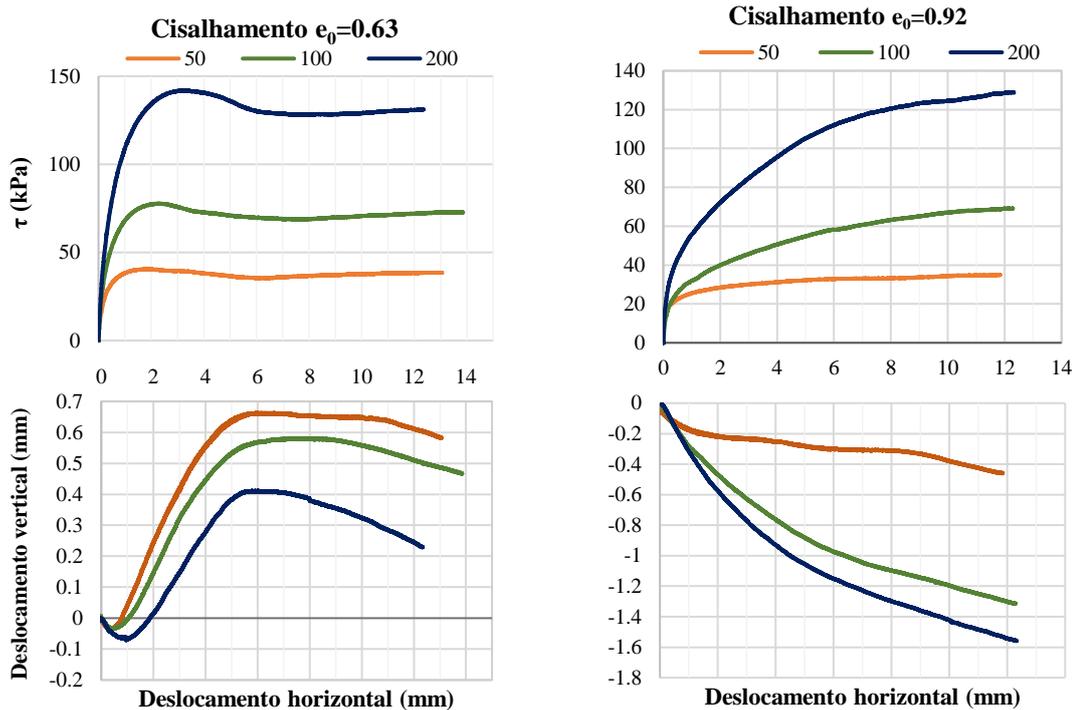


Figura 4.15. Cisalhamento direto: Curvas tensão-deformação e deslocamento vertical-deslocamento horizontal para amostra dilatante ($e=0.63$) e contrátil ($e=0.92$). Adaptado de Chrusciak (2019).

A comparação entre resultados dos ensaios de laboratório desenvolvidos por Lavallo (2017) e Chrusciak (2019, 2021) para avaliação da resistência do solo arenoso de Araquari é resumida na Tabela 4-3, para amostras dilatantes e contráteis.

Tabela 4-3. Parâmetros de resistência estimados para o solo de Araquari em comportamento contrátil e dilatante a partir de ensaios de laboratório.

COMPORTAMENTO CONTRÁTIL							
Ensaio Referência	e_0	Tensões confinantes aplicadas (KPa)			ϕ_p' (°)	ϕ_{cs}' (°)	c' (KPa)
Triaxial CID Lavalle (2017)	0.82	50	100	150	33.7°	32.9°	0.0
	0.91	50	100	150	34.0°	33.6°	3.0
Cisalhamento Direto Chrusciak (2019*)	0.92	50	100	200	33.3°	33.2°	0.0
COMPORTAMENTO DILATANTE							
Ensaio Referência	e_0	Tensões confinantes aplicadas (KPa)			ϕ_p' (°)	ϕ_{cs}' (°)	c' (KPa)
Triaxial CID Lavalle (2017)	0.62	50	100	150	38.0°	35.9°	0.0
Cisalhamento Direto Chrusciak (2019*)	0.63	50	100	200	36.0°	33.5°	0.0
Triaxial CID Chrusciak (2021)	0.66	100	200	300	35.5°	32.6°	0.0

Fonte: Adaptado de Lavalle (2017) e Chrusciak (2019, 2021).

Cabe ressaltar a tendência de resultados de ângulo de atrito obtidos por ensaios triaxiais apresentarem-se inferiores àqueles determinados por meio de ensaios de cisalhamento direto, com variação de até 10% do valor entre os ensaios causada preponderantemente pelas distintas trajetórias de tensões (ROWE, 1969; WROTH, 1984; HAN *et al.*, 2018). Para situações de carregamento transversal, a trajetória de tensões pode ser comparada àquela observada por meio de ensaios triaxiais para porções de solo à frente da estaca, na direção do carregamento. A porção de solo situada lateralmente às paredes, em mesmo eixo do centro geométrico da estaca, por sua vez, apresenta trajetórias de tensões similares a ensaios de cisalhamento direto (AHMED; HAWLADER, 2016).

Os ângulos de atrito estimados por ensaios triaxiais e de cisalhamento direto (Lavalle, 2017; Chrusciak, 2021) também podem ser comparados às estimativas com base em ensaios de campo com enfoque nos primeiros cinco metros, conforme Figura 4.16.

Os parâmetros morfológicos de circularidade (Ci), razão de aspecto (AR), angularidade/arredondamento (R) e esfericidade (S) para a areia de Araquari também foram calculados por Chrusciak (2021) e podem ser visualizados em sua pesquisa.

Para a interface entre a areia de Araquari e as estacas escavadas existentes no campo experimental, Chrusciak (2021) obteve relação entre ângulos de atrito residual interface/solo

(δ_r/ϕ'_r) de 1.01 a 1.34, para valores de rugosidade de interface normalizada (R_n) entre 0.96 e 1.07.

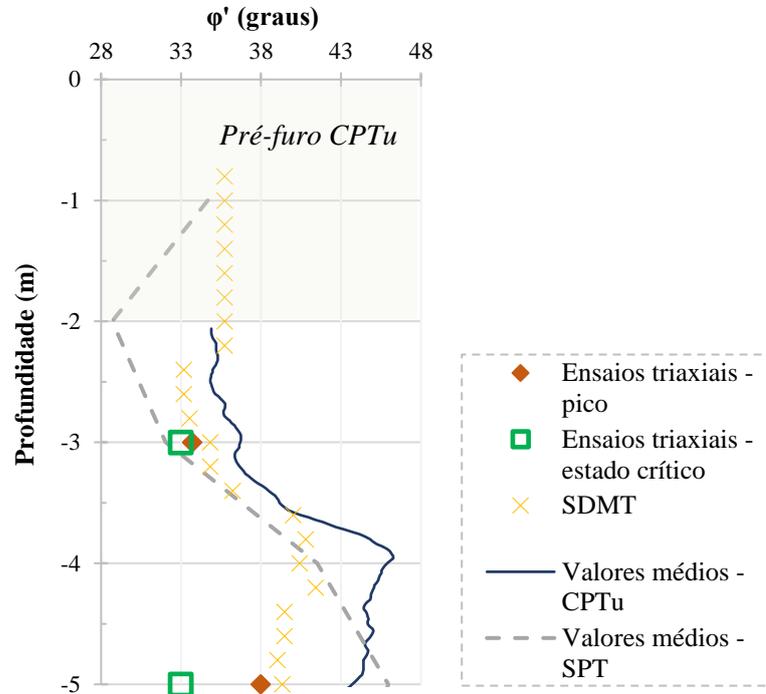


Figura 4.16. Estimativa do ângulo de atrito do Campo Experimental de Araquari a partir da média de ensaios de laboratório e campo. Primeiros cinco metros abaixo da superfície.

4.1.4 Parâmetros do solo adotados para a previsão de comportamento de conjuntos solo-estaca submetidos ao carregamento transversal

Com base na investigação geotécnica de campo e laboratório detalhada nos subcapítulos acima, foram definidos os parâmetros de base para a previsão de comportamento de estacas submetidas a esforços transversais instaladas no solo de Araquari.

Os parâmetros adotados como representativos ao solo de Araquari previamente à interferência das cravações são sumarizados na Tabela 4-4, ganhando maior importância a camada inicial, de compactação fofa a média.

O nível freático foi considerado a uma profundidade média de 2.0 metros para previsões de estudo Classe A, sendo observada uma redução para cerca de 0.80m a 1.5m em condições de ensaio. Mais informações sobre a retroanálise e avaliação dos parâmetros de solo após os ensaios de campo é apresentada no capítulo de previsões de desempenho.

Tabela 4-4. Parâmetros geotécnicos adotados nesta pesquisa para o Campo Experimental de Araquari.

<i>Camada</i>	Prof. (m)	Descrição	Dr (%)	γ'_{nat} (kN/m ³)	φ'_p (°)	φ'_{cs} (°)	ψ (°)	c'^{***} (kPa)	$E_{s\ ini}$ (MPa)	n_h (API) (MN/m ³)	G_0^* (MPa)
1	0 - 3.5	Areia fina fofa a medianamente compacta	40	17	33.0	32.6	1	0	15	26.67 acima NA 16.67 abaixo NA	10-87
2	3.5 - 10	Areia fina com silte, compacta	75	20	38.0	32.6	12	0	100	34.44 (abaixo NA)	110 - 162

* variação média de G_0 em profundidade (Figura 4.5), equação de ajuste conforme Hardin & Black (1966).

** valores nulos de coesão são representados por pequeníssimos valores (10Pa-1kPa) no modelo numérico para fins de convergência.

Considerando a distribuição granulométrica de predominância fina e homogênea e a angularidade dos grãos da areia de Araquari, um valor único de ângulo de atrito no estado crítico foi adotado ao longo da profundidade de interesse (até 5m de profundidade, respeitando as condições mínimas de contorno conforme Quadro 2) equivalente ao estimado por Chrusciak (2021), de 32.6°.

Os valores do ângulo de dilatância ψ foram previstos com base nas relações propostas por Bolton (1986) entre o ângulo de atrito de pico e do estado crítico, considerando material granular quartzoso e os estados triaxial e plano de deformações:

$$\varphi'_p = \begin{cases} \varphi'_{cs} + 0.8 \psi, & \text{para estado plano de deformações} \\ \varphi'_{cs} + 0.48 \psi, & \text{para estado triaxial de deformações} \end{cases} \quad (4-15)$$

Para a primeira camada, o módulo cisalhante a pequenas deformações foi ajustado a partir da equação de Hardin & Black (1966), vide equação (2-31). Foram relacionadas a tensão efetiva média p' , a pressão de referência atmosférica $p'_{ref}=101.3$ kPa, a constante de calibração do solo A_G (adotada como 681), o expoente de tensões n (0.77) e o índice de vazios do solo a partir da função $f(e)$, com c equivalente a 2.97 para partículas angulares.

Com o intuito de refinar os parâmetros de entrada do modelo numérico previamente ao estudo e previsão de comportamento de estacas submetidas a esforços transversais junto ao solo de Araquari, esse foi calibrado a partir dos ensaios triaxiais realizados por Chrusciak (2021), levando em consideração o estado crítico obtido para amostra dilatante como aplicável ao estado contrátil do mesmo solo granular.

Essa calibração pode ser visualizada no APÊNDICE B, a partir da qual o coeficiente de Poisson foi adotado igual à 0.20 para os metros de interesse. Para fins de simplificação, condições não drenadas não foram avaliadas e, portanto, seus parâmetros não apresentados. Um solo arenoso homogêneo equivalente à primeira camada de Araquari, fofo a medianamente compacto, foi adotado para as modelagens numéricas de previsão.

4.2 CARACTERIZAÇÃO DAS MONOESTACAS-MODELO

Buscando definir os parâmetros e propriedades geométricas das monoestacas-modelo de modo a obter em campo comportamentos de interação solo-estrutura de interesse, inúmeros testes foram realizados a partir de modelagens numéricas e uso de *softwares* comerciais embasados nas curvas p - y . As propriedades e perfil base para o solo local foram adotados conforme definidos no subcapítulo anterior.

4.2.1 Premissas

Como premissas iniciais para a definição das monoestacas ensaiadas monotonicamente, considerou-se:

- a necessidade mínima de pares de estacas, de modo que fossem obtidos três diferentes comportamentos em termos de rigidez estrutural, visando avaliar o conjunto solo-estaca tanto para monoestacas de comportamento puramente flexível (referentes à realidade das subestruturas de óleo e gás e, conseqüentemente, das normas e diretrizes atuais de dimensionamento), quanto para um comportamento rígido compatível a monoestacas de aerogeradores *offshore*;
- um único comprimento embutido no solo, de modo a evitar divergências de comportamento entre estacas devido à eventual influência da variação dos parâmetros geotécnicos do solo em profundidade;
- em soma ao item anterior, camada de solo homogênea, objetivando simplificações de análise;
- relações comprimento embutido-diâmetro (L/D), altura livre-comprimento embutido (h/L), altura livre-diâmetro (h/D) e espessura do revestimento- diâmetro (t/D)

compatíveis (análise dimensional) a monoestacas de aerogeradores *offshore*, ao mesmo tempo em que factíveis à execução em campo;

- material e método de instalação condizentes à realidade dos protótipos; e
- a possibilidade de instrumentação das estacas em topo e profundidade;

A escolha dentre as opções de estacas para o estudo também foi balizada pelas limitações físicas e logísticas (em termos de espaço, técnicas construtivas locais, disponibilidade de insumo, interferência do nível freático e das próprias camadas do solo); financeiras; e temporais.

Foi idealizado o ensaio de carregamento monotônico transversal em pares teoricamente idênticos, quando uma estaca se torna reação de seu par em simultâneo ao seu carregamento, possibilitando resultados em duplicidade ao mesmo tempo em que simplificando e otimizando as configurações de ensaio.

Os parâmetros e características adotados para as estacas de campo são detalhados nos itens a seguir, tendo como base previsões de desempenho realizadas a partir de modelagens numéricas e analíticas (Fase II), otimizadas após a realização dos ensaios conforme apresentado no Capítulo 7.2.

4.2.2 Parâmetros, materiais e geometria das monoestacas

A partir das premissas supracitadas, foram definidas como monoestacas-modelo o total de dez estacas, subdivididas em cinco pares de ensaio e três categorias relacionadas à rigidez relativa ensejada, nomeadamente:

- **M1F**: Monoestacas Flexíveis, subdivididas em 2 pares de 4 estacas: M1Fab e M1Fcd com comportamento ensejado de flexão pura (rigidez relativa flexível);
- **M2I**: Monoestacas Intermediárias, subdivididas em 2 pares de 4 estacas: M2Iab e M2Icd com comportamento ensejado de flexão + rotação (rigidez relativa intermediária); e
- **M3R**: Monoestacas Rígidas, subdivididas em 1 par de 2 estacas: M3Rab com comportamento ensejado de rotação pura (predominantemente rígida).

Objetivando a melhor representação dos protótipos a nível *offshore*, as monoestacas-teste foram concebidas como tubos metálicos de paredes finas, cravados no terreno e posteriormente preenchidos com concreto ou graute cimentício, de modo a permitir a unicidade do elemento estrutural em conjunto à instrumentação em profundidade e evitar deformações localizadas do material na posição de aplicação de carga.

Os parâmetros geométricos e mecânicos adotados para as monoestacas-modelo desta pesquisa estão listados na Tabela 4-5 e na Tabela 4-6, respectivamente.

Tabela 4-5. Parâmetros geométricos definidos para os pares de monoestacas-modelo de campo.

Par	D _{nom} pol	D _{ext} mm	t mm	L m	h* m	L/D	h/D	h/L	D/t
M1Fab	5.1/2	139.7	4.75	2	0.90	14.32	6.44	0.45	29.41
M1Fcd	5.1/2	139.7	4.75	2	0.93	14.32	6.66	0.46	29.41
M2Iab	10.3/4	273	6.35	2	0.90	7.33	3.30	0.45	42.99
M2Icd	10.3/4	273	6.35	2	0.90	7.33	3.30	0.45	42.99
M3Rab	20	508	6.35	2	0.92	3.94	1.81	0.46	80.00

F=comportamento estrutural flexível (flexão pura)

R = comportamento estrutural rígido (rotação pura)

I= comportamento estrutural intermediário (flexão +rotação)

*Valores médios apresentados conforme condições de fixação do sistema de carga em campo.

Tabela 4-6. Especificidades e propriedades mecânicas adotadas para o aço e graute das monoestacas de campo.

Par	f_y	f_d (tração)	$E_{aço}$	$E_{conc,i}^*$	f_{ck}^*	Rigidez conjunto EI^*	Momento plastificação estimado, M_p	Curvatura instante plastificação κ_p
	[MPa]	[MPa]	[GPa]	[GPa]	[MPa]	[kNm ²]	[kNm]	[rad/m]
M1Fab	228	310	210	20	13	1250	15	0.015
M1Fcd	228	310	210	20	13	1250	15	0.015
M2Iab	228	310	210	24	11.5	16280	85	0.007
M2Icd	228	310	210	22	10	14866	80	0.007
M3Rab	205	345	210	30	33	163400	295	0.0035

F=comportamento estrutural flexível (flexão pura)

R = comportamento estrutural rígido (rotação pura)

I= comportamento estrutural intermediário (flexão +rotação)

f_y = resistência ao escoamento do aço em compressão [FL⁻²]

f_d = resistência ao escoamento do aço à tração [FL⁻²]

f_{ck} = resistência característica do concreto no dia do ensaio [FL⁻²]

$E_{aço}$ = módulo de elasticidade do aço [FL²]

$E_{conc,i}$ = módulo de elasticidade do graute cimentício ou calda de cimento inicial ao ensaio [FL²]

M_p = momento de plastificação estimado para o conjunto [FL]

κ_p = curvatura estimada para o conjunto durante instante de plastificação [rad L⁻¹]

*valores médios aos pares representativos ao dia do ensaio a partir de calibração e retro análise dos dados.

As monoestacas de comportamento rígido foram limitadas a um único par por fins de viabilidade financeira da pesquisa. Os tubos estruturais de 5” (pares 1-F) e 10” (pares 2-I), dispostos em 2 pares cada, foram cedidos pela empresa Tuper S.A., assim como os tubos metálicos para recebimento dos inclinômetros instalados diretamente no solo de entorno (discutido no subcapítulo 4.3.3), possibilitando maior repetibilidade e confiabilidade de

informações de campo para compreensão dos mecanismos de interação solo-estrutura desses conjuntos.

A escala de projeto entre monoestacas modelo e protótipo foi inferida considerando parâmetros geométricos normalizados, condizentes à realidade de monoestacas de aerogeradores. Foram consideradas as relações L/D entre 3 e 6; h/D entre 5 e 20; h/L entre 0.5 e 2 e D/t entre 30 e 80, sendo optado por um comprimento embutido de campo que não ultrapassasse a primeira camada de solo do local e idêntico entre todas as estacas modelo. Assim, ficou definido um $L=2$ metros, com estacas assentes na camada de solo fofo a medianamente compacto do Campo Experimental de Araquari (1ª camada).

Observam-se que as razões D/t e h/L para os pares de campo acordam de forma geral com parâmetros geométricos de protótipos *offshore* (item 2.3.3). As razões LD e h/D , diferentemente, apresentam maior faixa de valores dentre os idealizados. Como justificativa para a primeira, está o interesse em avaliar a diferença de comportamento entre estacas flexíveis e rígidas, diretamente associado a distintos valores da razão comprimento embutido L / diâmetro D e à rigidez relativa entre solo e estaca.

A respeito da razão h/D , foi optada pela redução da altura livre (h) entre o ponto de aplicação de carga e a superfície de todas as estacas-modelo adotando como verdadeira a influência não representativa deste parâmetro no comportamento-resposta do conjunto ensaiado, conforme análise paramétrica realizada (vide capítulo 3.2). Essa redução permitiu simplificações de instalação e ensaio, consideradas preponderantes para a adequada realização deste estudo. De outra forma, a relação h/L foi mantida próxima à faixa de valores usuais dos protótipos e aproximadamente constante entre as monoestacas-modelo.

Como propriedades mecânicas em termos de resistência do aço utilizado para as estacas-modelo foram considerados os valores mínimos descritos nas diretrizes normativas para fabricação de aços estruturais (NBR 8261, estacas M1F e M2I) e aços estruturais helicoidais (ASTM A-252 Grau 1, estacas M3R), com valores conforme Tabela 4-6. Para além destas propriedades, adotou-se e coeficiente de Poisson $\nu=0.15$ e massa específica $\rho= 7.85 \text{ t/m}^3$ para fins de previsão e modelagem numérica. Admitiu-se rugosidade normalizada entre aço e solo arenoso $R_n=1$.

Para o graute de preenchimento, os parâmetros médios de resistência apresentados na Tabela 4-6 foram obtidos a partir de ensaios realizados com corpos de prova preparados durante a

concretagem, conforme descrito no subcapítulo 4.3.3.3, e aferidos durante a avaliação dos resultados de instrumentação (capítulo 6.2).

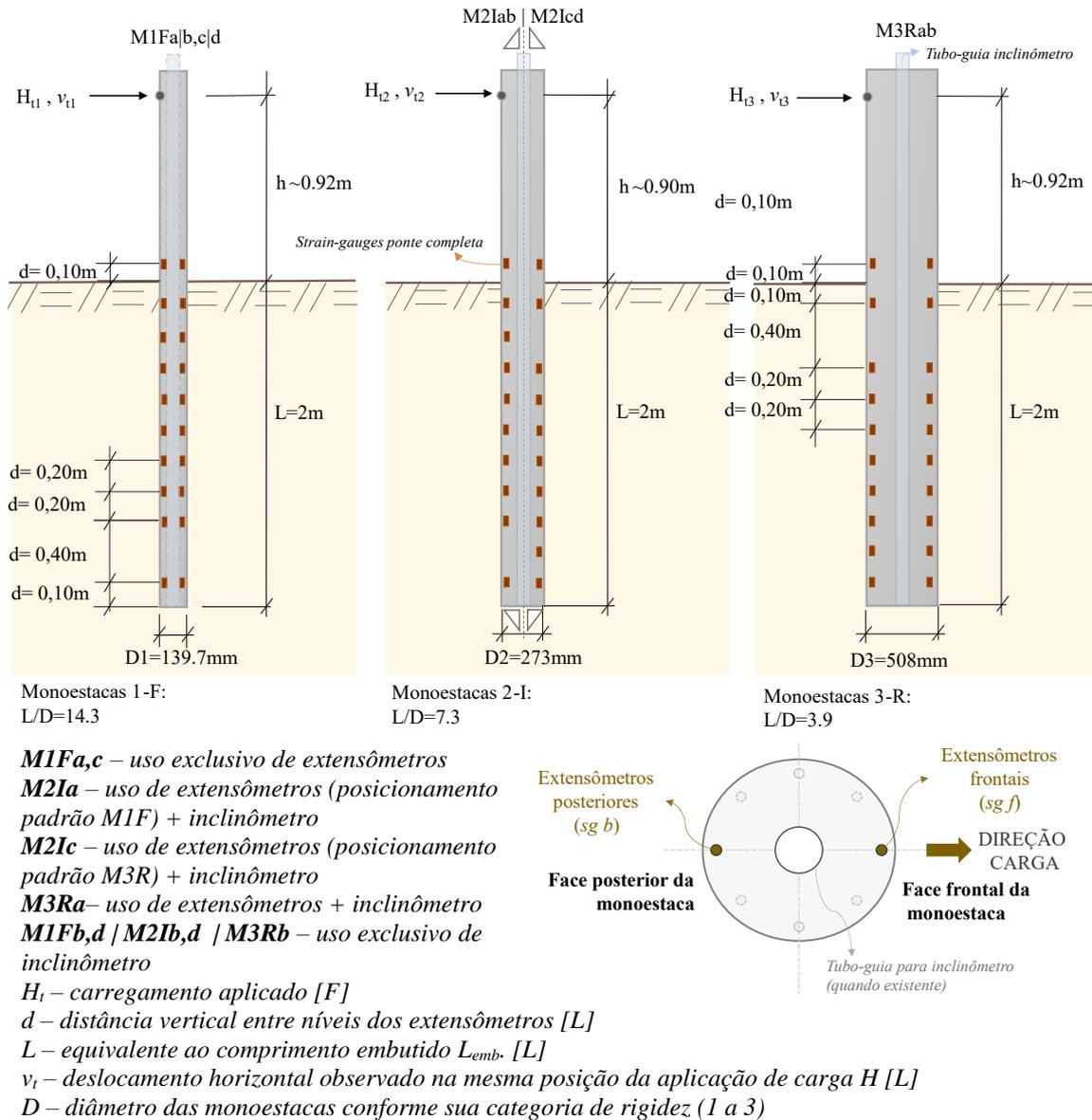


Figura 4.17. Perfil e seção esquemáticos das monoestacas executadas no Campo Experimental de Araquari submetidas a esforços transversais, incluindo instrumentação em profundidade.

A representação das três categorias de monoestaca pode ser observada na Figura 4.17, conjuntamente à instrumentação em profundidade. Todas as estacas foram instrumentadas com uso de extensômetros (*strain-gauges*) e/ou inclinômetros.

Os momentos de plastificação e curvaturas associadas a cada par de monoestacas foram estimados na fase de previsões de desempenho, fazendo-se uso de *software* comercial a partir

de modelo analítico (teoria de Winkler e as metodologias embasadas nas curvas “p-y” normativas) com abordagem por diferenças finitas.

Informações detalhadas sobre a instrumentação são apresentadas nos itens subsequentes, e o *As Built* das condições de campo estão apresentadas no APÊNDICE D. Todas as tratativas que abordam o comprimento como L estão se referindo ao comprimento embutido ao solo, L_{emb} .

4.3 PREPARO E INSTALAÇÃO DAS MONOESTACAS EM CAMPO

4.3.1 Instrumentação das estacas

Com o objetivo de conhecer os esforços atuantes ao longo do comprimento das monoestacas durante as provas de carga, optou-se pela instrumentação interna ao fuste, a partir do uso de extensômetros de resistência elétrica (*strain-gauges*, abreviação *sg* para este trabalho) colados em barras metálicas auxiliares e fixados junto à armadura principal, e de inclinômetros com uso de tubos-guia, ambos instalados posteriormente à cravação dos tubos.

Instalados em uma monoestaca de cada par, foram utilizados extensômetros duplos modelo PA-06-060TG-350-L90° da *Excel Sensores* (tipo roseta dupla a 90°, resistividade nominal de 350 ohms, *Gauge Factor* K_{GF} de 2.1 e coeficiente de dilatação térmica de 11 ppm/°C, compatível com superfícies metálicas), ligados em pares de modo a formar duas pontes de *Wheatstone* completas por nível (uma na face frontal e outra na face posterior ao eixo da estaca na direção do carregamento – vide Figura 4.17), em 10 diferentes níveis (profundidade z).

Para a ligação elétrica dos conjuntos até a superfície e sistema de aquisição, foram adotados cabos manga Sparflex de 4 vias para condições internas às estacas e de 10 vias para ligações entre a fiação instalada e posteriormente concretada com as estacas e o sistema de aquisição e leitura. Ambos os cabeamentos possuíam capacidades mínimas para 150 volts, 70°C, e espessura de 26AWG. Os cabos-manga expostos ao tempo (10 vias) também foram adquiridos blindados, de forma a obter melhor isolamento do sistema. Para o projeto, foram utilizados 47 metros de cabo manga 10 vias e cerca de 300 metros do cabo manga de 4 vias, este último também adotado para ligação elétrica entre o sistema de aquisição e a instrumentação de superfície (régua potenciométrica e giroscópios).

De forma a assegurar a duplicidade de dados para melhor compreensão do comportamento-resposta em profundidade, tubos-guia para inclinômetro foram instalados em todas as estacas,

à exceção das estacas M1Fa e M1Fc, as quais tiveram sua instrumentação em profundidade limitada à extensometria, dadas as suas condições geométricas. Foram adotados tubos de PVC com diâmetro externo de 70mm, diâmetro interno de 60mm, e ranhuras internas nas quatro direções principais. Para leituras, foi utilizado inclinômetro torpedo da marca Geokon, modelo GK-604.

O inclinômetro torpedo, cujo sistema de aquisição convencional permite leituras a cada 50 centímetros a partir de um metro acima da ponta do torpedo, foi adaptado para possibilitar maior número de dados de campo, dadas as pequenas profundidades adotadas para a pesquisa. Para isso, marcações manuais foram cuidadosamente realizadas em seu cabeamento a cada 25 centímetros, e a posição dos níveis de leitura gerados pelo sistema corrigidos *a posteriori* dos ensaios (Figura 4.18g).

Foram ainda instalados 12 tubos-guia para inclinômetro no solo de entorno das estacas analisadas (subcapítulo 4.3.3), em profundidades similares ou superiores ao comprimento embutido das monoestacas do estudo, de modo a avaliar a real área de influência para os conjuntos executados durante o carregamento transversal.

No que se refere às condições de topo e superfície, foram adotados transdutores lineares de posição com 225mm de curso (modelo KTC 225mm, LEMAQS) para a avaliação dos deslocamentos horizontais, posicionados em vigas metálicas de referência com uso de sargentos e conectando-se às faces metálicas frontais ou traseiras das estacas com ímãs de neodímio N35. Detalhes da instrumentação e superfície em campo são apresentados no capítulo 4.4.

Para duplicidade de dados e representatividade das leituras das régua potenciométricas, foram ainda utilizados relógios comparadores analógicos com 100mm de curso em superfície (1 a 2 por estaca, nas proximidades do ponto de carregamento e/ou superfície). Para a leitura da rotação das estacas durante os ensaios de carga, foram adotados giroscópios de três eixos (acelerômetro) fixados no topo de cada monoestaca (modelo MPU 5060, com faixas de giro entre ± 50 e $2000^\circ/s$).

As faixas limites de leitura e a própria instrumentação propostas e adotadas nesta pesquisa levaram em consideração as respostas obtidas a partir das previsões de desempenho Classe A, para além das práticas preconizadas e adotadas na área.

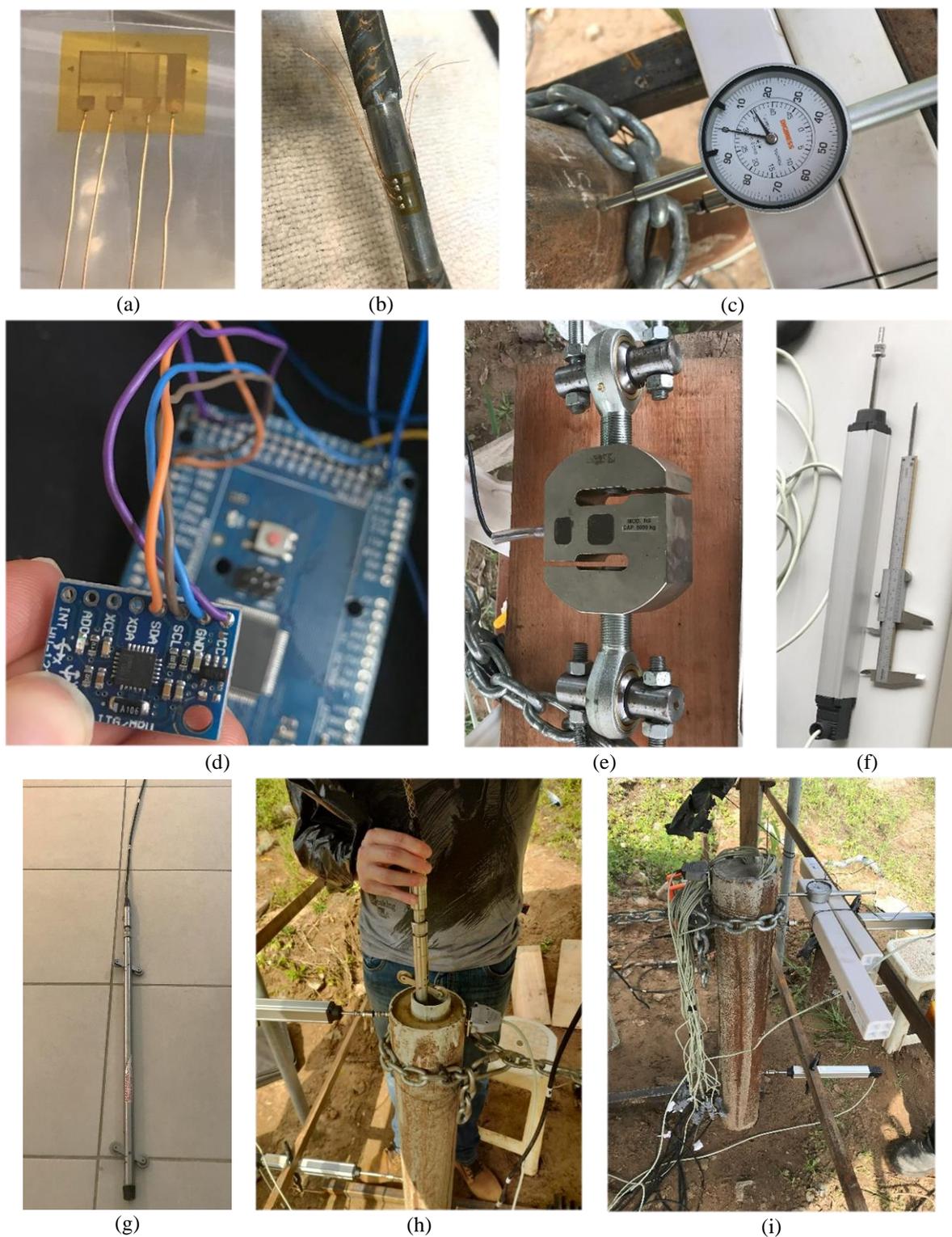


Figura 4.18. Instrumentações adotadas para ensaio de campo: (a) extensômetros roseta dupla modelo PA-06-060TG-350-L90° Excel Sensores; (b) ligação sg em sisters bar; (c) relógio comparador 100mm de curso; (d) giroscópio 3 eixos MPU 6050; (e) célula de carga tipo S 5 toneladas RS 5000 Excel Sensores; (f) régua potenciométrica 225mm de curso modelo KTC 225mm LEMAQS; (g) torpedo inclinômetro modelo GK 604 Geokon com marcações manuais de posição; (h) réguas, giroscópio (protegido), torpedo e tubo-guia em campo; (i) cabeamento dos extensômetros internos à estaca e instrumentos de superfície.

4.3.1.1 Preparo, instalação e calibração dos extensômetros para estacas

O projeto de instrumentação considerou o uso de extensômetros elétricos em uma monoestaca de cada par de ensaio (5 monoestacas ao todo), ligados em pontes de *Wheatstone* completas à tração/compressão e instalados, a cada nível, tanto nas proximidades da face frontal quanto da face posterior de cada estaca (2/nível/estaca, vide Figura 4.17).

Objetivando a instrumentação das estacas na totalidade de seus comprimentos embutidos ao solo, definiu-se a fixação dos extensômetros (Ponte de *Wheatstone* completa) em 10 níveis (profundidades z) separados entre si a cada 20cm, com nível final (S10 para os extensômetros frontais e S20 para a instrumentação posterior) a 10cm da ponta da estaca ($z=1,90m$) e nível inicial (S1 ou S11) a 10cm acima da superfície ($z=-0,10m$, vide Figura 4.17). Como exceção, previram-se ausentes os extensômetros nas profundidades de 1,70m para as estacas mais flexíveis (M1Fa, c) e de 0,30m para as estacas de maior rigidez (M3Ra), buscando o enfoque no comportamento do conjunto em superfície e em profundidade, respectivamente. Para as estacas intermediárias (M2I), optou-se por intercalarem-se os níveis ausentes entre os pares: M2Ia manteve posições equivalentes à M1F, enquanto M2Ic repetiu os níveis adotados em M3Ra. A instrumentação do lado frontal (sg 1-10) da estaca M2Ia teve seu extensômetro de ponta substituído em fase de calibração por outro em posição inicialmente livre (1.70m).

Ao todo, foram instalados para este trabalho 200 *sg* (*strain-gauges*) duplos modelo PA-06-060TG-350-L90° (*Excel Sensores*), unidos em 100 pontes de *Wheatstone* completas - 20 para cada monoestaca, subdivididas em duas por nível em um total de 10 níveis por estaca instrumentada.

Foi optada pela fixação dos extensômetros internamente à estaca tubular metálica, objetivando uma melhor proteção no decorrer da instalação em solo em soma à sua facilidade de execução, como anteriormente mencionado. Para isso, vergalhões CA-50 com diâmetros de 10mm e 12.5mm foram utilizados como barras metálicas auxiliares, e posteriormente fixados junto à armadura principal. Os vergalhões (com diâmetros de 10 e 12,5mm) foram divididos em partes de 40cm de comprimento de modo a possibilitar o uso de forno industrial para o processo de cura à quente. Roscas tipo macho foram usinadas nas extremidades das peças metálicas para a união após instrumentadas, com uso de luva. As roscas e luvas foram devidamente projetadas para suportar os esforços cortantes aos quais as peças seriam submetidas em campo, cujos projetos iniciais, conjuntamente às reduções de área, podem ser observados no APÊNDICE C.

Para uma melhor assertividade da colagem e resposta dos extensômetros aos esforços transversais de interesse, os vergalhões CA-50 tiveram suas superfícies torneadas em posições pré-definidas, e posteriormente alisadas com processos de limagem e uso de lixas d'água de diversas espessuras, almejando superfícies metálicas lisas. Os diâmetros efetivos para as áreas de colagem dos extensômetros após o processo de preparo foram reduzidos para valores médios de $\phi 7,66\text{mm}$ (vergalhão 10mm) e $\phi 10,70\text{mm}$ (vergalhão 12,5mm), em extensões de 40mm espaçadas 20 cm entre seus centros.

O procedimento de preparo e fixação dos extensômetros seguiu a recomendação do fabricante, com etapas prévias de uniformização da superfície, limpeza e remoção de oxidação (uso de removedor, neutralizador e condicionador), e posterior proteção superficial mecânica. Foi adotada a técnica de cura a altas temperaturas, com uso de fixador epóxi KBR-610 (Excel Sensores), com cura de 3 horas a 120° e pós-cura de 2h a 130° . Para processo de colagem, foi utilizado forno industrial. Grampos metálicos também foram usinados para possibilitar a pressão necessária (APÊNDICE C).

Para a adequada montagem de Ponte de *Wheatstone* completa considerando esforços de tração/compressão ao mesmo tempo em que os esforços transversais, os extensômetros tipo roseta dupla 90° foram colados em mesma direção de superfícies opostas (Figura 4.19 e equação (4-16)).

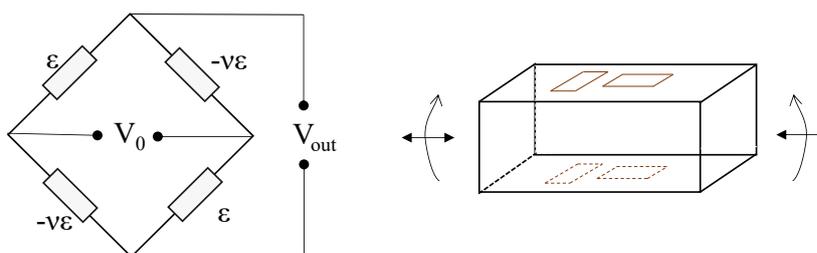


Figura 4.19. Configuração e montagem dos extensômetros em Ponte de *Wheatstone* completa, tipo tração/compressão sensível aos esforços transversais.

$$\Delta V = V_0 \cdot K_{GF} \cdot \varepsilon \cdot (1 + \nu) \quad [\text{mV/V}] \quad (4-16)$$

Sendo ΔV a variação de voltagem lida pelo sistema de aquisição e gerado a partir da variação elétrica dos extensômetros; V_0 a tensão de alimentação do sistema (5volts), ε a deformação axial do extensômetro de interesse; K_{GF} o *gauge factor*, igual à 2.1 para os extensômetros Excel Sensores; e ν o coeficiente de *Poisson* do material, compatível à 0.3 para aço.

A ligação elétrica foi realizada com auxílio de terminais específicos a esse fim, fixados nas superfícies torneadas por meio do fixador KBR-610. A partir desses terminais, a extensão elétrica pôde ser realizada até 1m acima da superfície das estacas, para posterior ligação com o sistema de aquisição durante os ensaios de campo. Foram utilizados cabos-manga de 4 vias e 26AWG *SparFlex*, com alimentação comum entre pontes.

Durante todo o processo de colagem e preparo, os extensômetros foram verificados em termos de continuidade, isolamento e valores esperados de resistência do sinal elétrico.

Na sequência, os extensômetros e terminais elétricos foram protegidos com uso de Araldite 90 minutos, instalado com auxílio de tubo PVC (barras de $\varnothing 12,5\text{mm}$, estacas M2I e M3R) ou mangueira transparente (vergalhões de $\varnothing 10\text{mm}$, estacas M1F), visando a proteção mecânica contra intempéries e umidades do processo de concretagem e instalação. Na sequência, os vergalhões instrumentados (*sister-bars*) tiveram suas partes (7 ao todo, incluindo trecho não instrumentado acima do nível do solo) devidamente conectadas, e foram submetidos ao processo de calibração, aplicando ao sistema uma carga de tração conhecida e lendo a voltagem obtida a partir do sistema de aquisição.

O processo esquemático do preparo e instalação dos extensômetros pode ser visualizado na Figura 4.20. Como exemplo, as curvas de calibração obtidas para os extensômetros da estaca M3a podem ser visualizadas na Figura 4.21 para condições de carga-descarga de até 100kg, e seguem com mesmas características para as demais estacas instrumentadas.

Para fins de aquisição e leitura, os sinais de saída dos extensômetros foram avaliados com ganhos de 32 e 128 vezes para cada dois níveis de extensômetros (Pontes de *Wheatstone* completas) conectados a um mesmo conversor de sinais (HX711) e, portanto, suas calibrações aproximam-se a uma razão equivalente a 4 vezes a leitura entre extensômetros pares e ímpares de uma mesma face. Apesar de pequenas variações entre conjuntos de extensômetros, observa-se a linearidade das leituras com o acréscimo (carregamento) e redução (descarga) dos esforços aplicados, conforme previsto para conjuntos de células de carga e *sisters-bar*.

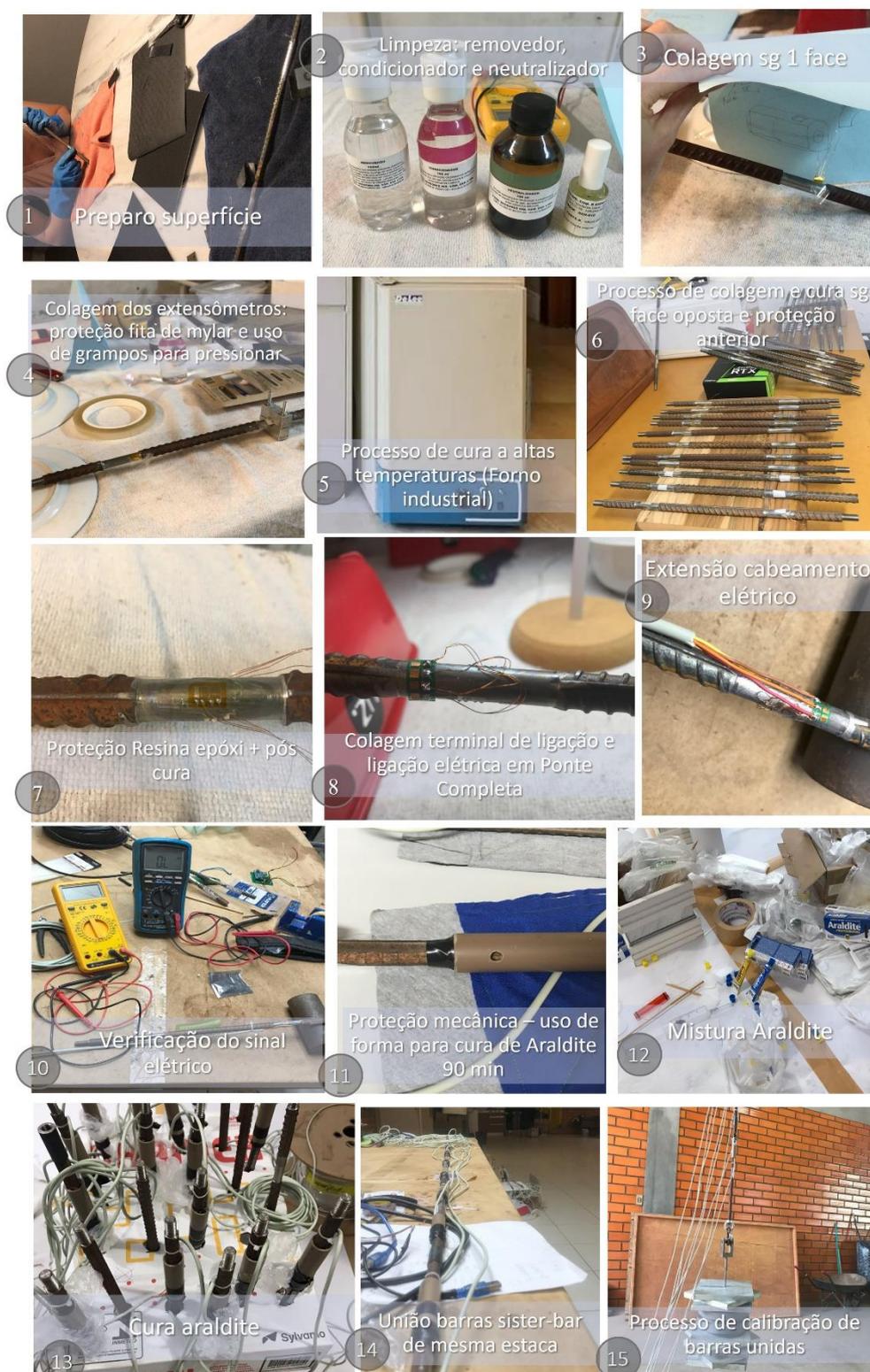


Figura 4.20. Passo-a-passo: preparo, instalação e calibração dos extensômetros.

Dentre todas as pontes montadas, apenas 2 não apresentaram resultados lógicos na fase da calibração, sendo realizadas novas colagens e ligações de extensômetros em posições equivalentes ou próximas após a limpeza da sua superfície.

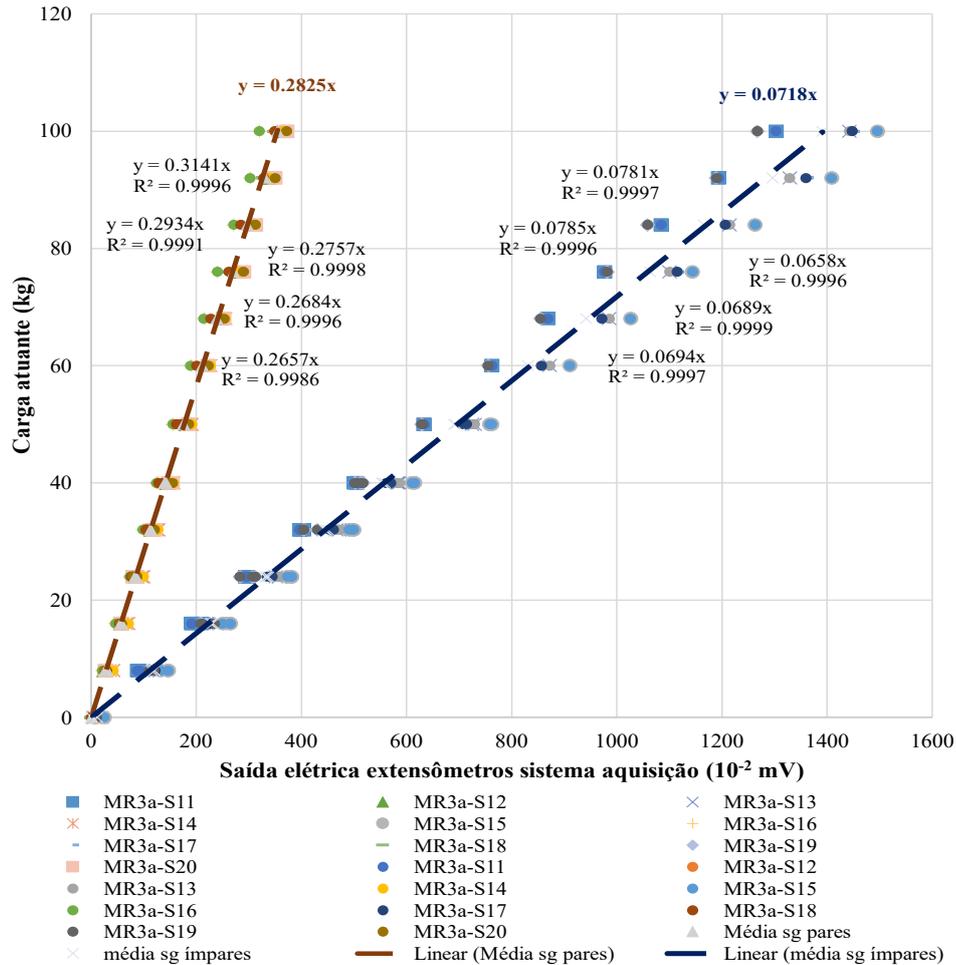


Figura 4.21. Curvas de calibração dos extensômetros (faces frontal e posterior) para a monoestaca M3Ra

Após devidamente calibradas, as barras de apoio (*sister-bars*), unidas e instrumentadas, foram instaladas em campo a partir da sua fixação às armaduras longitudinais e transversais (espirais), conforme detalhado no item 4.3.3.3

A estanqueidade e a impermeabilização dos extensômetros foram aferidas em etapa prévia às fases de colagem e proteção, quando um extensômetro protegido por Araldite 90 foi completamente imerso em água e suas leituras verificadas ao longo de 90 dias.

4.3.1.2 Preparo e calibração da instrumentação de superfície.

Similarmente à calibração dos extensômetros, o sistema de aquisição foi utilizado para fins de verificação e calibração dos instrumentos digitais previamente à mobilização de campo, a partir de esforços, deslocamentos ou giros conhecidos. Foram avaliadas seis régua potenciométrica modelo KTC 225mm LEMAQS (curso 225mm), dois giroscópios MPU 6050 e uma célula de

carga tipo S com capacidade nominal de 5 toneladas, modelo RS-5.000 *Excel Sensores*, prevendo-se ainda calibrações lineares entre equipamentos de uso.

Para as réguas potenciométricas, foram inseridos deslocamentos conhecidos a partir da medição da abertura ou fechamento do seu curso com uso de paquímetro (precisão 0.05mm), evitando-se os limites extremos, normalmente não aferidos e distintos à linearidade. As constantes de calibração foram então adotadas considerando-se o fechamento do curso da régua durante as aplicações de carga em campo, embora condições de abertura também tenham sido avaliadas e verificadas. A Figura 4.22 representa a calibração para as quatro réguas potenciométricas utilizadas nos ensaios.

A calibração do MPU 6050 foi realizada a partir de código por interface Arduino IDE também utilizado por Spricigo (2019), e as constantes definidas posteriormente inseridas no sistema de aquisição completo para novas verificações e análises. Para a célula de carga, fez-se uso de prensa mecânica e anel dinamométrico, em que a carga imposta ao em ensaio, de até 2tf, tinha seus esforços de compressão medidos e então compatibilizados com as leituras obtidas para o mesmo nível com o sistema de aquisição. Considerando célula de carga comercial, assumiu-se extrapolação linear para valores máximos de ensaio (Figura 4.23).

As constantes de calibração para as instrumentações adotadas em campo e interligadas ao sistema de aquisição, tanto de superfície quanto para os extensômetros em profundidade, são sumarizadas no Quadro 3.

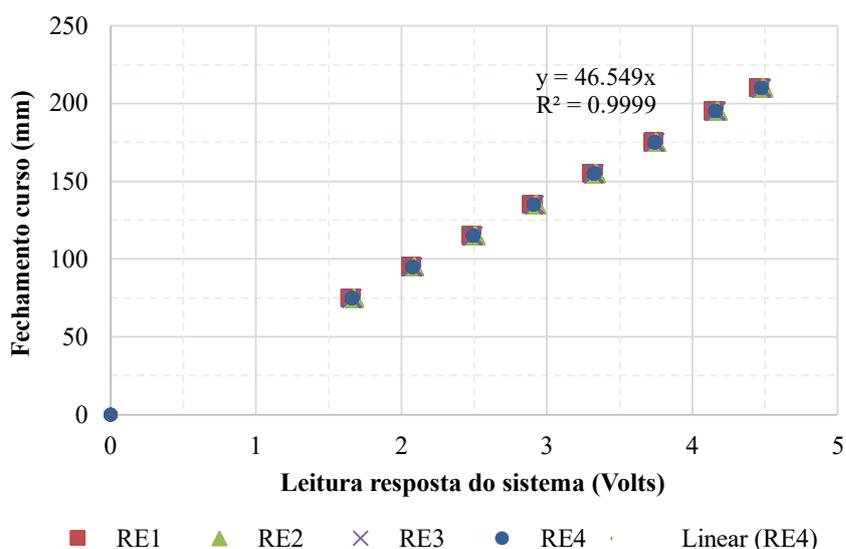


Figura 4.22. Curva de calibração para as réguas potenciométricas adotadas em campo.

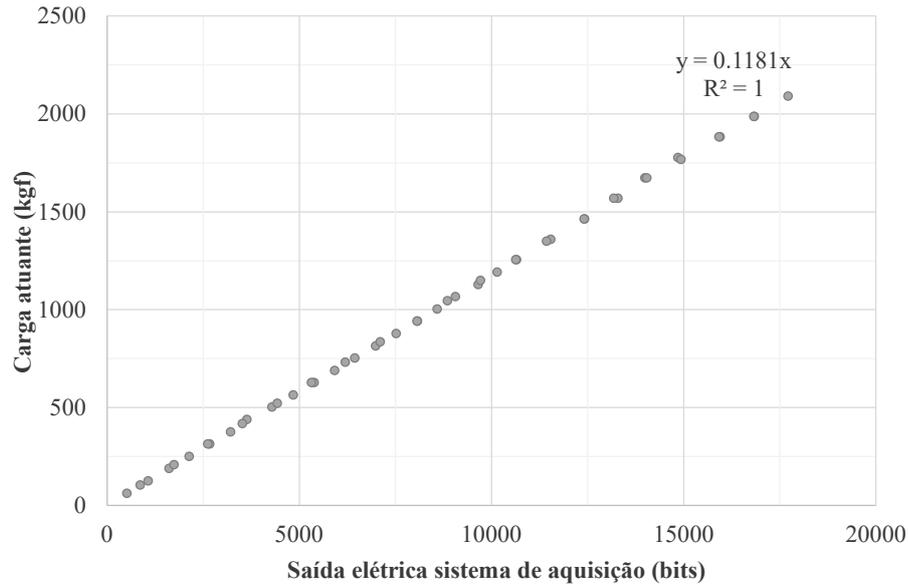


Figura 4.23. Curva de calibração para a célula de carga modelo RS 5000, Excel Sensores.

Quadro 3. Constantes de calibração adotadas para instrumentação de campo.

Extensômetros	Constantes de calibração (Conversão p/ Força, N)					
	M1a	M1c	M2a	M2c	M3a	
SG1	HX#1	0.416	0.389	0.658	-0.61	0.685
SG2	HX#1	1.688	-1.674	3.117	2.645	-2.819
SG3	HX#2	-0.422	0.433	-0.583	0.675	-0.67
SG4	HX#2	-1.663	1.719	2.655	-2.952	2.625
SG5	HX#3	-0.442	-0.438	-0.779	0.65	-0.683
SG6	HX#3	-1.841	-1.992	-2.779	-2.672	2.611
SG7	HX#4	-0.359	0.63	-0.709	-0.66	0.629
SG8	HX#4	1.749	2.962	-2.852	-2.834	-2.465
SG9	HX#5	0.431	0.44	-0.683	0.543	-0.629
SG10	HX#5	1.683	-1.433	2.540	2.617	-2.815
SG11	HX#6	-0.423	-0.391	-0.635	-0.75	-0.781
SG12	HX#6	1.663	1.698	-2.564	2.617	-2.757
SG13	HX#7	0.401	0.434	-0.856	0.641	0.689
SG14	HX#7	-1.378	-1.941	2.544	-2.503	2.657
SG15	HX#8	-0.334	-0.415	-0.696	-0.489	0.658
SG16	HX#8	-1.457	-1.62	2.625	2.164	-3.141
SG17	HX#9	-0.43	-0.474	0.673	-0.719	-0.694
SG18	HX#9	1.715	1.336	-3.124	-2.943	2.934
SG19	HX#10	0.369	0.412	-0.727	0.64	0.785
SG20	HX#10	-1.61	-3.009	2.478	2.024	-2.684

Réguas potenciométricas	Constante (v, mm)
RE01	46.767
RE02	46.448
RE03	46.563
RE04	46.559

Giroscópios (MPU 6050)	Constante (rotação, °)
ACx 01	3444
ACy 01	1475
ACz 01	857
ACx 02	-344
ACy 02	430
ACz 02	1194

Célula de Carga	Constante (Carga, N)
CC	-1.18

As respostas provenientes do uso de inclinômetro torpedo consideram curva de calibração própria, fazendo uso de equipamento específico da marca GEOKON. Os relógios comparadores possuem curva de calibração linear, necessitando apenas da leitura zero do ensaio para posterior subtração dos valores medidos, manualmente, no decorrer das etapas de carregamento. Desta

forma, o sistema de aquisição desenvolvido nesta pesquisa foi utilizado apenas para os demais instrumentos de medição.

Durante a etapa de calibração e teste do sistema de aquisição verificaram-se ruído e crescimento indevido das saídas para níveis de excitação constantes, especialmente por meio das réguas potenciométricas (exemplo apresentado na Figura 4.24 para a régua 03). Como prováveis causas para os ruídos apresentados podem ser listados o uso de energia alternada para alimentação do Arduino (rede elétrica) e queda da energia fornecida pela bateria durante longos períodos de ensaio e aquecimento; aquecimento do sistema; quantidade de fiação elétrica, entradas, módulos e sistemas atuantes de forma síncrona para fins de aquisição – montada de maneira não comercial; e, no caso específico das réguas potenciométricas, pelo próprio curso optado para essas instrumentações, significativo quando comparado a LVDTs e réguas de uso corrente na Engenharia Civil e Geotécnica e fazendo com que a resolução seja diminuta para um mesmo limite de voltagem disponível ao sistema.

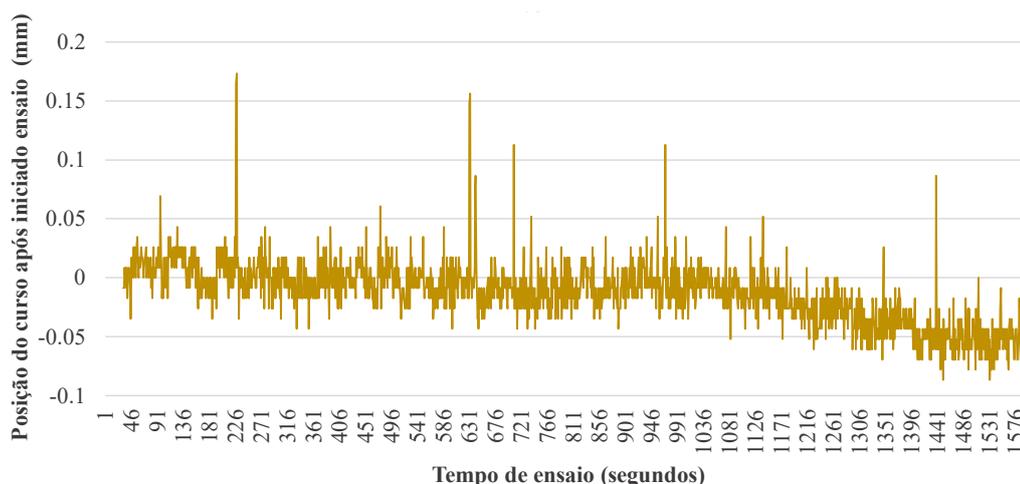


Figura 4.24. Variação do sinal de resposta da régua potenciométrica RE04 para mesmo nível de excitação do sistema.

Buscando o controle e estabilidade das leituras dos instrumentos de superfície, realizaram-se o teste de aterramento do sistema de energia (baterias), a instalação de capacitores na entrada-saída de sinal para as réguas potenciométricas e a revisão do sistema de aquisição, já executado com uso de regulador de tensões e uma placa de alumínio para resfriamento do sistema. Na etapa de verificação do sistema de aquisição um LVDT de 100mm de curso foi ligado de forma temporária em substituição a uma das réguas potenciométricas, observando-se um comportamento significativamente mais estável do conjunto.



Figura 4.25. Sistema de aquisição e calibrações realizadas para instrumentação dos ensaios de campo: (a) vista interna do sistema de aquisição de dados, com uso de placa MEGA 2560, 11 HX711, e 1 ADS1115. Nas aberturas frontais, conectores DB para entrada do cabeamento das instrumentações em campo e na lateral direita, pinos para alimentação. A esquerda saída de conector USB para ligação com computador (remoção do fio de alimentação quando uso de bateria); (b) calibração da célula de carga; (c) calibração de régua potenciométrica; (d) calibração dos giroscópios MPU 6050, com sistema de leitura a parte e uso de código de calibração via Arduino IDE; (e) calibração dos extensômetros considerando união de barras para cada face da estaca.

Considerando as limitações observadas para o sistema de aquisição desenvolvido para esta pesquisa, especialmente em termos da estabilidade de resposta de deslocamentos em superfície, foram também utilizados relógios comparadores em campo com leituras manuais, aumentando

a base de dados de superfície e servindo como referência para eventuais correções das leituras obtidas a partir das régua potenciométricas.

Outras medidas também foram adotadas para todos os ensaios de campo objetivando a estabilização do sistema: o aterramento da bateria; tempo adicional para aquecimento e estabilização das leituras previamente ao início do ensaio e aplicação de cargas; e, quando observados picos e leituras crescentes persistentes e não condizentes à carga aplicada, a realização de descarga-recarga do conjunto. Ruídos ainda foram observados no sistema.

4.3.1.3 Avaliação da sensibilidade dos extensômetros

Previamente à instrumentação das estacas modelo, uma estaca teste foi realizada em laboratório para assegurar a sensibilidade das leituras obtidas por meio dos extensômetros para os níveis de carga e configurações previstas em campo.

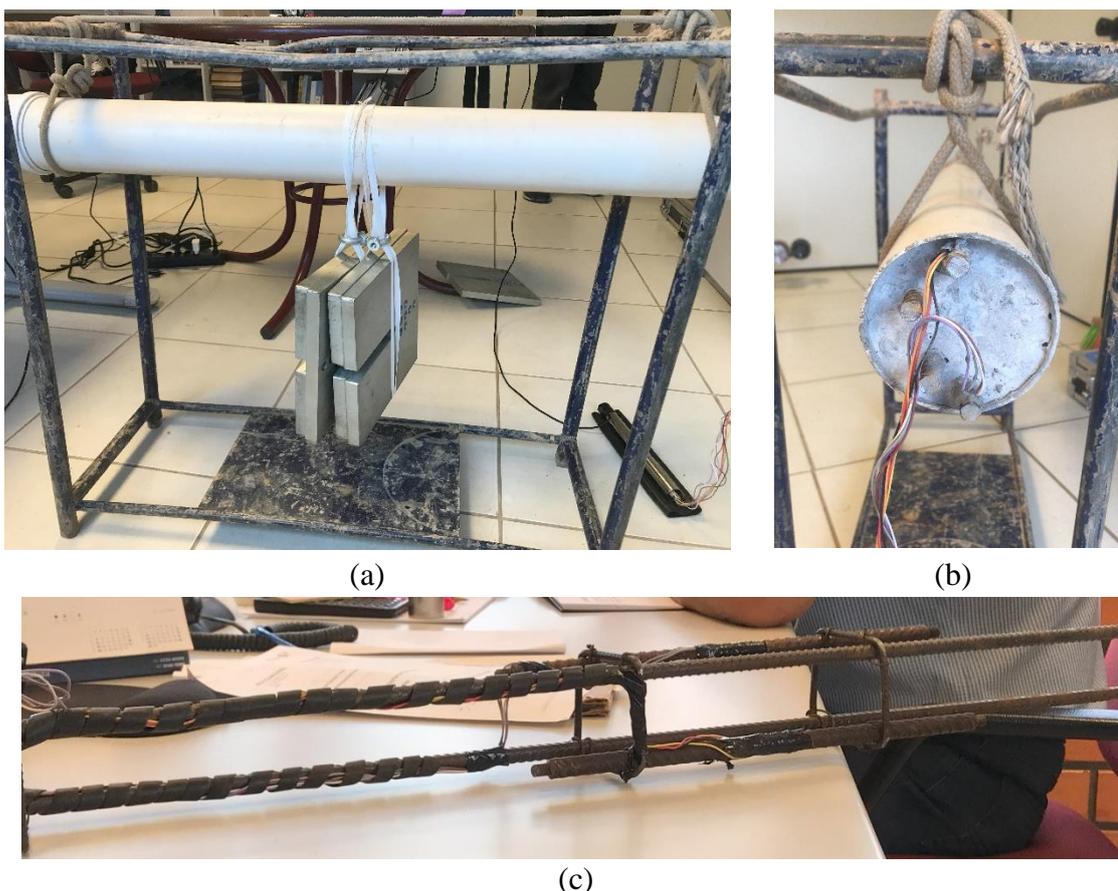


Figura 4.26. Montagem e ensaio de estaca-teste para avaliação da sensibilidade da extensometria frente aos esforços previstos em campo: (a) aplicação de carga pontual na região central para geração de momento fletor no corpo de viga concretada. Na lateral inferior direita, sistema de aquisição utilizado; (b) vista lateral da viga em posição de ensaio. Detalhe para as barras instrumentadas nas direções das trames tracionada e comprimida; (c) conjunto de armadura e *sisters-bar* com extensão da fiação elétrica e proteção.

Dois *sisters-bar* montadas com vergalhão CA50 e extensômetros equivalentes aos previstos em projeto foram instaladas na região central de uma viga de diâmetro nominal de 10 cm e comprimento de um metro, junto às armaduras longitudinais.

Os testes foram então realizados a partir da aplicação de esforços de compressão pontual conhecidos no centro da viga, simplesmente apoiada em seus extremos (comprimento efetivo de 860mm), e verificando-se a compatibilidade das leituras registradas pelo sistema de aquisição com o momento teórico máximo gerado no ponto de aplicação. Os resultados obtidos foram satisfatórios, assegurando-se a capacidade de registrar pequeníssimos esforços e deformações a partir do sistema de aquisição e instrumentação avaliado.

O sistema de aquisição e instrumentação a partir de extensometria também foi avaliado para as condições últimas previstas aos conjuntos solo-estaca de campo.

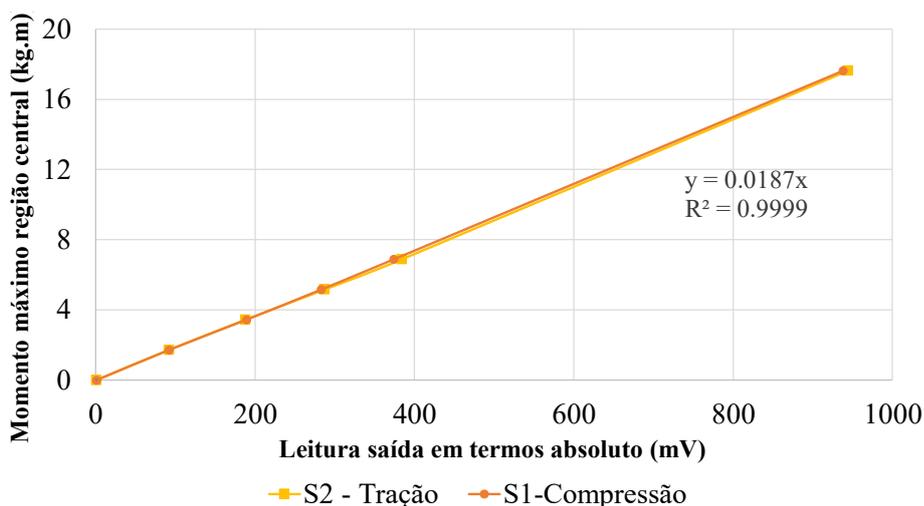


Figura 4.27. Calibração e avaliação da sensibilidade de resposta da extensometria para a viga-teste

4.3.1.4 Extensômetros para concreto

Objetivando avaliar o módulo de elasticidade do graute ou calda de cimento adotado como preenchimento das estacas de campo, foram também adquiridos extensômetros unidirecionais longos modelo PA-06-800BA-120-L (Excel Sensores), com resistência elétrica de 120 ohms e compensação de temperatura compatível ao concreto.

O módulo de elasticidade do concreto torna-se necessário para avaliar a rigidez equivalente EI (relação entre módulo de elasticidade e momento de inércia) de cada estaca (concreto + aço), a ser considerada no processo de derivação dos resultados de campo (extensometria e

inclinometria) para avaliação dos momentos fletores e consequentes esforços cisalhantes e reação horizontal do solo.

Na etapa de concretagem, foram então preparados corpos de prova específicos para avaliação do módulo de elasticidade, nos quais um extensômetro unidirecional foi colado com maior eixo na direção vertical e ligado a 3 resistores elétricos de 120 ohms (calibrados em laboratório para não haver efeitos de compensação), formando um quarto de ponte operando à tração-compressão, a serem ensaiados axialmente em laboratório.

Para colagem do extensômetro ao corpo de prova fez-se uso de adesivo instantâneo de cianoacrilato de baixa viscosidade (LOCTITE 496), sem necessidade de cura a quente. Os três resistores elétricos foram unidos eletricamente como braços da ponte e fixados no corpo de prova apenas com fita adesiva, possibilitando seu reuso para os demais corpos de prova. As soldas entre os fios de ligação da ponte e o extensômetro eram realizados após a colagem do sg (extensômetro) e previamente a cada ensaio de carregamento axial simples.

Para leitura do sistema elétrico, foram utilizados um módulo conversor de 24 bits modelo HX711 ligado à uma placa Arduíno MEGA 2560, que, por sua vez, era alimentado pelo próprio computador. A interface arduíno IDE e o programa PLX-DAQ vinculado ao Excel foram utilizados para visualização e avaliação dos resultados.

A leitura em bits foi devidamente calibrada para saída em volts, sendo a voltagem simultânea também obtida de forma manual com uso de multímetro no decorrer dos ensaios, como dupla verificação. Com o aquecimento do sistema uma correção da relação bits-volts foi realizada quando necessário.

A Figura 4.28 apresenta o resumo do processo de colagem dos extensômetros e resistores no corpo de prova, calibração, ensaio do módulo de elasticidade longitudinal e resultados simultâneos.

Para definição do problema considerou-se a equação:

$$\Delta V = V_0 \cdot \frac{R3}{R3+RG+K_{GF} \cdot \varepsilon} - \frac{R2}{R1+R2} \quad [\text{mV/V}] \quad (4-17)$$

Sendo ΔV a variação de voltagem lida pelo sistema de aquisição e gerado a partir da variação elétrica dos extensômetros; V_0 a tensão de alimentação do sistema (3.5volts), ε a deformação axial do extensômetro de interesse; K_{GF} o *gauge factor*, igual à 2.1 para os extensômetros Excel

Sensores; e R_1 , R_2 , R_3 e R_G os valores dos resistores elétricos dos 3 resistores + extensômetro, respectivamente. Para o quarto de ponte em questão, foram consideradas as resistências de 119.1Ω ; 119.1Ω , 119.8Ω e 120Ω .

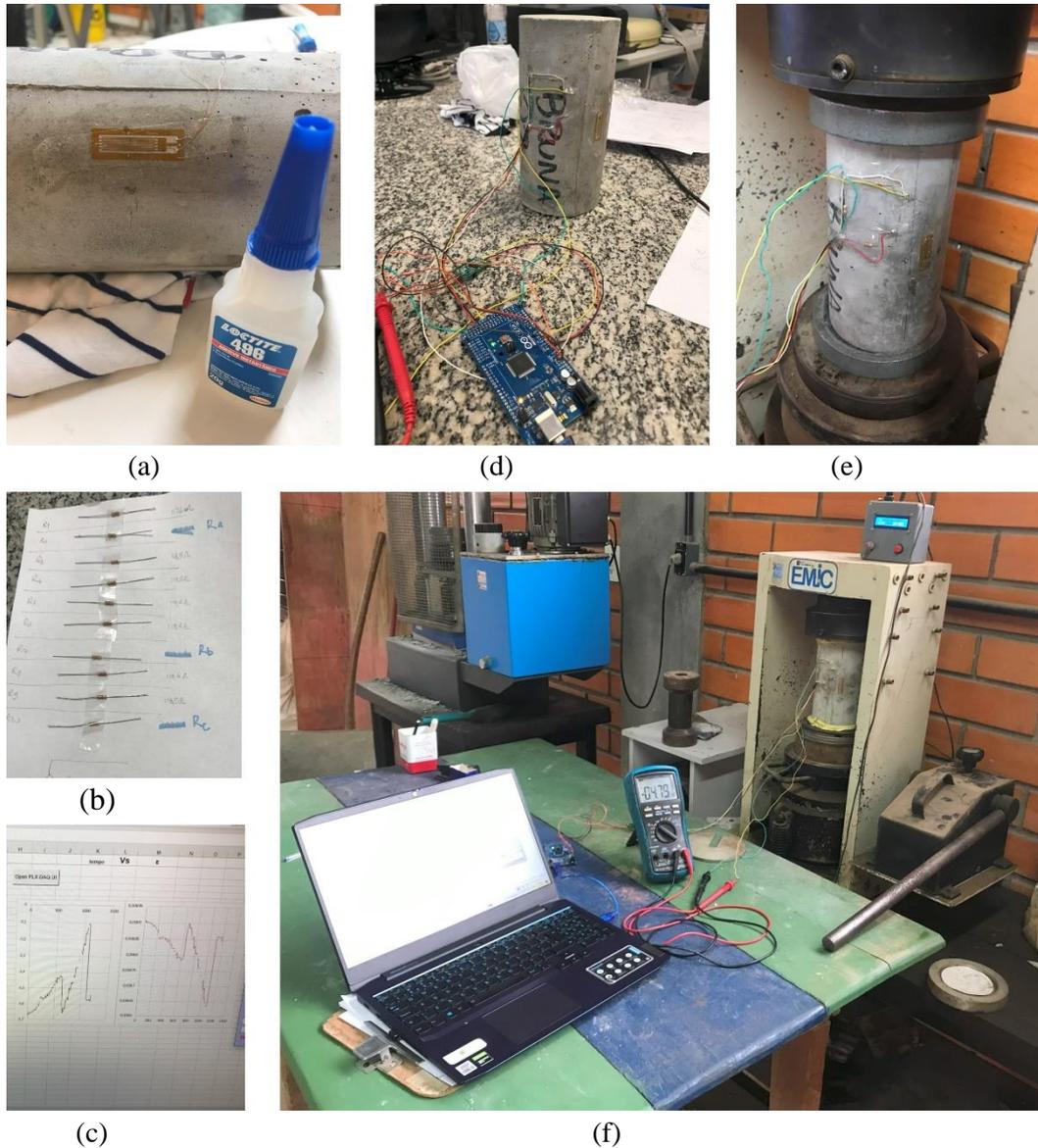


Figura 4.28. Colagem dos extensômetros de concreto e ensaios de módulo de elasticidade do material de preenchimento das estacas em laboratório: (a) colagem dos extensômetros unidirecionais 120Ω ; (b) escolha dos resistores elétricos compatíveis ao sistema de leitura; (c) respostas obtidas em tempo real com uso do programa PLX DAQ operado em Excel; (d) ligação do quarto de ponte com módulo conversor HX 711 e placa arduino Mega; (e) posicionamento do corpo de prova instrumentado em câmara de ensaio de compressão axial simples; (f) vista geral dos ensaios de módulo, incluindo conexão do sistema de leitura com computador, câmara de ensaio com aplicação de carga manual e verificação simultânea da voltagem de saída com uso de multímetro.

Conhecendo-se a deformação axial do corpo de prova e a tensão aplicada durante ensaio (leitura manual) em área conhecida, permite-se descobrir o módulo elástico do concreto.

Os corpos de prova foram ensaiados em câmara axial simples disponibilizada pela Geoforma Engenharia Ltda. De forma a melhor descrever a curva tensão-deformação, diversos ciclos de carga-descarga-recarga foram realizados até atingir o esforço máximo, previsto a partir dos resultados de ensaios de compressão simples realizados para corpos de prova de mesma mistura

4.3.2 Sistema de aquisição

O sistema de aquisição dos dados de campo, à exceção dos dados obtidos a partir de inclinômetro torpedo (sistema de leitura comercial GK 604 - Geokon) foi desenvolvido para o estudo em questão, com uso de placa Arduíno MEGA 2560 com 27 canais em uso, 11 HX711 e 1 ADS 1115 para ligação do sistema, além de componentes como capacitores, reguladores de tensão, capacitores e um porta cartão SD. Os extensômetros (20 no total), célula de carga (1) e instrumentações digitais de superfície (2 acelerômetros e 4 réguas potenciométricas) foram alimentados com 5 volts de energia. A energia foi fornecida em campo por meio de uma bateria de carro com 12V tensão, e essa regulada a partir de um regulador de tensão 7805, instalado em compartimento próprio (fonte resfriadora) para assegurar a estabilidade térmica do sistema, com auxílio de barras de alumínio dissipadoras de calor. Os dados foram computados a uma média de 17 segundos por leitura, sendo apresentados de forma síncrona no computador, por meio da interface IDE do Arduíno ou com auxílio do software PLX-DAQ, e salvos em cartão de memória como *backup*.

O detalhe da caixa de aquisição e a visão geral do sistema instalado em campo são apresentados na Figura 4.29 e na Figura 4.30. O fluxograma do sistema de aquisição desenvolvido é apresentado na Figura 4.31. O *datasheet* pode ser observado no repositório do GitHub (https://github.com/bruna-spricigo/Monopiles_Araquari.git).

Durante todo o desenvolvimento da aquisição de dados e instrumentação prevista para o experimento de campo, testes foram realizados para verificar a suficiência, adequabilidade e estabilidade do sistema frente ao uso síncrono de todas as entradas e canais de leitura.

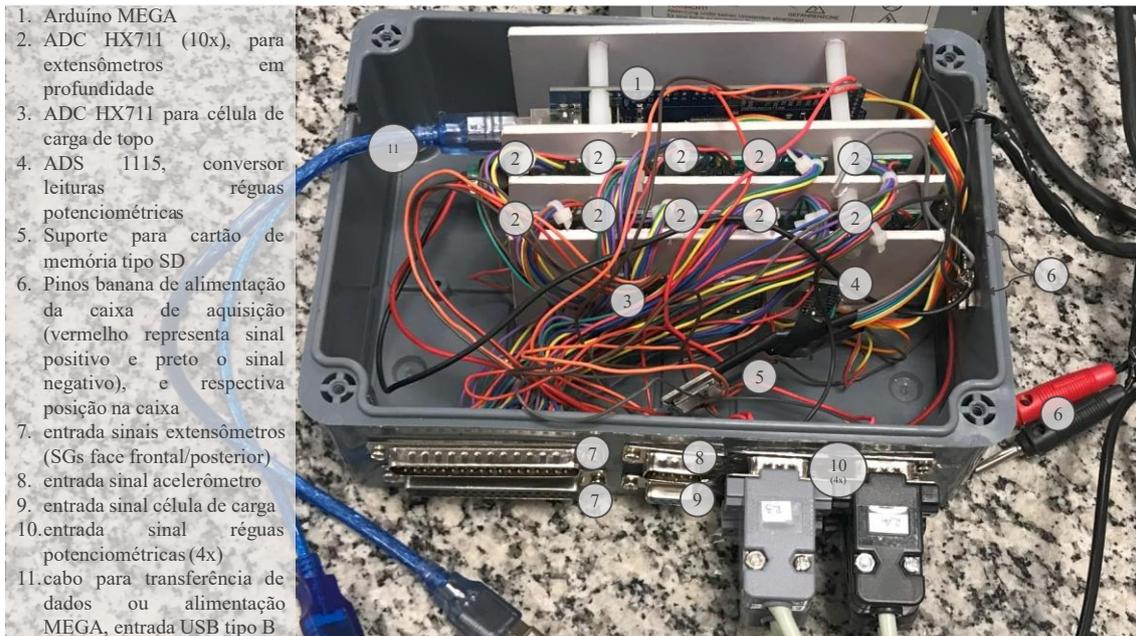


Figura 4.29. Sistema de aquisição de dados: detalhamento da caixa principal.

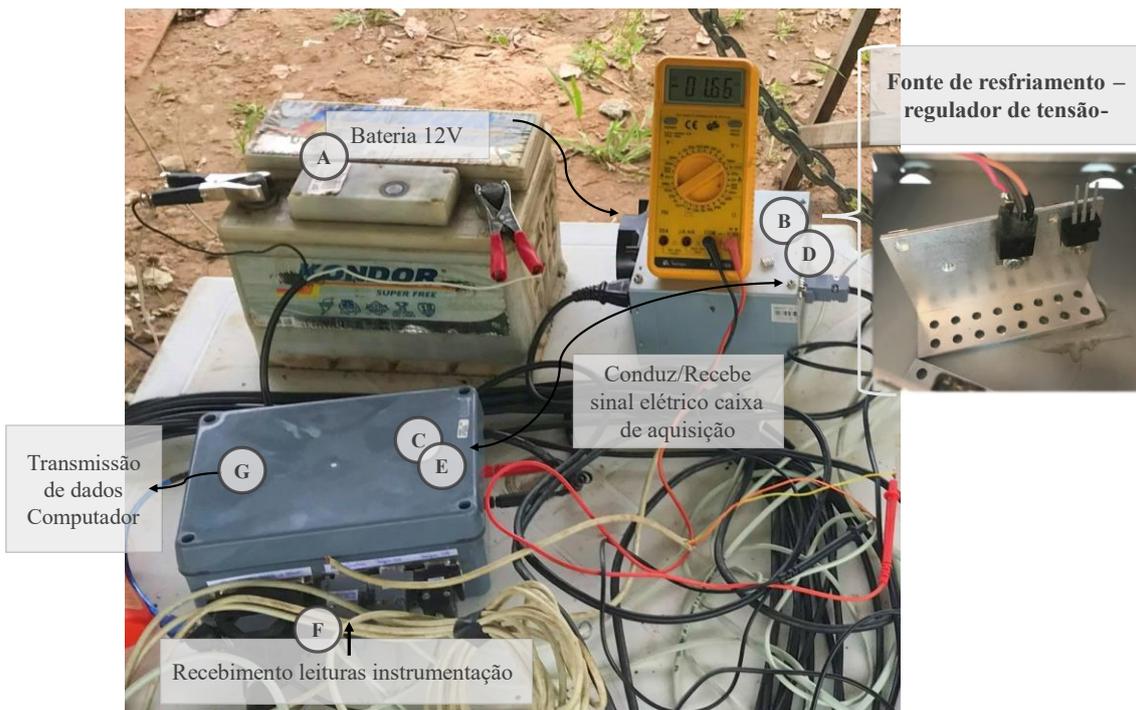


Figura 4.30. Sistema de aquisição instalado em campo. Visão geral

4.3.3 Instalação em campo

Definidas as premissas e condicionantes referentes a quantidades, geometrias, propriedades e aspectos de instrumentação e aquisição de dados, o processo experimental de campo iniciou com o desbaste vegetal superficial do Campo Experimental de Araquari e a definição da área para instalação das monoestacas de interesse.

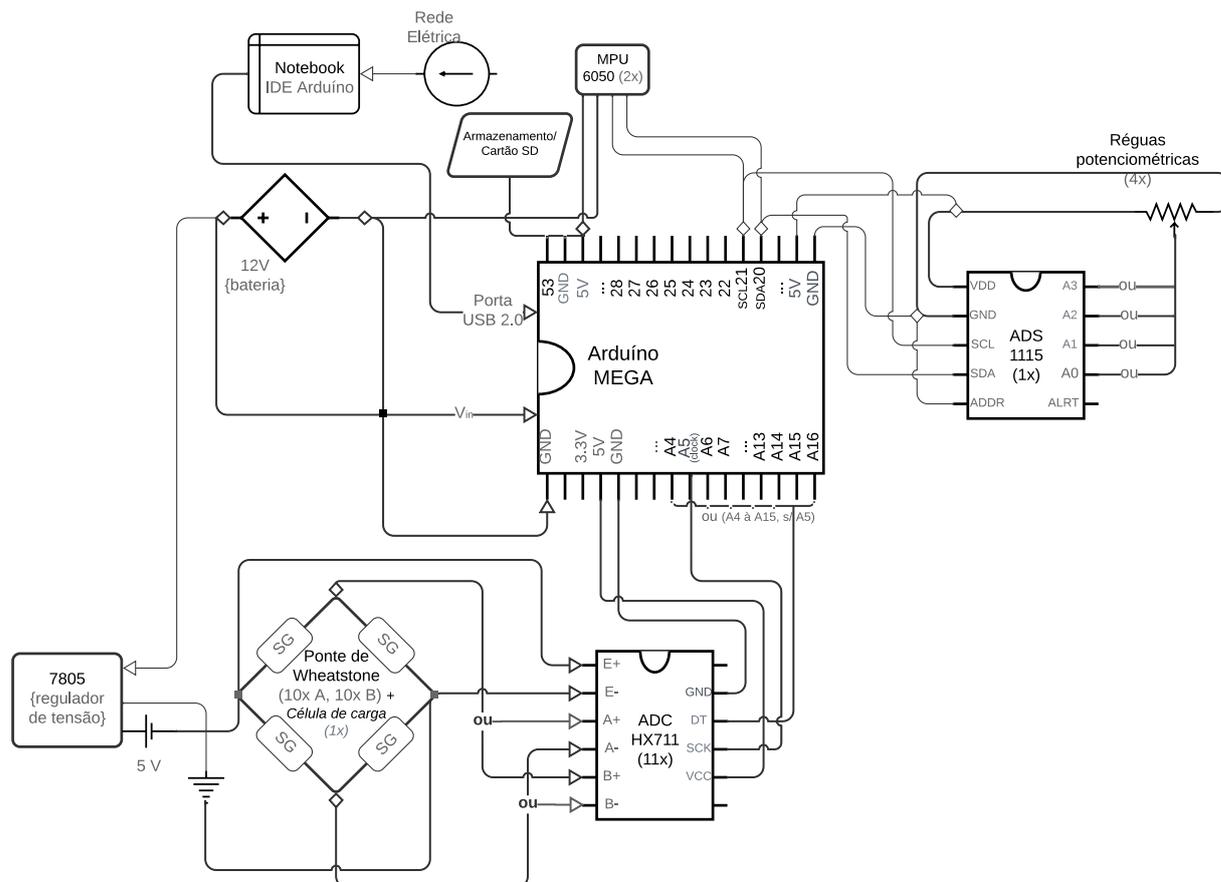


Figura 4.31. Fluxograma do sistema de aquisição desenvolvido para leituras de campo. Resumido

Considerando os limites existentes para a área do campo experimental, as condições de acesso para maquinários (limpeza e cravação) e possíveis influências entre estacas durante os ensaios de campo, a locação para as monoestacas foi definida conforme Figura 4.32.

O distanciamento entre monoestacas foi definido de modo que a região de influência de tensões e deslocamentos horizontais prevista numericamente (detalhes no APÊNDICE F) para cada estaca fosse respeitada, evitando-se efeitos de bordo e interação entre estacas vizinhas, tanto em profundidade quanto em superfície.

A área de influência em planta para as monoestacas do atual estudo foi considerada proporcional à 4 vezes o diâmetro D das estacas lateralmente e 6 diâmetros D na direção do carregamento (face frontal) a partir do seu centro geométrico, tendo uma forma-base oval (Figura 4.33), também representado esquematicamente na planta de locações.

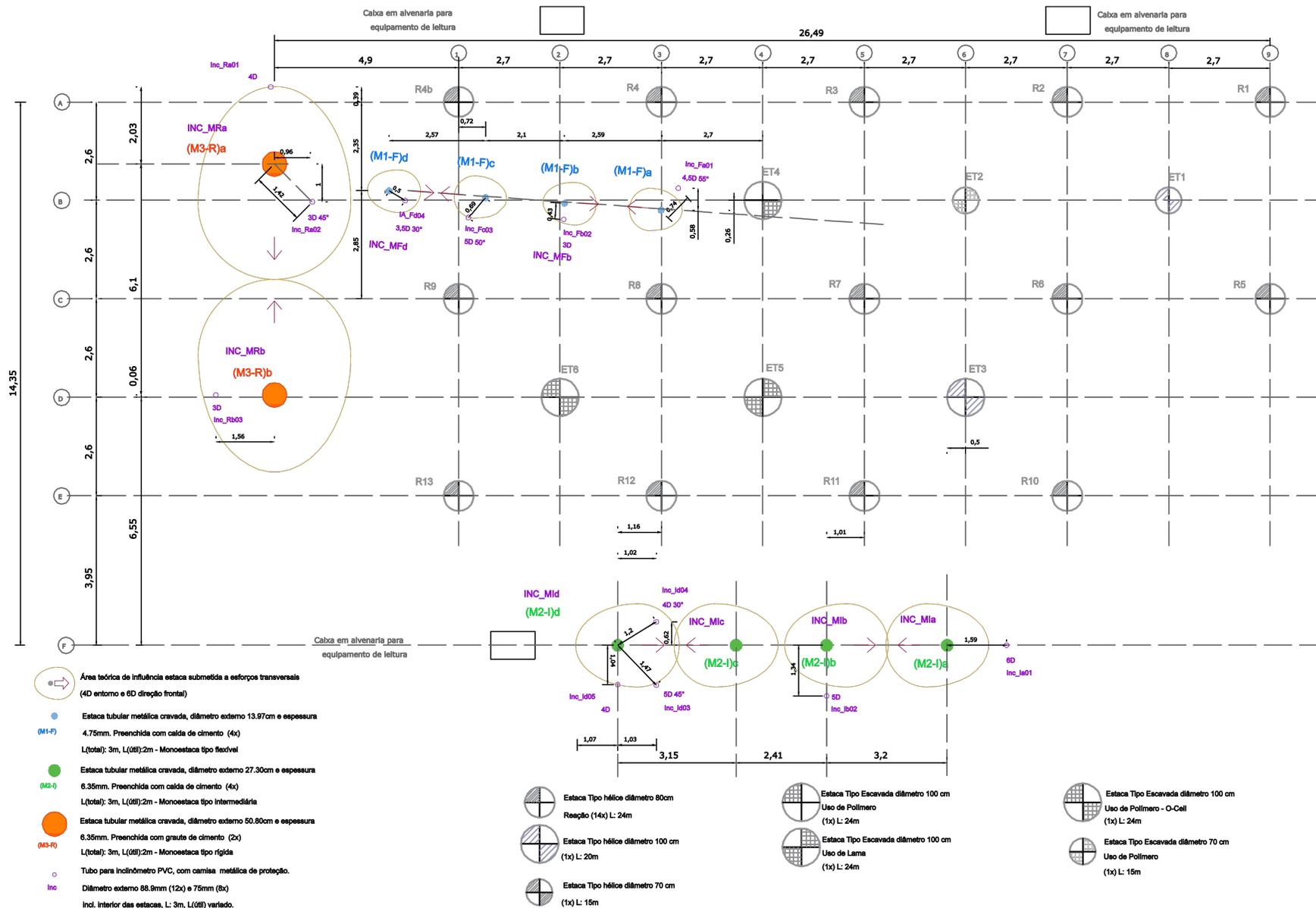


Figura 4.32. Localização das monoestacas e tubos para inclinômetros (Campanha 2022) no Campo Experimental de Araquari.

Tabela 4-7. Relações de valores geométricos representativos da cunha de influência para as monoestacas avaliadas, a partir dos resultados das modelagens numéricas.

Monoestaca	Medida a	Medida b	Medida c
	$4D$	$6D$	$4D$
M1-F (D139mm)	0.56m	0.84m	0.56m
M2-I (D273mm)	1.10m	1.65m	1.10m
M3-R (D508mm)	2.03m	3.05m	2.03m

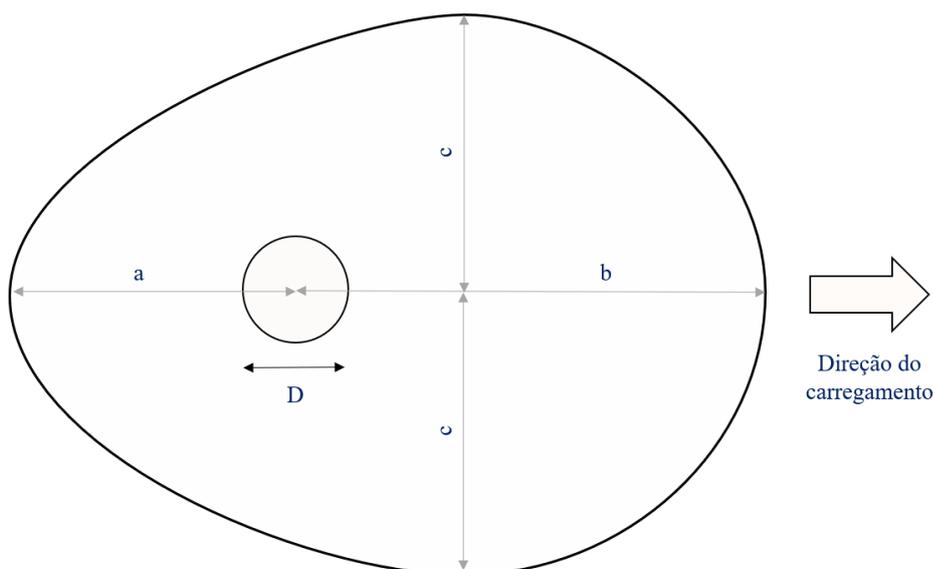


Figura 4.33. Representação esquemática da cunha de influência de tensões e deslocamentos horizontais projetada em superfície.

A fim de validar e verificar possíveis influências nas regiões de bordo das estacas no decorrer dos ensaios de carregamento transversal, 12 tubos-guia para inclinômetro foram instalados diretamente no solo, entre 3 e 6 diâmetros de distância do entorno das monoestacas e com suas ranhuras principais voltadas ao centro geométrico da monoestaca de interesse. A locação dos inclinômetros de solo também é apresentada na Figura 4.32.

4.3.3.1 Preparo do terreno

Definida a locação preliminar das estacas em campo, realizou-se em 21 de julho de 2022 o processo de remoção da camada vegetal superficial e nivelamento do terreno, com auxílio de retroescavadeira e caminhão caçamba de 12 m³ (parceria Henz Engenharia), conforme Figura 4.34. Foram removidos cerca de 24 m³ de material de superfície referentes às regiões das monoestacas da Figura 4.32, devidamente destinados à unidade de reciclagem de resíduos da construção civil (CDF N° 62123/2022, ARTRIC).

Frente ao volume transportado e provável área de movimentação dentre os cinco conjuntos de estacas, estima-se uma remoção de 7 a 20 cm de espessura da camada inicial do perfil arenoso do Campo Experimental de Araquari. A maior remoção de solo foi observada para as estacas tipo M2I (intermediárias, diâmetro 273mm), considerando maior espessura de material com raízes e desnível entre as estacas.

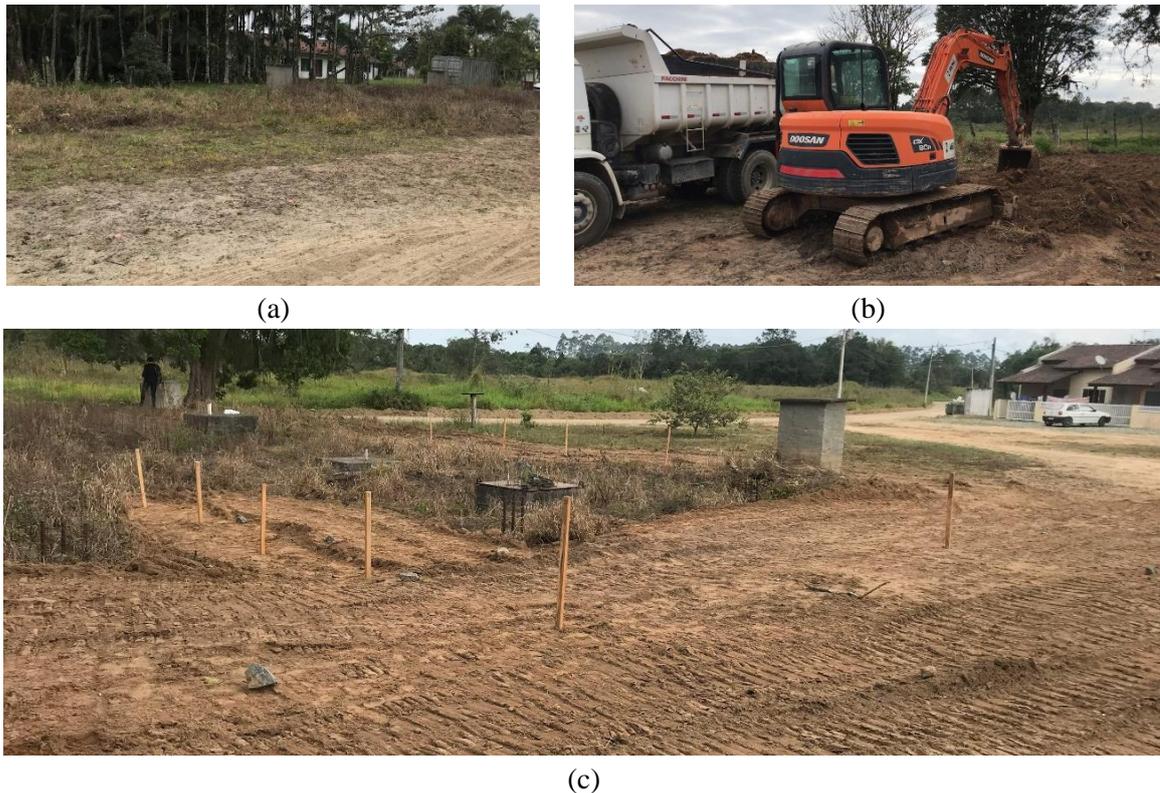


Figura 4.34. Preparativos à cravação das monoestacas *in situ*: (a) desbaste vegetal; (b) limpeza da camada superficial de interesse e nivelamento do terreno para cada conjunto; (c) locação das monoestacas junto ao Campo Experimental de Araquari sob vista ao sul (posição das estacas M3Rab à frente, M1Fabcd na lateral esquerda e M2Iabcd ao fundo).

Preparado o terreno, ocorreu a locação das monoestacas em campo (Figura 4.34c), respeitando-se as distâncias da Tabela 4-7 e verificando-se as distâncias para com as estacas existentes conforme disposição final apresentada na Figura 4.32.

4.3.3.2 Cravação das estacas em campo

A cravação das estacas ocorreu no dia seis de agosto de 2022, com apoio da Inácio Estaqueamento. Antes de transportados, os tubos metálicos (padrão comercial 6 metros) foram cortados em comprimentos equivalentes de 3 metros, compatíveis ao comprimento L_{total} das estacas. Os pares de estacas flexíveis e intermediárias (M1F e M2I) tiveram suas pontas fechadas com chapa metálica fina (soldas pontuais) para facilitar no processo executivo de

limpeza do interior das estacas e posterior instalação da instrumentação e concretagem. As estacas rígidas (M3R), diferentemente, foram cravadas com ponta aberta, prevendo a dificuldade de cravação de tubos de parede fina de maior diâmetro e sendo necessária a limpeza do seu interior.

O processo de cravação (Figura 4.35) incluiu o içamento das tubulações metálicas até os pontos de destino locados seguido da cravação dos tubos até serem atingidos os dois metros de profundidade, com uso de sistema bate-estaca. Concomitante à cravação, foi verificado o nivelamento da tubulação em profundidade (verticalidade) e entre eixos de monoestacas de mesmos pares ou tipologias. Por questões de vibração, alturas de queda reduzidas do martelo foram idealizadas, embora maiores esforços tenham sido necessários, especialmente para as estacas de maior diâmetro.

Revestimentos de proteção para os tubos-guia de inclinômetros também foram instalados em solo, atingindo profundidades médias de 2.50 metros enterrados, possibilitando avaliar possíveis influências geradas a partir do carregamento do topo das estacas no seu entorno e em níveis inferiores à sua ponta. Para fins de cravação e proteção mecânica dos tubos-guia dos inclinômetros ao solo, foram utilizados tubos de aço carbono soldado de ponta fechada, com diâmetro externo de 3.1/2" (88.9mm) e espessura de 2mm, cedidos pela empresa Tuper S.A.

Durante o processo de cravação as monoestacas M1F (flexíveis, diâmetro 139,7mm) necessitaram ser deslocadas para mais próximo das estacas rígidas (M3R, diâmetro 508mm) vista a baixa resistência do solo na região próxima às estacas existentes, com a cravação praticamente instantânea dos tubos metálicos a partir de uma única batida de martelo sucedida de erosão do solo circundante e da observação de cavidades sob o solo superficial. A locação apresentada na Figura 4.32 representa a condição final de campo.

Conforme esperado, observou-se uma dificuldade da cravação das estacas de maior diâmetro (M3Rab, 508mm) em campo, registrada a partir das deformações do tubo metálico na região de contato com o peso do sistema de cravação. Constituídas de tubos de ponta aberta, observou-se tamponamento parcial do solo durante processo de instalação. Desta forma, uma etapa de limpeza do interior das estacas tornou-se necessária, com uso de equipamentos e serviços manuais.

Previamente aos ensaios de carregamento transversal realizou-se um segundo nivelamento do solo de entorno das estacas, objetivando aferir as medidas de projeto e obter melhor

similaridade de comportamento-resposta entre estacas de mesmo par, com cotas finais não coincidentes às alturas livres apresentadas na Figura 4.35.



Figura 4.35. Configuração das estacas e revestimentos de proteção para tubos de inclinômetro após cravação: (a) transporte dos tubos metálicos. Detalhe para o fechamento das pontas das estacas médias com uso de chapa metálica fina e solda pontual. À exceção das estacas rígidas de maior diâmetro, os demais tubos tiveram ponta fechada; (b) içamento; (c) cravação de estaca intermediária (M2I) com processo de verificação de prumo; (d) cravação de estacas flexíveis e nivelamento entre eixos; (e) vista sul das monoestacas (~1.0 m de altura acima do solo) e tubos auxiliares para inclinômetro (alturas livres de até 0.5 m) cravados em campo. (f) Deformação da superfície dos tubos de maior diâmetro devido ao processo de cravação (M3R); (g) embuchamento parcial; (h) e (i) material removido no interior das estacas de ponta aberta (M3R).

4.3.3.3 Instrumentação de profundidade, concretagem e controle tecnológico

Após a limpeza do interior das monoestacas de ponta aberta, foram realizados o posicionamento da armadura e da instrumentação de profundidade *in loco* e a subsequente concretagem interna.

O nível freático local mostrou-se aflorante ao interior das estacas durante o processo de limpeza e concretagem. Com etapas de campo executadas em período de fortes chuvas na região, foram medidos níveis d'água entre 0.80 e 2.00 metros durante o preparo e realização dos ensaios.

Desta forma, o bombeamento e rebaixamento do nível d'água também foi inserido às etapas prévias à concretagem dos conjuntos.

A concretagem foi realizada de forma manual e subdividida em duas etapas: uma inicial, no dia 20/08/2022, em que foram concretadas as monoestacas M3Ra, M3Rb, M2Ia e M2Ib; e uma segunda etapa, realizada no dia 29/09/2022, na qual foram concretadas as demais estacas e grauteados os espaçamentos entre os tubos-guia para inclinômetro e os revestimentos metálicos cravados em campo para esse fim.

Previamente à concretagem, as barras instrumentadas com extensômetros foram fixadas à armadura das estacas de interesse (uma de cada par) em extremos opostos, com auxílio de fixadores de plástico. Os tubos de proteção para os inclinômetros das estacas foram também acoplados à região central das armaduras. Nessa etapa, percebeu-se a limitação das condições geométricas para uso de extensômetros concomitantes a inclinômetro nas estacas mais flexíveis (M1F), diferentemente do previsto em projeto. Desta forma, as estacas M1Fa e M1Fc foram restritas à instrumentação por meio da extensometria, enquanto tubos para inclinômetro foram instalados em seus respectivos pares.

Na sequência, o conjunto de armadura e instrumentação foi cuidadosamente instalado no interior das estacas limpas, assegurando-se o posicionamento dos extensômetros representativos à condição frontal e posterior do ensaio, devidamente nomeados, e o alinhamento das *sister-bars* e ranhuras principais do PVC ao eixo da estaca-par respectiva (Figura 4.36d).

Após instalados, o interior dos tubos-guia para inclinômetro permaneceram protegidos do processo de concretagem e das intempéries e ações climáticas prévias ao ensaio de carregamento, assim como as saídas elétricas dos extensômetros.

O espaço entre a instrumentação e o tubo metálico principal foi preenchido com calda de cimento (estacas M1 e M2, fck médio de 10MPa aos 28 dias) ou graute (calda cimentícia com adição de agregado graúdo, estacas M3, fck médio de 30MPa aos 28 dias), preparados no próprio campo experimental, com traço em volume médio de 1:4 (cimento CPII, areia média) para a calda cimentícia e 1:2:1.5 (cimento, areia média, brita zero) para graute com agregado graúdo. Fatores água-cimento de 0.65 e 0.43 foram utilizados, respectivamente. O espaço entre o tubo-guia para inclinômetro e o tubo metálico secundário (núcleo), similarmente, foi preenchido com calda de cimento (graute fino) com uma relação média água-cimento de 0.86.



Figura 4.36. Processo de instalação das armaduras e instrumentação em profundidade seguido por preenchimento do núcleo da estaca com calda de cimento e controle tecnológico: (a) fixação das barras instrumentadas junto à armadura das estacas e proteção do cabeamento. Exemplo para a monoestaca M3Ra; (b) descida da armadura com instrumentação para o interior da estaca; (c) armadura e instrumentação posicionadas; (d) alinhamento da instrumentação entre si e com o eixo de carregamento entre estacas; (e) bombeamento d'água exposta no interior das estacas para processo de concretagem; (f) estacas concretadas com instrumentação devidamente protegida frente às intempéries; (g) material e resumo do processo de concretagem manual e controle tecnológico em campo; e (h) parte dos corpos de prova para ensaio da resistência do concreto de preenchimento das estacas após desmolde.

Observou-se a necessidade de fixação dos tubos PVC no revestimento metálico para evitar a sua flutuação durante etapa de concretagem.

A utilização de calda de cimento com uso exclusivo de agregado fino (areia média) para as estacas pequenas e médias e tubos de inclinometria de entorno objetivaram um completo preenchimento dos espaços vazios durante processo de execução, dada a elevada taxa de armaduras e cabeamento do sistema de aquisição. Com maiores diâmetros, as estacas M3Ra e M3Rb foram preenchidas com graute cimentício com uso agregado graúdo, possibilitando uma maior resistência do conjunto.

No caso dos tubos de proteção metálicos para inclinômetros cravados diretamente em solo, os tubos de PVC com ponta fechada foram instalados após a concretagem, também objetivando o completo preenchimento e interação entre tubos. Suas ranhuras principais foram direcionadas ao centro geométrico das monoestacas de interesse.

O controle tecnológico do graute e calda de preenchimento foi realizado a partir de ensaios de abatimento in situ e ensaios de resistência à compressão axial em laboratório (14 dias, 28 dias e no dia do ensaio) para cada mistura preparada, assim como avaliação do módulo de elasticidade a partir de ensaios de compressão simples com uso de extensometria (4.3.1.4). Um total de 87 corpos de prova cilíndricos (NBR 5738, ABNT, 2015 e NBR 7215, ABNT, 2019) foram preparados e encaminhados ao laboratório para realização dos ensaios, cujos resultados podem ser observados no ANEXO A (ensaios de resistência, realizados pela Geofirma Engenharia) e nas discussões dos capítulos 4.3.1.4 e 6.2.1.

Anteriormente à realização dos ensaios de campo, fez-se uso do torpedo “cego” para assegurar que os tubos de inclinômetro e, especialmente, suas ranhuras, estivessem desimpedidos de obstruções as quais pudessem danificar o sistema de inclinometria

4.3.3.4 Instrumentação de superfície

Instaladas as estacas, foram então instalados em campo os demais instrumentos de superfície para leituras dos deslocamentos e rotações: transdutores lineares de posição, com 225 mm de curso (KTC 225mm LEMAQS) e sinal de saída elétrico; relógios comparadores, com 100mm de curso, analógicos (fornecidos pela empresa Geofirma LTDA); e giroscópios de 3 eixos, com faixas de giro entre ± 50 e $2000^\circ/s$ (MPU5060).

Ao todo, foram instalados 4 transdutores lineares por conjunto ensaiado, sendo dois para cada estaca do par: um para avaliar as condições de ponta e outro para monitorar os deslocamentos próximos à superfície. Os relógios comparadores, inicialmente adotados para duplicidade dos dados de deslocamentos de topo (conjunto MIFab), passaram a ser considerados também como medida de segurança e calibração dos transdutores lineares de posição em superfície, visto a geração de ruídos em seu sinal no decorrer do ensaio, ainda que aterrados. Desta forma, a quantidade de relógios comparadores adotados em campo variou de 1 a 4 instrumentos por conjunto.

Em termos de medidas de rotação, foram adotados 1 giroscópio por estaca ensaiada, instalados na face metálica frontal do revestimento (fuste), junto ao topo (Figura 4.37).

Objetivando a faixa de calibração linear dos transdutores de deslocamento, as réguas foram instaladas em campo evitando-se atingir os seus limites de curso. Os relógios comparadores, independentes de constante de calibração, tiveram a verificação do seu curso e funcionamento da mola previamente à coleta da leitura zero, utilizada para compatibilização dos deslocamentos de ensaio durante avaliação dos dados de campo.

Para a fixação dos medidores de deslocamentos, foram instaladas vigas de referência e estruturas de suporte nas proximidades de cada estaca em ensaio, de forma a possibilitar a fixação das réguas potenciométricas e relógios comparadores em campo ao mesmo tempo em que evitar sua interação com as cargas aplicadas e esforços gerados no solo.

Como suporte aos transdutores de posição (1 conjunto de referência por estaca ensaiada), fizeram-se uso de cantoneiras metálicas tipo L de 3 a 4 metros de comprimento e moderada espessura, fixadas com auxílio de sargentos em suportes metálicos posicionados nas suas extremidades, compostos por barras tubulares de bases retangulares maciças, disponibilizados pela empresa Geofoma Engenharia LTDA.

Para a instalação dos relógios comparadores, foram consideradas tanto as cantoneiras de referência, complementadas por encurtadores de distância adaptados *in situ* (dado seu menor curso útil), quanto estruturas de madeira complementares, montadas em campo. Para fixação dos relógios comparadores nas vigas de referência adaptadas, fita dupla face foi utilizada em conjunto aos sargentos, quando necessário (Figura 4.37).

Uma vez que o curso dos relógios comparadores adotados é reduzido ao ser comparado com o curso das régua potenciométricas, este teve sua posição alterada sempre que necessário, possibilitando uma continuidade dos ensaios apenas com a compatibilização do novo zero de leitura.



Figura 4.37. Instrumentação de superfície e vigas de referência: transdutores lineares de posição em condição de topo e superfície, fixados em cantoneiras de referência tipo L com uso de sargentos; relógios comparadores colados a vigas de madeira, posições variadas; e giroscópio de três eixos, impermeabilizado e posicionado no topo das estacas a partir de imã N35. Detalhes para as estacas M1Fd (a), M21a (b), e M3Rb (c).

Para assegurar a fixação das régua potenciométricas à parede das estacas metálicas durante os procedimentos de carga e descarga, conforme a posição das vigas de referência em campo, foram colados em suas pontas um imã de Neodímio N35, com 10mm de diâmetro e 4mm de espessura. Esses imãs também foram adotados para fixação dos giroscópios junto ao topo das estacas, primeiramente fixados em pedaços de cantoneiras e, para fins de proteção a intempéries, envoltos por uma capa protetora (DB 37) e impermeabilizados com uso de Araldite 90 minutos.

Uma vez devidamente instaladas, as instrumentações com saída digital foram conectadas ao sistema de aquisição de dados desenvolvido para essa pesquisa (vide 4.3.2) a partir de conectores e uso de cabos manga auxiliares e blindados, e tiveram sua leitura zero obtida.

Para as instrumentações não conectadas em sistema de aquisição, leituras zero foram realizadas de forma manual (caso dos relógios comparadores) ou por meio de sistema de aquisição próprio (inclinômetro), previamente ao início do carregamento.

Todas as instrumentações de superfície e vigas de referência, reutilizadas para cada par de estacas, foram cuidadosamente montadas e niveladas previamente aos ensaios, havendo a necessidade de pequenos ajustes de cota durante a fixação dos sargentos e suportes das cantoneiras.

Detalhes completos da instrumentação e procedimentos de campo são apresentados no capítulo a seguir. As posições dos instrumentos de superfície podem ser verificadas no APÊNDICE E.

4.4 PROCEDIMENTOS E PROGRAMA DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO TRANSVERSAL

A seguir são apresentados o programa de ensaio, as configurações do sistema de carregamento transversal, as condições de instrumentação e aquisição dos dados em superfície, bem como os procedimentos de ensaio para os conjuntos solo-estaca do Campo Experimental de Araquari.

4.4.1 Programa de ensaio

Com base nas premissas e objetivos deste estudo e nas propriedades e materiais definidos e viabilizados, estabeleceu-se como programa de ensaio o carregamento transversal ativo e monotônico de 10 estacas cravadas no solo arenoso de Araquari, com 3 diâmetros distintos e ensaiadas em pares equivalentes, totalizando cinco ensaios de carga ao todo.

Tabela 4-8. Resumo do programa de ensaios de campo.

Previsão total de ensaios		5
Tipo de reação prevista		Em pares
Tipo de carregamento previsto	Monotônico (procedimentos B e G - ASTM D3966-07), à tração (estacas aproximam-se)	
Previsão total de estacas ensaiadas		10
Variações/tipologias de estacas ensaiadas*		3
Material estaca	Tubular metálica ** e parede fina, preenchido por graute ou calda de cimento	
Solo de interesse	Solo arenoso, fofo a medianamente compacto (Dr pré-instalação ~40%)	

*Variações previstas: 3 tipos distintos de rigidez a partir da variação do diâmetro.

Condições fixas: material, forma de carregamento (monotônico), tipologia de solo, altura livre e altura útil.

**As estacas de diâmetros 139.7 (M1F) e 273mm (M2I) foram instaladas com pontas fechadas (soldas pontuais) de modo a facilitar o processo de cravação e limpeza interna.

***Dr = densidade relativa.

A Tabela 4-9 apresenta o programa dos ensaios previstos em campo para a vigente pesquisa, com detalhes de procedimento apresentados nos subitens a seguir. Para previsão de esforços e deslocamentos, a altura livre foi considerada equivalente a um metro, diferindo-se em até 0.10m das condições reais. Para fins comparativos, os esforços máximos reais de campo também foram apresentados.

Tabela 4-9. Especificação das variáveis previstas - programa de ensaio de campo.

<i>Variável / Estacas</i>		M1-F ab	M2-I ab	M3-R ab	M1-F cd	M2-I cd
Diâmetro externo D	[mm]	139.7	273	508	139.7	273
Altura livre real de campo, h médio	[m]	0.9	0.9	0.92	0.93	0.9
Incrementos mínimos previstos	[]	10+UR	10+UR	10+UR	**	**
Deslocamentos mínimos previstos (critério de parada)	y_{sup}/D	10%	10%	10%	10%	10%
Deslocamento topo previsto (v_t) equivalente $v_{sup}=10\%D$	[mm]	35	50	90	35	50
Esforço previsto (H_t) equivalente à $v_{sup}=10\%D$	[kN]	10	25	40	10	25
Esforço máximo previsto (H_t) para v_t 150mm	[kN]	20	35	50	20	35
Esforço máximo*** aplicado (H_t) equivalente à $v_{sup}=10\%D$	[kN]	10	39	*	10.5	42
Esforço máximo*** aplicado (H_t)	[kN]	10	39	50	17.65	46
Estaca-par correspondente à v_{sup} máx	[]	M1Fa	M2Ia	M3Ra	M1Fd	M2Id
Comportamento estrutural esperado	[]	Flexão	Flexão + Rotação	Rotação	Flexão	Flexão + Rotação
Comportamento estrutural apresentado	[]	Flexão + Rotação	Flexão + Rotação	Rotação	Flexão + Rotação ponta	Flexão + Rotação

*Não atingido y_{sup} ensejado (critério de parada limitado por condições de carregamento)

**variável conforme os resultados de campo dos pares *ab*.

*** Máximo dos esforços equivalente dentre estacas pares avaliadas.

UR = processo de descarga recarga.

Informações detalhadas sobre os deslocamentos observados e previsões de comportamento compatibilizadas são apresentadas nos capítulos de resultado.

4.4.2 Configuração do sistema de carregamento

O sistema de carregamento horizontal foi definido tendo por base as recomendações da norma D3966-07 (ASTM, 2013) e as condições materiais, financeiras e temporais disponíveis para atender aos objetivos elencados para o estudo em questão.

Por fins de otimização do processo de ensaio, definiu-se a aplicação do carregamento horizontal concomitante entre duas estacas-pares equivalentes, possibilitando a duplicidade de resultados para validação das respostas e compreensão do comportamento dos conjuntos. As estacas previamente existentes em campo não foram adotadas como reações das monoestacas de interesse por não atenderem condições mínimas de resistência, no caso das estacas flexíveis (reações dos ensaios axiais), ou para assegurar que as estacas axiais principais não seriam afetadas pela distribuição das tensões decorrentes dos ensaios de interesse, visando possíveis ensaios axiais futuros.

Foi adotado como sistema de carregamento um cilindro hidráulico dupla ação com capacidade para até 210 bar e curso total de 300 mm (modelo CDT3-MP5-100/56-300Z-14/B1-CKUM, Hidraultec) acoplado à válvula direcional e macaco hidráulico ENERPAC com bomba hidráulica manual de capacidade de 400 bar. Para o ensaio, o cilindro hidráulico trabalhou à tração, posicionado entre as estacas pares e conectado entre correntes de aço modelos CRL-11 (2.5kg/m, estacas M1F) e CRL-13 (3.12 kg/m, estacas M2I e M3R) circundantes ao topo das estacas, objetivando uma melhor distribuição e linearidade da aplicação de carga. Entre o cilindro e as correntes foi também instalada célula de carga à tração com capacidade de 5 toneladas (modelo RS-5000kgf, Excel Sensores), atendendo as cargas de ensaio máximas previstas em etapa precedente (Figura 4.38).

Buscou-se instalar o sistema o mais adjunto possível à altura de interesse – nivelando a altura da célula de carga, do cilindro hidráulico, e das correntes metálicas de modo a movimentar o mínimo possível o êmbolo do cilindro até se obter a tração completa do sistema – assegurando um maior curso livre efetivo. Um conjunto de apoio adaptado em campo com cavaletes, cadeiras e ripas de madeira foi montado sob o sistema de carga para a fase de preparo. Assim que tracionado, o sistema de carregamento manteve-se suspenso e sem contato com os apoios (Figura 4.38 a,d).

As correntes, escolhidas como parte do sistema de carregamento devido a sua adaptação para distintos diâmetros e distâncias entre estacas, bem como à possibilidade de acomodação e

distribuição de esforços durante o carregamento, foram inicialmente fixadas ao topo das estacas com auxílio de arame recozido. O atrito e os esforços gerados pelo carregamento permitiram que as correntes se mantivessem niveladas ao cilindro hidráulico e célula de carga até a completa descarga.

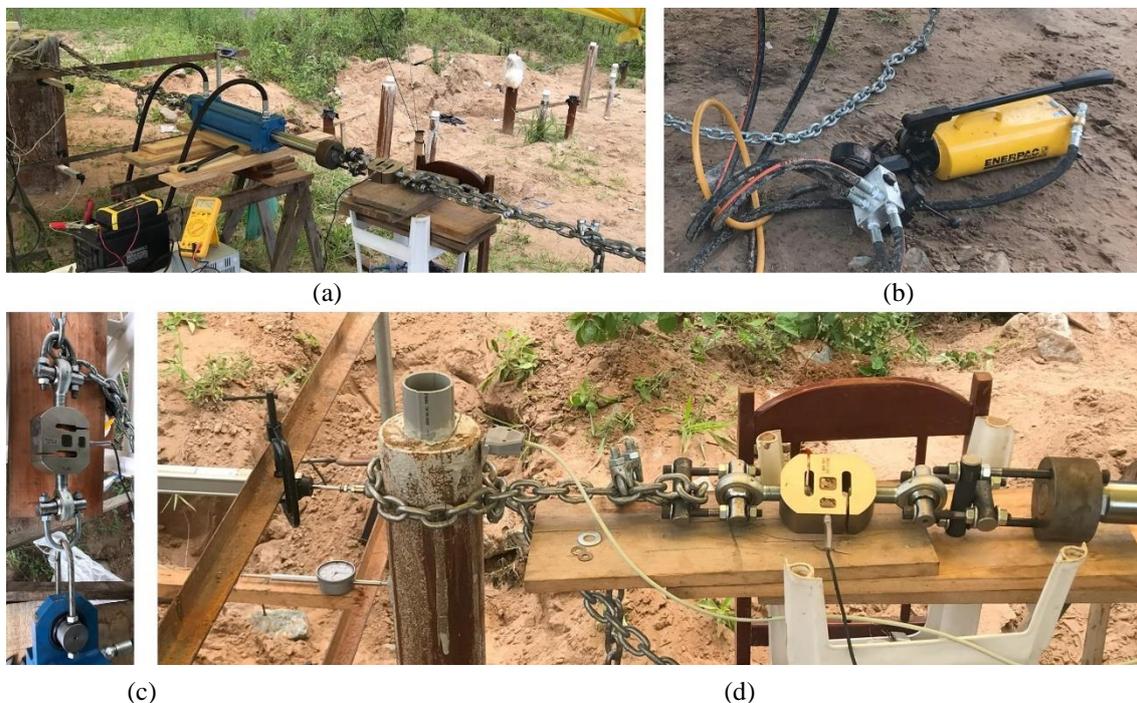


Figura 4.38. Sistema de carregamento: (a) cilindro hidráulico dupla ação (300mm curso), célula de carga (5tf) e correntes CRL-13, operando à tração e suspensos ao conjunto de apoio adaptado; (b) macaco hidráulico e válvula direcional com mangueiras provenientes do cilindro hidráulico suspenso; (c) célula de carga em posição horizontal com terminais rotulares e conectores de menor resistência - posteriormente substituídos; e (d) célula de carga, terminais rotulares e conectores reforçados apoiados em ripas de madeira. Detalhes para a fixação da corrente metálica no entorno da estaca de menor diâmetro (M1Fd) com uso de arame recozido. Na estaca, tubo de inclinometria e instrumentações de superfície (baixo para cima): relógio comparador e transdutor linear de posição (fixados em vigas de referência com uso de dupla face e sargentos, respectivamente) e giroscópio de três eixos (fixado na face frontal da estaca a partir de imã).

Devido a condições de segurança e fixação do sistema de carregamento, a altura de carregamento mostrou-se cerca de 6 a 10cm abaixo do topo das estacas.

A célula de carga foi posicionada durante a montagem do sistema de forma que sua maior face se mantivesse idealmente paralela à superfície do terreno, seguindo recomendações do fabricante.

A ligação entre célula de carga, corrente e cilindro hidráulico foi realizada a partir de conectores metálicos: barras maciças lisas com aço 1045 acopladas a parafusos Allen, grampos (clips), e terminais rotulares junto às células de carga. Os desenhos técnicos inicialmente pensados para os conectores metálicos acoplados ao cilindro metálico podem ser visualizados no APÊNDICE C, sofrendo alterações durante o processo de usinagem para atender a disponibilidade de materiais. Os conectores foram modificados e reforçados após iniciados os ensaios, verificada a necessidade de maior resistência à tração para suportar as cargas máximas de campo (Figura 4.38d). Barras roscadas com formato curvilíneo haviam sido consideradas como material inicialmente (Figura 4.38c), gerando uma condição de baixa resistência no ponto de curvatura máxima e de contato entre conectores.

4.4.3 Procedimentos de ensaio

Os ensaios de carregamento transversal das monoestacas em campo foram realizados entre os dias 05 e 12 de dezembro de 2022.

O carregamento transversal das novas estacas ocorreu simultaneamente em pares e de forma monotônica, tendo como base os procedimentos B (carregamento monotônico padrão com excesso de carga) e G (carregamento monotônico com deslocamento lateral definido) sugeridos pela ASTM D3966-07 (ASTM, 2013).

Considerando ao menos 10 (dez) estágios de carga, as cargas máximas ($H_{\text{máx}}^{\text{prevista}}$) para distribuição dos incrementos foram inicialmente adotadas a partir da previsão Classe A para deslocamentos horizontais em superfície equivalentes à 10% do diâmetro externo ($y=10\%D$). Os estágios de cargas excedentes foram aplicados de forma a compatibilizar a resposta de campo ao deslocamento mínimo ensejado ou, no caso das estacas M1Fcd e M2Icd, para avaliar o comportamento do conjunto para deslocamentos excedentes (máximo de 150mm mobilizados no topo).

O critério de parada definido em termos de deslocamento de superfície para os ensaios de campo segue as normativas do Eurocode 7 (CEN, 2004), Código Britânico BS 8004 (BSI, 2015) e o código de práticas RP2A-WSD (API, 2000), não objetivando a ruptura estrutural. Situações particulares são observadas para cada ensaio, principalmente no que se refere à limitação de curso e sensibilidade dos equipamentos como réguas potenciométricas, célula de carga e cilindro hidráulico, e ao próprio giro das estacas.

Os estágios de carregamento foram mantidos por períodos mínimos de 10 a 20 minutos (a depender da fase de carga) com constante manutenção da carga aplicada, à exceção do carregamento equivalente à carga teórica ou ao critério de parada (o que fosse maior) - aplicado por ao menos 60 minutos para as estacas M1Fcd, M2Iab, M2Icd e M3Rab. O descarregamento final, após atingido o deslocamento máximo, foi realizado em 4 decrementos equivalentes, mantidos por cerca de 10 minutos cada.

Para além dos estágios recomendados normativamente, um ciclo de descarregamento e recarga foi realizado em estágios iniciais (após incremento n° 3 ou 4), objetivando avaliar a rigidez do conjunto em instantes teoricamente admitidos como elásticos ($v_{sup}=0.5\%D$). Os estágios foram mantidos por dez minutos ou tempo suficiente para estabilização e leitura das instrumentações não incorporadas ao sistema de aquisição. Uma recuperação elástica nem sempre foi observada para essas condições.

O procedimento geral de ensaio em termos de esforços máximos, incrementos e tempos médios para cada estágio é apresentado na Tabela 4-10, com cargas máximas e número de incrementos para cada etapa e conjunto na Tabela 4-11. Informações adicionais são apresentadas no capítulo de resultados e APÊNDICE E.

As leituras de variação de carga/deslocamento e rotação foram realizadas continuamente a partir do sistema de aquisição e dos instrumentos instalados em superfície e profundidade (extensômetros).

Conforme apresentado no item 4.3.1, todos os instrumentos interligados ao sistema de aquisição foram previamente calibrados em laboratório, possibilitando alimentar o código e realizar a leitura direta dos dados de interesse em campo.

Para os relógios comparadores analógicos as informações foram coletadas manualmente a cada pequeno incremento de carga durante avanço dos estágios, de forma recorrente durante a manutenção dos estágios principais, e sempre que observada mudança significativa de suas leituras.

A leitura de inclinômetro nas estacas foi realizada anteriormente ao início do ensaio (leituras zero de referência) e ao menos uma vez a cada novo estágio, à exceção do ciclo de descarga/recarga, quando apenas foram realizadas leituras em condições de carregamento nulo.

Tabela 4-10. Procedimentos gerais de ensaio com referência à ASTM D3966-07.

Incremento	H/Hmáx previsto (%)	Tempo estágio (minutos)	Observações
1	12.5	10	
2	25	10	
3	37.5	15	
4	50	20	
Descarga-recarga*	-	10 cada	*após 3º ou 4º incremento
5	62.5	20	
6	75	20	
7	85	20	
8	90	20	
9	95	20	
Carregamentos adicionais até critério de parada			Eventual
9+	5% adicional	15	
Carga máxima teórica / critério de parada			
10	100	60	
Descarga	-	≤10 cada	Fim do procedimento padrão
Início procedimento B			Eventual
Recarga	-	≤10 cada	
Carregamento excedente			Eventual
10+	5% adicional	15	
Hmáx curso		≤30, até atingido limite de curso instrumentação	
Descarga-recarga adicional		≤10 cada	Eventual, fim procedimento B

As leituras de referência da inclinometria (marco zero) foram repetidas em ao menos uma vez para cada estaca, assegurando a confiabilidade dos dados salvos pelo sistema próprio de aquisição e, por isso, não observados de forma síncrona durante a realização dos ensaios.

A análise da instrumentação de forma síncrona à realização dos ensaios permitiu redefinir incrementos de carga quando necessário, como o caso do conjunto M1Fab, para o qual deslocamentos superiores aos previstos foram observados para a estaca M1Fa desde o início do ensaio e, portanto, incrementos reduzidos foram aplicados para assegurar o mínimo previstos (qualidade amostral) até atingir o critério de parada.

Conhecendo-se o comportamento das estacas pares M1Fab e M2Iab ensaiadas, seus pares subsequentes (M1Fcd e M2Icd) puderam ter suas cargas máximas previstas reconsideradas para otimização do carregamento.

Tabela 4-11. Estágios de carga e descarga adotados nos ensaios de campo para cada estaca.

	Carregamento inicial		Descarga + Recarga adicionais (parcela elástica)		Carregamento até $H_{t,máx}$ previsto (teórico ou recalculado após ensaios anteriores)		Carregamento excedente até atingir critério $v_{surf}=10\%D$		Descarga (fim procediment o padrão)	Recarga (início procedimento B - excesso γ)		Carregamento excedente (v adicionais)		Descarga (fim carregamento excedente)
	Nº incr.	Ht [N]	Nº incr.	Ht [N]	Nº incr.	Ht [N]	Nº incr.	Ht [N]	Nº incrementos	Nº incrementos	Ht [N]	Nº incrementos	Ht [N]	Nº incr.
M1Fab	3	1250	3 + 2	1300	10	10000	0		3	0		0		0
M1Fcd	4	5000	2 + 2	5000	6	10000	0		4	4	10000	3	17650	4
M2Iab	3	6000	3 + 3	6000	8	30000	2*	39000	4	2	39000	0		2
M2Icd	4	19000	2 + 4	20000	6	40000*	3	46000	4	5	46000	2	51000	1
M3Rab	4	20000	2 + 2	20000	6	40000	5	50000	4	0		0		0

Os ensaios M2Iab e M3Icd apresentaram complicações do sistema de carregamento ao longo do ensaio, e por isso necessitaram de ciclos carga-descarga adicionais – o ensaio M2Iab foi realizado ao longo de 2 dias, permitindo o reforço das correntes e conexões inicialmente adotadas e, conseqüentemente, a segurança da equipe de campo. O ensaio M3Rab teve seu carregamento limitado à resistência máxima do sistema adotado (5 tf), enquanto a manutenção dos estágios finais das estacas M2Icd e M1Fcd foi interrompida pelo fim do curso de alguma das instrumentações de topo (relógio comparador, régua ou macaco hidráulico).

A configuração do conjunto de ensaio é esquematizada na Figura 4.39. Imagens das instrumentações de superfície, sistema de aquisição e provas de carga horizontais realizadas em campo podem ser visualizadas na Figura 4.40, representando o ensaio do conjunto M1Fab.

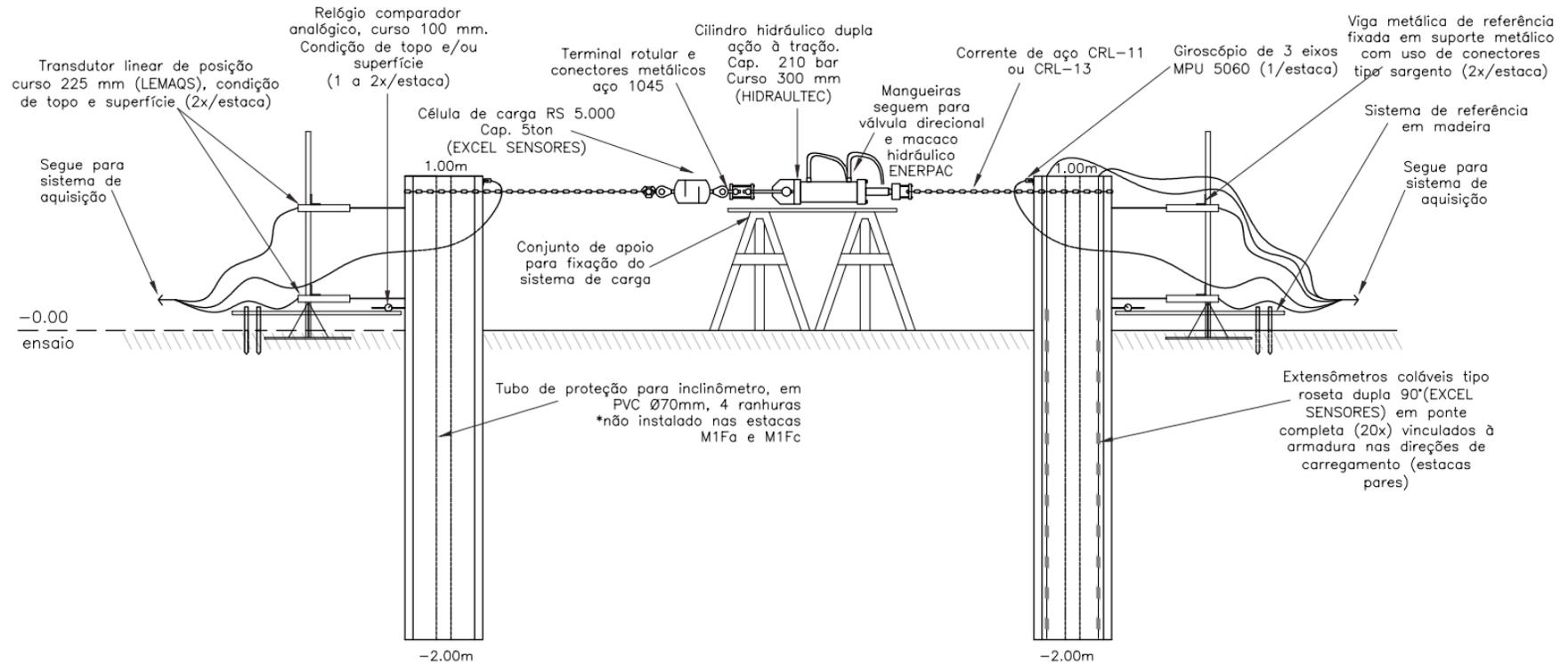


Figura 4.39. Configuração esquemática do sistema de ensaio para carregamento transversal de estacas em pares junto ao Campo Experimental de Araquari.

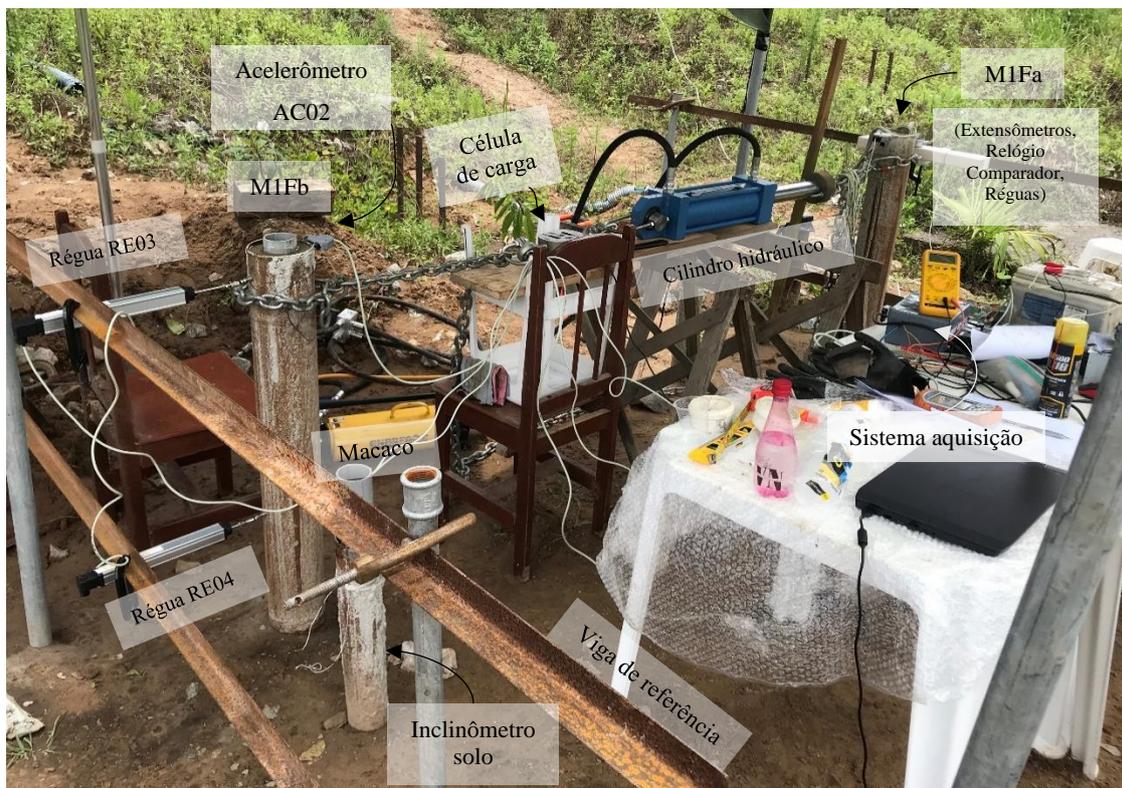


Figura 4.40 – Representação geral do ensaio para o par de estacas [M1Fab](#), incluindo posicionamento do cilindro hidráulico (trabalhando a tração, com fechamento do pistão) e da célula de carga junto à corrente, e as instrumentações de superfície em vigas de referência. Também podem ser visualizados o macaco hidráulico (amarelo ao fundo), os tubos de inclinômetro instalados ao redor das estacas, e a mesa de trabalho com o sistema de aquisição, bateria e computador para visualização síncrona dos dados. Os extensômetros estão instalados na estaca M1Fa, mais distante da câmera apresentada.

5 RESULTADOS DE CAMPO

A seguir são apresentadas as medições obtidas a partir da instrumentação de campo para cada conjunto de ensaio: estacas de menor diâmetro (pares M1Fab e M1Fcd), diâmetro intermediário (pares M2Iab e M2Icd) e maior diâmetro (par M3Rab). Para facilitar a compreensão durante avaliação das figuras, um esquema representativo é apresentado classificando as estacas em tamanhos P, M e G, respectivamente.

Os resultados foram agrupados por tipo de instrumentação: réguas potenciométricas (RE, considerando a relação entre carga aplicada e deslocamentos medidos em cada posição) - Figura 5.1 à Figura 5.5, juntamente aos relógios comparadores (RC, também a partir da relação carga-deslocamento); giroscópios/acelerômetros (a partir da relação carga-rotação de topo) - Figura 5.6 a Figura 5.10; extensometria (com resultados da deformação medida pelas pontes de *strain gauges* (sg) frontais e posteriores, com sinais opostos) - Figura 5.11 à Figura 5.20 - e inclinometria (fornecido a partir de uma pré-correção dos dados de leitura de campo a partir da leitura zero), também na Figura 5.11 à Figura 5.15.

Como padronização, os transdutores de posição utilizados em campo foram nomeados de forma que os instrumentos RE01 e RE02 representassem medidas próximas ao topo e superfície das estacas tipo A ou C de um conjunto ensaiado, enquanto os instrumentos RE03 e RE04, medidas de topo e superfície das estacas pares B ou D, respectivamente.

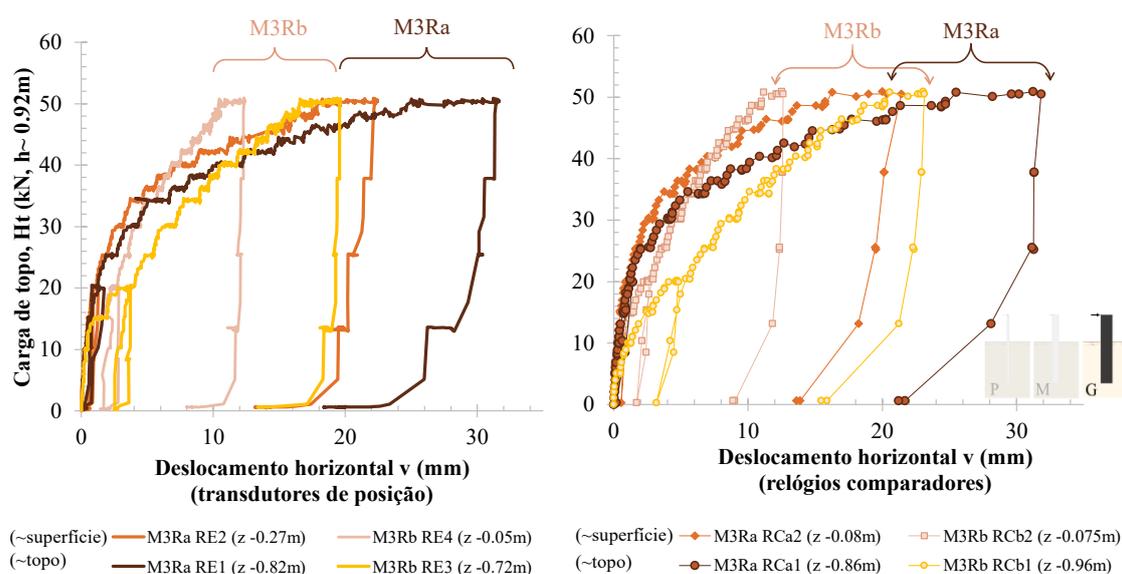


Figura 5.1. Medições de campo em superfície - conjunto M3Ra (maior diâmetro): curvas carga-deslocamento para (a) transdutores de posição (RE) e (b) relógios comparadores (RC).

Os relógios comparadores foram nomeados com a letra da estaca de referência (RCa, RCb, RCc ou RCd), adicionados ao número 1 ou 2 caso mais de um instrumento adotado por estaca por ensaio, buscando-se, nessas condições, equiparar-se à lógica adotada para as régua potenciométricas (1 próximo ao topo e 2 próximo à superfície). No caso de apenas um relógio, a sua posição era variada e pode ser conferida no APÊNDICE E.

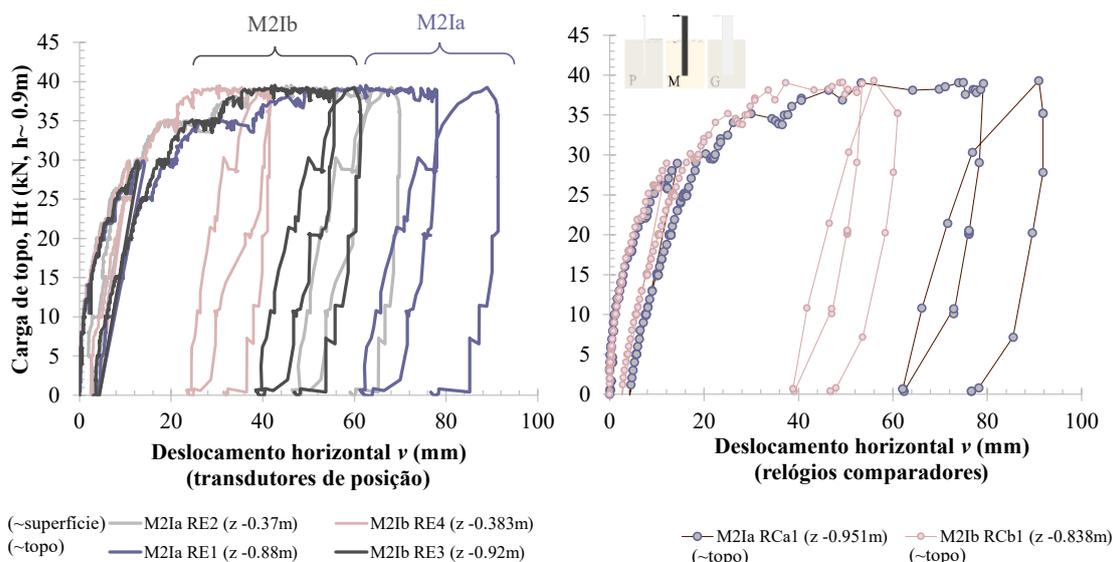


Figura 5.2. Medições de campo em superfície - conjunto M2Iab (diâmetro intermediário): curvas carga-deslocamento para (a) transdutores de posição (RE) e (b) relógios comparadores (RC).

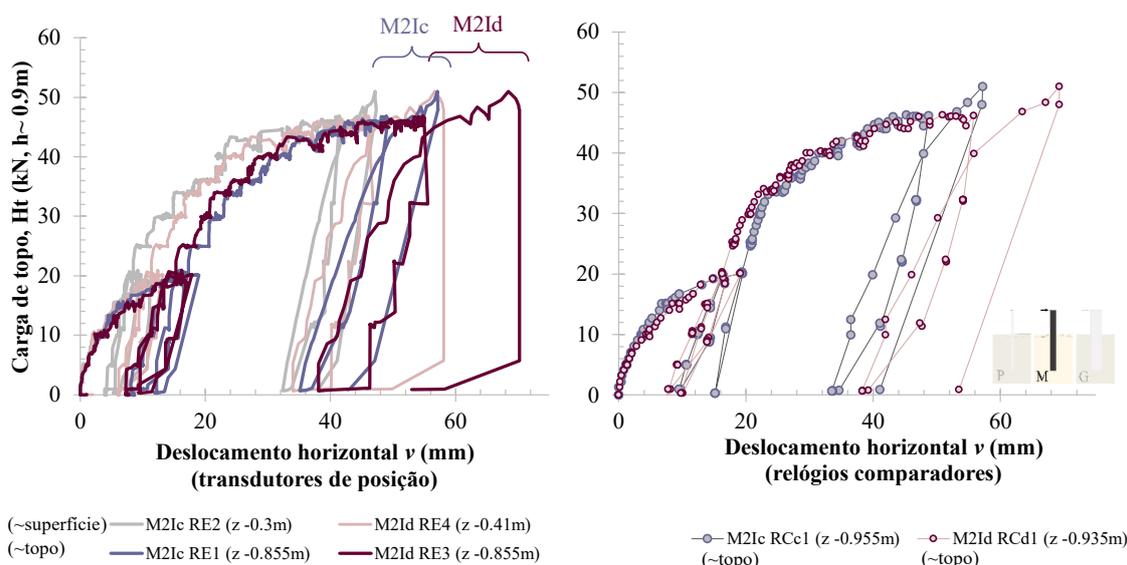


Figura 5.3. Medições de campo em superfície - conjunto M2Icd (diâmetro intermediário): curvas carga-deslocamento para (a) transdutores de posição (RE) e (b) relógios comparadores (RC).

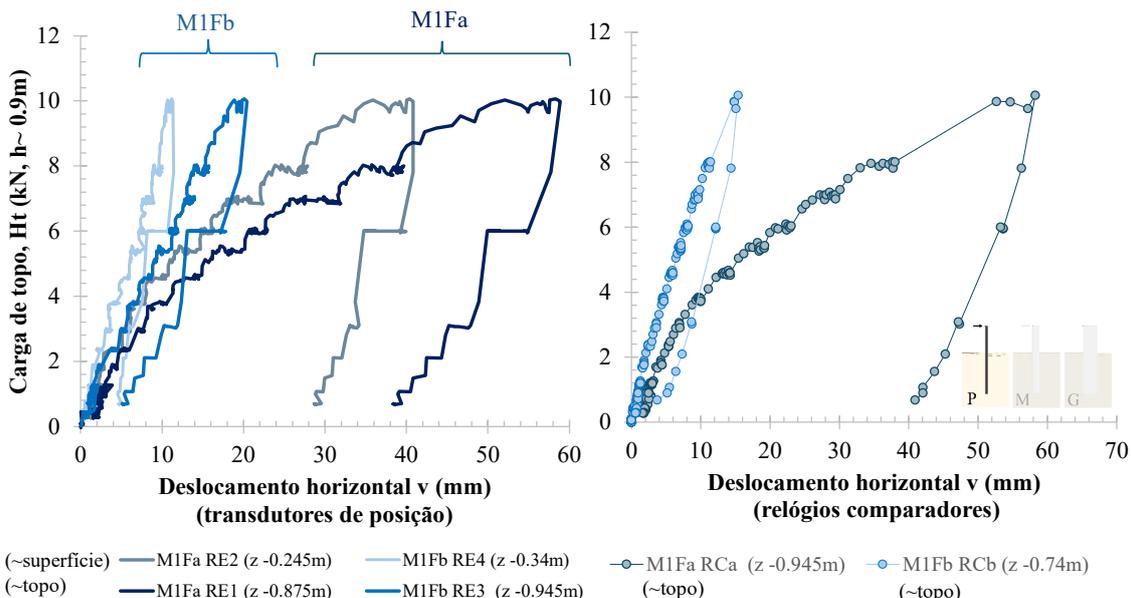


Figura 5.4 Medições de campo em superfície - conjunto M1Fab (menor diâmetro): curvas carga-deslocamento para (a) transdutores de posição (RE) e (b) relógios comparadores (RC).

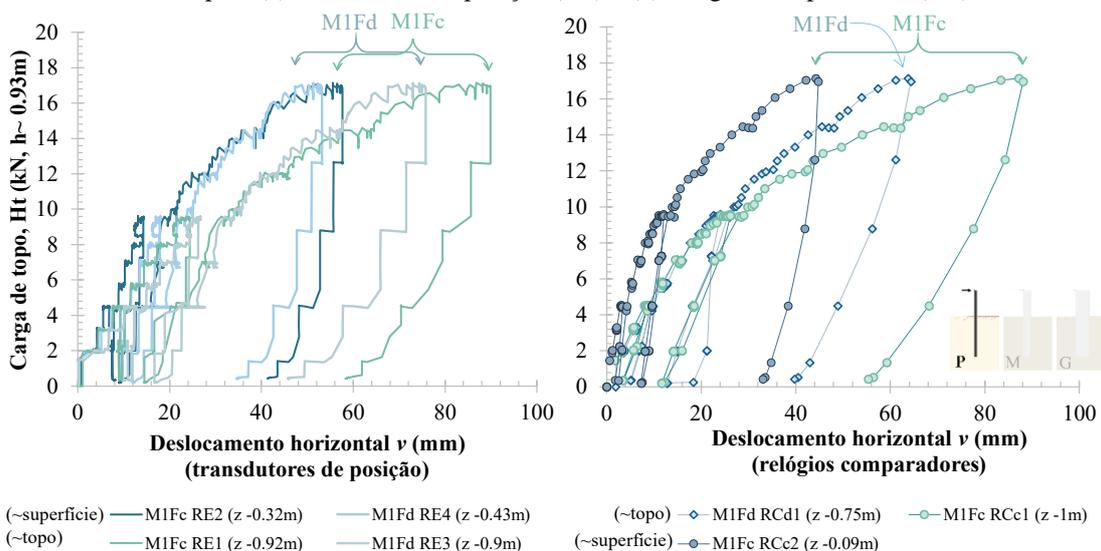


Figura 5.5. Medições de campo em superfície - conjunto M1Fdc (menor diâmetro): curvas carga-deslocamento para (a) transdutores de posição (RE) e (b) relógios comparadores (RC).

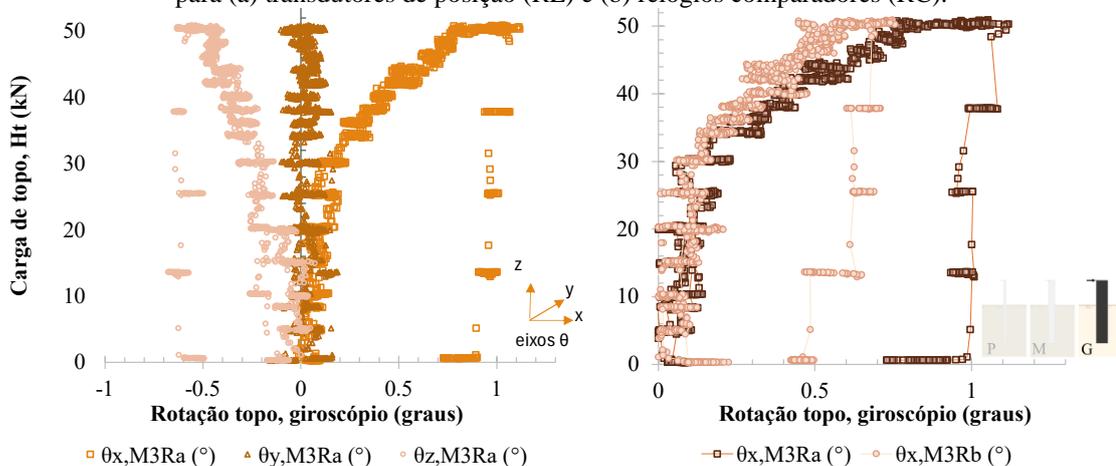


Figura 5.6. Medições de campo em superfície - conjunto M3Rab (maior diâmetro): curva carga-rotação de topo (z ~ -1m) a partir das leituras do giroscópio (a) para os três eixos da estaca M3Ra; (b) na direção do eixo horizontal para o par M3Rab.

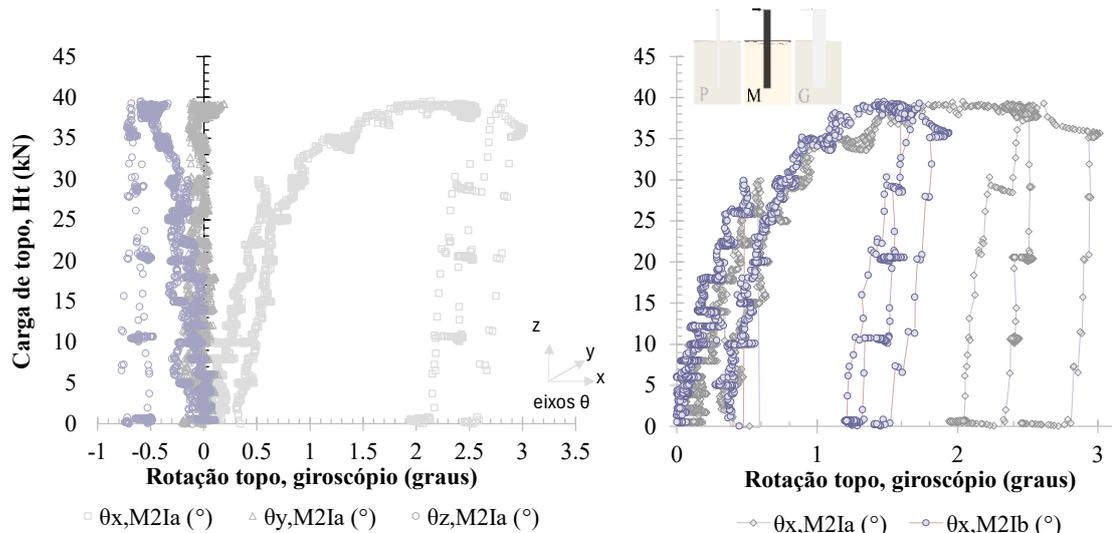


Figura 5.7. Medições de campo em superfície - conjunto M2Iab (diâmetro intermediário): curva carga-rotação de topo ($z \sim -1\text{m}$) a partir das leituras do giroscópio (a) para os três eixos da estaca M2Ia; (b) na direção do eixo horizontal para o par M2Iab.

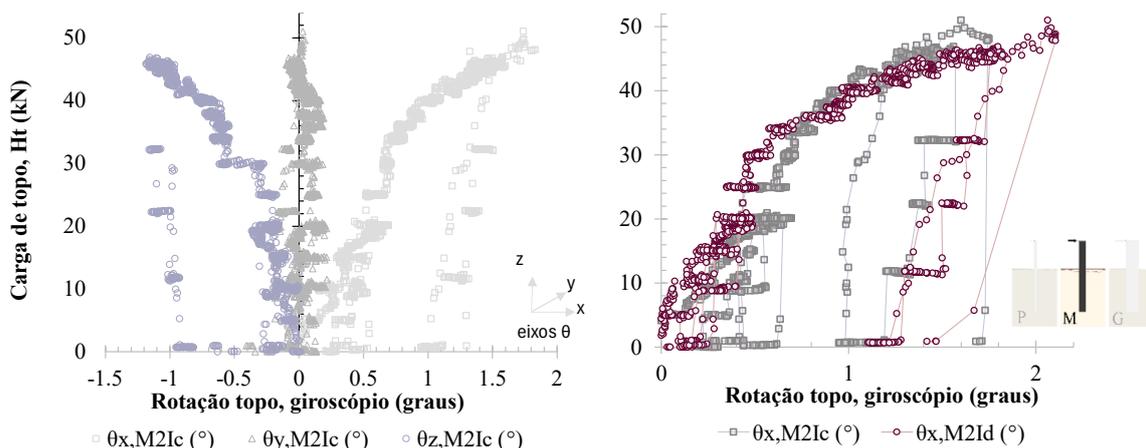


Figura 5.8. Medições de campo em superfície - conjunto M2Icd (diâmetro intermediário): curva carga-rotação de topo ($z \sim -1\text{m}$) a partir das leituras do giroscópio (a) para os três eixos da estaca M2Ic; (b) na direção do eixo horizontal para o par M2Icd.

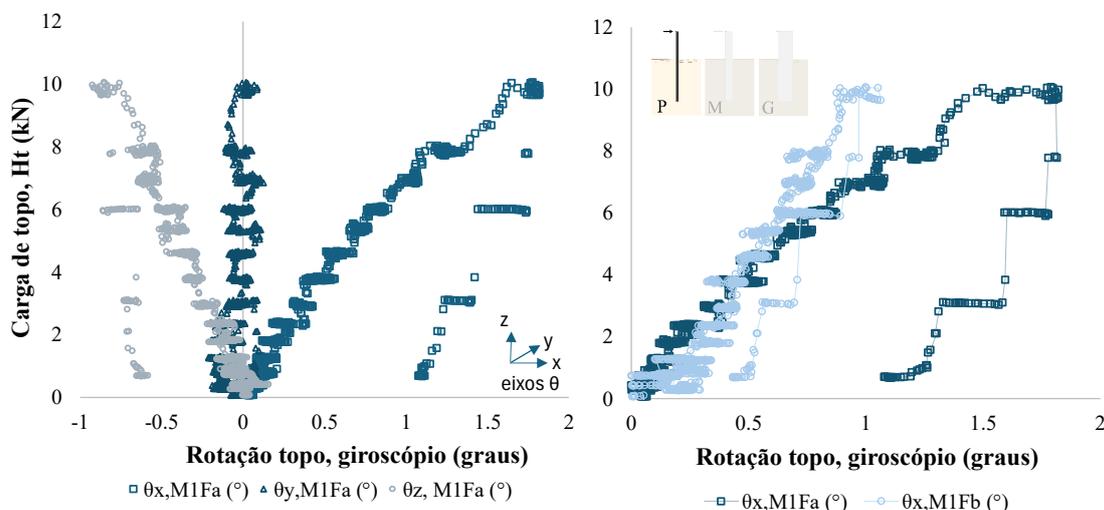


Figura 5.9 Medições de campo em superfície - conjunto M1Fab (menor diâmetro): curva carga-rotação de topo ($z \sim -1\text{m}$) a partir das leituras do giroscópio (a) para os três eixos da estaca M1Fa; (b) na direção do eixo horizontal para o par M1Fab.

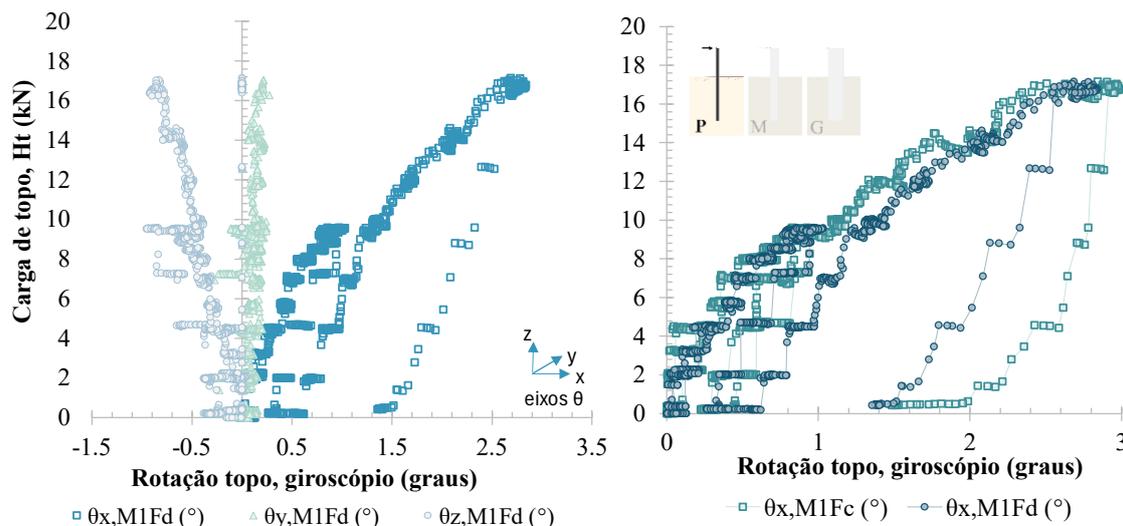


Figura 5.10. Medições de campo em superfície - conjunto M1Fd (menor diâmetro): curva carga-rotação de topo ($z \sim -1\text{m}$) a partir das leituras do giroscópio (a) para os três eixos da estaca M1Fd; (b) na direção do eixo horizontal para o par M1Fd.

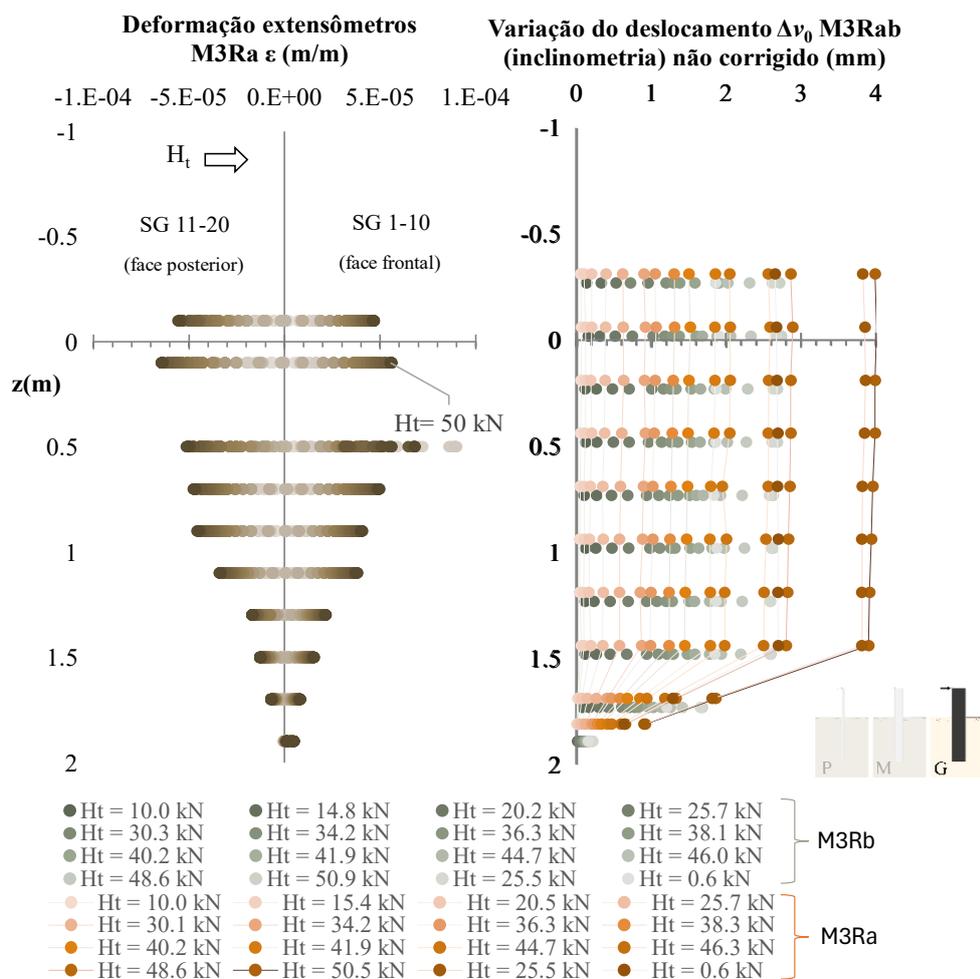


Figura 5.11. Medições de campo em profundidade - conjunto M3Rab (menor diâmetro): (a) deformações obtidas a partir da extensometria em profundidade nas posições frontal (SGs 1 a 10) e posterior (SGs 11 a 20) da estaca M3Ra durante acréscimos de cargas (relação proporcional); (b) variação das deflexões em profundidade para o conjunto M3Rab a partir da inclinometria. Valores não corrigidos (para linha elástica, ver capítulo subsequente).

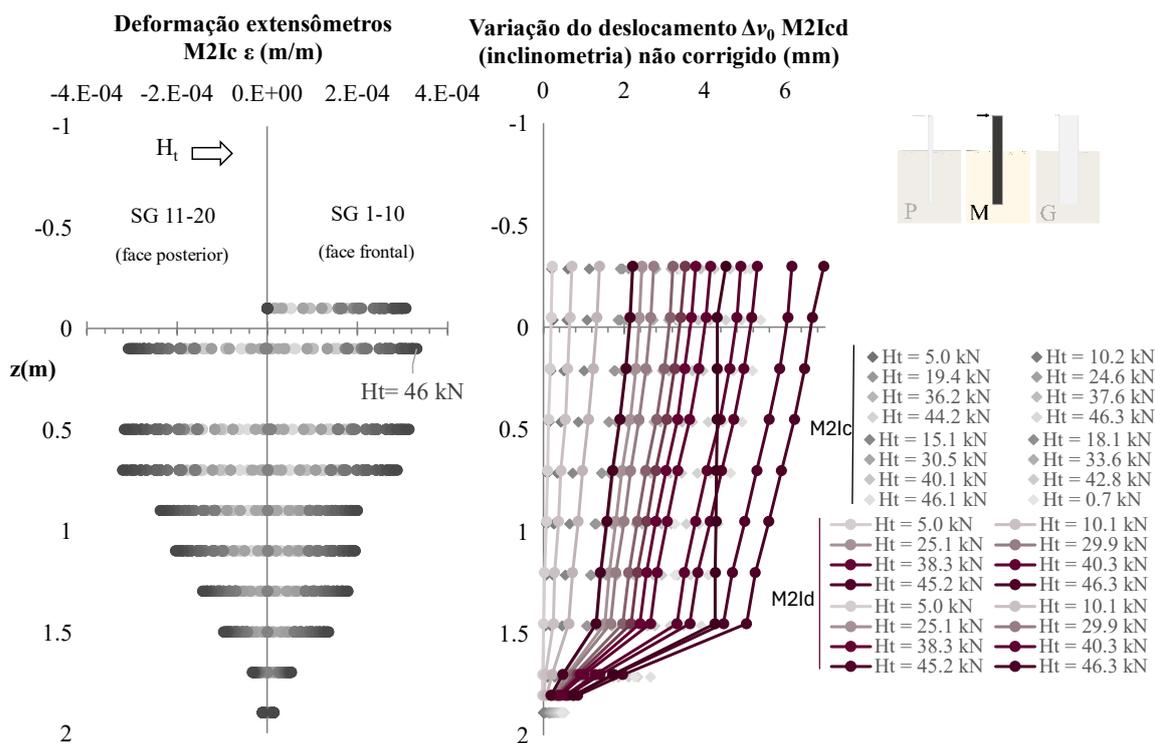


Figura 5.12. Medições de campo em profundidade - conjunto M2Icd (diâmetro intermediário): (a) deformações obtidas a partir da extensometria em profundidade nas posições frontal (SGs 1 a 10) e posterior (SGs 11 a 20) da estaca M2Ic durante acréscimos de cargas (relação proporcional); (b) variação das deflexões em profundidade para o conjunto M2Icd a partir da inclinometria. Valores não corrigidos (para linha elástica, ver capítulo subsequente).

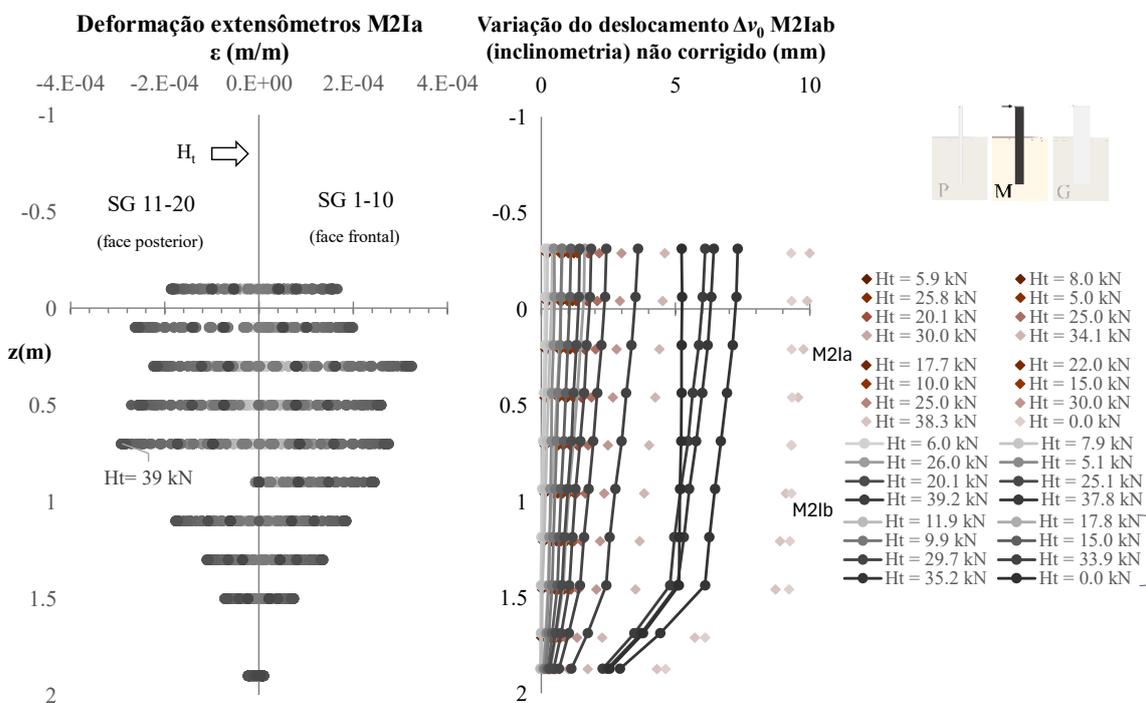


Figura 5.13. Medições de campo em profundidade - conjunto M2Iab (diâmetro intermediário): (a) deformações obtidas a partir da extensometria em profundidade nas posições frontal (SGs 1 a 10) e posterior (SGs 11 a 20) da estaca M2Ia durante acréscimos de cargas (relação proporcional); (b) variação das deflexões em profundidade para o conjunto M2Iab a partir da inclinometria. Valores não corrigidos (para

linha elástica, ver capítulo subsequente).

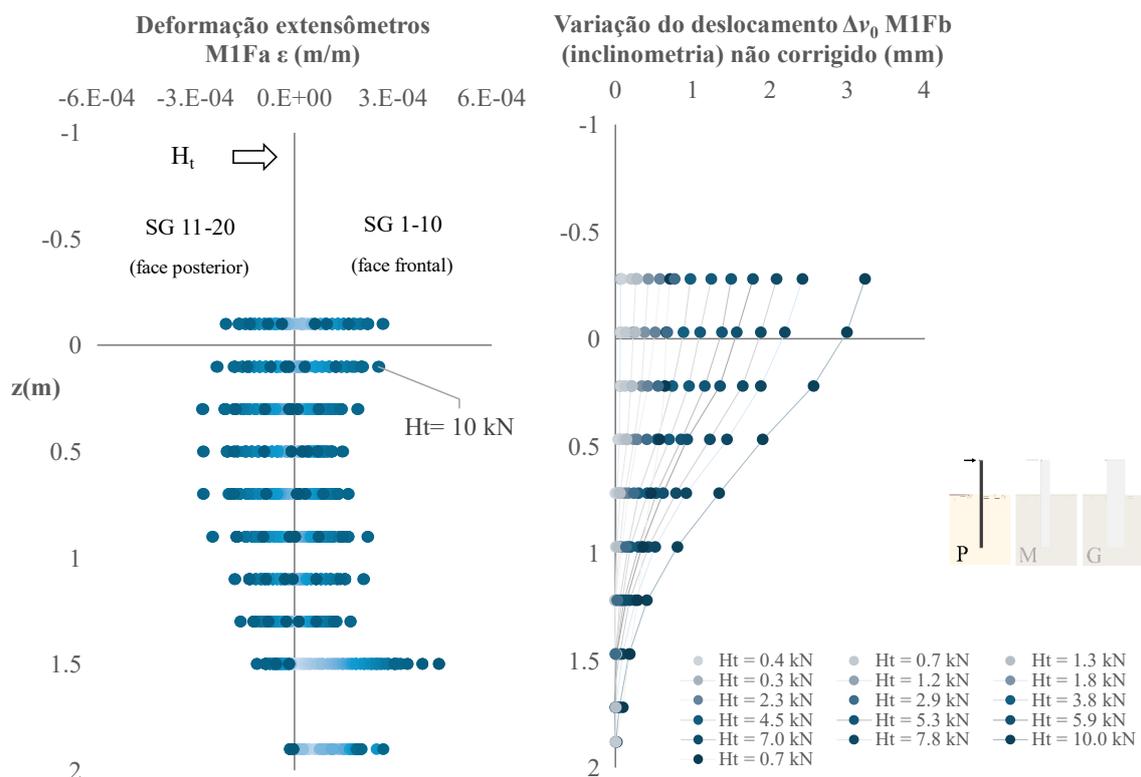


Figura 5.14. Medições de campo em profundidade - conjunto M1Fab (menor diâmetro): (a) deformações obtidas a partir da extensometria em profundidade nas posições frontal (SGs 1 a 10) e posterior (SGs 11 a 20) da estaca M1Fa durante acréscimos de cargas (relação proporcional); (b) variação das deflexões em profundidade para a estaca M1Fb a partir da inclinometria. Valores não corrigidos (para linha elástica, ver capítulo subsequente).

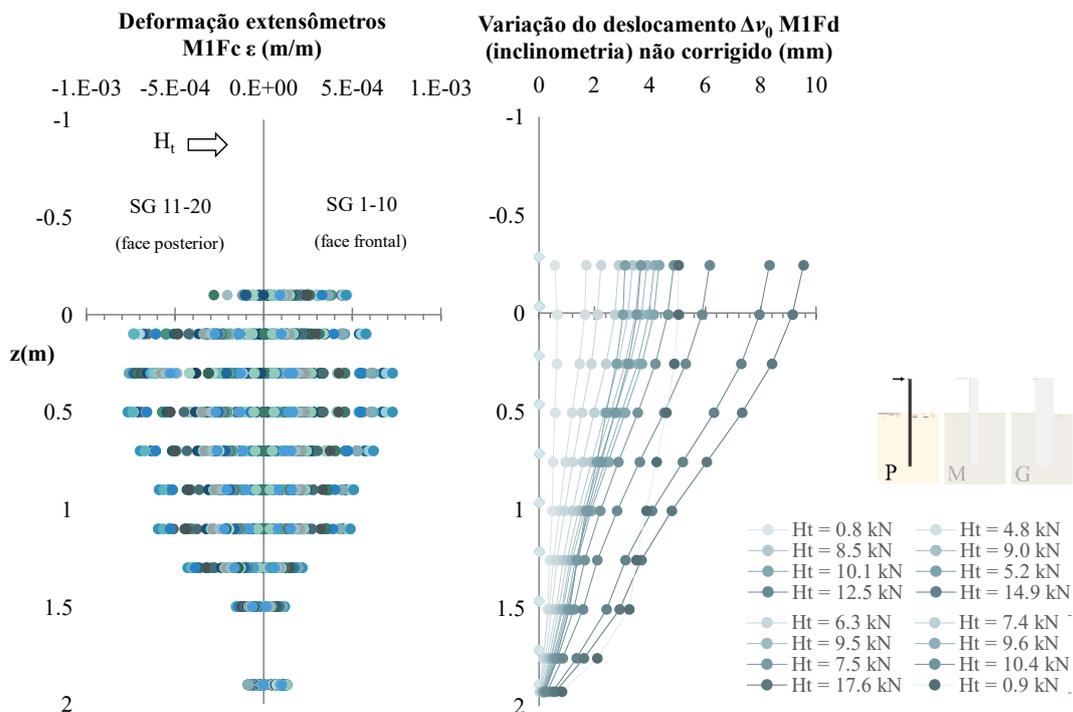


Figura 5.15. Medições de campo em profundidade - conjunto M1Fc (menor diâmetro): (a) deformações obtidas a partir da extensometria em profundidade nas posições frontal (SGs 1 a 10) e posterior (SGs 11 a 20) da estaca M1Fc durante acréscimos de cargas (relação proporcional); (b) variação das deflexões em profundidade para a

estaca M1Fd a partir da inclinometria. Valores não corrigidos (para linha elástica, ver capítulo subsequente).

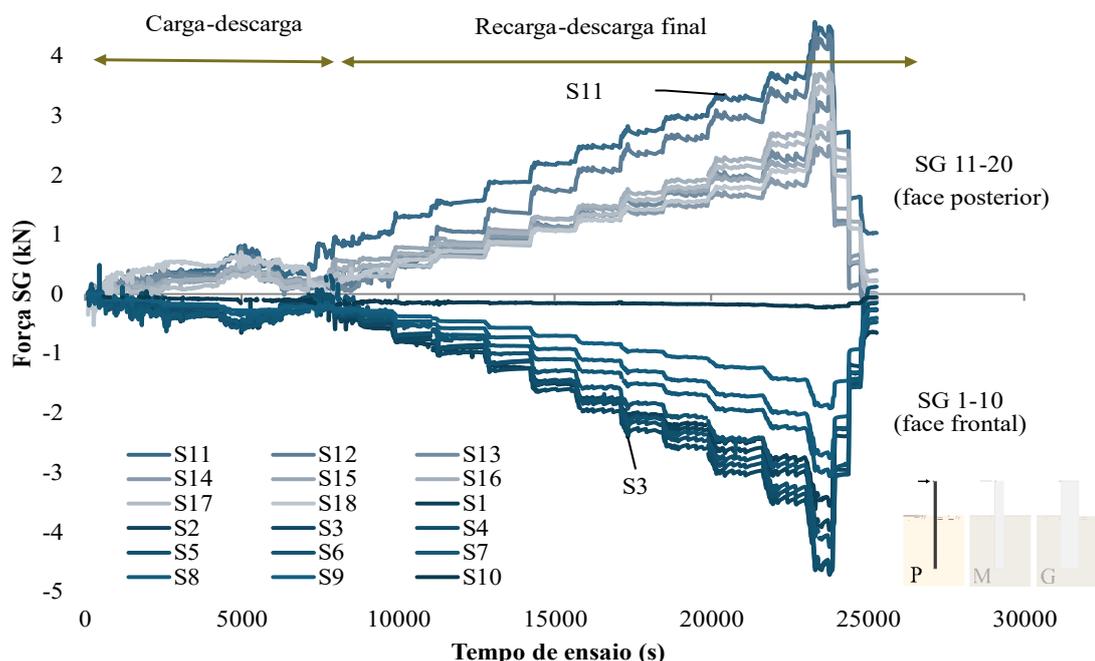


Figura 5.16 Medidas de campo em profundidade – forças medidas junto aos extensômetros instalados ao longo da armadura interna da estaca M1Fa (menor diâmetro) em função do tempo de ensaio.

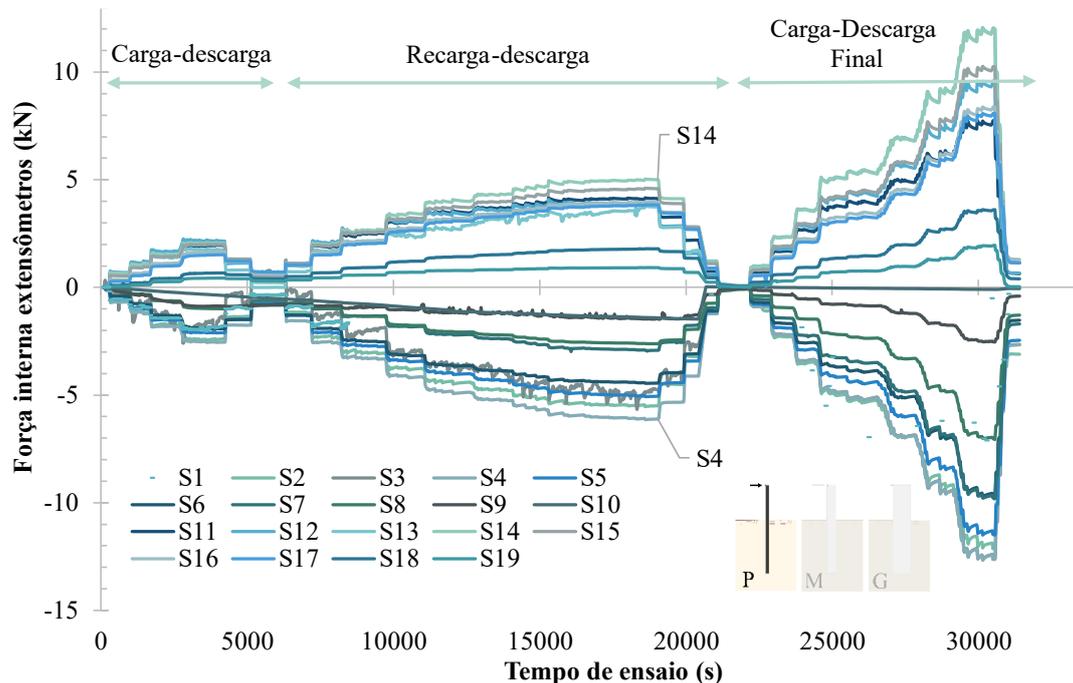


Figura 5.17. Medidas de campo em profundidade – forças medidas junto aos extensômetros instalados ao longo da armadura interna da estaca M1Fc (menor diâmetro) em função do tempo de ensaio.

A variação do deslocamento obtida a partir da inclinometria na Figura 5.11 à Figura 5.15 é corrigida considerando os ângulos de incidência (adotado ângulo padrão) e as informações de suas duas direções principais (A e B), aplicando-se fatores de correção fornecidos pelo manual do fabricante. Na sequência, os valores são então somados de forma incremental a partir da

medição de ponta (base de referência) até a última leitura, mais próxima ao topo do tubo-guia, passando a representar valores de deslocamento corrigidos, conforme exemplifica a Figura 5.21.

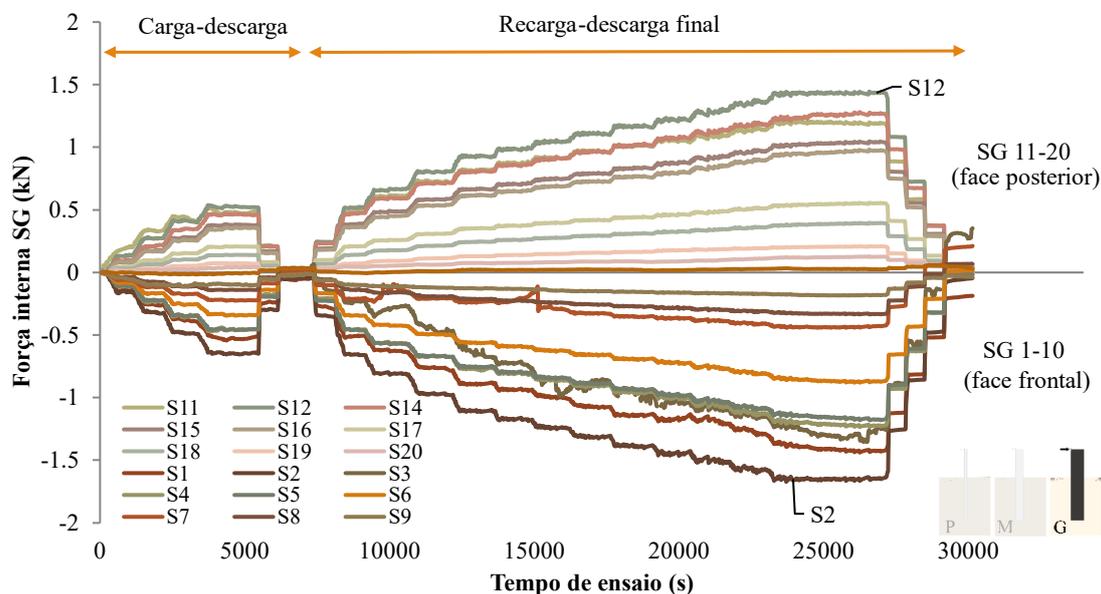


Figura 5.18. Medidas de campo em profundidade – forças medidas junto aos extensômetros instalados ao longo da armadura interna da estaca M3Ra (maior diâmetro) em função do tempo de ensaio.

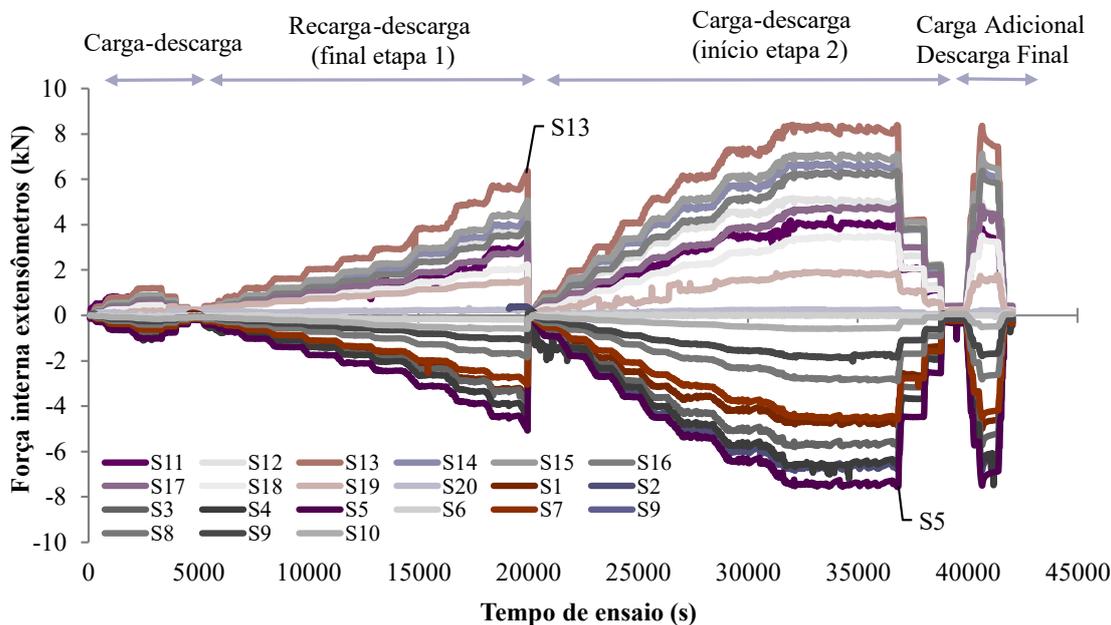


Figura 5.19. Medidas de campo em profundidade – forças medidas junto aos extensômetros instalados ao longo da armadura interna da estaca M21a (diâmetro intermediário) em função do tempo de ensaio.

Nota-se que os dados fornecidos pela inclinometria necessitam de uma correção adicional, para além da conversão entre medidas das 2 direções principais, da subtração da leitura zero, e da soma das diferenças de deflexão no sentido da leitura do torpedo, devido ao seu ponto de referência (ponta da estaca) não estar engastado como precede o manual do equipamento (GEOKON). Desta forma, há a necessidade de uma etapa de translação dos deslocamentos

medidos a partir da compatibilização dos dados da instrumentação de superfície. Os dados corrigidos e suas derivações são apresentadas no capítulo 6, juntamente com a avaliação do comportamento do conjunto em superfície e em profundidade, bem como de discussões correlacionadas aos resultados obtidos.

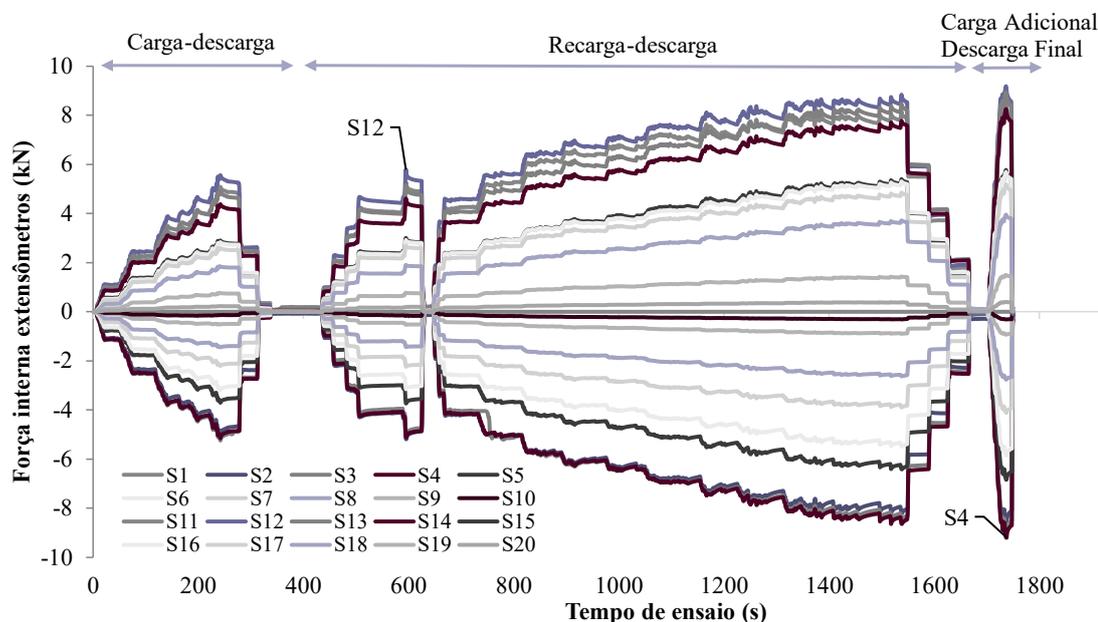


Figura 5.20. Medidas de campo em profundidade – forças medidas junto aos extensômetros instalados ao longo da armadura interna da estaca M2Ic (diâmetro intermediário) em função do tempo de ensaio.

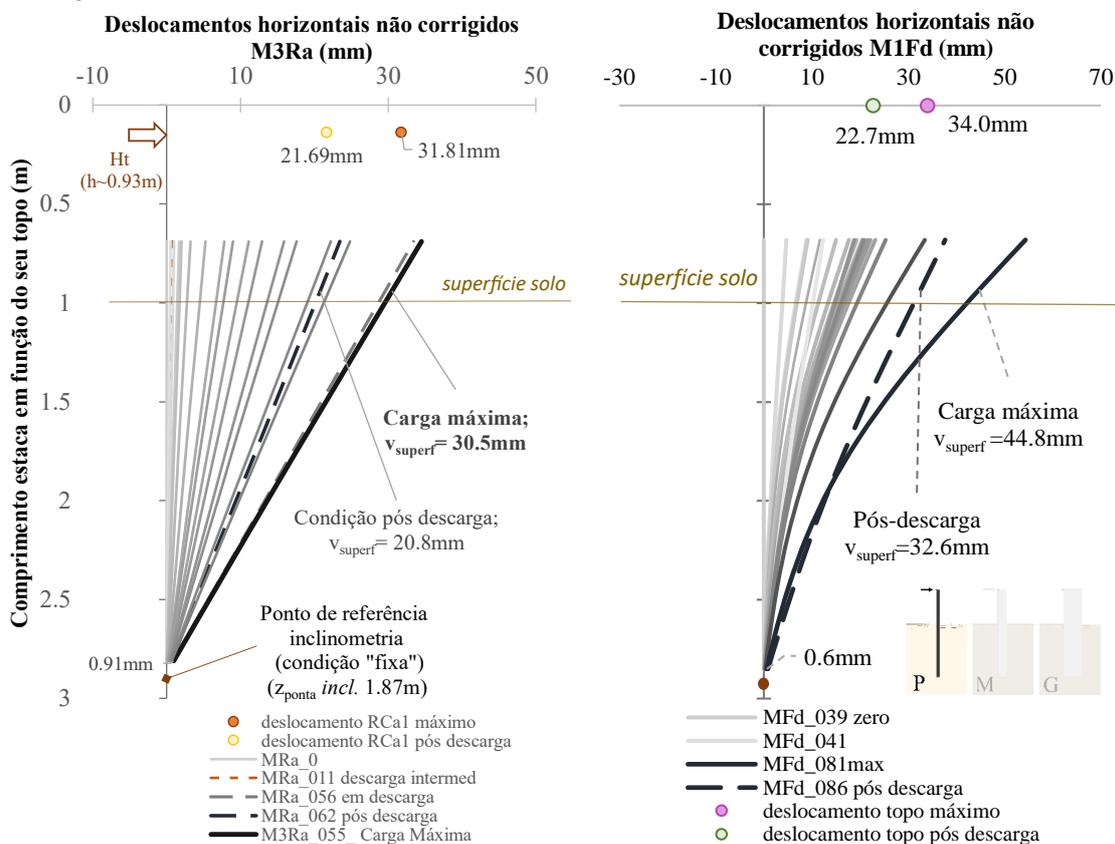


Figura 5.21. Distribuição dos deslocamentos horizontais em profundidade a partir dos dados de inclinometria, sem calibração dos dados de superfície: (a) estaca M3Ra; (b) estaca M1Fd.

6 ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo busca-se avaliar o comportamento-resposta dos conjuntos solo-estaca ensaiados em campo a partir da instrumentação (medições conforme capítulo anterior) e suas resultantes.

6.1 COMPORTAMENTO DE TOPO E SUPERFÍCIE

Para melhor avaliar o comportamento-resposta de topo e superfície das estacas, os resultados apresentados no capítulo 5 foram tratados e interpolações realizadas para que fosse possível comparar informações equivalentes às posições de carregamento aplicado (condição de topo) e nível do solo (de maior interesse) para mesmas configurações de estaca.

Para distintas configurações, buscou-se a normalização dos resultados de carga-deslocamento em condições de superfície, objetivando analisar as variáveis de influência da interação solo-estrutura no comportamento-resposta das estacas carregadas transversalmente no Campo Experimental de Araquari.

6.1.1 Avaliação da carga de ruptura

Conforme discutido no capítulo 2.3, a carga de ruptura de conjuntos solo-estaca submetidos a esforços transversais costuma estar associada a condições de deslocamentos e rotações limites correlacionados às suas propriedades mecânicas e estruturais, avaliando-se para fins de dimensionamento seu comportamento sob os estados limites de serviço e último.

Correlacionado ao critério de ruptura definido, podem então ser verificadas as cargas admissíveis para os conjuntos solo-monoestaca ensaiados no Campo Experimental de Araquari. Respeitando normativas e guias internacionais (BS8004 (BSI, 2015), Eurocode 7 (CEN, 2004) e RP2A-WSD (API, 2002), adotou-se como critério de ruptura deste estudo a condição de um deslocamento limite em superfície equivalente à 10% do diâmetro externo das estacas ($v_{sup,u} = 10\%D$).

Reforça-se que os ensaios de campo buscaram atingir valores de deslocamento superiores aos 10%D objetivando-se melhor compreender o comportamento do conjunto e mobilização do solo em profundidade. Entretanto, alguns ensaios foram condicionados a limitações adicionais

do sistema, necessitando-se da extrapolação das suas curvas carga-deslocamento para obtenção da carga última relacionada ao deslocamento limite.

As figuras a seguir (Figura 6.1 à Figura 6.15) apresentam as cargas de ruptura definidas para os conjuntos M1Fab, M1Fcd, M2Iab, M2Icd e M3Rab relacionadas aos deslocamentos equivalentes de superfície e topo (altura de aplicação da carga), a partir da interpolação dos dados medidos em campo.

O método exponencial de Van der Veen (1953) mostrou-se aderente aos valores medidos, sendo adotado para ajustar uma curva única de carregamento aos resultados de campo. A influência de um intercepto (variável independente) no ajuste dos resultados (vide complementações de Aoki (1976) ao método) também foi considerada no processo. Quando necessário devido às limitações de ensaio, esse método também foi aplicado para extrapolação da curva e obtenção dos valores de carga e deslocamento de ruptura.

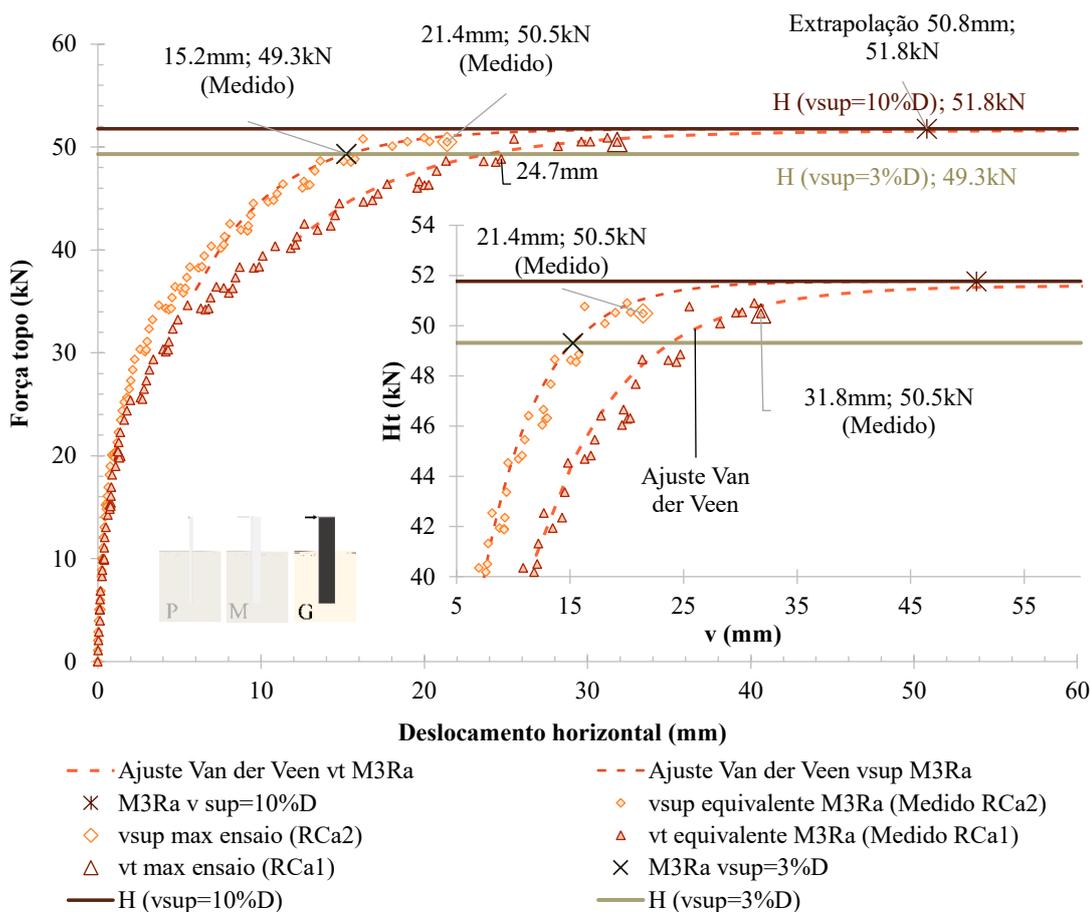


Figura 6.1. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M3Ra (maior diâmetro): medições de superfície e topo.

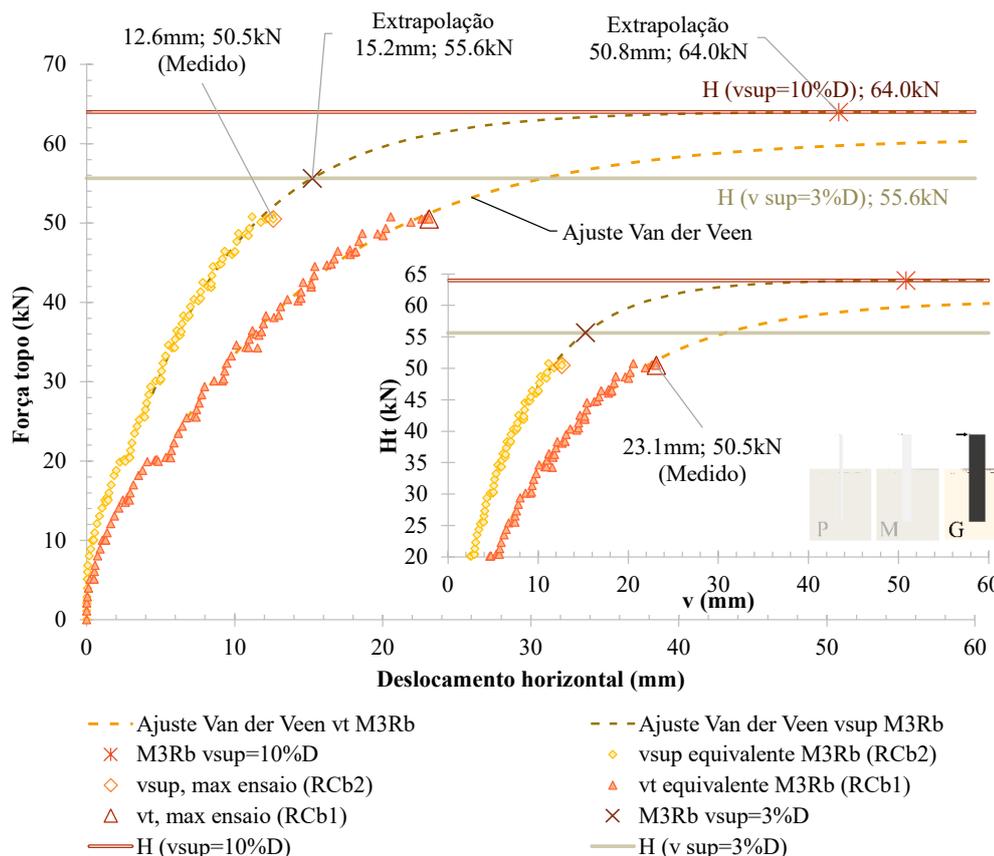


Figura 6.2. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M3Rb (maior diâmetro): medições de superfície e topo.

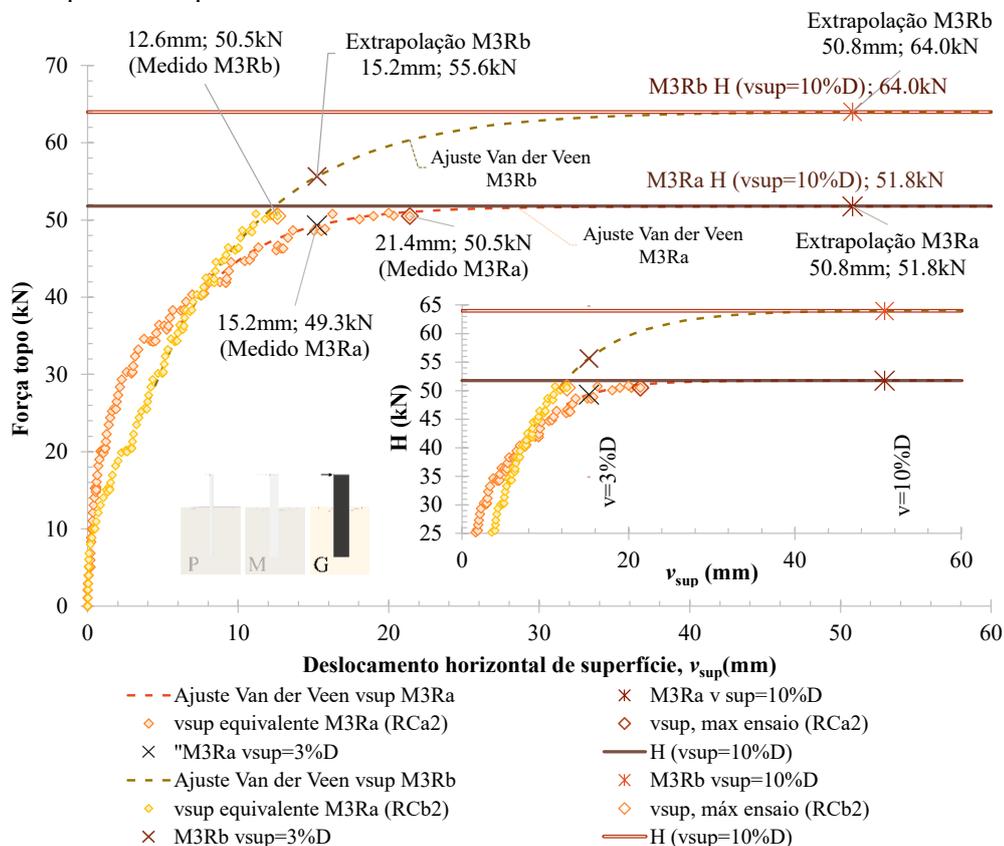


Figura 6.3. Comportamento de superfície e avaliação do esforço último ($v_{sup}=10\%D$) para o conjunto estaca M3Rab (maior diâmetro): curvas força H-deslocamento v_{sup} , dimensional.

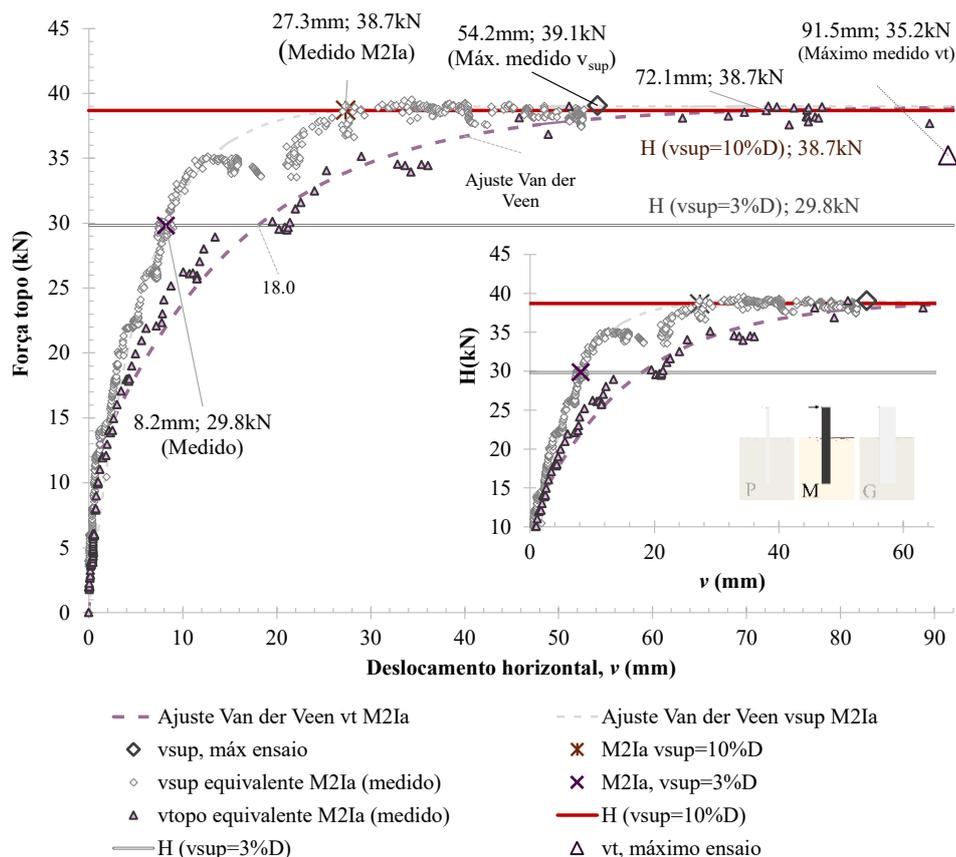


Figura 6.4. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M2Ia (diâmetro intermediário): medições de superfície e topo.

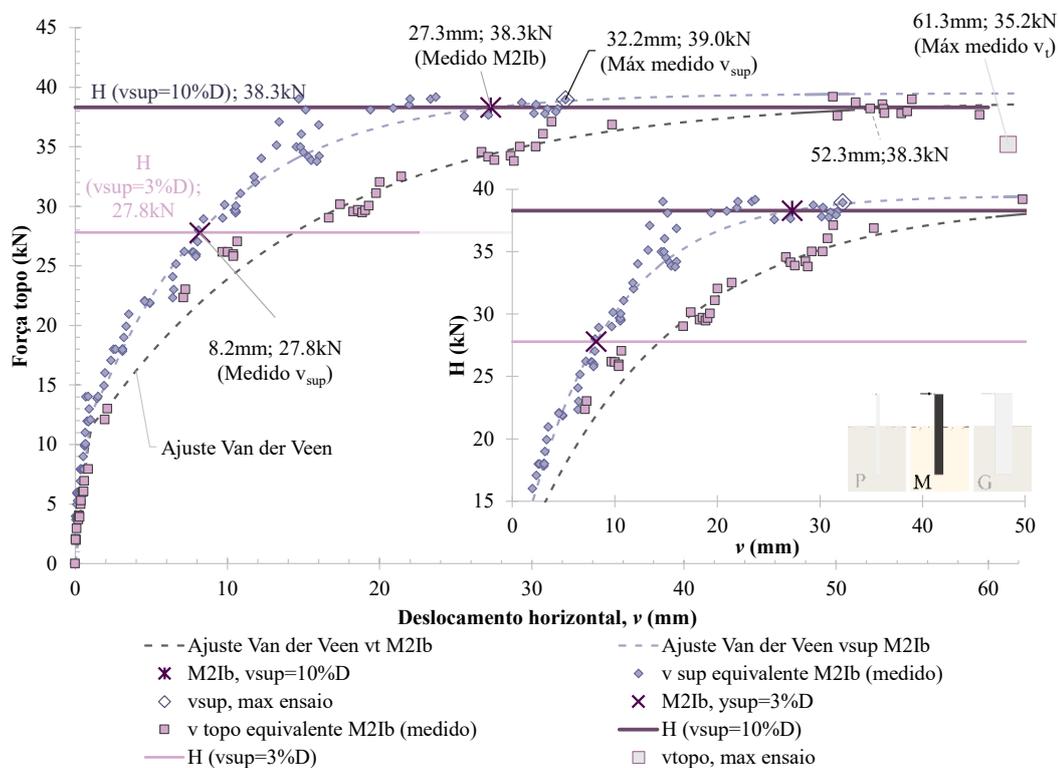


Figura 6.5. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M2Ib (diâmetro intermediário): medições de superfície e topo.

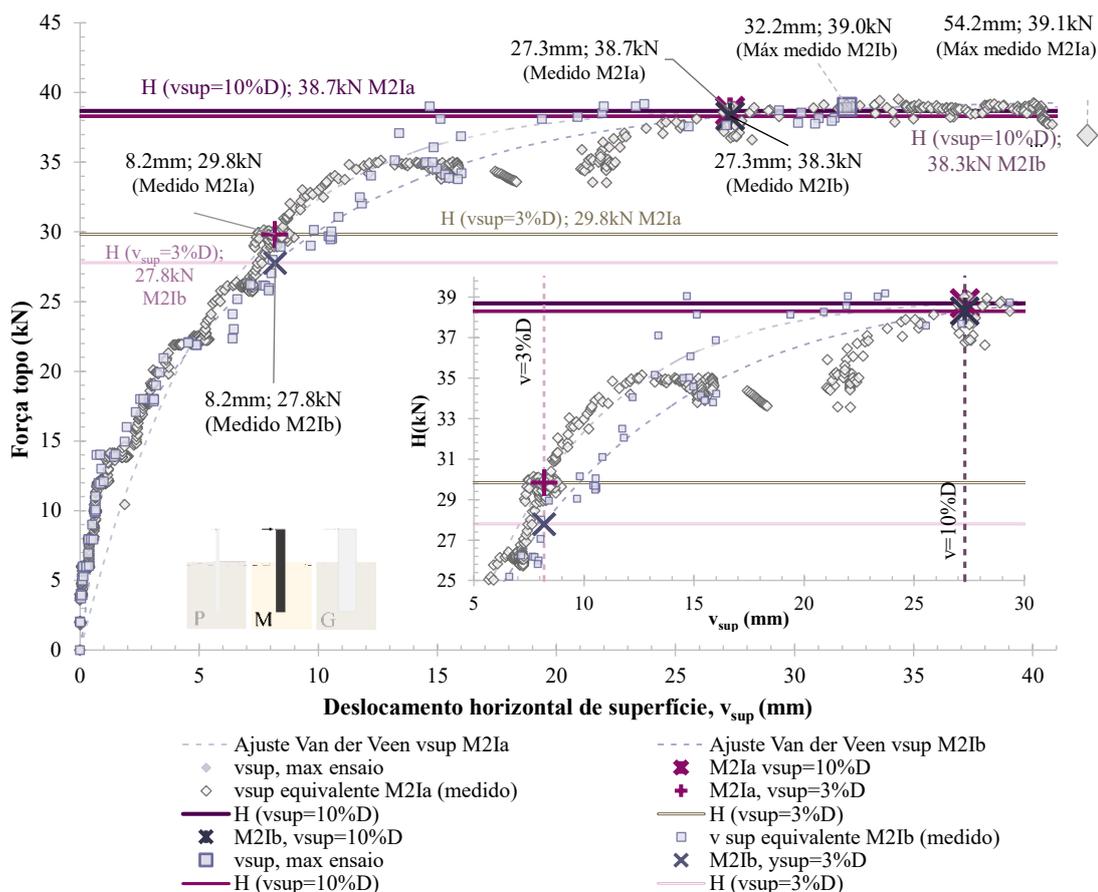


Figura 6.6. Comportamento de superfície e avaliação do esforço último ($v_{sup}=10\%D$) para o conjunto estaca M2Iab (diâmetro intermediário): curvas força H-deslocamento v_{sup} , dimensional.

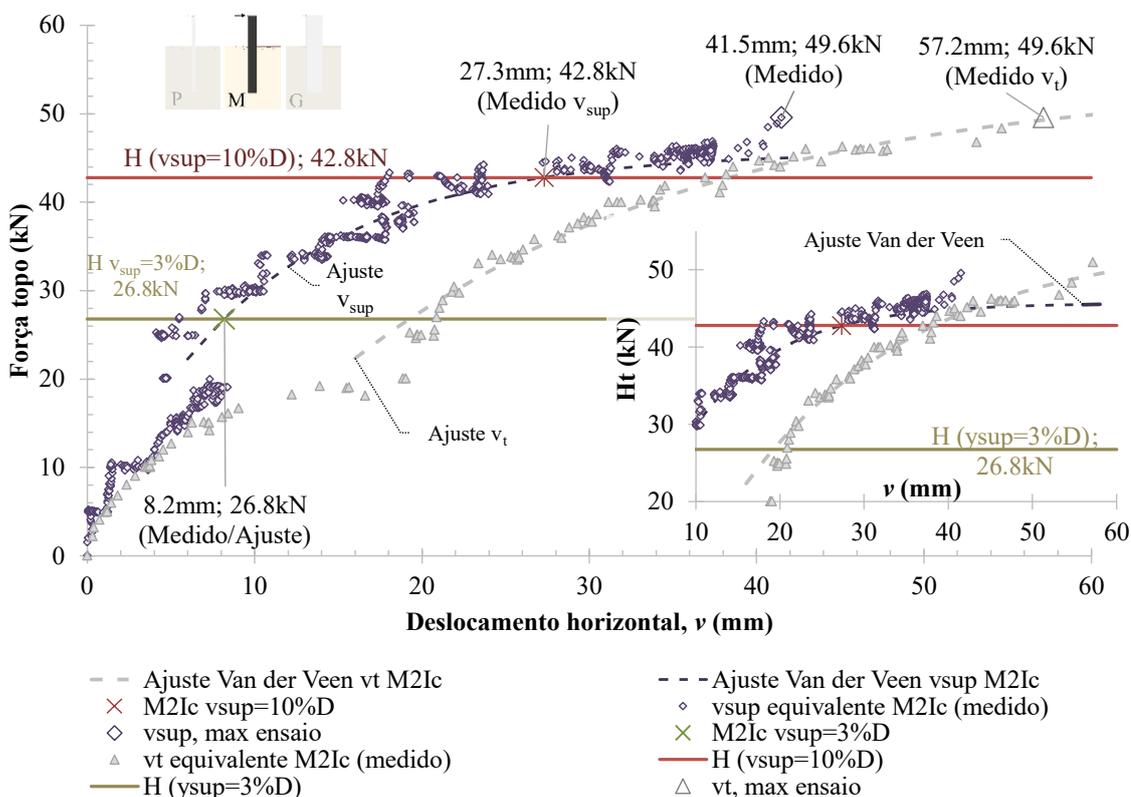


Figura 6.7. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M2Ic (diâmetro intermediário): medições de superfície e topo.

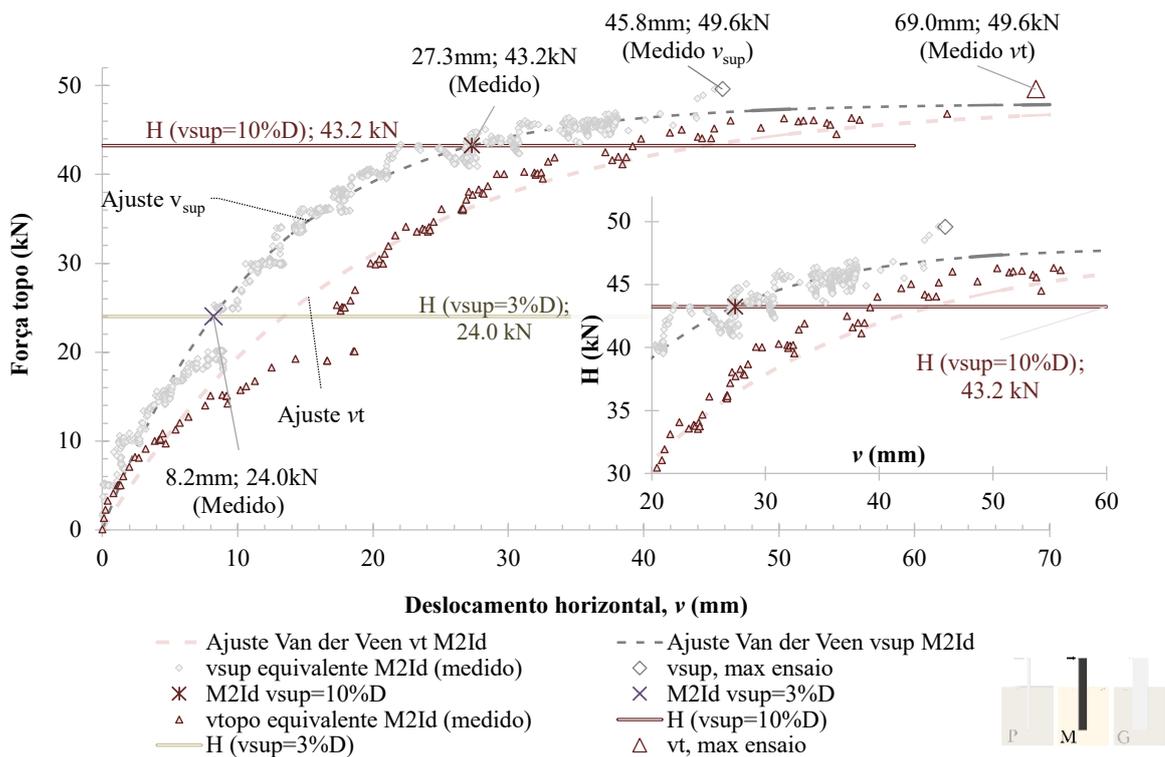


Figura 6.8. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M2Id (diâmetro intermediário): medições de superfície e topo.

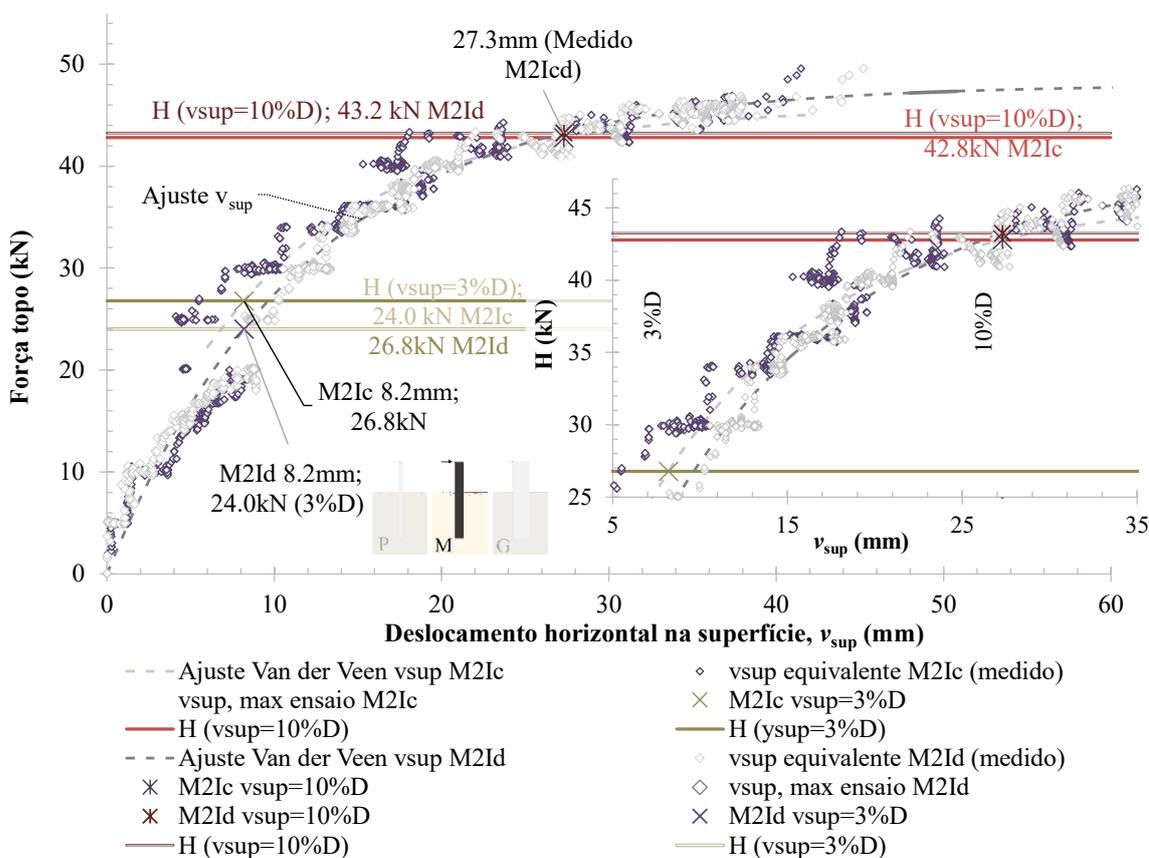


Figura 6.9. Comportamento de superfície e avaliação do esforço último ($v_{sup}=10\%D$) para o conjunto estaca M2Icd (diâmetro intermediário): curvas força H-deslocamento v_{sup} , dimensional.

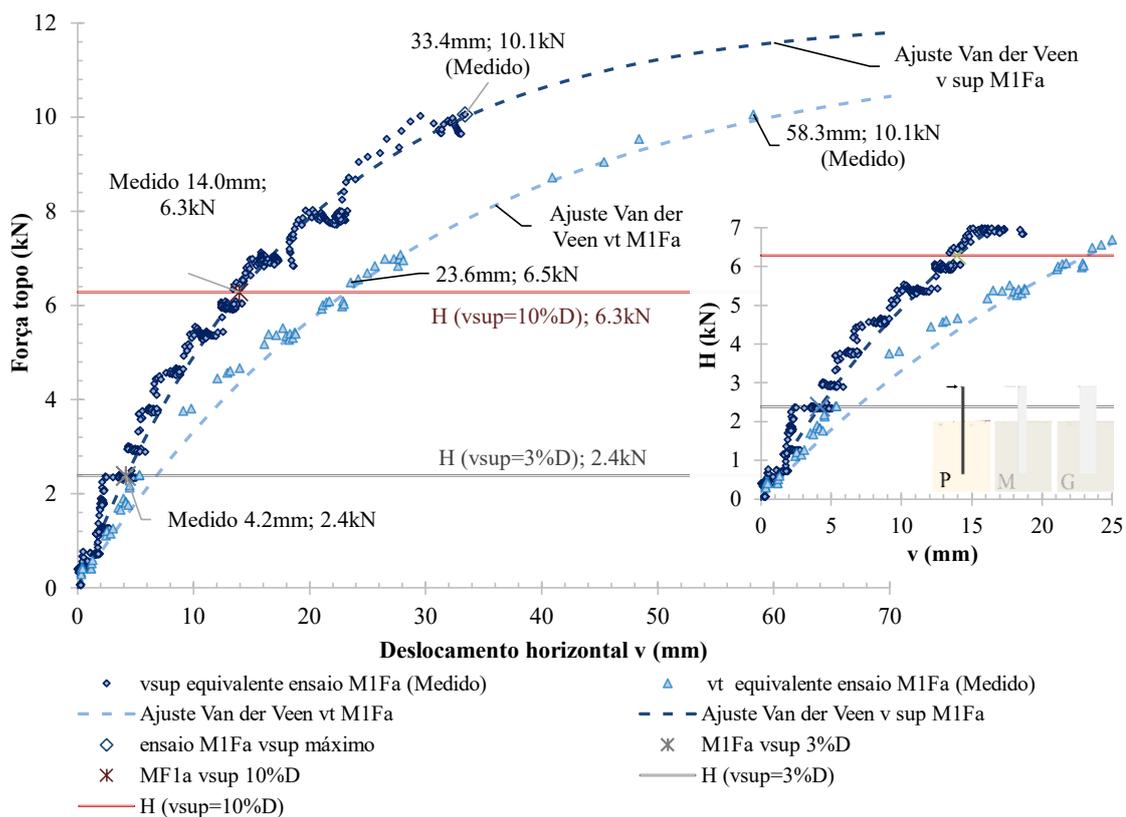


Figura 6.10. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M1Fa (menor diâmetro): medições de superfície e topo.

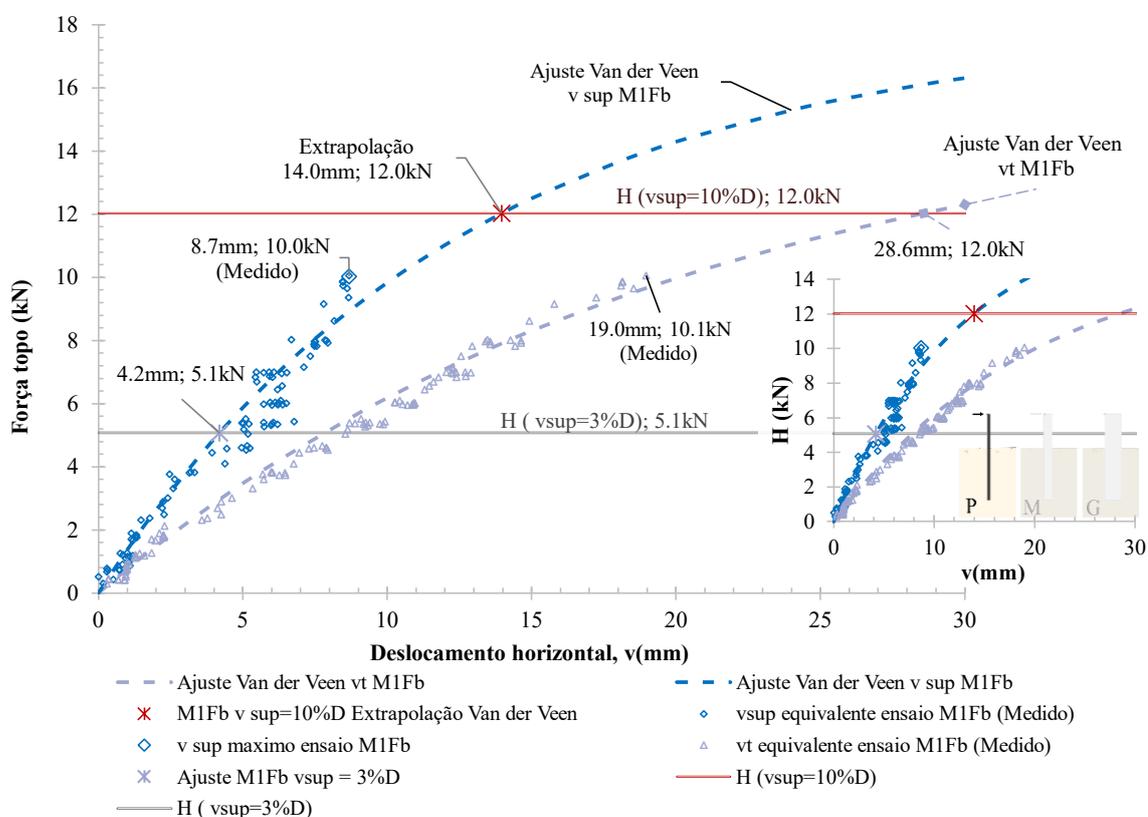


Figura 6.11. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M1Fb (menor diâmetro): medições de superfície e topo.

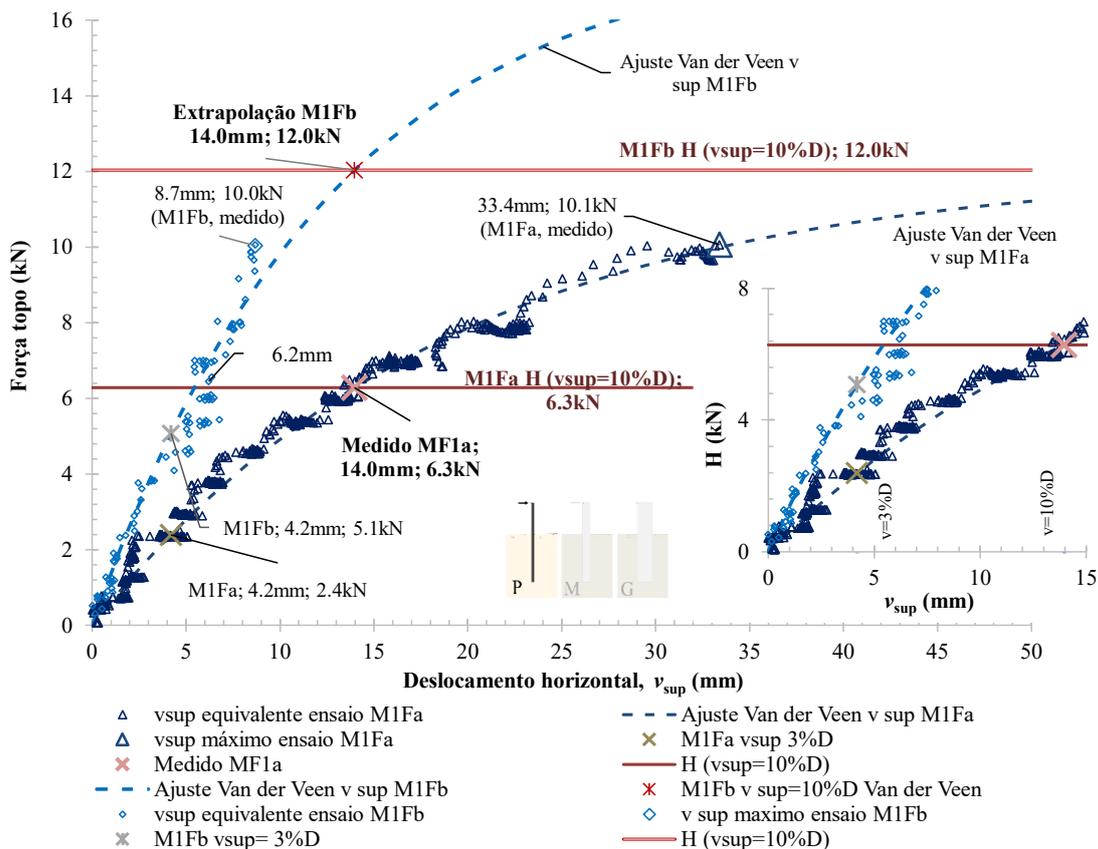


Figura 6.12. Comportamento de superfície e avaliação do esforço último ($v_{sup}=10\%D$) para o conjunto estaca M1Fab (menor diâmetro): curvas força H-deslocamento v_{sup} , dimensional.

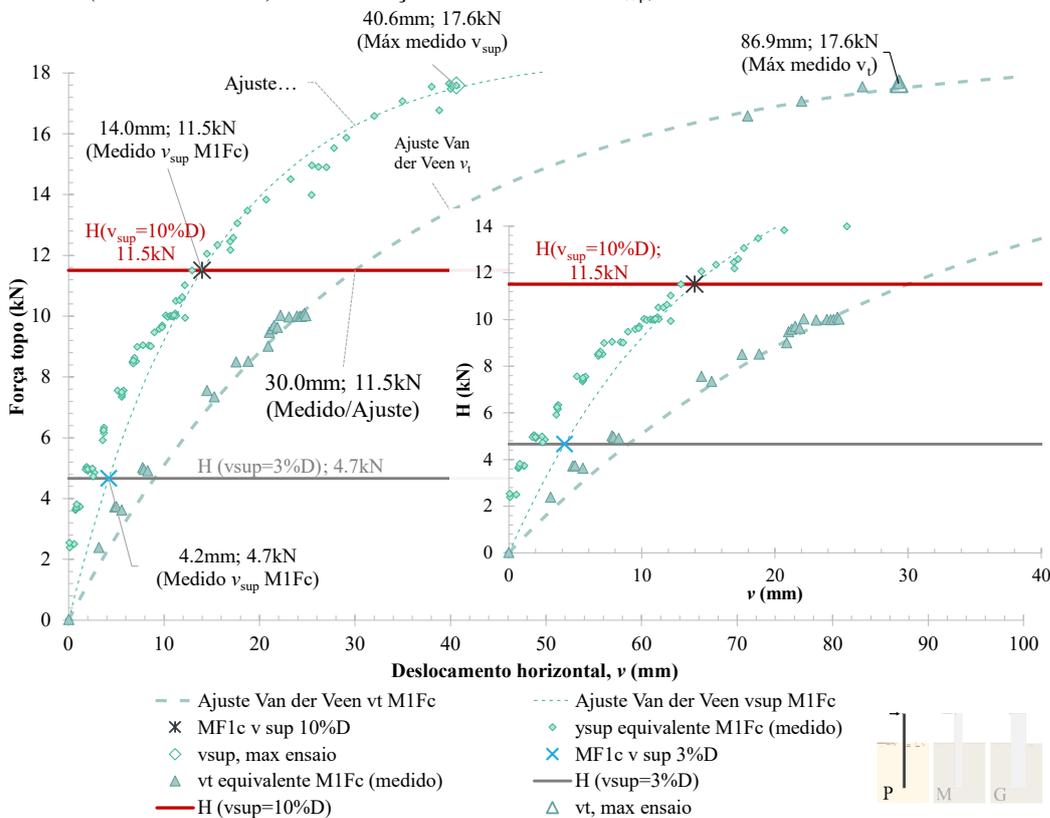


Figura 6.13. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M1Fc (menor diâmetro): medições de superfície e topo.

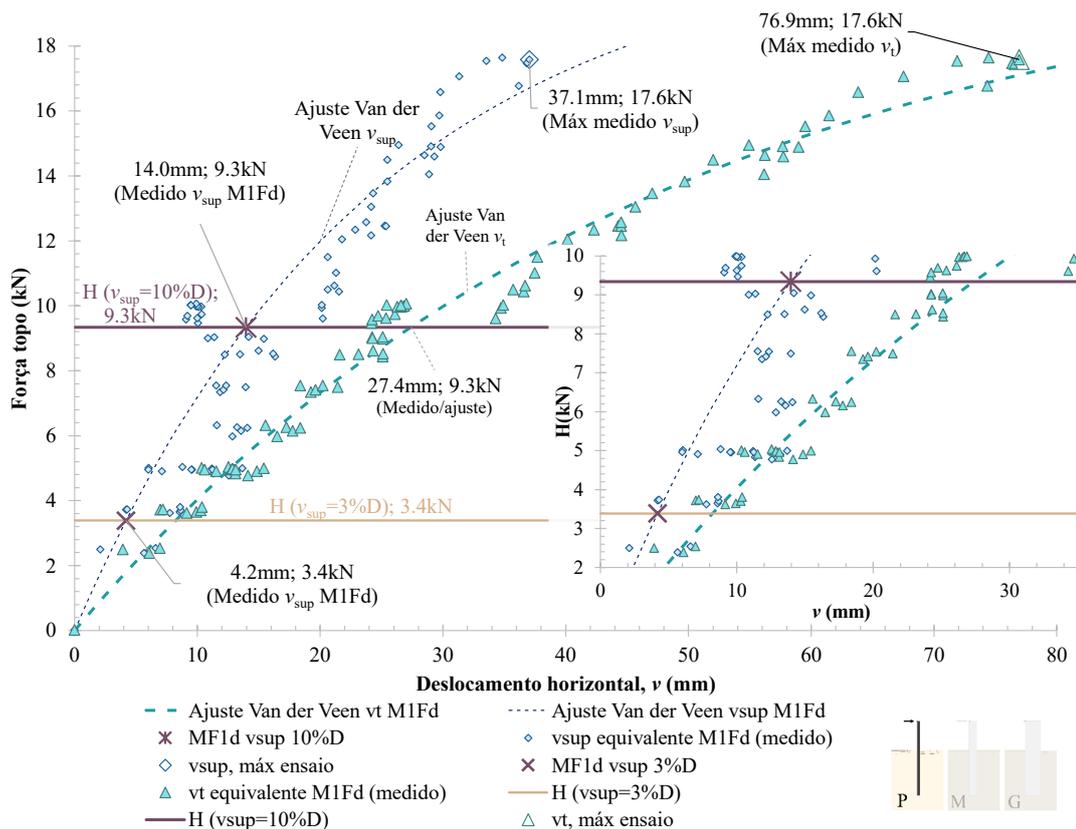


Figura 6.14. Curva força H-deslocamento v e avaliação do esforço último para a estaca M1Fd (menor diâmetro): medições de superfície e topo.

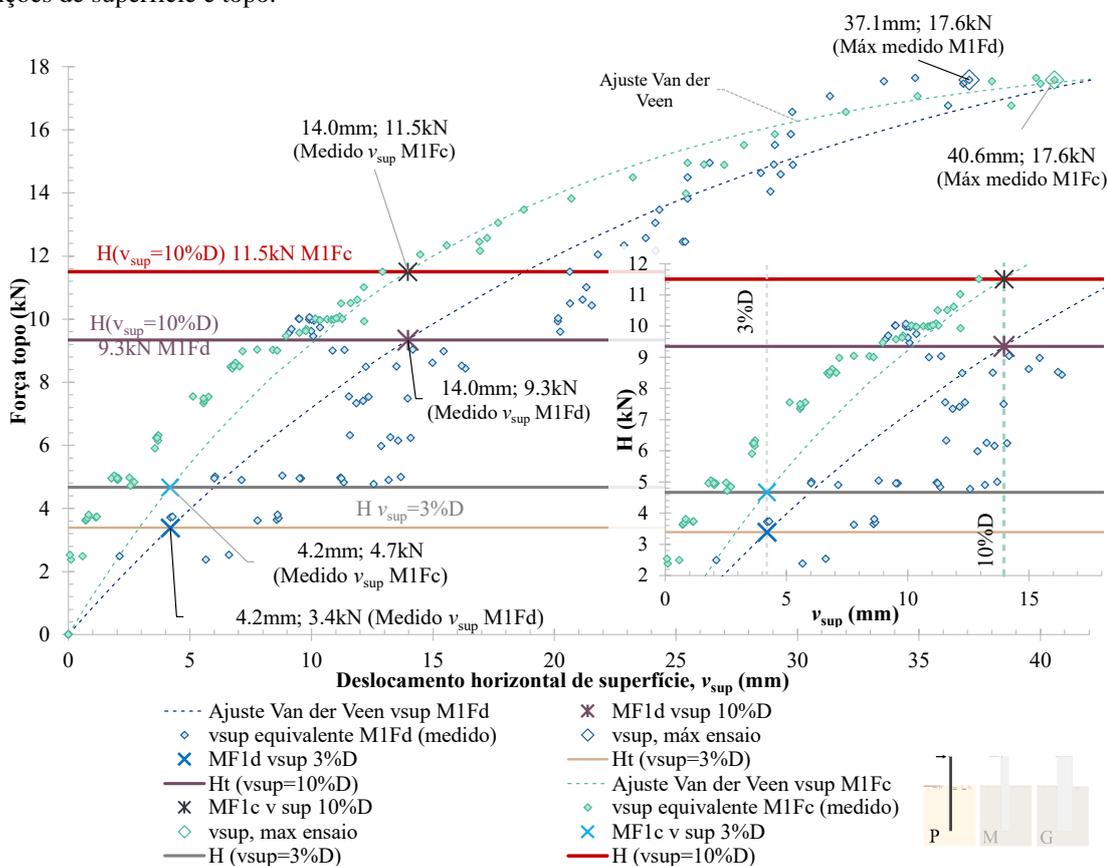


Figura 6.15. Comportamento de superfície e avaliação do esforço último ($v_{sup}=10\%D$) para o conjunto estaca M1Fc (menor diâmetro): curvas força H-deslocamento v_{sup} , dimensional.

As tabelas a seguir sumarizam as relações entre cargas e deslocamentos de topo e superfície para as condições de ruptura definidas a cada par de estacas ensaiado, tendo as condições de superfície como regentes.

Tabela 6-1. Condições de ruptura (cargas e deslocamentos) para o conjunto M3Rab (maior diâmetro).

Relação associada	M3Ra			M3Rb		
	v_{sup}^{**}	$H(v_{sup})$	v_t^{**}	v_{sup}^{**}	$H(v_{sup})$	v_t^{**}
	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]
$v_{sup} = 3\%D$	15.2	49.3	24.7	15.2	55.6*	30.8*
$v_{sup} = 10\%D$ (Ruptura adotada par)***	50.8	51.8*	52*	50.8	64*	não atinge***
Valor máximo do ensaio	21.4	50.5	31.8	12.6	50.5	23.1
Ruptura média M3Rab	50.8	57.9				
Desvio Padrão		8.6				

*Extrapolado a partir do método de Van der Veen

**Condição equivalente às medições de campo a partir da instrumentação de superfície.

*** H_{ult} para condições de topo = 60kN (extrapolação Van der Veen), equivalente à um deslocamento de 56mm no topo e 21mm em superfície. Valores adotados como critério de ruptura factível para M3Rb.

Tabela 6-2. Condições de ruptura (cargas e deslocamentos) para o conjunto M2Icd (diâmetro intermediário).

Relação associada	M2Ic			M2Id		
	v_{sup}^{**}	$H(v_{sup})$	v_t^{**}	v_{sup}^{**}	$H(v_{sup})$	v_t^{**}
	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]
$v_{sup} = 3\%D$	8.2	26.8	19.2	8.2	24.0	13.4
$v_{sup} = 10\%D$ (Ruptura adotada par)	27.3	42.80	38.4	27.3	43.3	44.6
Valor máximo do ensaio	41.5	49.6	57.2	45.8	49.6	69.0
Ruptura média M2Icd	27.3	43.0				
Desvio Padrão		0.2				

**Condição equivalente às medições de campo a partir da instrumentação de superfície.

Tabela 6-3. Condições de ruptura (cargas e deslocamentos) para o conjunto M2Iab (diâmetro intermediário).

Relação associada	M2Ia			M2Ib		
	v_{sup}^{**}	$H(v_{sup})$	v_t^{**}	v_{sup}^{**}	$H(v_{sup})$	v_t^{**}
	[mm]	[kN]	[mm]	[mm]	[kN]	[mm]
$v_{sup} = 3\%D$	8.2	29.8	18	8.2	27.4	13.9
$v_{sup} = 10\%D$ (Ruptura adotada par)	27.3	38.7	72.1	27.3	38.3	52.3
Valor máximo do ensaio	54.2	39	91.5	32.2	39	61.3
Ruptura média M2Iab	27.3	38.3				
Desvio Padrão		0.6				

**Condição equivalente às medições de campo a partir da instrumentação de superfície.

Tabela 6-4. Condições de ruptura (cargas e deslocamentos) para o conjunto M1Fab (menor diâmetro).

Relação associada	M1Fa			M1Fb		
	v_{sup}^{**} [mm]	$H(v_{sup})$ [kN]	v_t^{**} [mm]	v_{sup}^{**} [mm]	$H(v_{sup})$ [kN]	v_t^{**} [mm]
$v_{sup} = 3\%D$	4.2	2.4	6.8	4.2	5.6	8.9
$v_{sup} = 10\%D$ (Ruptura adotada par)	14.0	6.3	23.2	14.0	12.0*	28.6*
Valor máximo do ensaio	33.4	10.1	58.3	8.7	10.1	19.0
Ruptura média M1Fab	14.0	9.1	25.9			
Desvio Padrão		4.0				

*Extrapolado a partir do método de Van der Veen

**Condição equivalente às medições de campo a partir da instrumentação de superfície.

Tabela 6-5. Condições de ruptura (cargas e deslocamentos) para o conjunto M1Fcd (menor diâmetro).

Relação associada	M1Fc			M1Fd		
	v_{sup}^{**} [mm]	$H(v_{sup})$ [kN]	v_t^{**} [mm]	v_{sup}^{**} [mm]	$H(v_{sup})$ [kN]	v_t^{**} [mm]
$v_{sup} = 3\%D$	4.2	4.7	6.8	4.2	3.4	8.9
$v_{sup} = 10\%D$ (Ruptura adotada par)	14.0	11.5	30	14.0	9.3	27.4
Valor máximo do ensaio	40.6	17.6	86.9	37.1	17.6	79.6
Ruptura média M1Fcd	14	10.4				
Desvio Padrão		1.6				

**Condição equivalente às medições de campo a partir da instrumentação de superfície.

De acordo com os resultados da Figura 6.12 e Tabela 6-5, a estaca M1Fb apresentou uma carga resistente última (condição $v_{sup}=10\%D$) 1.9 vezes superior à carga resistente da estaca M1Fa. Considerando os elevados deslocamentos observados para a estaca M1Fa - quase 2.5 vezes a condição normativa estabelecida e cujo critério de ruptura foi obtido com ~63% da carga total de ensaio aplicada (superestimando as previsões de dimensionamento), fez-se necessária a extrapolação dos dados de campo para obtenção da carga de ruptura da estaca M1Fb - estimada em 12kN a partir do método de Van der Veen, 20% superior à carga máxima de ensaio, de 10kN.

Considerando as mesmas condições de rigidez, o par M1Fcd (Figura 6.15) atingiu cargas similares para o critério de ruptura adotado, com uma variação de cerca de 20% entre as estacas do par: 9.3kN (M1Fd) e 11.5kN (M1Fc). O conjunto foi submetido ao dobro da menor carga definida como ruptura (estaca M1Fd), com deslocamentos máximos de superfície próximos à 30% do diâmetro D das estacas, permitindo-se observar tendência inicial à assíntota.

Para o conjunto M3Rab (Figura 6.3), observou-se uma maior resistência do conjunto às considerações de previsão adotadas ao seu dimensionamento. Desta forma, dadas as limitações de campo em termos de capacidade resistente do sistema de carregamento, os esforços equivalentes ao critério de ruptura praticado foram obtidos a partir da extrapolação dos dados de campo. Apesar dos esforços máximos de ensaio (50,5kN) representarem deslocamentos inferiores à 50% da condição de ruptura ensejada para análise (42% e 25% para as estacas M3Ra e M3Rb, respectivamente), observaram-se forças de ensaio próximas às cargas limítrofes extrapoladas, equivalentes à 97.5% do H_{ult} para M3Ra e 84% do H_{ult} para M3Rb.

A condição de pequenas variações de força para grandes variações de deflexão horizontal deve-se a uma tendência de a curva carga-deslocamento aproximar-se de sua assíntota e ruptura física, mostrando o critério de ruptura em termos últimos (ELU) para deslocamentos de topo equivalentes à 10%D aderente às reais condições últimas do conjunto.

Comparando-se as estacas de mesmo par M3Ra e M3Rb (maiores diâmetros), a segunda estaca apresentou esforços até 20% superiores à estaca M3Ra para condições últimas estabelecidas em termos de deslocamentos de superfície, valor aceitável no meio prático de fundações.

No que se refere aos conjuntos com diâmetros intermediários (Figura 6.4 à Figura 6.6), as cargas de ruptura (critério 10%D em superfície) mostraram-se similares entre as estacas (M2Ic-M2Id e M2Ia-M2Ib), com uma diferença de apenas 1% em força aplicada, mantendo-se próximo à carga de 4tf para ambos os conjuntos de mesma condição de rigidez. Em termos de deslocamentos de topo, mediram-se valores equivalentes à condição de ruptura de 38mm a 45mm (variação ~14%) para o par M2Icd e de 52mm a 72mm (variação ~27%) para o par M2Iab, com condição de ruptura aderente à tendência observada a partir dos dados carga-deslocamento medidos. Reitera-se que o conjunto M2Iab foi ensaiado em duas etapas devido às condições de resistência dos conectores do sistema de carga, com primeira etapa atingindo 3tf previstas em previsão classe A. Apesar do elevado valor de carga em etapa inicial possibilitar alteração da rigidez do conjunto para a etapa subsequente, observando-se maiores deslocamentos em condições finais de ensaio (superiores ao critério de ruptura) e na altura do carregamento, os valores carga-deslocamento até a condição de ruptura adotada mostraram-se similares em superfície. Para esses conjuntos os valores últimos foram medidos em campo, sendo o método de Van der Veen (1953) empregue como forma de ajuste.

Considerando os gráficos acima, verifica-se uma variação de resistência entre as estacas de cada conjunto, tratadas como idealmente idênticas para fins de dimensionamento. Essa condição – reduzida para as estacas intermediárias e majorada para as estacas flexíveis - pode ser fator das simplificações atribuídas ao processo de dimensionamento, como a hipótese de solo homogêneo e propriedades estruturais equivalentes; das condições de instalação, com possíveis variações de energia de cravação, cota, nível freático e propriedades mecânicas associadas às diferentes misturas do material de preenchimento de cada estaca; assim como de possíveis efeitos inerentes ao processo de carregamento, seja a influência do carregamento em pares e a consequente distribuição dos esforços de reação com a rotação/flexão das estruturas de forma não idêntica, como condições de contorno de alturas de aplicação e, até mesmo, efeitos de bordo de instrumentos localizados em suas proximidades.

Para o conjunto de estacas M1Fab, cuja variação de deslocamento entre estacas mostrou-se mais representativa dentre os conjuntos ensaiados, a condição de resistência do solo pode ser realçada. Os acréscimos de deslocamento preponderantes à estaca M1Fa são principalmente atribuídos à baixa competência observada no solo local ainda durante o processo de cravação, com presença de cavidades nas regiões das estacas existentes e mais próximas à estaca instrumentada com extensômetros (M1Fa, Figura 6.10).

Apesar de variações obtidas especialmente em condições finais de ensaio para estacas de mesma geometria, pode-se verificar, a partir da Figura 6.16a, uma reprodutibilidade do comportamento-resposta para estacas de mesmo diâmetro e rigidez estrutural até atingir o critério de ruptura de $v_{sup}=10\%D$, com maior variação para os esforços últimos das estacas de maior diâmetro (M3Ra e M3Rb), obtidos por meio de extrapolação. Desta forma, é verificada uma robustez das medições e condições de ensaio frente às inúmeras interdependências e condições de contorno existentes para a situação-problema.

O gráfico da Figura 6.16b permite ainda o comportamento de superfície com os incrementos de carregamento a partir da razão entre a carga de cada instante H e a carga de ruptura $H(v_{sup}=10\%D)$, indo ao encontro das tendências à assíntota observadas para as estacas intermediárias (M2I) e de maior diâmetro (M3R), com estabilização das cargas resistentes para deslocamentos de forma inversamente proporcional à sua rigidez.

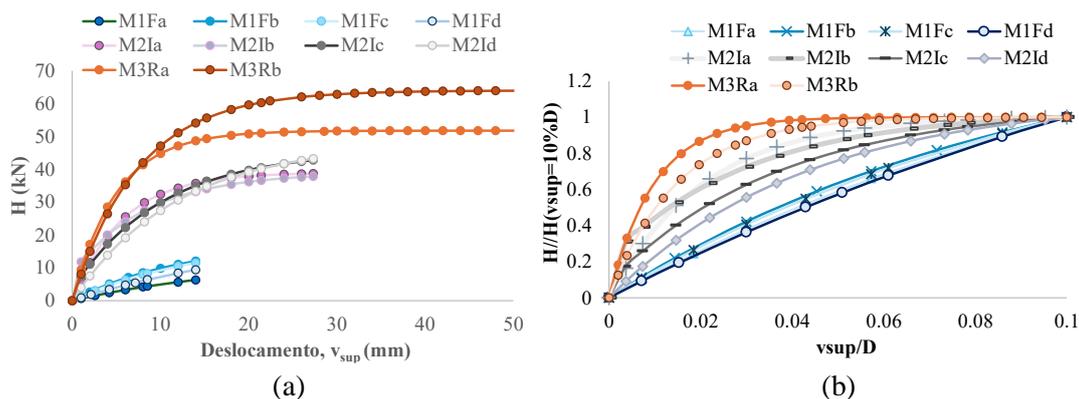


Figura 6.16. Comparação do comportamento carga-deslocamento horizontal de superfície para conjuntos solo-estaca de Araquari.

6.1.2 Normalização da condição carga-deslocamento de superfície

A fim de avaliar as variáveis regentes da interação solo-estrutura durante o carregamento transversal das estacas junto ao solo arenoso de Araquari, a normalização das curvas carga-deslocamento em superfície foi proposta considerando distintos adimensionais, cujo significado físico permite avaliar a influência de parâmetros como a rigidez do elemento estrutural ($E_p I_p$), a rigidez relativa do conjunto solo-estaca (relacionando os módulos de elasticidade do solo E_s e da estaca E_p a propriedades geométricas), a resistência do solo (a partir do seu peso específico γ), e a própria geometria, representada em termos do diâmetro externo dos tubos metálicos, D e do comprimento embutido das estacas, L . Uma vez que o coeficiente de reação horizontal (k_h) é dependente a interação de inúmeros parâmetros do conjunto e não bem definido, este não foi avaliado de forma direta.

A Figura 6.17 a seguir resume as principais avaliações dos parâmetros que regem o comportamento de superfície. Optou-se por manter o eixo das abcissas constante em concordância à prática internacional, normalizando o deslocamento horizontal de superfície (v_{sup}) a partir do diâmetro da estrutura (D).

A partir dos gráficos (a) e (b) da Figura 6.17 buscou-se avaliar a interferência dos parâmetros geométricos diâmetro e comprimento embutido relacionados ao comportamento resistente do solo, sendo a Figura (a) representativa da normalização adotada em etapa de pré-dimensionamento. A adimensionalização proposta para as ordenadas do gráfico (b) traz como base a equação definida em literatura para o empuxo do solo, cuja dependência da profundidade é majorada (representada por L^2). Apesar de não serem obtidas curvas únicas para o comportamento-resposta das estacas de campo, verifica-se uma interdependência da situação-

problema às condições geométricas e do solo de entorno, indo ao encontro do apresentado na literatura.

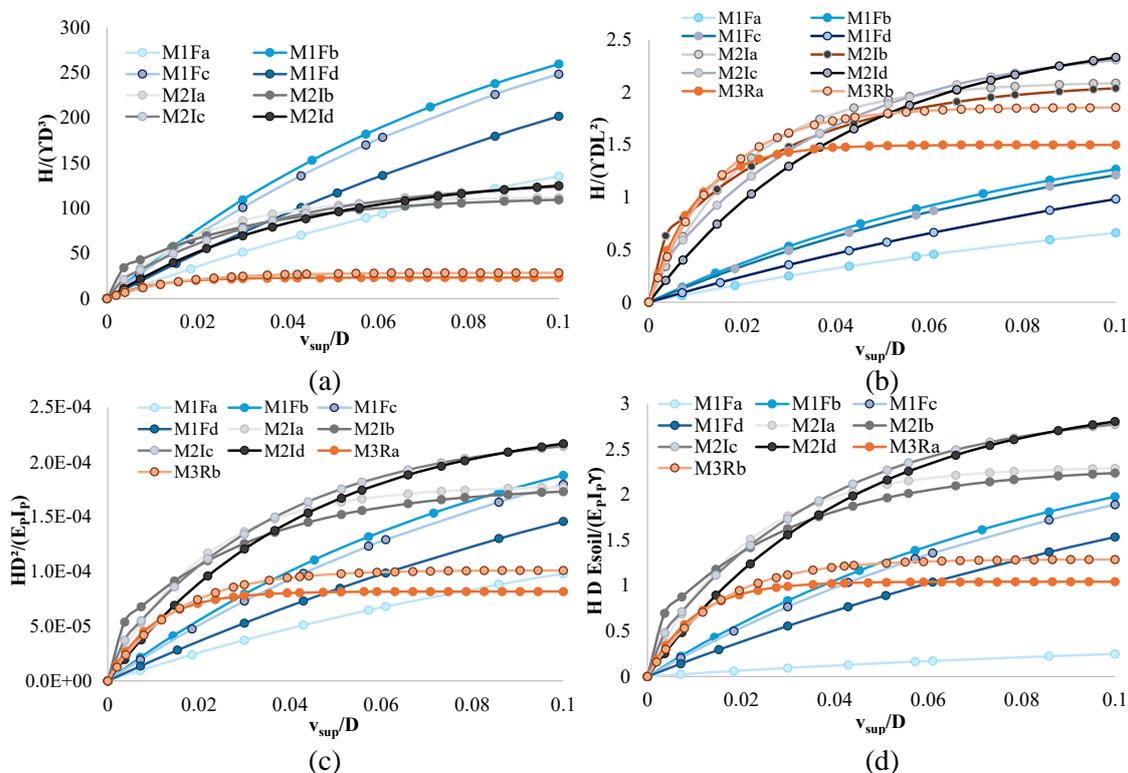


Figura 6.17. Avaliação das variáveis regentes do comportamento carga-deslocamento de superfície a partir da normalização.

Fato é que a variação da geometria influencia diretamente a rigidez da estrutura, para a qual são observados na literatura distintos mecanismos de ruptura. Essa mudança de comportamento estrutural pode ser a causa de rigidezes iniciais similares para as curvas das estacas médias e intermediárias da Figura 6.17b mas distintas das estacas de menor diâmetro, cujo mecanismo de transferência dos esforços se dá majoritariamente a partir de um comportamento flexural em comparação à predominância de um comportamento rotacional para as demais.

Desta forma, a influência da rigidez do elemento estrutural em soma ao módulo de deformabilidade definido para o solo de interface de cada conjunto também foi avaliada para o comportamento carga-deslocamento de superfície, conforme pode ser visualizado na Figura 6.17c e Figura 6.17d, respectivamente. Para valores do módulo E_s do solo, foram adotados parâmetros conforme retroanálise numérica apresentada em capítulo subsequente. A partir da soma do módulo de deformabilidade do solo e seu peso específico à rigidez flexural da estaca (Figura 6.17d), verifica-se pouca variação do comportamento carga-deslocamento de superfície em relação à avaliação puramente estrutural (Figura 6.17c), para o qual o comportamento das estacas de menor diâmetro segue apresentando maior diferença em termos de rigidez inicial e

capacidade resistente. Ainda, verifica-se que a estaca M1Fa, dada sua menor resistência, distancia-se da normalização de seus pares equivalentes.

Desta forma, mesmo que não obtida uma curva única para normalização, verifica-se que tanto a geometria da estaca quanto os parâmetros operacionais do solo e a rigidez relativa do conjunto exercem uma influência significativa no comportamento carga-deslocamento de superfície, com resultados de normalização indo ao encontro da múltipla não-linearidade e interdependência entre comportamentos do maciço e do elemento estrutural, os quais se associam às variações dos mecanismos de transferência dos esforços em profundidade e demais condições de contorno do meio.

6.1.3 Avaliação da rotação máxima

A rotação em superfície das estacas ensaiadas também pode ser avaliada em termos de estado de serviço (ELS) e estado último. Para essa análise, conforme apresentado da Figura 6.18 até a Figura 6.22, foram adotadas as condições limites de: 0.25° acumulados ao final do ensaio para a condição de serviço (DNV GL, 2018), e 2° como rotação última (MCADAM et al, 2020).

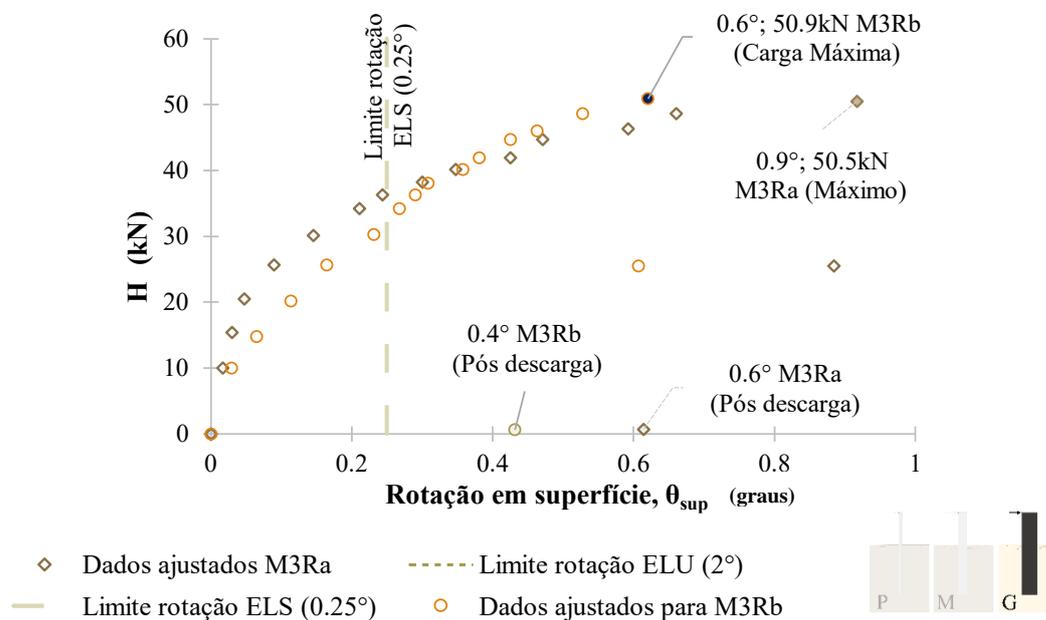


Figura 6.18. Resultados de rotação em superfície com o acréscimo de carga aplicada. Conjunto M3Rab (maior diâmetro) e limite ELS.

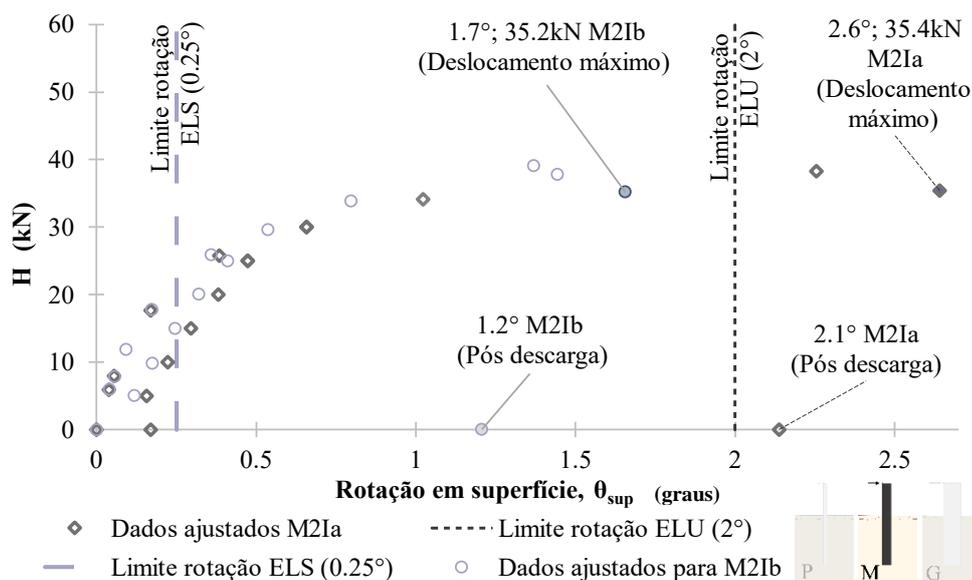


Figura 6.19. Resultados de rotação em superfície com o acréscimo de carga aplicada. Conjunto M2Iab (diâmetro médio) e limites ELS e ELU.

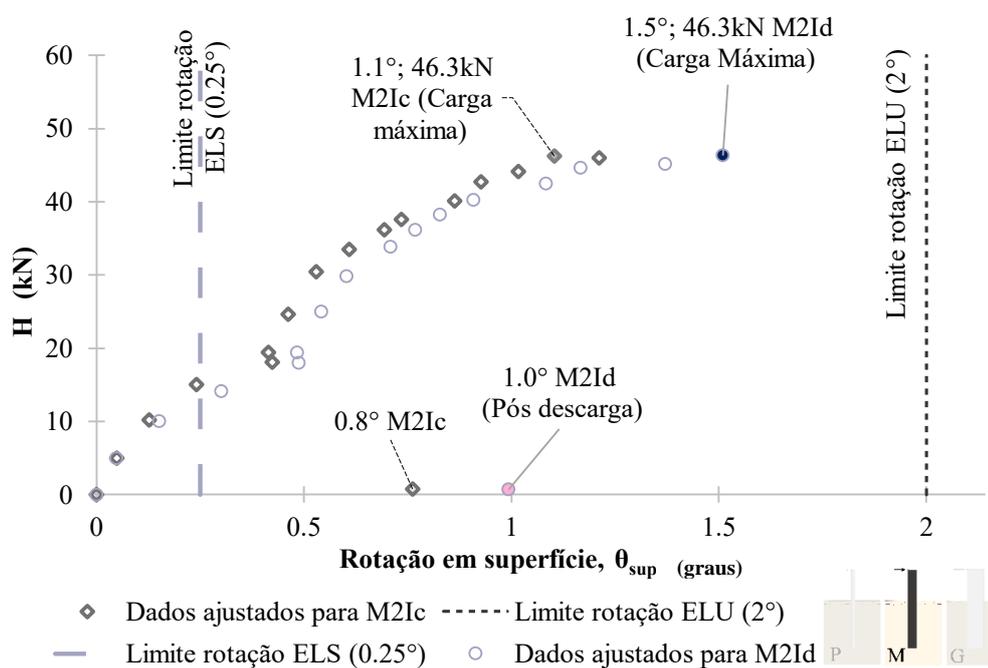


Figura 6.20. Resultados de rotação em superfície com o acréscimo de carga aplicada. Conjunto M2Icd (diâmetro médio) e limites ELS e ELU, ocultadas descargas-recargas.

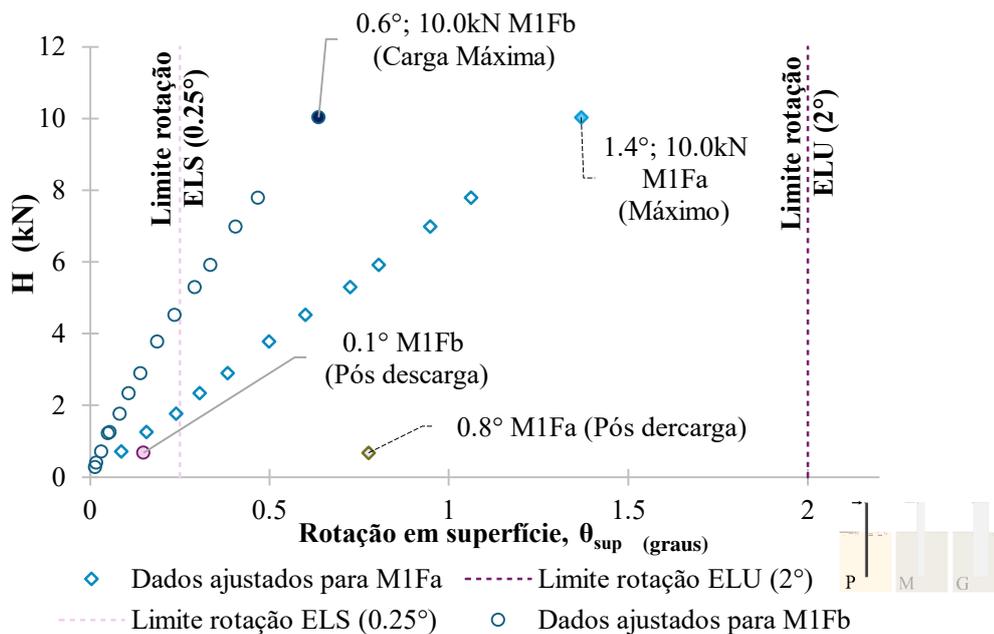


Figura 6.21. Resultados de rotação em superfície com o acréscimo de carga aplicada. Conjunto M1Fab (menor diâmetro) e limites ELS e ELU

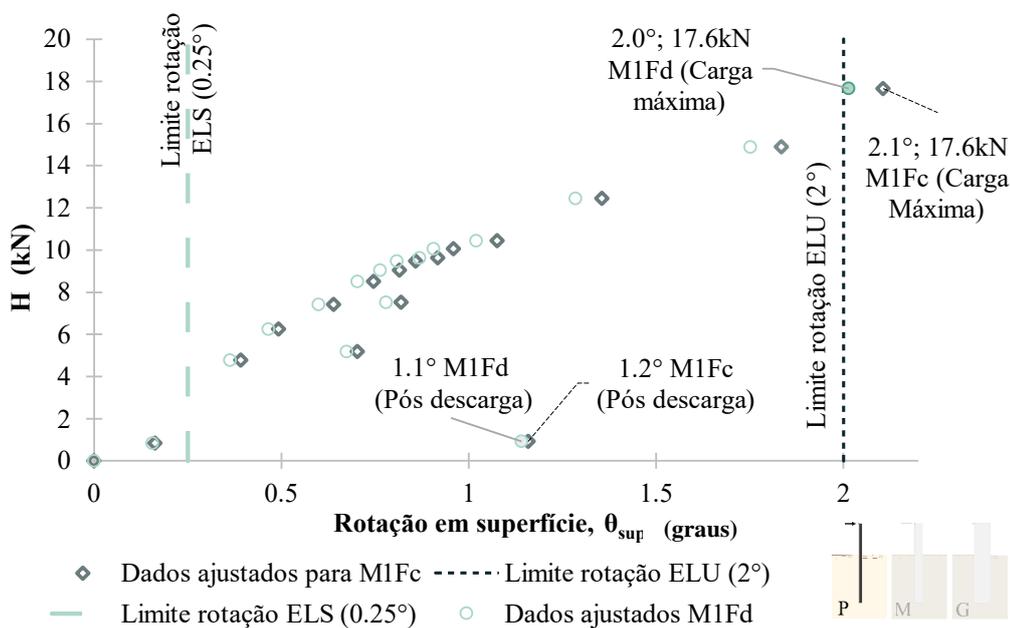


Figura 6.22. Resultados de rotação em superfície com o acréscimo de carga aplicada. Conjunto M1Fcd (menor diâmetro) e limites ELS e ELU.

Para definir a rotação em superfície foram consideradas as primeiras derivadas da linha elástica obtida pela inclinometria (corrigida conforme item 6.2.2) para a posição $z=0$ (superfície do terreno), verificando-se sua compatibilidade com os resultados de topo medidos a partir do giroscópio e com as derivadas obtidas a partir dos ajustes dos deslocamentos acima do nível do solo. No caso das estacas com extensometria, também foi verificada a compatibilização de

rotações por meio da integração dos momentos fletores obtidos (item 6.2.1) para mesma profundidade, sendo adotada para as estacas M1Fa e M1Fc na ausência da inclinometria e M3Ra por compatibilização das rotações de topo.

As rotações observadas ao nível da superfície variaram entre 0.6° (estacas M3Rb e M1Fb) e 2.6° (estaca M2Ia) para condições máximas de ensaio e entre 0.1° (M1Fb) e 2.1° (estaca M2Ia) após a descarga (condição permanente).

De forma complementar às figuras acima, o Quadro 4 apresenta de forma resumida as condições de superfície em termos de cargas, deslocamentos e rotações para cada uma das estacas de campo, com enfoque nos critérios de ruptura definidos.

Quadro 4. Resumo dos resultados de superfície para as estacas de campo: deslocamentos e rotações em relação aos critérios de ruptura e condições limítrofes de ensaio.

<i>Estaca</i>	D [mm]	v_{sup} 3%D	$H(v_{sup}$ 3%D) [kN]	v_{sup} 10%D	$H(v_{sup}$ 10%D) [kN]	v_{sup} máx [mm]	H máx [kN]	$\theta(v_{sup}$ 10%D) [°]	θ máx ensaio [°]	θ descarga [°]
M1Fa	139.7	4.2	2.4	14.0	6.3	33.4	10.0	0.9	1.4	0.8
M1Fb	139.7	4.2	5.6	14.0	12.0	8.7	10.0	0.8	0.6	0.1
M1Fc	139.7	4.2	4.7	14.0	11.5	40.6	17.6	1.2	2.1	1.2
M1Fd	139.7	4.2	3.4	14.0	9.3	37.1	17.6	0.8	2.0	1.1
M2Ia	273.0	8.2	29.8	27.3	38.7	54.2	39.0	2.3	2.6	2.1
M2Ib	273.0	8.2	27.4	27.3	38.3	32.2	39.0	1.4	1.7	1.2
M2Ic	273.0	8.2	26.8	27.3	42.8	41.5	49.6	0.9	1.1	0.8
M2Id	273.0	8.2	24.0	27.3	43.3	45.8	49.6	1.1	1.5	1.0
M3Ra	508.0	15.2	49.3	50.8	51.8*	21.4	50.5	1.0*	1.0	0.9
M3Rb	508.0	15.2	55.6*	50.8	64.0*	12.6	50.5	0.6*	0.8	0.4

Dentre as estacas avaliadas nesta pesquisa, o estado de serviço (ELS) para a condição final dos ensaios foi respeitado unicamente na resposta da estaca M1Fb (menor rigidez), com 0.1° após descarga. Essa resposta mostra-se convergente aos menores deslocamentos observados em relação aos seus pares equivalentes (v_{sup} máximo=6%D). Embora a estaca M3Rb tenha apresentado deslocamentos finais de ensaio ainda menores à M1Fb em proporção ao diâmetro (v_{sup} máximo=2%D), uma rotação permanente superior ao limite de serviço adotado foi medida após o descarregamento ($\theta_{sup,descarga} = 0.4\%$), tendo sido observadas rotações equivalentes em condições máximas de ensaio (0.6° para ambas as estacas). Ressalta-se que essas estacas não atingiram a condição de ruptura em termos de deslocamento, com ensaios limitados pelas suas estacas pares.

Em termos do estado limite último (ELU), a rotação em superfície adotada como critério de ruptura (2°) foi atingida apenas para o conjunto M1Fcd e para a segunda etapa da estaca M2Ia, sendo o fim dos ensaios relacionado aos deslocamentos últimos e às limitações do sistema de carregamento de modo geral. Adotando-se como critério de ruptura a condição de deslocamento em superfície ($10\%D$), a rotação limite de 2° foi alcançada unicamente pela estaca M2Ia, com 2.3° calculados para deslocamentos de 27.3mm junto ao solo.

6.1.4 Considerações parciais

1. Verificou-se uma variação entre o comportamento das estacas de mesma condição geométrica, o qual pode estar atribuído a um ou mais dos seguintes fatores:

- resistência e rigidez operacionais do solo adjacente (heterogeneidade e cimentação);
- propriedades mecânicas do elemento estrutural (material de preenchimento);
- processo de instalação, com possíveis variações de energia de cravação, cota, nível d'água atuante e propriedades mecânicas do material de preenchimento;
- condição e procedimento de carregamento;
- efeitos de bordo de instrumentos localizados nas proximidades, para além das hipóteses simplificadoras adotadas para fins de dimensionamento.

2. A carga de ruptura definida em função do deslocamento de superfície, conforme normas internacionais, de $v_{sup}=10\%D$, mostrou-se aderente aos resultados e tendência à estabilização das cargas, especialmente para as estacas de médio e maior diâmetros.

3. A relação carga-deslocamento em superfície, avaliada em termos adimensionais, mostra-se não-linear e interdependente de múltiplos fatores, tendo como principais parâmetros de influência:

- a geometria da estaca, tanto em termos de seu diâmetro quanto do seu comprimento embutido em solo;
- os parâmetros do solo em termos de resistência e peso específico, correlacionados à reação horizontal do solo;
- a rigidez flexural do elemento estrutural;
- a rigidez relativa do conjunto solo-estaca e consequente mecanismo de transferência dos esforços em profundidade;
- o procedimento de carregamento, dentre outras condições de contorno associadas.

4. O método exponencial de Van der Veen (1953) mostrou-se aderente aos valores medidos, sendo adotado como forma de ajuste para as curvas carga-deslocamento resultantes dos ensaios de campo e, quando necessário, para sua extrapolação.

5. Não obstante algumas variações observadas, especialmente nas condições finais dos ensaios para estacas de geometria análoga, constatou-se uma satisfatória reprodutibilidade no comportamento e resposta dos conjuntos até o critério de ruptura estabelecido. Tal constatação evidencia a robustez das medições e condições de ensaio empregadas, considerando as diversas interdependências e condições de contorno inerentes à situação problema analisada.

6. Deslocamentos superiores ao critério de ruptura definido foram alcançados em campo quando não impedidos por limitações do sistema de carregamento, buscando-se mobilizar camadas mais profundas do solo de modo a melhor compreender o comportamento-resposta em profundidade em condições últimas, conforme reportado nos capítulos subsequentes.

7. Adotando-se como critério de ruptura a condição de deslocamento em superfície (10%D), a rotação limite de 2° definida em termos de estado limite último (ELU) foi alcançada unicamente pela estaca M2Ia, enquanto apenas uma das estacas (M1Fb) apresentou recuperação suficiente para atender as condições limites de serviço (ELS), fixadas em 0.25°.

6.2 COMPORTAMENTO EM PROFUNDIDADE

A avaliação do comportamento-resposta das monoestacas ensaiadas em campo pôde ser realizada a partir da avaliação dos extensômetros de resistência elétrica instalados em profundidade nas estacas tipo “a” e “c” de cada par, e dos ensaios de inclinometria, com a descida de torpedo junto aos tubos de PVC fixados no núcleo das estacas, à exceção das estacas M1Fa e M1Fb, conforme mencionado nos capítulos de procedimentos de campo.

Com a resposta dos instrumentos supracitados são obtidos os esforços diretos de curvatura (a partir da extensometria) e, devido à composição do equipamento comercial, o deslocamento das estacas (a partir do inclinômetro) em profundidade. Com um processo de derivação e integração da equação de viga elástica (vide capítulo 2.2.1.2) a partir desses dados de entrada e de condições de contorno adicionais ao sistema, torna-se possível obter a distribuição dos demais esforços atuantes em profundidade, como a rotação do conjunto, o momento fletor, o esforço cortante e a reação horizontal do solo.

6.2.1 Definição da rigidez das estacas e momentos fletores a partir da extensometria

Para obtenção dos momentos fletores, esforços cisalhantes e da reação horizontal do solo em profundidade, torna-se necessário conhecer a rigidez $E_p I_p$ do elemento estrutural, com E_p equivalente ao módulo de elasticidade das estacas e I_p ao momento de inércia, função da geometria da seção. A rigidez $E_p I_p$ dos conjuntos do Campo Experimental de Araquari pode ser definida a partir da soma de duas parcelas: uma parcela devido ao revestimento e armadura, com dados bem definidos para o aço ($E_{aço}$ entre 200 a 210GPa), e outra dependente das características do graute ou da calda cimentícia utilizados para preenchimento das estacas, cujo módulo de deformabilidade E_{conc} não é bem definido para as misturas manuais de campo.

Para fins de calibração dos módulos de elasticidade das estacas mistas, duas estratégias foram adotadas: a primeira foi considerar um nível de extensometria acima da superfície do solo, de forma que os resultados de força obtidos a partir dos extensômetros pudessem ser convertidos para momentos conhecidos a partir da calibração direta de E_p , conhecendo-se a geometria da estrutura e a posição do extensômetro em seção. Como segunda estratégia, corpos de prova preparados durante a etapa de concretagem foram instrumentados com um extensômetro (específico para concreto) soldado a outros três resistores elétricos – formando um quarto de uma Ponte de Wheatstone sensível aos esforços de compressão – de modo a permitir a leitura das deformações locais do graute ou calda cimentícia durante a aplicação de esforços axiais conhecidos (capítulo 4.3.1.4) em data equivalente às dos ensaios em campo.

Com os ensaios de módulo realizados em laboratório e as deformações resultantes dos extensômetros instalados no interior das estacas, verificou-se a importância de se considerar a não linearidade do graute ou calda cimentícia no decorrer dos carregamentos transversais, impactando diretamente na distribuição dos momentos fletores. Para isso, uma equação exponencial foi definida, considerando-se o valor de módulo inicial do material de preenchimento $E_{conc,ini}$ e um fator de atenuação k compatível ao comportamento tensão-deformação observado em laboratório, como segue:

$$E_{conc,j}(\varepsilon_{sg,j}) = E_{conc,ini} e^{\left(\frac{-\varepsilon_{sg,j}}{d_{sg}}\right) R_i k} \quad (6-1)$$

sendo: $E_{conc,j}$ o módulo de elasticidade do graute ou calda cimentícia no tempo j de carregamento, compatível à deformação $\varepsilon_{sg,j}$ medida a partir do extensômetro em mesmo período; d_{sg} a posição do centro de gravidade do extensômetro em relação ao eixo neutro da

estaca; R_i o raio interno ao revestimento da estaca, de forma a representar a área de preenchimento; $E_{\text{conc,ini}}$ o módulo inicial do graute ou calda cimentícia e k a constante de atenuação desse módulo conforme resultados de laboratório.

Um exemplo de calibração da equação pode ser observado na Figura 6.23 para os resultados de ensaio de módulo do corpo de prova CP 47, representativo da mistura utilizada para preenchimento das estacas do conjunto M2Iab, e CP 59, referente à mistura para o conjunto M2Icd. Nestas equações, unificam-se as componentes R , k e d_{sg} , permitindo-se a avaliação de diferentes pares k - d_{sg} , adotados constantes em profundidade e variáveis entre extensômetros em posições frontais e posteriores.

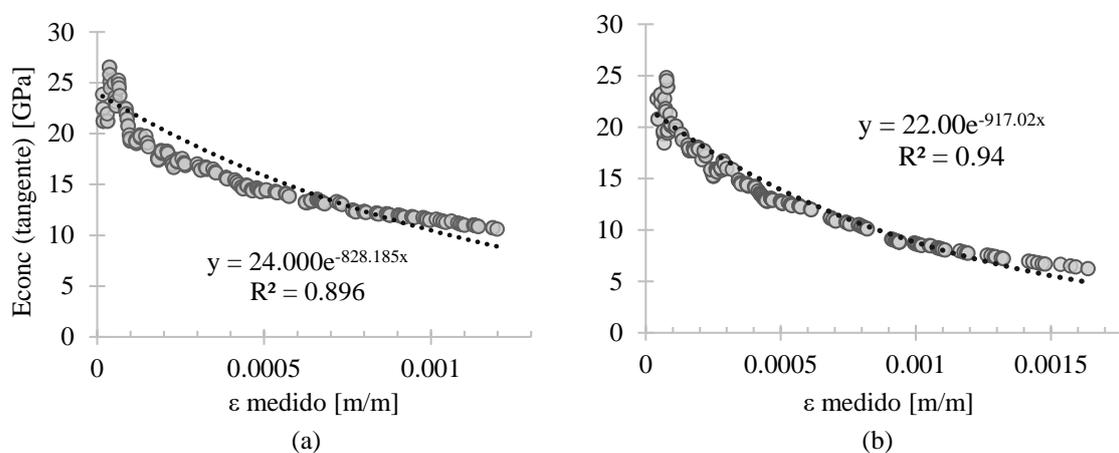


Figura 6.23. Calibração do módulo de elasticidade tangente do concreto em função da deformação de ensaio. Exemplos para os dados (a) do CP 47, referente à mistura do conjunto M2Iab; e (b) CP 59, referente ao conjunto M2Icd.

O resumo dos módulos iniciais $E_{\text{conc,ini}}$ e das distâncias d_{sg} até o centro geométrico dos extensômetros (frontais e posteriores) para cada estaca instrumentada por meio de extensometria é apresentada na Tabela 6-6. Uma vez que apenas uma das estacas de cada par foi instrumentada com uso de extensômetro, consideraram-se os mesmos valores calibrados na Tabela 6-6 para as estacas-pares respectivas à cada conjunto.

A aferição do módulo inicial do material de preenchimento e a distância ao centro geométrico dos extensômetros foi feita a partir da otimização dos resultados de momento em profundidade, em conjunto à validação do momento acima da superfície (conforme estratégia 1).

Tabela 6-6. Resumo dos módulos de elasticidade iniciais $E_{conc,ini}$ para o material de preenchimento das estacas e das distâncias até o centro geométrico dos extensômetros d_{sg} adotados para os conjuntos de campo a partir de duas estratégias: avaliação da resposta a partir de ensaios de módulo em laboratório; e a partir da calibração entre a força lida pelo extensômetro acima da superfície (SG1 ou SG11) e o momento fletor conhecido em mesma posição z_{sg} , independente dos parâmetros do solo.

Estaca	Varição E_{conc} , ensaios [GPa]	$E_{conc, ini}$ adotado [GPa]	d_{sg} teórico [cm]	d_{sg} ajuste Ensaio módulo laboratório [cm]	d_{sg} ajuste Calibração entre F_{sg} e M (z_{sg}) para SG1 ou SG11 [cm]
M1Fa	26-14	20	4.99	sg 1-10: 3.4 sg 11-20: 4.5	sg 1-10: 3.6 sg 11-20 4.9
M1Fb ¹	26-14	20	4.99	-	-
M1Fc	26-12	20	4.99	sg 1-10: 4.0 sg 11-20: 5.0	sg 1-10: 5.0 sg 11-20: 4.85
M1Fd ¹	26-12	20	4.99	-	-
M2Ia	30-24	24	10.33	sg 1-10: 9.33 sg 11-20: 8.33	sg 1-10: 9.44 sg 11-20: 7.98
M2Ib ¹	35-16	24	10.33	-	-
M2Ic	26-14	22	10.33	sg 1-10: 11 sg 11-20: 12.5	sg 1-10: 10.33 sg 11-20: 11.76
M2Id ¹	26-12	22	10.33	-	-
M3Ra	44--27	30	20.12	sg 1-10: 21.0 sg 11-20: 17.75	sg 1-10: 19.8 sg 11-20: 17.8
M3Rb ¹	37-31-29	30	20.12	-	-

¹ Não há ensaios instrumentados com extensômetros (SG) para essas estacas.

Para o cálculo dos momentos fletores de cada seção, duas verificações também foram aplicadas: a relação direta entre ε_{sg} , sua posição d_{sg} e a curvatura $1/\rho$ da estaca (a qual multiplicada pelo $E_p I_p$ gera o Momento da estaca, denominado tipo 2 conforme equação (6-4)); e a distribuição das tensões medidas pelo extensômetro (F_{sg}/A_{sg}) para cada um dos materiais em seção, considerando uma parcela devido ao momento atuante no revestimento metálico e outra atuante no material de preenchimento e acoplada à atenuação do módulo conforme equação (6-1) (Momento tipo 1, equações (6-2) e (6-3)). Foram desconsideradas armaduras internas para o M tipo 1 para fins de simplificação.

$$M_{\text{tipo 1}} = M_{aço} + M_{conc} \quad (6-2)$$

$$M_{\text{tipo1}} = \left(2E_{aço} \frac{\varepsilon_{sg,j}}{d_{sg}} \int_{R_i}^{R_e} \int_0^\pi r^3 \sin^2(\alpha) d\alpha dr \right) + \left(2E_{conc,ini} \frac{\varepsilon_{sg,j}}{d_{sg}} \int_{R_n}^{R_i} \int_0^\pi r^3 \sin(\alpha) e^{\left(\frac{-\varepsilon_{sg,j}}{d_{sg}}\right) R_i k \sin(\alpha)} d\alpha dr \right) \quad (6-3)$$

$$M_{\text{tipo 2}} = \frac{1}{\rho} E_p I_p = \frac{\varepsilon_T - \varepsilon_C}{d_{\varepsilon_T} + d_{\varepsilon_C}} E_p I_p = \frac{\left| \frac{\varepsilon_{sg,b}}{d_{sg,b}} \right| + \left| \frac{\varepsilon_{sg,f}}{d_{sg,f}} \right|}{2} E_p I_p \quad (6-4)$$

Considerando as variáveis:

$M_{aço}$ – momento fletor atuante no revestimento das estacas em seção no período j [FL];

M_{conc} – momento fletor atuante no material de preenchimento em seção no período j [FL];

$\varepsilon_{sg,j}$ – deformação lida a partir dos extensômetros de campo (sg) no período j , subdivididos para as posições frontal ($\varepsilon_{sg,f}$) e posterior ($\varepsilon_{sg,b}$), com sinais contrários considerando esforços de compressão e tração, respectivamente [L/L];

R_e – raio externo do revestimento das estacas [L];

R_i – raio interno do revestimento das estacas [L];

R_n – raio do núcleo das estacas, nulo quando tubos de inclinômetro inexistentes [L];

r, α – coordenadas polares radial [L] e angular [$^\circ$], respectivamente, em relação ao eixo da estaca;

d_{sg} - distância entre o eixo neutro da estaca e o centro geométrico dos extensômetros em instante j (face frontal (f) ou posterior (b)) [L];

k – fator de atenuação da rigidez do concreto em função das deformações atuantes [];

$E_{aço}$ – módulo de elasticidade do aço, adotado equivalente à 210GPa;

$E_{conc,ini}$ – módulo de elasticidade inicial do graute ou calda cimentícia [FL⁻²]

$E_p I_p$ – rigidez do elemento estrutural [FL²]: $E_{aço} I_{aço} + E_{conc} I_{conc}$, sendo I o momento de inércia respectivo [m⁴]

Um exemplo comparativo das calibrações a partir dos Momentos tipo 1 e tipo 2, aferindo-se as variáveis de módulo inicial do concreto e distância ao centro geométrico dos extensômetros é apresentado na Figura 6.24 para os resultados da face frontal da estaca M1Fab, juntamente com o ajuste final médio a partir de toda extensometria.

A partir dessas considerações, foram obtidas as distribuições de momento em profundidade (Figura 6.28 até a Figura 6.25) no decorrer de distintos incrementos de cargas. As informações medidas são apresentadas por meio de pontos, diferenciando-se pelo sinal positivo para os esforços frontais e negativos para os esforços obtidos na linha de extensômetros em face posterior da estaca. Os ajustes considerados foram então apresentados em linhas cheias, equivalentes à média entre os ajustes de cada face instrumentada, excluindo-se *outliers*. Uma linha tracejada interliga os pontos de momento máximo em profundidade no decorrer dos estágios de carregamento da estaca. Sinais de z foram adotados como negativos em profundidade para as figuras respectivas. A carga horizontal H máxima de ensaio também foi apresentada como $F_{t,máx}$.

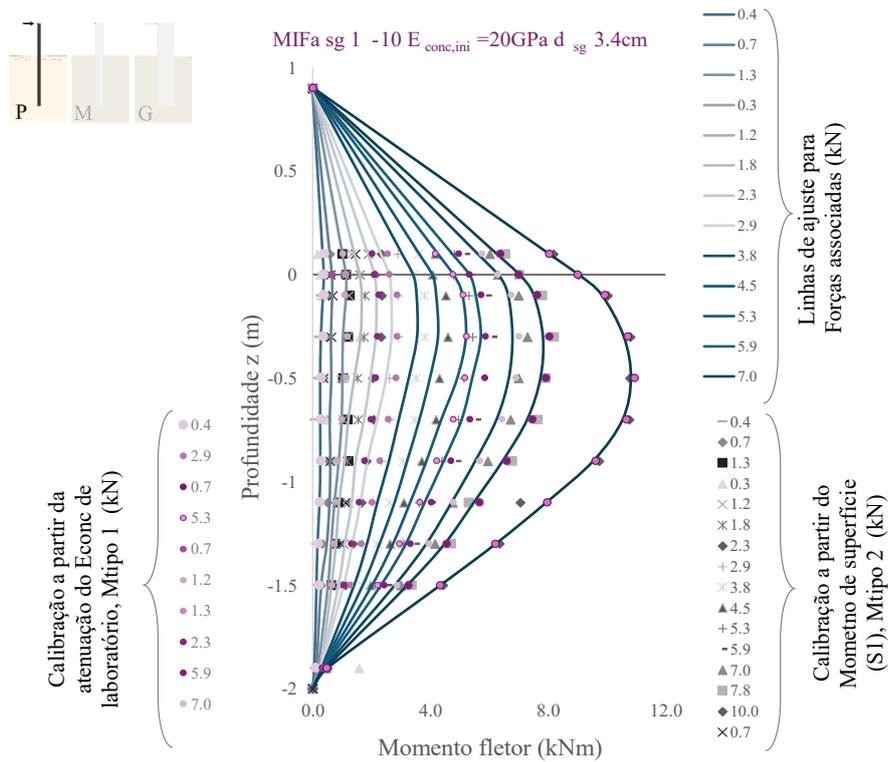


Figura 6.24 Processo de calibração e ajustes dos resultados de extensometria a partir das estratégias de cálculo de momentos definidas (tipo 1 e tipo 2). Exemplo para a estaca M1Fa (menor D).

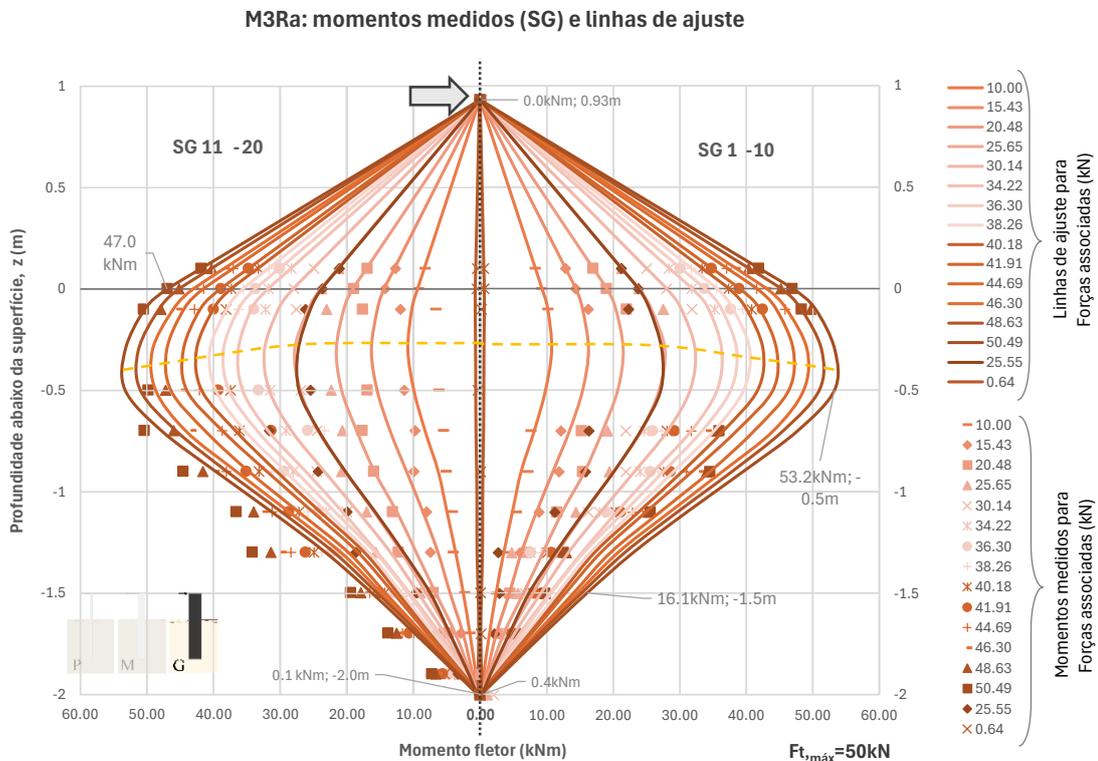


Figura 6.25. Momentos fletores ajustados para a estaca M3Ra (maior diâmetro, par M3Rb) a partir da extensometria no decorrer dos incrementos de carga.

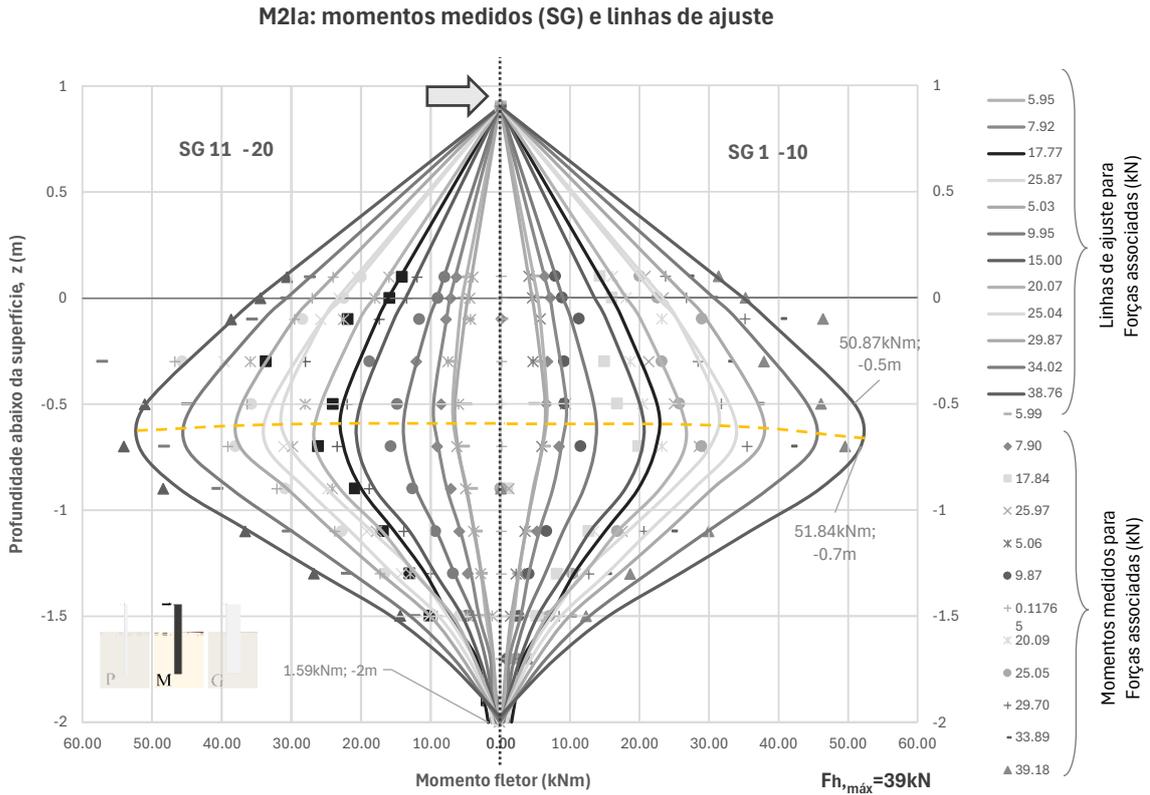


Figura 6.26. Momentos fletores ajustados para a estaca M2Ia (diâmetro médio, par M2Ib) a partir da extensometria no decorrer dos incrementos de carga.

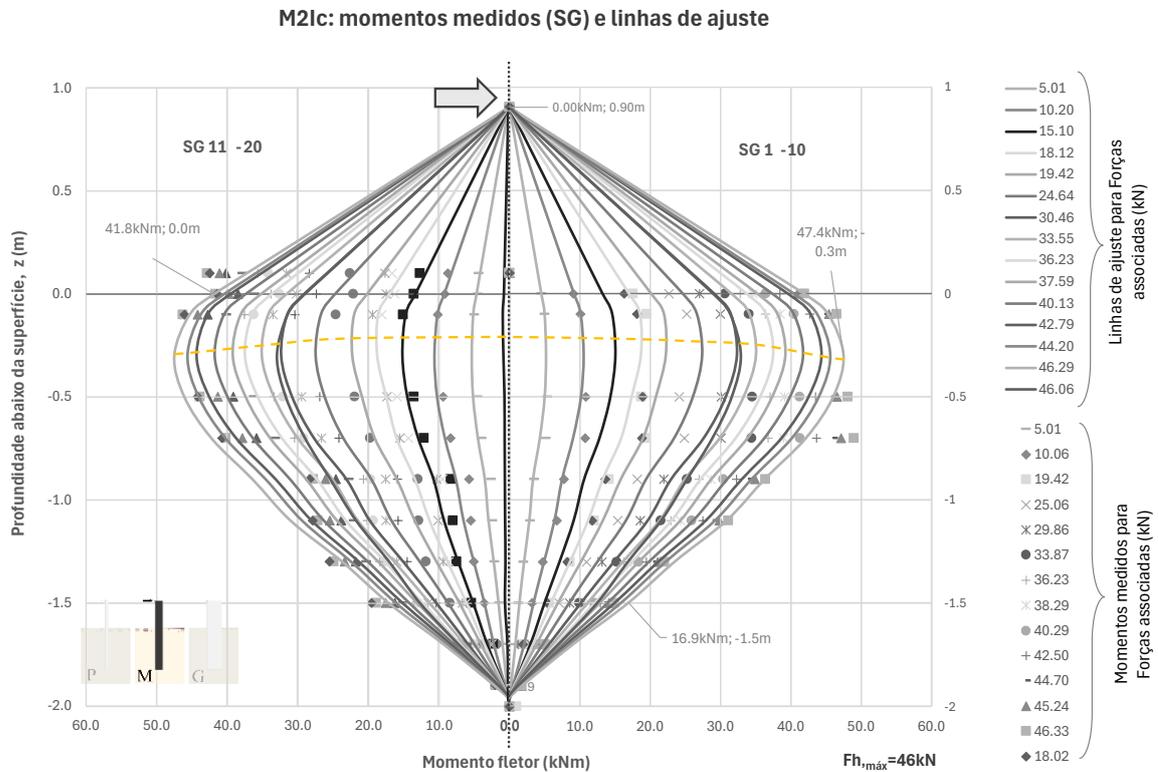


Figura 6.27. Momentos fletores ajustados para a estaca M2Ic (diâmetros médio, par M2Id) a partir da extensometria no decorrer dos incrementos de carga.

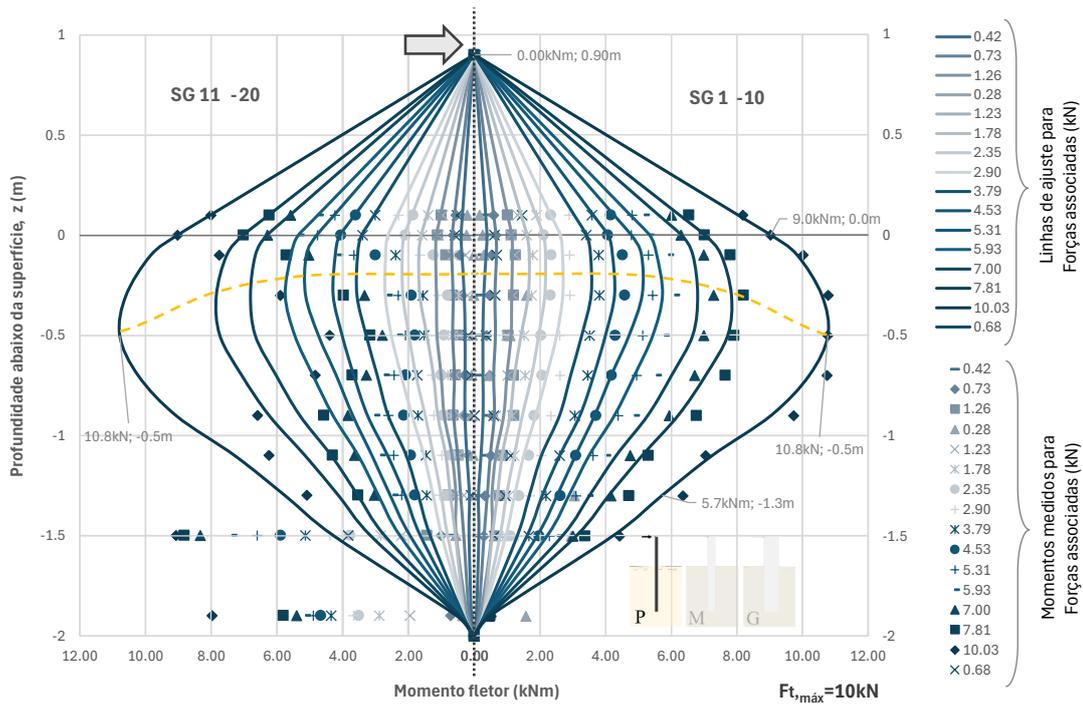


Figura 6.28. Momentos fletores ajustados para a estaca MIFa (menor diâmetro, par MIFb) a partir da extensometria no decorrer do carregamento.

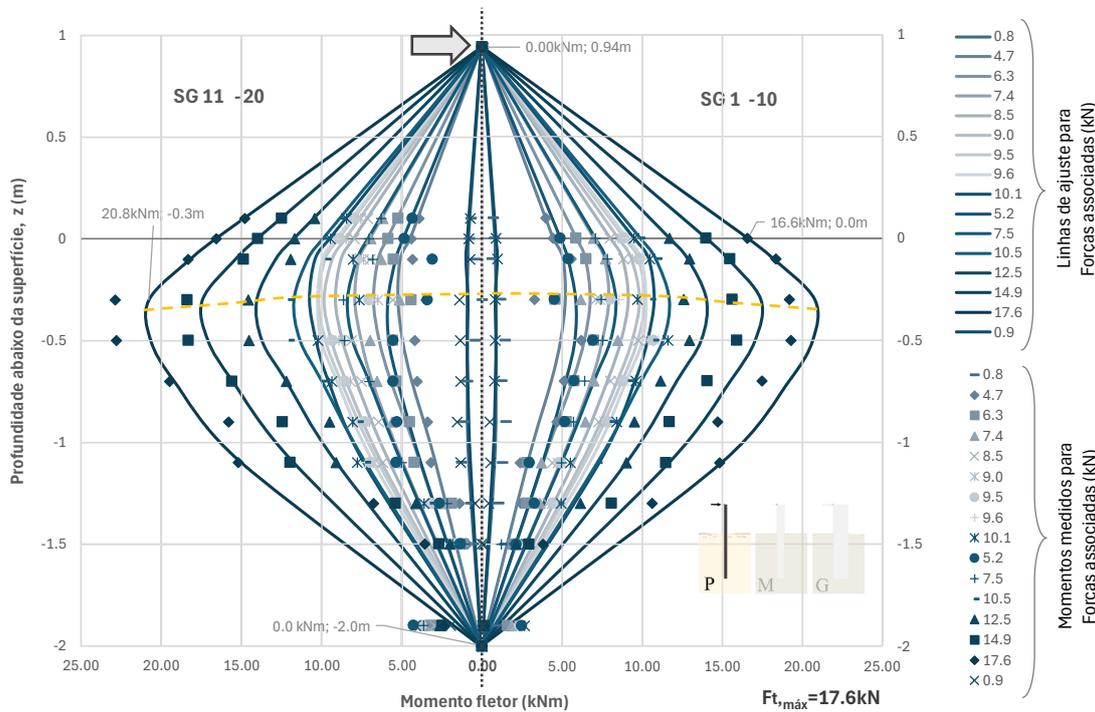


Figura 6.29. Momentos fletores ajustados para a estaca MIFc (menor diâmetro, par MIFd) a partir da extensometria no decorrer dos incrementos de carga.

Pode-se notar uma boa qualidade de resposta a partir da extensometria instalada junto à armadura das estacas em campo, ainda que alguns *outliers* tenham sido observados para profundidades específicas ou em determinados estágios de carregamento.

Observando-se os gráficos de distribuição dos momentos, verificam-se valores máximos na ordem de 10kNm a 53.5 kNm, com valores similares entre as estacas rígidas (M3Ra) e intermediárias (M2Ia e M2Ic), consoante aos valores de Forças finais de ensaio, próximas entre si ($H_{m\acute{a}x} = 51\text{kN}$, 39kN e 46kN , respectivamente). Para as estacas flexíveis avaliadas a partir da extensometria (M1Fa e M1Fc), os valores de momento fletor também foram proporcionais à carga aplicada (11kNm para uma força de topo de 10kN *versus* 21kNm para uma força de topo de 17.65kN, respectivamente às estacas M1Fa e M1Fc).

No que diz respeito à profundidade de momento máximo, verifica-se uma tendência aos momentos máximos ocorrerem no primeiro terço do comprimento embutido das estacas, com maior profundidade observada para a estaca M2Ia, com $z(M_{m\acute{a}x})$ variando entre 0.55 e 0.65m com o acréscimo de carregamento. Para as outras estacas, o valor de $z(M_{m\acute{a}x})$ variou entre 0.2 e 0.5 metros, mantendo-se estável até cerca de 3/5 da carga máxima aplicada ao ensaio, quando passa a apresentar tendência ao crescimento.

A execução dos ensaios de carregamento horizontal para o conjunto M2Iab em duas etapas, após falha estrutural observada nos conectores de suporte ao atingirem-se as 3tf de ensaio, pode ter contribuído para uma maior mobilização do momento fletor do conjunto quando submetidos a novo ciclo de carregamento, em um segundo dia de ensaio. Entretanto, ao compararmos as estacas de mesma configuração M2Ia e M2Ic para condições similares de carregamento, uma variação da distribuição de momentos fletores em profundidade já é observada para a estaca M2Ia em uma primeira etapa de carga, conforme apresentado na Figura 6.30b para esforços de topo próximos aos 15kN (1ª etapa) e 39kN (2ª etapa, carga máxima do ensaio para M2Ia). Reitera-se que a rigidez calculada para as estacas se mostrou diferente entre esses pares, consequência de distintos módulos de elasticidade do graute de preenchimento.

Para as estacas de configuração flexível (M1Fa e M1Fc), verificou-se distribuição de momentos fletores compatível para os esforços máximos de ensaio do primeiro conjunto (Figura 6.30 a).

A normalização em profundidade considerou a relação entre o Momento fletor, a força horizontal H aplicada ao topo e o diâmetro D de cada estaca, além da própria razão z/L , sendo L o comprimento total embutido. As normalizações foram factíveis entre resultados para mesmas condições de rigidez, com três curvas bem definidas representativas às 3 tipologias avaliadas no presente trabalho. Não foram observadas correlações normalizáveis entre o momento fletor aplicado e a tensão vertical ou horizontal atuante na profundidade z correspondente. Verifica-se um pico do momento normalizado em 1/10 da profundidade z ($z/L \sim 0.05$) de todas as estacas, seguido de uma tendência dos valores à zero até $z/L=1$. Uma maior dispersão dos resultados é observada para os conjuntos de menor diâmetro (estacas tipo M1F), em azul.

O acréscimo de profundidade do momento máximo com os incrementos de carga vai ao encontro dos resultados da literatura apresentados no item 2.2.1.5. Ao mesmo tempo, não foram observadas correlações diretas entre o ponto de momento máximo e o diâmetro ou rigidez relativa das estacas ensaiadas, como é descrito na literatura: enquanto observou-se um acréscimo mais pronunciado de $z(M_{\text{máx}})$ nas proximidades de H_{ult} para a estaca M1Fa, conforme discutido por Wang H. *et al.*, 2022c; Ma & Yang, 2023; e Zhang *et al.*, 2023 ao compararem-se estacas flexíveis àquelas de maior rigidez, a estaca M1Fc - de rigidez equivalente à M1Fa - apresentou valores praticamente estáveis até os limites ensaiados. Uma redução de $z(M_{\text{máx}})$ com o acréscimo do diâmetro e rigidez da estrutura também não pôde ser confirmada a partir dos resultados da extensometria, como apresentam os autores McAdam *et al.*, 2020 e Zhang *et al.* (2023).

Em termos de momentos junto à base, não foram observados valores representativos, à exceção daqueles medidos em posição $z=1.9\text{m}$ para os extensômetros em face posterior das estacas M1Fa e M1Fc, desconsiderados em etapa de ajuste ao adotar como verdadeira a condição de contorno de momentos e cortantes nulas na ponta de estacas flexíveis, condizente aos baixos valores de momento M em mesma profundidade na face oposta (frontal).

De forma geral a todas as distribuições de momentos resultantes da extensometria, percebe-se uma redução brusca da curvatura entre as profundidades de 0.9m e 1.7m, seguida da manutenção da sua tendência inicial com o acréscimo de z . Considerando pequenas variações de cota topográfica entre as monoestacas instaladas em campo e da variação do nível d'água observado durante o processo de locação, instalação e execução das estacas, essas variações podem ser atribuídas à redução da tensão efetiva ou de um possível efeito de sucção em

subsuperfície. Aprofundamentos devem ser realizados para confirmação do efeito como algo temporal ou definitivo à matriz de solos de Araquari, sendo esses desconsiderados para a distribuição média de momentos definida para avaliação dos esforços derivados à cada conjunto de estacas.

6.2.2 Resultados inclinometria transladados

Conforme discutido nos resultados do capítulo 5, as medições obtidas pela inclinometria necessitaram de um ajuste adicional, visto que o ensaio adota como referência fixa (engaste perfeito) a ponta das estacas, que mostraram deslocamento durante os incrementos de carga. A correção dos valores obtidos pela inclinometria foi então realizada a partir dos deslocamentos lidos pelos transdutores lineares de posição e/ou relógios comparadores em posições z equivalentes, subtraindo-se dos dados do inclinômetro em profundidade a diferença necessária para a compatibilização deslocamentos de superfície. Um único valor de correção foi adotado em profundidade para cada carregamento medido.

Os resultados para as estacas de campo são apresentados na Figura 6.32 a Figura 6.36. Os pontos de rotação observados para as distintas cargas ensaiadas seguem em destaque, bem como os deslocamentos obtidos a partir das instrumentações de superfície para as condições próximas ou equivalentes ao topo da estaca.

A partir dos ensaios de inclinometria realizados para as monoestacas de maior diâmetro M3Ra e M3Rb na Figura 6.32, verifica-se, conforme esperado, um comportamento preponderantemente rígido do conjunto (fenômeno de rotação com mobilização de ponta), ao mesmo tempo em que as curvaturas mínimas geradas possibilitaram leituras aderentes (sensibilidade do torpede) para a obtenção das linhas elásticas apresentadas.

Em acordo às observações de Ma & Yang (2023) e Wang H. *et al.* (2023c) e à teoria de Prasad & Chari (1999), o ponto de rotação da estaca M3Rb mostrou-se praticamente constante no decorrer dos incrementos de carga, próximo aos 1.1m de profundidade – o que equivale à $0.55L$ e cerca de $2.2D$ – valor inferior à tendência observada na literatura como $0.7L \pm 0.1L$ (capítulo 2.2). A sua estaca par, M3Ra, diferentemente, apresentou uma variação da profundidade de rotação z_0 com o acréscimo dos esforços aplicados, com um inicial aumento de z_0 até a carga máxima e a subsequente redução dessa altura em condições de descarga. Os valores de z_0 para M3Ra variaram entre 0.93 e 1.3m, com maiores deslocamentos quando comparado ao comportamento de M3Rb.

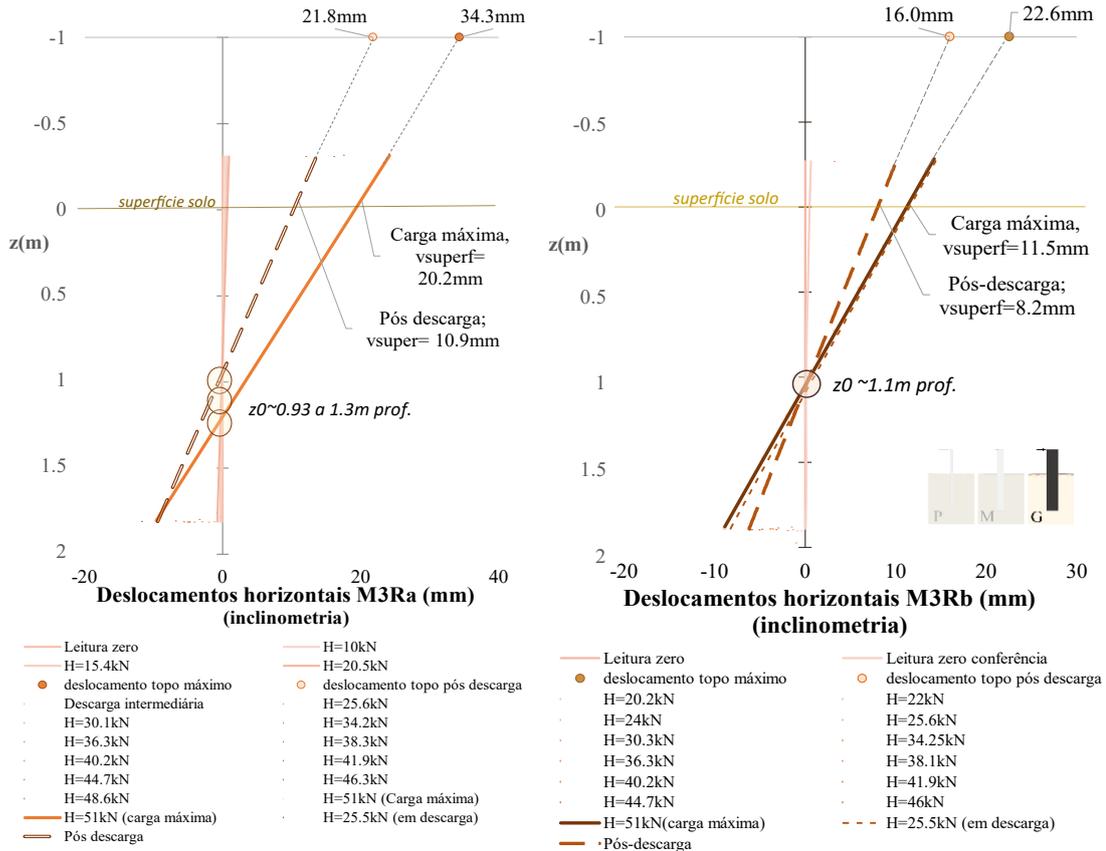


Figura 6.32. Distribuição dos deslocamentos em profundidade a partir da correção dos dados de inclinometria com base na instrumentação de superfície para o conjunto M3Rab (maior diâmetro): (a) M3Ra; (b) M3Rb.

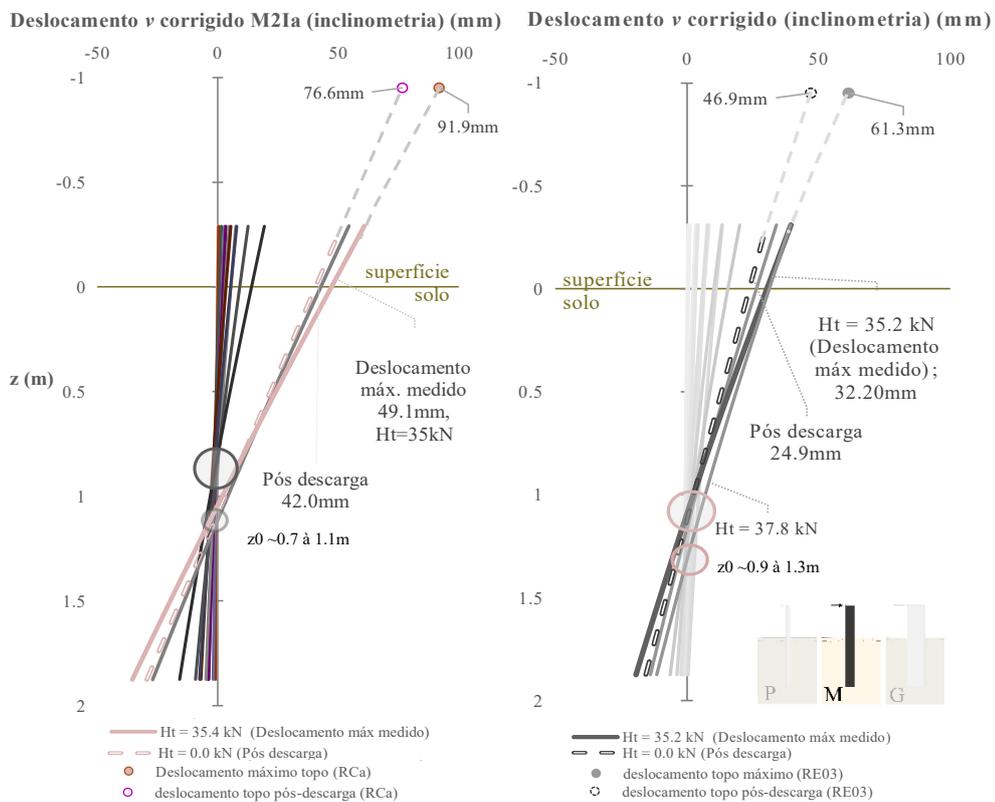


Figura 6.33. Distribuição dos deslocamentos em profundidade a partir da correção dos dados de inclinometria com base na instrumentação de superfície para o conjunto M2Iab (diâmetro intermediário): (a) M2Ia; (b) M2Ib.

Valores similares de profundidade de rotação z_0 podem ser observadas para as condições últimas do conjunto M2Iab (0.9 a 1.1m, Figura 6.33), convergindo às observações da literatura para uma independência do ponto de rotação em relação ao diâmetro da estaca em condições de rigidez elevada a intermediária. Neste sentido, observa-se um comportamento predominantemente rotacional das estacas com diâmetros intermediários para o par M2Iab, com mecanismos flexurais mais aparentes para os maiores incrementos, conforme também observado nas previsões de dimensionamento (APÊNDICE F).

Para o conjunto M2Icd, o mecanismo flexural é mais perceptível no comportamento-resposta de topo, para compatibilização das leituras dos instrumentos medidos acima do solo. Esses dados foram verificados e combinados às demais condições de contorno para definição dos esforços em profundidade, no capítulo subsequente.

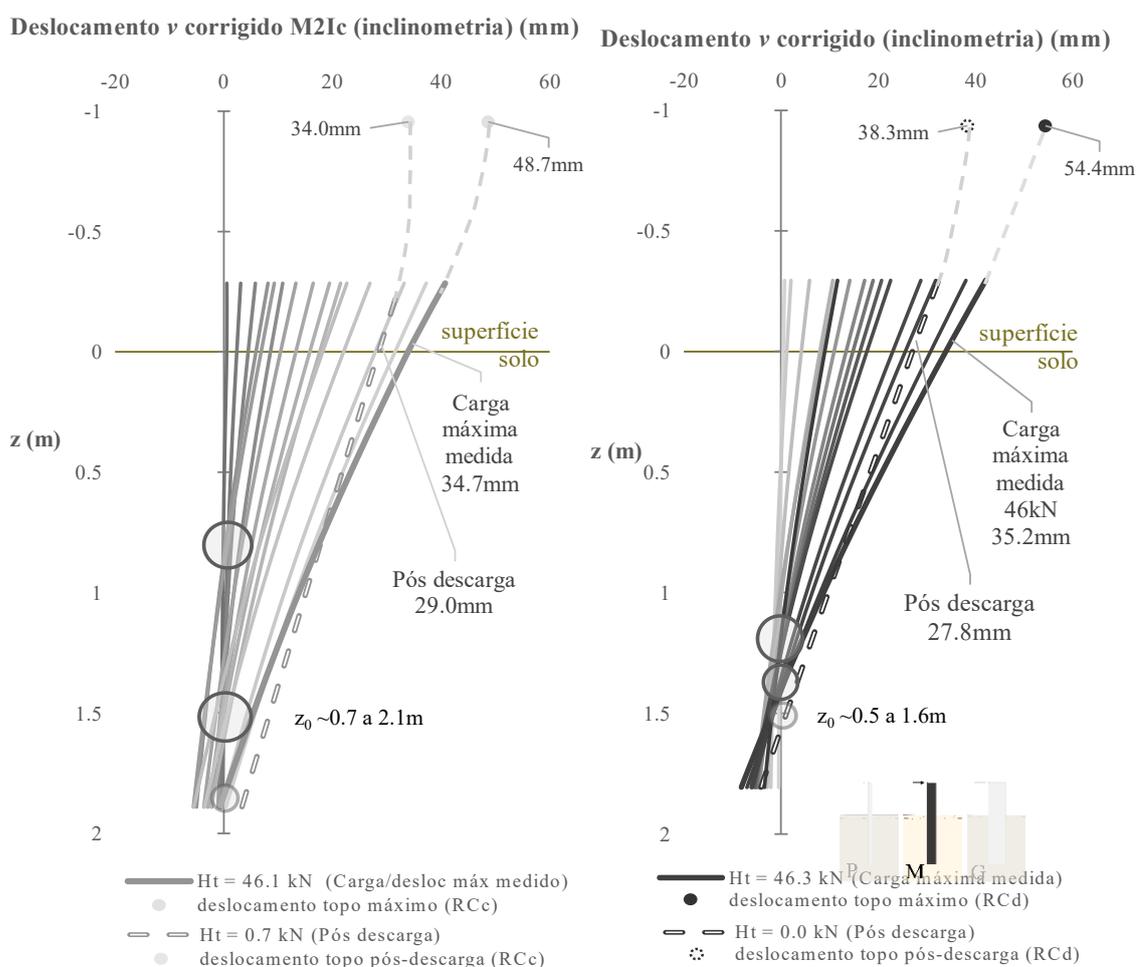


Figura 6.34. Distribuição dos deslocamentos em profundidade a partir da correção dos dados de inclinometria com base na instrumentação de superfície para o conjunto M2Icd (diâmetro intermediário): (a) M2Ic; (b) M2Id.

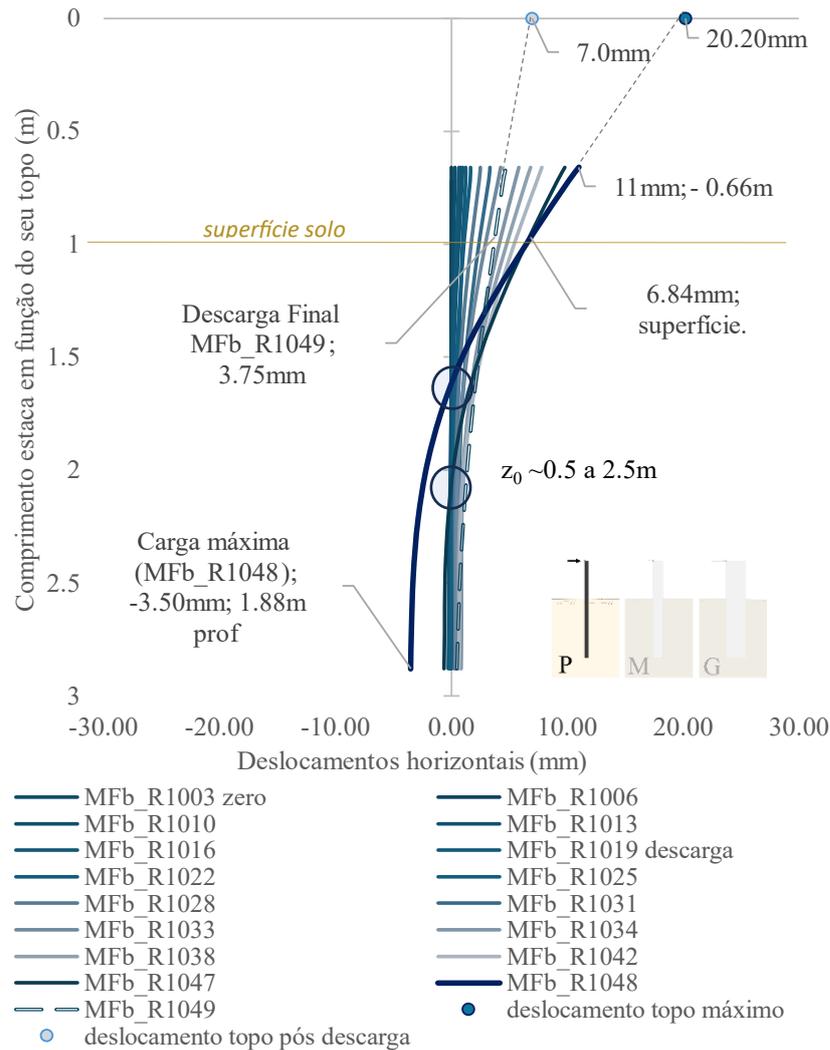


Figura 6.35. Distribuição dos deslocamentos em profundidade a partir da correção dos dados de inclinometria com base na instrumentação de superfície. Estaca M1Fb (menor diâmetro).

Ainda em termos de condição de rigidez e aderentes às previsões Classe A (APÊNDICE F), as estacas de menor diâmetro apresentaram comportamento predominantemente flexural, embora não tenham apresentado condição de flexão pura aderente a um comprimento crítico que imobilizasse sua ponta e apresentasse um momento de plastificação nítido para maiores esforços aplicados. Ao mesmo tempo, menores esforços resistentes foram observados para a condição de ruptura do conjunto M1Fab, conforme discutido anteriormente.

As estacas de menor diâmetro apresentaram retornos elásticos mais expressivos, especialmente a estaca M1Fb, para a qual menores esforços de topo foram observados. Para as estacas de diâmetro intermediário, uma pequena recuperação elástica foi observada em comparação ao par M3Rab, sem alteração do ponto de rotação para as estacas M2Iab e com decréscimo de z_0 para o par M2Icd.

Apesar da profundidade nula dos deslocamentos mostrar-se similar entre os pares de estacas M3Rab e M2Iab, uma maior variabilidade é apresentada com o acréscimo dos deslocamentos para os conjuntos M2Icd, M1Fab (a partir de M1Fb) e M1Fcd (a partir de M1Fd), conforme observado na literatura para conjuntos não rígidos (dependentes do diâmetro D , segundo Ma & Yang, 2023). Para essas estacas, o valor máximo de z_0 é observado para a condição pós-descarga. Para a estaca M1Fb, observa-se ainda a redução de z_0 para a condição de carga máxima, ao encontro das pesquisas de Klinkvort & Hededal (2014), Li, Zhu & Yang (2017), McAdam *et al.* (2020), e Zhang *et al.* (2023). Esse efeito pode estar associado tanto ao diâmetro das estacas quanto às suas condições de rigidez, também dependentes de D .

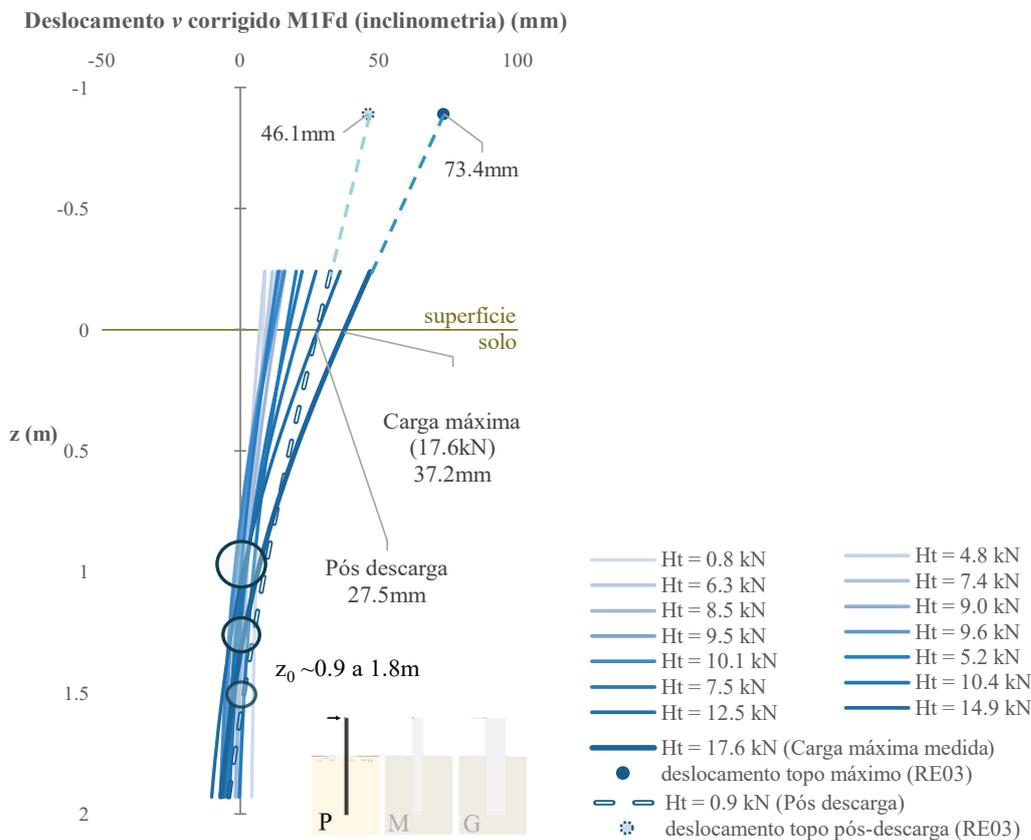


Figura 6.36. Distribuição dos deslocamentos em profundidade a partir da correção dos dados de inclinometria com base na instrumentação de superfície. Estaca M1Fd (menor diâmetro).

De modo a avaliar os efeitos do diâmetro e profundidade de rotação para as tipologias de monoestacas de campo, os dados de z_0 observados para cada condição de ensaio são resumidos na Tabela 6-7 e plotados de maneira adimensional nos gráficos da Figura 6.37 para as todas as estacas intermediárias (M2I, Figura a) e de forma comparativa com as estacas M1Fd e M3Ra (Figura b).

Tabela 6-7. Avaliação do ponto de rotação das estacas em profundidade (z_0).

Ponto de rotação abaixo do solo			Parcela mais representativa do ensaio (meias cargas)	Condição carga máxima	Pós descarga
(M1Fb)					
$z_0=$	0.45 m	a 2.50 m*	1.10 m	0.64 m	2.50 m*
$z_0=$	0.23 L	a 1.25 L	0.55 L	0.32 L	1.25 L
$z_0=$	3.22 D	a 17.9 D	7.87 D	4.58 D	17.90 D
$z_0=$	0.48 Ltot	a 1.17 Ltot	0.70 Ltot	0.55 Ltot	1.17 Ltot
(M1Fd)					
$z_0=$	0.80 m	a 1.80 m	0.90 m	1.34 m	1.60 m
$z_0=$	0.40 L	a 0.90 L	0.45 L	0.67 L	0.80 L
$z_0=$	5.73 D	a 12.9 D	6.44 D	9.59 D	11.45 D
$z_0=$	0.60 Ltot	a 0.93 Ltot	0.63 Ltot	0.78 Ltot	0.87 Ltot
(M2Ia)					
$z_0=$	0.7 m	a 1.1 m	0.85 m	1.04 m	1.1 m
$z_0=$	0.35 L	a 0.55 L	0.43 L	0.52 L	0.55 L
$z_0=$	2.56 D	a 4.03 D	3.11 D	3.81 D	4.03 D
$z_0=$	0.23 Ltot	a 0.37 Ltot	0.28 Ltot	0.35 Ltot	0.37 Ltot
(M2Ib)					
$z_0=$	0.9 m	a 1.3 m	1.1 m	1.1 m	1.1 m
$z_0=$	0.45 L	a 0.65 L	0.55 L	0.55 L	0.55 L
$z_0=$	3.30 D	a 4.76 D	4.03 D	4.03 D	4.03 D
$z_0=$	0.30 Ltot	a 0.43 Ltot	0.37 Ltot	0.37 Ltot	0.37 Ltot
(M2Ic)					
$z_0=$	0.70 m	a 2.14 m*	1.55 m	1.84 m	2.14 m*
$z_0=$	0.35 L	a 1.07 L	0.78 L	0.92 L	1.07 L
$z_0=$	2.56 D	a 7.84 D	5.68 D	6.74 D	7.84 D
$z_0=$	0.57 Ltot	a 1.05 Ltot	0.85 Ltot	0.95 Ltot	1.05 Ltot
(M2Id)					
$z_0=$	0.50 m	a 1.57 m	1.25 m	1.40 m	1.57 m
$z_0=$	0.25 L	a 0.79 L	0.63 L	0.70 L	0.79 L
$z_0=$	1.83 D	a 5.75 D	4.58 D	5.13 D	5.75 D
$z_0=$	0.50 Ltot	a 0.86 Ltot	0.75 Ltot	0.80 Ltot	0.86 Ltot
(M3Ra)					
$z_0=$	0.50 m	a 1.30 m	1.00 m	1.12 m	0.93 m
$z_0=$	0.25 L	a 0.65 L	0.50 L	0.56 L	0.47 L
$z_0=$	0.98 D	a 2.56 D	1.97 D	2.20 D	1.83 D
$z_0=$	0.50 Ltot	a 0.77 Ltot	0.67 Ltot	0.71 Ltot	0.64 Ltot
(M3Rb)					
$z_0=$	0.90 m	a 1.20 m	1.10 m	1.04 m	1.06 m
$z_0=$	0.45 L	a 0.60 L	0.55 L	0.52 L	0.53 L
$z_0=$	1.77 D	a 2.36 D	2.17 D	2.05 D	2.09 D
$z_0=$	0.63 Ltot	a 0.73 Ltot	0.70 Ltot	0.68 Ltot	0.69 Ltot
Média Monoestacas de campo					
$z_0=$	0.68 m	a 1.61 m	1.11 m	1.19 m	1.50 m
$z_0=$	0.34 L	a 0.81 L	0.55 L	0.60 L**	0.75 L
$z_0=$	2.75 D	a 7.26 D	4.48 D	4.77 D	6.86 D
Desvio Padrão					
$z_0=$	0.18 m	0.50 m	0.22 m	0.35 m	0.57 m

*extrapolação;

** se considerarmos apenas condição $v_{sup} > 10\%D$, z_0 médio para carga máx = 0.7L

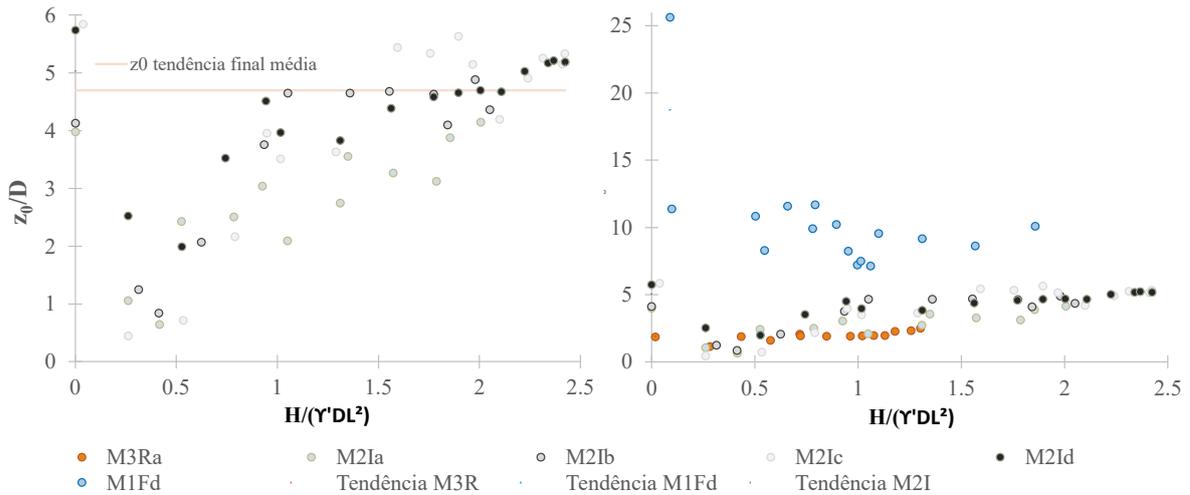


Figura 6.37. Relação entre a profundidade de deslocamentos nulos e a carga aplicada, normalizadas.

O gráfico apresentado na Figura 6.37a vai ao encontro do comportamento observado por Klinkvort e Hededal (2014) para estacas de razão $L/D=6$ (rigidez intermediária), conforme mostra a Figura 2.13: ocorre uma redução de z_0 após incrementos de cargas iniciais e o posterior acréscimo de z_0 para esforços mais expressivos, tendendo à estabilização, próxima à uma razão $z_0/D=5$. Esse comportamento pode ser correlacionado ao instante a partir do qual se inicia a mobilização da resistência cisalhante do solo e à provável variação dos mecanismos de ruptura associados ao conjunto solo-estaca, e também pode ser observado ao isolarmos as linhas elásticas tanto para as estacas de diâmetro intermediário como para as estacas de maior rigidez (vide Figura 6.38), representadas na Figura 6.37b de maneira mais sutil.

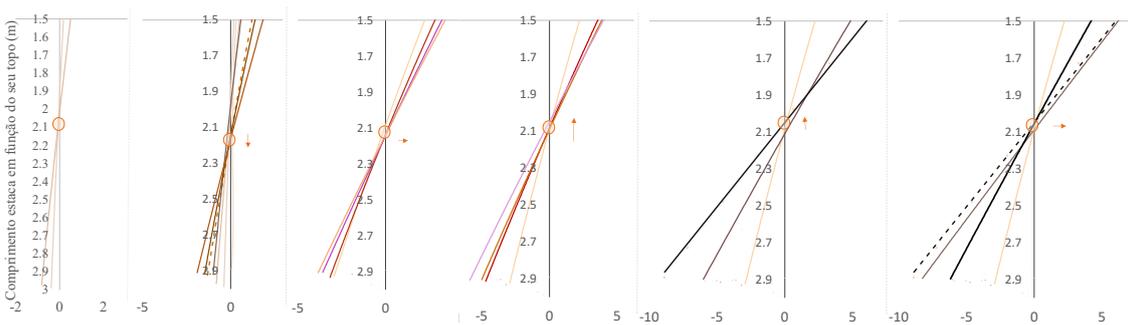


Figura 6.38. Exemplo de avaliação do ponto de rotação durante incrementos de carga para estaca M3Rb. Eixo y a partir do topo das estacas ($z=-1m$)

Apesar de não apresentarem um comportamento único para distintos diâmetros, o que só seria aplicável para estacas de comportamento rígido à intermediário segundo Ma & Yang (2023), o resultado da Figura 6.37 vai ao encontro da literatura ao apresentar uma maior variabilidade de z_0 para estacas com diâmetros reduzidos (flexíveis, representadas por M1Fd) e uma tendência

à estabilidade do valor para estacas rígidas (representadas por M3Ra), das quais mais se aproximam os resultados das estacas intermediárias.

Desta forma, confirma-se que o comportamento-resposta dos conjuntos solo-estaca submetidos a esforços transversais é dependente da rigidez do conjunto e, conseqüentemente do seu diâmetro quando distintos mecanismos de resposta são observados. Apesar de resultados adimensionais similares serem obtidos entre estacas rígidas e intermediárias, a independência do diâmetro para essas condições de rigidez deve ser validada adotando-se um maior grupo amostral, com estacas que permitam distintas geometrias (diâmetros) para rigidezes relativas equivalentes, o que não é aplicável a partir desta pesquisa.

Os resultados resumidos na Tabela 6-7 convergem a um valor médio de profundidade de rotação na faixa de $z_{(v=0)} = 0.7L \pm 0.1L$ quando em condições de carga máxima de ensaio que respeitem $v_{sup} \geq 0.1D$ (LI; BLANC; THOREL, 2022), apesar de serem observados valores individuais variando entre 0.52L e 0.92L para essa condição (excluem-se resultados de ensaio das estacas M1Fb, M3Ra e M3Rb).

6.2.3 Determinação dos Esforços atuantes

Para a determinação dos esforços atuantes em profundidade - deslocamentos, rotações, curvaturas, momentos fletores, esforços cortantes e reação horizontal do solo - para cada incremento de carga, considera-se o processo de integração e derivação a partir dos resultados obtidos em campo por meio da extensometria e/ou inclinometria, somados às condições de contorno provenientes das instrumentações de superfície e viabilidade física, como a nulidade da reação do solo em superfície.

Distintas formas de obtenção dos esforços foram verificadas, sendo definida como mais aderente à representatividade dos dados de campo e compatibilidade aos resultados da literatura a avaliação conjunta das informações de extensômetros e inclinômetros, quando disponíveis, a partir da criação de um sistema de equações regentes com base na equação da linha elástica e que respeitem condições de contorno pré-definidas.

Desta forma, um polinômio de sétima ordem foi definido para os deslocamentos horizontais, e para aplicação da linha elástica na derivação dos demais esforços em profundidade foi considerada a teoria de viga de Timoshenko, assumindo-se que possíveis esforços cisalhantes, caso existentes, seriam representados por uma variação da rotação da estaca por uma parcela

adicional àquela proveniente do Momento Fletor da estrutura (conforme descrito no capítulo 2.2.1).

Os momentos fletores distribuídos m ao longo do fuste das estacas foram desconsiderados no processo de derivação, levando em conta, para além da probabilidade de valores pouco representativos para os diâmetros ensaiados e à resposta da estrutura, a baixa robustez do processo para obtenção de respostas relacionadas à essa variável, fato também observado para a obtenção das reações horizontais p , fortemente sensíveis aos dados de entrada e às condições de contorno impostas vista a majoração dos erros e incertezas durante o processo de derivação (especialmente quando os dados fornecidos limitam-se à inclinometria).

Para assegurar respostas fisicamente admissíveis para a reação horizontal do solo, a profundidade equivalente entre reação horizontal e deslocamento horizontal nulos (z_0) foi aplicada como uma das condições de contorno do sistema, obtida a partir de processo iterativo do sistema de equações. Além disso, o método de mínimos quadrados foi aplicado para garantir que os valores de cortante e reação horizontal do solo fossem mantidos menores ou iguais à zero em sua ponta, a partir do ajuste do ponto de rotação das estacas, observado como de grande influência no comportamento-resposta do solo em termos de p . Para o comportamento dos deslocamentos em profundidade, z_0 mostrou-se pouco influente como condição de contorno.

Para adequabilidade matemática e física, o problema foi avaliado a partir da sua superfície, considerando o eixo z positivo em profundidade. Assim, as condições de contorno de topo obtidas a partir da instrumentação foram transladadas para a superfície a partir de interpolação, sendo cinco das oito constantes para o polinômio de sétima ordem definidas de forma direta para $z=0$: o momento fletor (relação direta entre força e altura de aplicação), deslocamento horizontal, rotação θ , esforço cortante e reação horizontal do solo). O sistema de equações é então aplicado para obtenção das demais variáveis, adotando como condições de contorno adicionais em profundidade as informações de momentos e/ou deslocamentos em profundidade (extensometria ou inclinometria, respectivamente) e a posição do ponto de rotação z_0 em termos de deslocamentos e rotações, conforme acima descrito.

Para avaliação de possíveis esforços horizontais de base, não-nulos para monoestacas de grande diâmetro de acordo com a literatura, não foram adotadas condições de contorno $Q_p=0$ para as estacas cujo comportamento preponderantemente rotacional foi observado (estacas intermediárias e de maior diâmetro). Em termos de momento fletor de ponta, assumiram-se

valores pouco representativos a partir da análise da extensometria de campo, sendo adotadas como condições de contorno para essa posição ($z=L$) os momentos calculados para as estacas instrumentadas e a hipótese de $M_p=0$ para as estacas não instrumentadas. Para as estacas menores, condições de momento fletor e cortante nulos junto a ponta foram impostas para facilitar a convergência do método escolhido, aderentes ao observado em literatura, campo e previsões de comportamento para os conjuntos em questão.

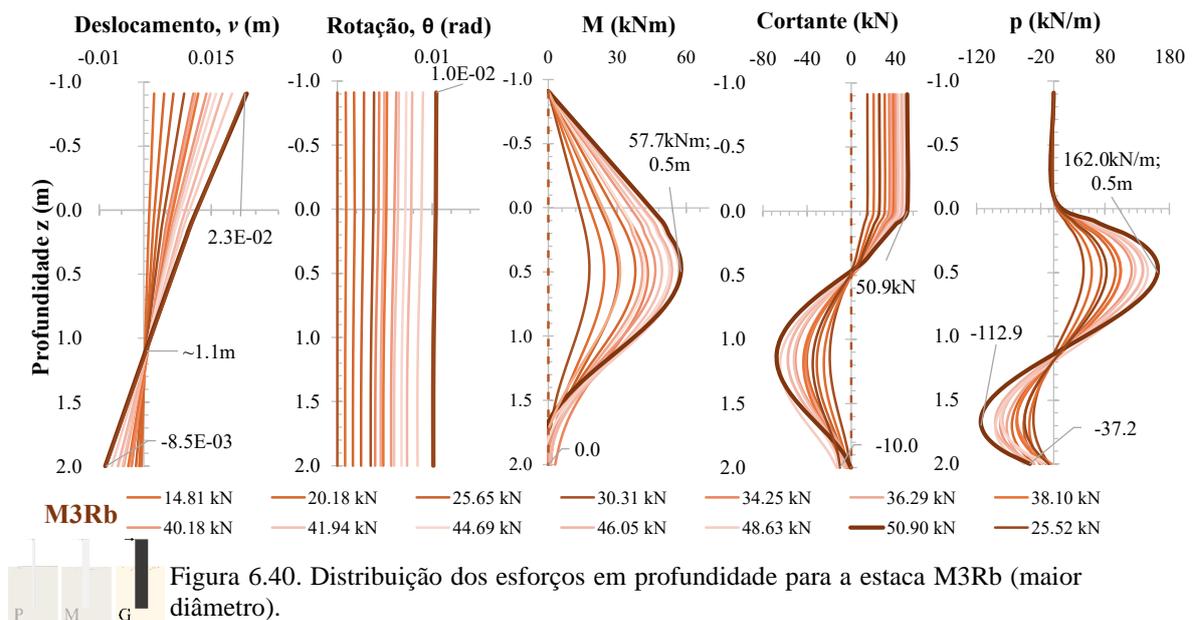
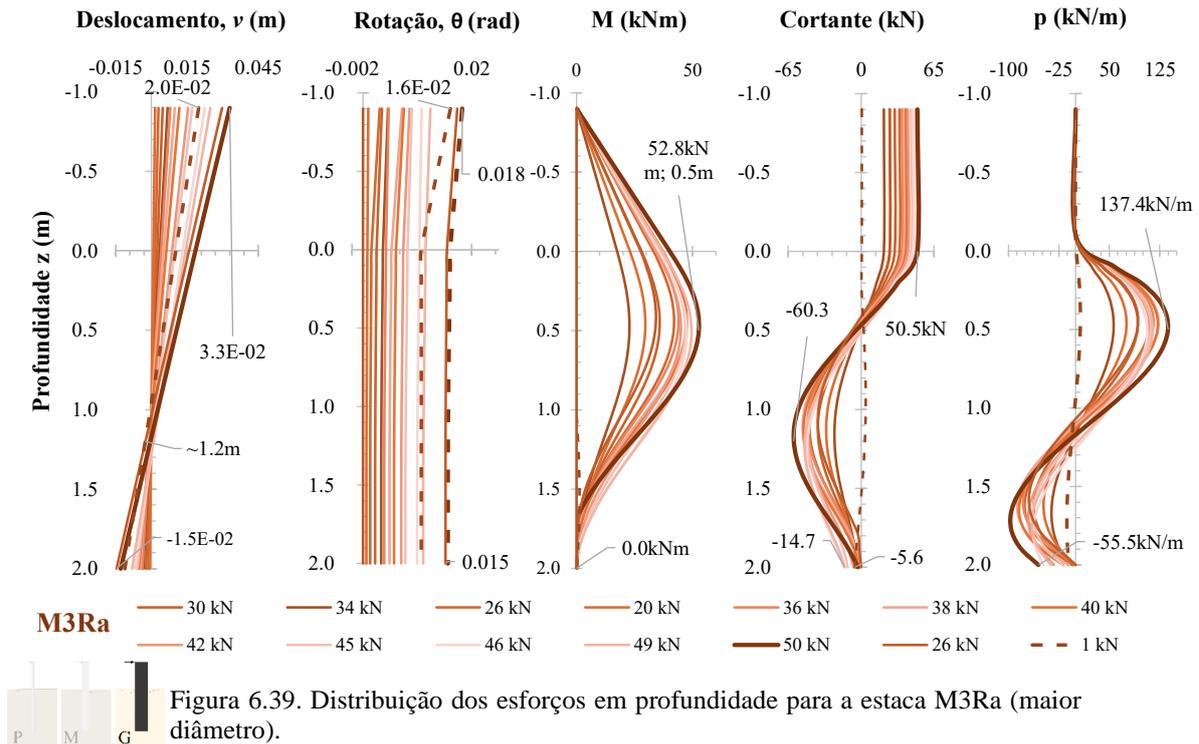
Reforça-se que o sistema de equações definido foi alimentado, a partir das informações de campo, com um maior número de condições de contorno do que as variáveis necessárias para solucionar o problema, fazendo com que nem todas as condições fossem perfeitamente atendidas. Algumas variáveis mostram-se mais influentes neste processo, como as respostas de ponta e topo.

As distribuições dos esforços para os conjuntos de Araquari são apresentadas a seguir para incrementos de carga compatíveis àqueles em que foram realizados os ensaios de iclinometria. As condições de topo foram compatibilizadas aos resultados de forma independente ao processo de derivação e integração, tendo como base a instrumentação de campo. Observam-se respostas aderentes entre estacas e com os resultados de campo obtidos e apresentados nos capítulos precedentes, ainda que a distribuição dos momentos fletores calculados se equalize com valor máximo em profundidade próxima ao $z=0.5m$.

Os valores de rotações totais θ mostraram-se equivalentes aos valores de rotação Ψ (função unicamente do momento fletor), concluindo-se que os esforços cortantes gerados ao longo do fuste se mostram não influentes para o comportamento de rotação das estacas de campo considerando-se os diâmetros de até 0.508m. Ou seja, entende-se necessária uma maior área de contato solo-estaca para mobilizar esforços cisalhantes suficientes à alteração da rotação e subsequente deslocamento horizontal das estacas em profundidade, o que se mostra limitado para os modelos físicos adotados nesta pesquisa. Desta forma, esses resultados foram omitidos das figuras gerais, mas podem ser visualizados isoladamente e de forma comparativa para as estacas M3Rb (Figura 6.41), M2Ia (Figura 6.46) e M1Fa (Figura 6.51).

Neste sentido, entende-se que a aplicação de Euler-Bernoulli frente à equação de viga de Timoshenko não teria afetado a representatividade das previsões e cálculos, validando os critérios adotados em etapa de pré-dimensionamento.

Em termos de ponta, observam-se baixos valores de cortante para as estacas médias e de maior diâmetro, e maiores valores de reação horizontal do solo para as estacas intermediárias, a fim de equilibrar os esforços de resistência do solo frente às cargas atuantes mais próximas às condições últimas desses conjuntos (conforme critério de ruptura adotado). Conforme condições de contorno impostas, esses valores mostraram-se nulos para as estacas de menor diâmetro (flexíveis).



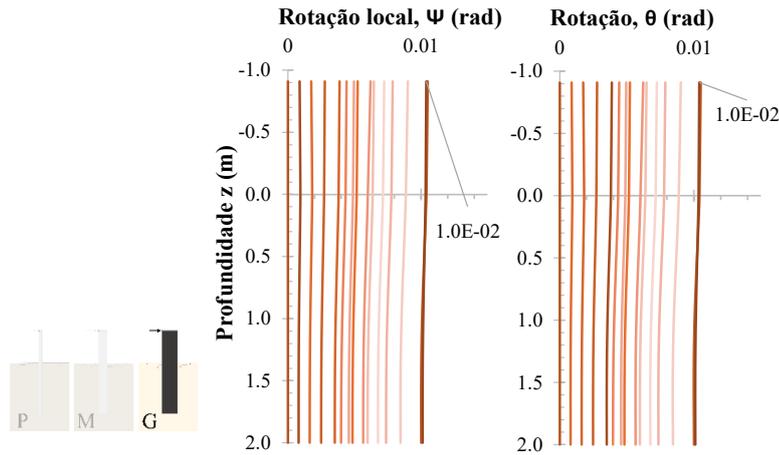


Figura 6.41. Avaliação da influência das tensões cisalhantes na rotação global da estaca M3Rb (Maior diâmetro) - viga de Timoshenko.

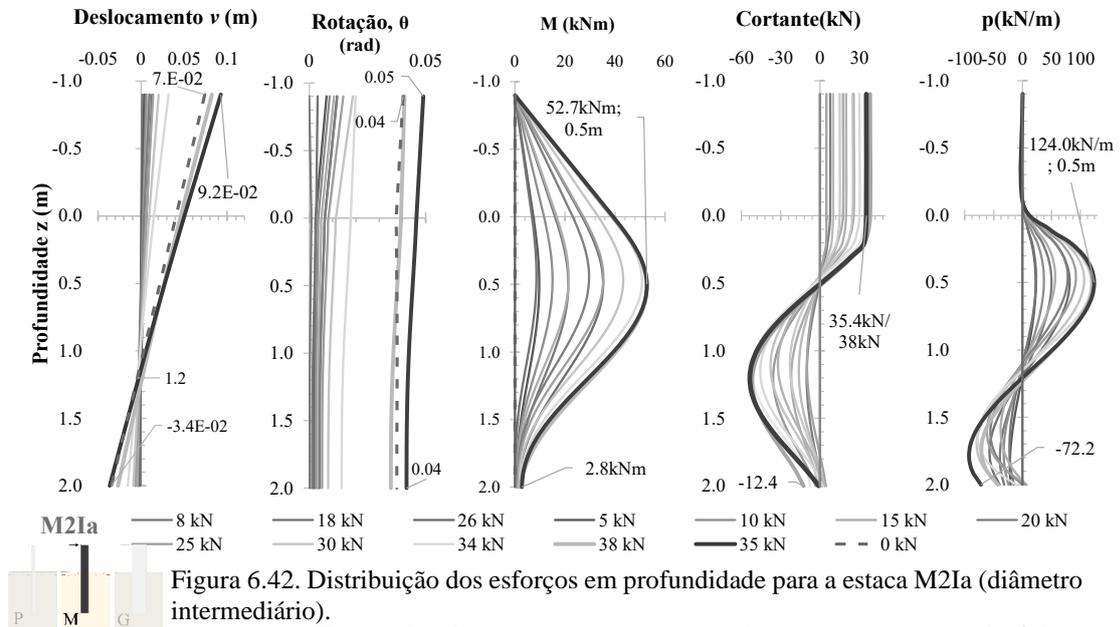


Figura 6.42. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M2Ia (diâmetro intermediário).

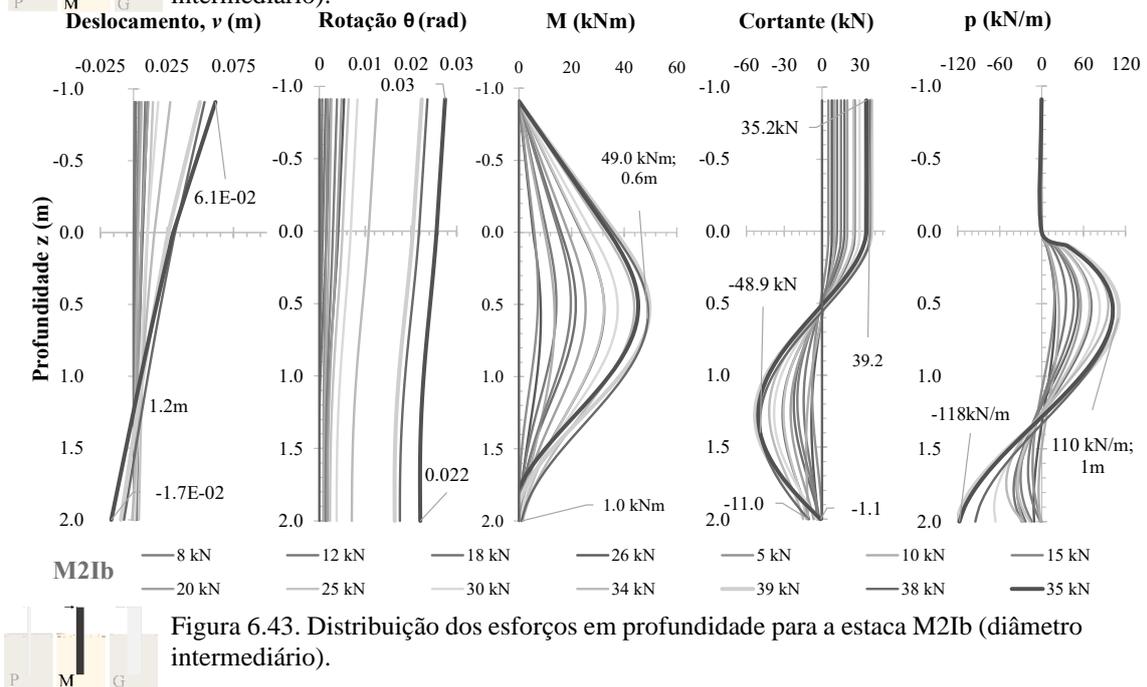


Figura 6.43. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M2Ib (diâmetro intermediário).

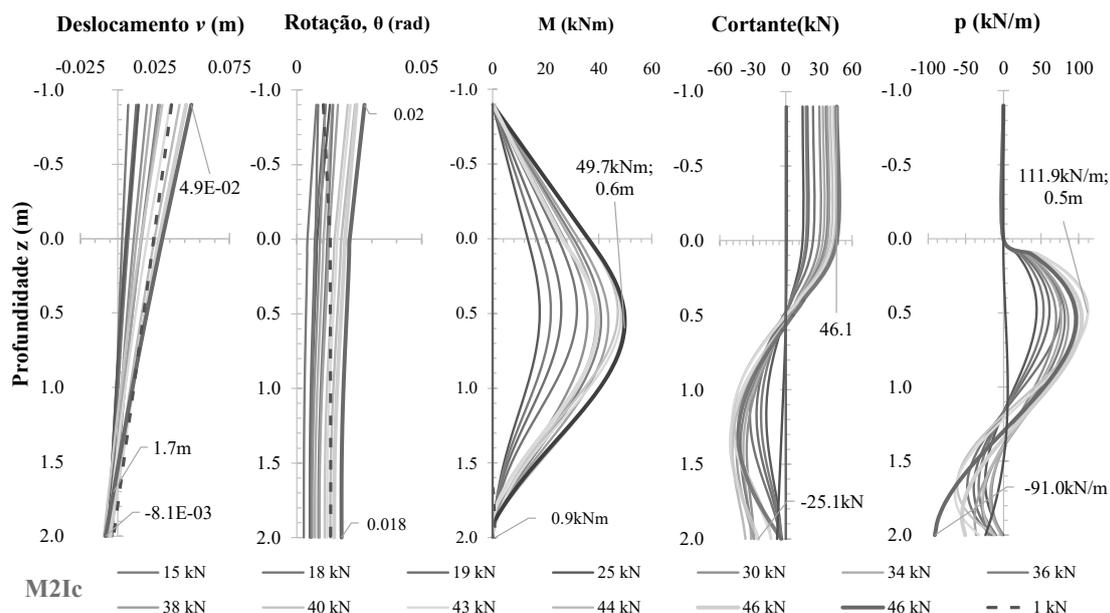


Figura 6.44. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M2Ic (diâmetro intermediário).

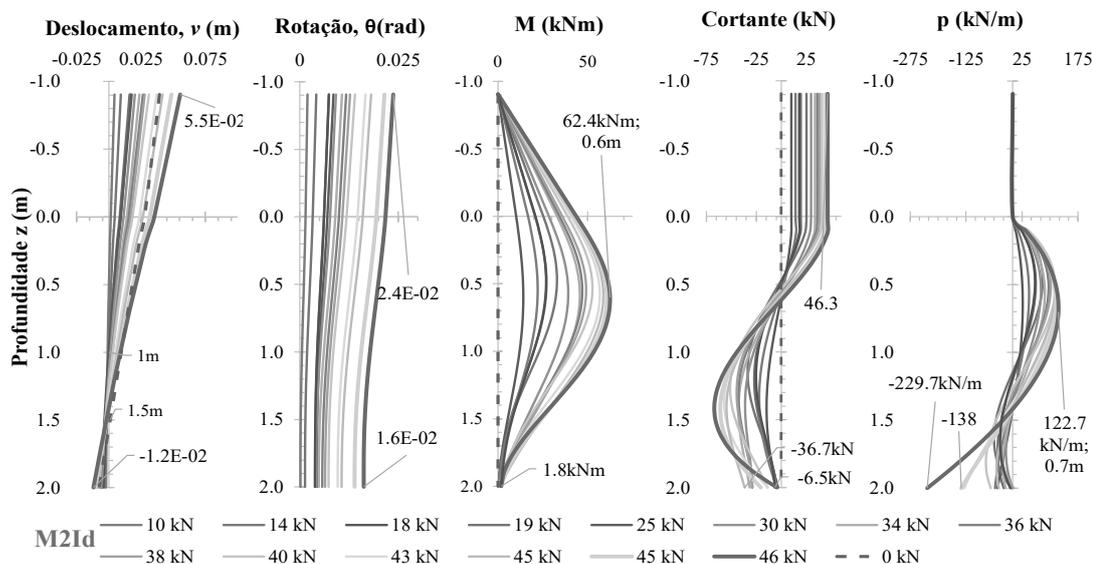


Figura 6.45. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M2Id (diâmetro intermediário).

Ressalta-se que os carregamentos máximos apresentados para distribuição dos esforços deste capítulo são correlacionados ao instante de maior carga ou deslocamento cujo ensaio de inclinometria foi realizado, nem sempre correspondentes ao incremento em condição final do ensaio conforme medidas de topo e superfície, como é o caso das respostas para a estaca M2Id.

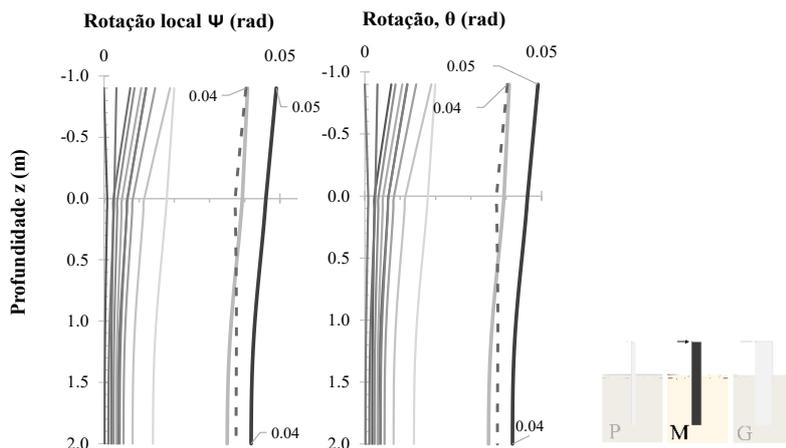


Figura 6.46. Avaliação da influência das tensões cisalhantes na rotação global da estaca M2Ia (Diâmetro médio) - viga de Timoshenko.

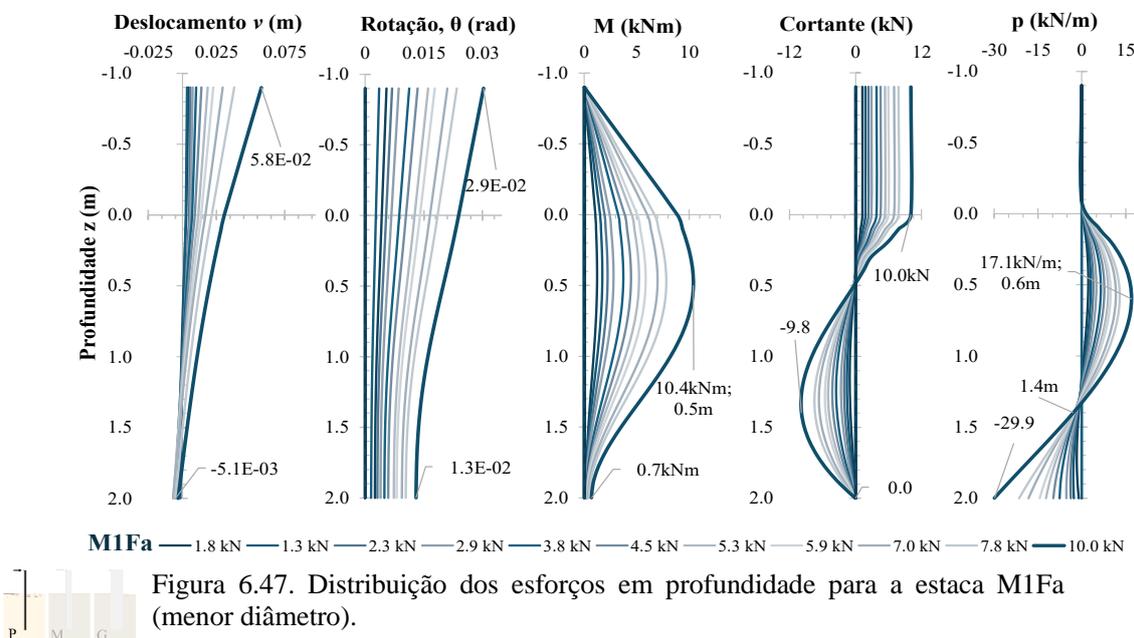


Figura 6.47. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M1Fa (menor diâmetro).

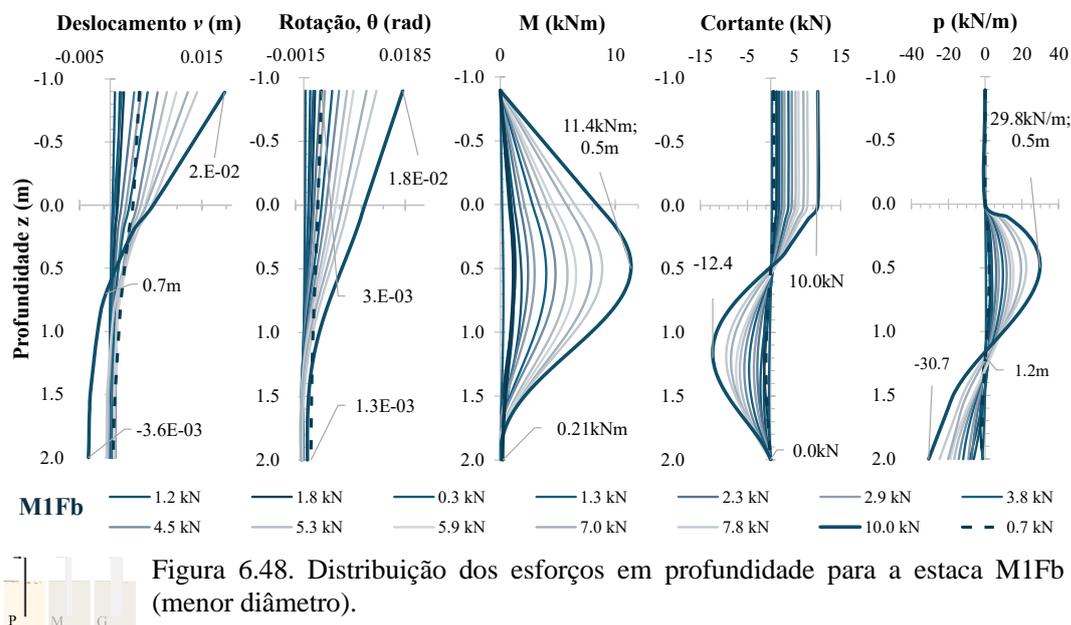
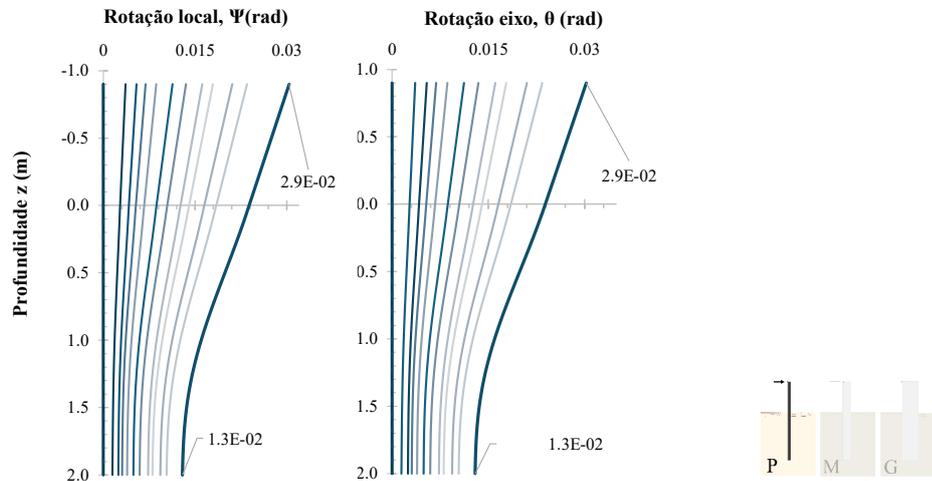
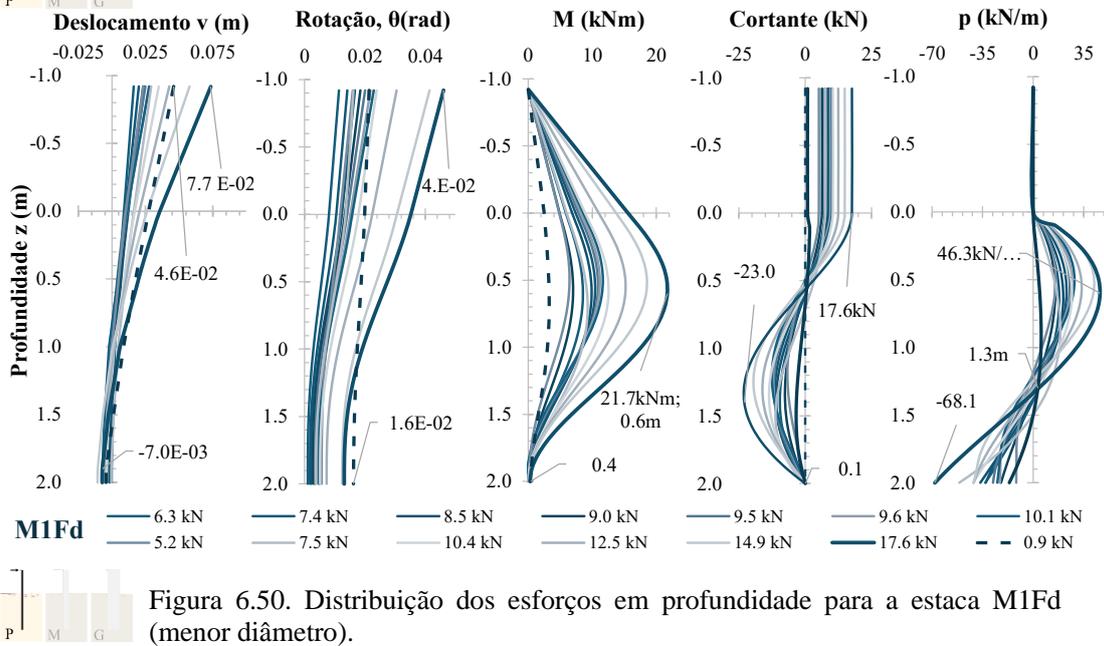
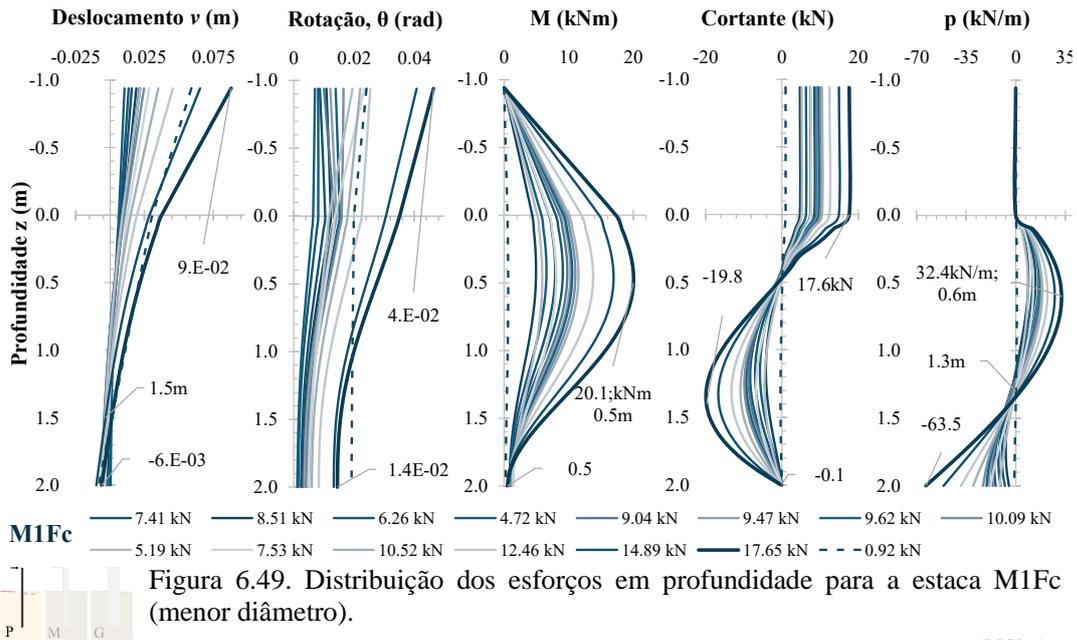


Figura 6.48. Distribuição dos esforços em profundidade para a estaca M1Fb (menor diâmetro).



6.2.4 Curvas p-v

Conforme literatura (capítulo 2), as denominadas curvas “p-y” tornaram-se uma metodologia mundialmente aplicada ao mostrarem capacidade de reproduzir com adequada ordem de grandeza, frente às limitações da sua época, o comportamento-resposta de estacas com geometria e rigidezes equivalentes aos seus modelos. Partindo de metodologias clássicas para solos arenosos e argilosos e estacas flexíveis, novas curvas foram apresentadas no meio prático com o avanço dos anos para representar diferentes solos e rigidezes relativas, sendo o método também adotado em diversos *softwares* comerciais destinados ao carregamento horizontal de estacas e, inclusive, em novas metodologias recomendadas para monoestacas de grandes diâmetros (eg. PISA).

Desta forma, buscou-se avaliar as curvas reação do solo (p) – deslocamento horizontal (v) em mesma profundidade e tempo equivalente para os conjuntos ensaiados no campo experimental de Araquari, tendo como base a distribuição dos esforços apresentada no subitem anterior, considerando a reação horizontal do solo em valores absolutos.

Cabe a este trabalho ressaltar a sensibilidade dos pares p - v instantâneos e a consequente forma da curva p - v para uma profundidade z aos processos de descarga-recarga realizados durante as provas de carga, ainda que em ramo elástico no início dos ensaios. Somam-se a essas condições a baixa acurácia das reações horizontais do solo obtidas a partir do processo de derivação de medidas de deslocamentos e/ou curvaturas, especialmente em maiores níveis de z , e aos resultados próximos ao ponto de rotação (profundidade z_0), para os quais valores ínfimos de p são observados e, portanto, pouco representativos das condições limites deensejadas.

Desta forma, a obtenção das curvas p - v para as monoestacas de Araquari exigiu o tratamento dos dados e exclusão de *outliers*. Observou-se um *offset* dos resultados após processos de descarregamento intermediário, afetando a robustez da análise especialmente em termos de rigidez inicial das curvas.

A seguir, são apresentados os resultados representativos ao conjunto de estacas de mesma geometria para cinco profundidades: $z=0.1\text{m}$, 0.5m , 1.0m , 1.5m e 2.0m . Os dados obtidos a partir das medições de campo são apresentados em forma de símbolos, enquanto a linha de ajuste representada foi obtida de forma conservadora a partir de uma equação sigmoideal tipo logística. Os dados de campo não foram bem representados por uma função hiperbólica, ajuste

aderente às modelagens físicas em escala reduzida para mesmo solo a partir do trabalho de Spricigo (2019).

A partir da Figura 6.52 a Figura 6.54, observa-se uma variação da rigidez e valores máximos das curvas p-v em profundidade e entre conjuntos avaliados. Com maior similaridade entre as estacas de diâmetro médio e pequeno, verifica-se um crescimento da rigidez inicial das curvas entre as profundidades de 0.1 e 1.0m, com resposta de rigidez máxima para a profundidade de $z=2\text{m}$. Para essas estacas, as curvas para profundidades intermediárias de $z=1.5\text{m}$ mostraram resultados reduzidos de rigidez e reação máxima do solo, resultantes da baixa representatividade dos valores de p obtidos nas proximidades do ponto de rotação ($z_0 \sim 0.7L \pm 0.1L$) acopladas à redução da tensão efetiva devido ao nível d'água, com média de campo próxima aos 1.5m.

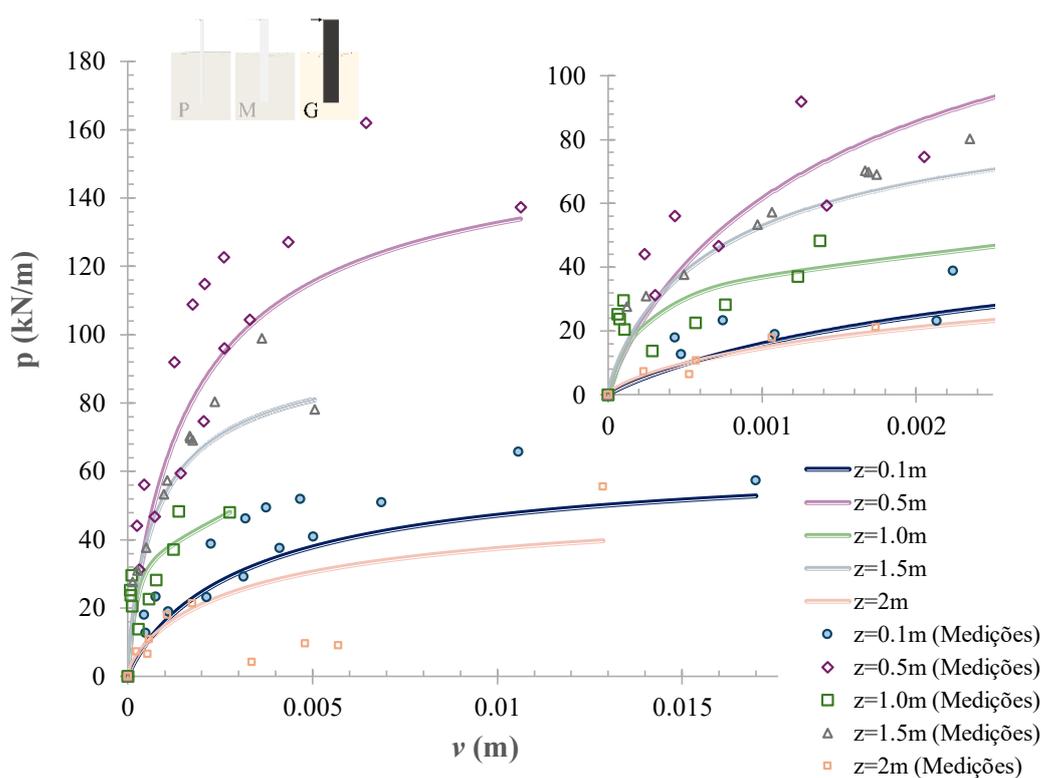


Figura 6.52. Curvas p-v ajustadas para os resultados de campo das estacas de maior diâmetro (M3R).

No que diz respeito ao conjunto de maior diâmetro (M3Rab), a rigidez inicial das curvas para profundidades $z=0.5$ a 1.5m mostra-se estável e acima daquela observada para o primeiro décimo de metro abaixo da superfície, embora os valores máximos observados para a reação do solo (segundo trecho da curva) sejam reduzidos para $z=1.5\text{m}$ e, principalmente, $z=1.0\text{m}$. De forma oposta à observada para os conjuntos das outras geometrias, a rigidez e reação máxima observados para a curva p-v em profundidade $z=2\text{m}$ é mínima para o conjunto M3Rab. Esse

comportamento está associado à uma redução da reação horizontal do solo dessas estacas em condição de base para os maiores esforços - apenas visto para a estaca M2Ia dentre as demais, e pode estar associado, dentre outros fatores, a sua rigidez relativa, a um possível nível d'água em maior profundidade na data de ensaio (condição climática favorável) e ao seu procedimento de instalação, tendo sido adotada unicamente às estacas dessa tipologia a cravação do tubo metálico com ponta aberta.

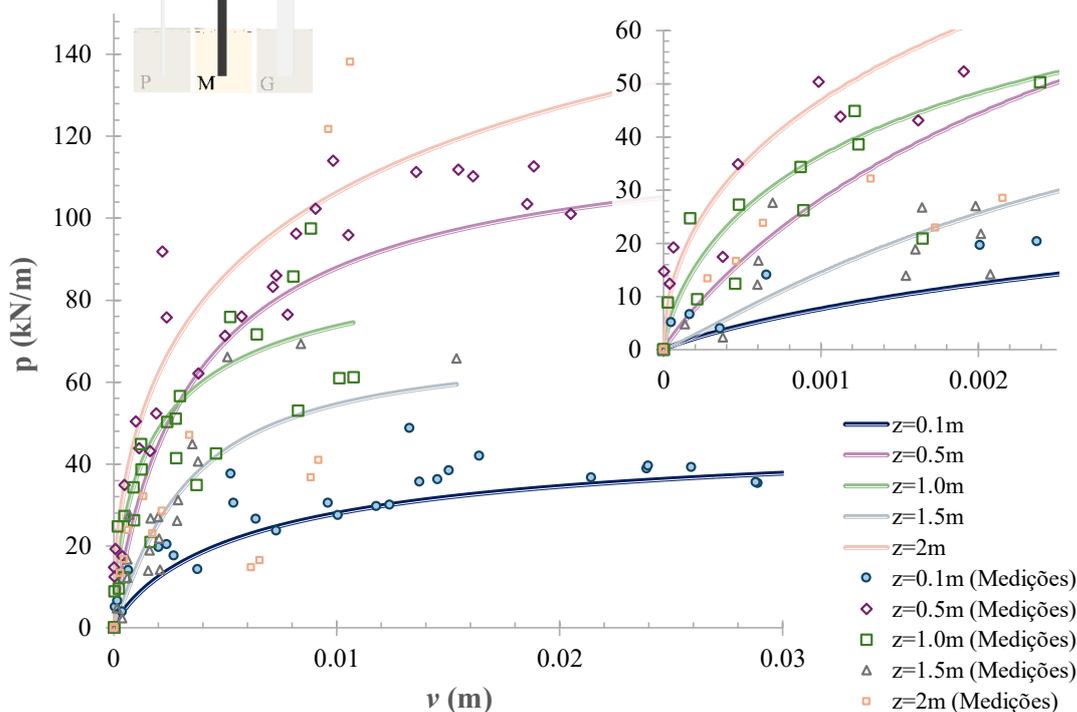


Figura 6.53. Curvas p - v ajustadas para os resultados de campo das estacas de diâmetro intermediário (M2I).

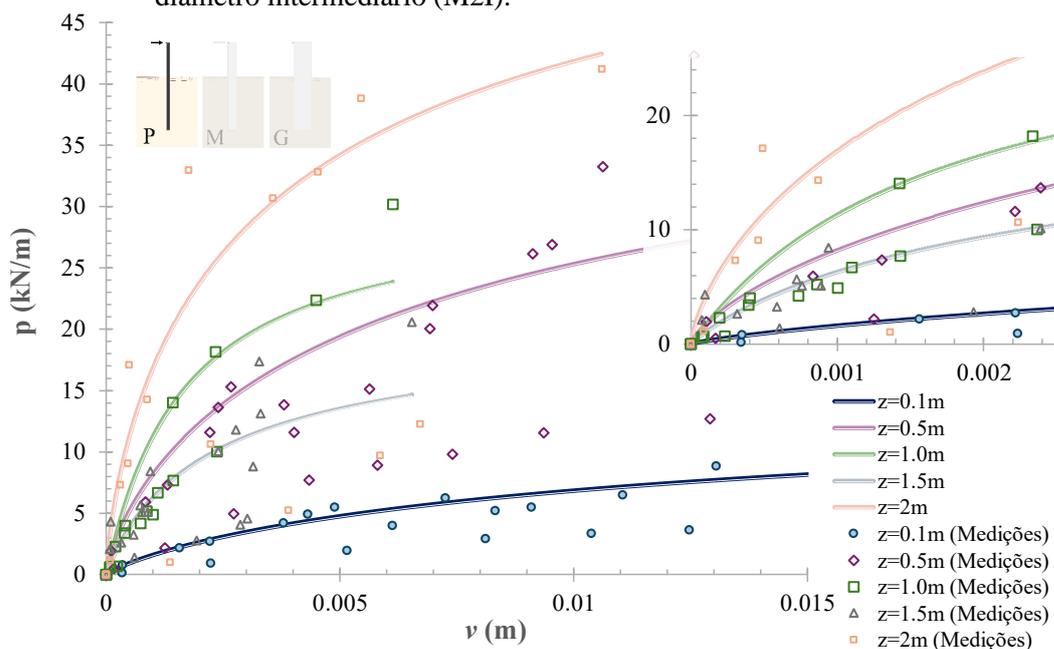


Figura 6.54. Curvas p - v ajustadas para os resultados de campo das estacas de menor diâmetro (M1F).

Uma vez definidas as curvas representativas de cada conjunto de mesma geometria, objetivou-se a avaliação de possível normalização dos resultados para uma única curva p-v por profundidade para distintas rigidezes relativas, bem como a avaliação de possíveis efeitos do diâmetro e da rigidez do elemento estrutural para com o comportamento-resposta das estacas.

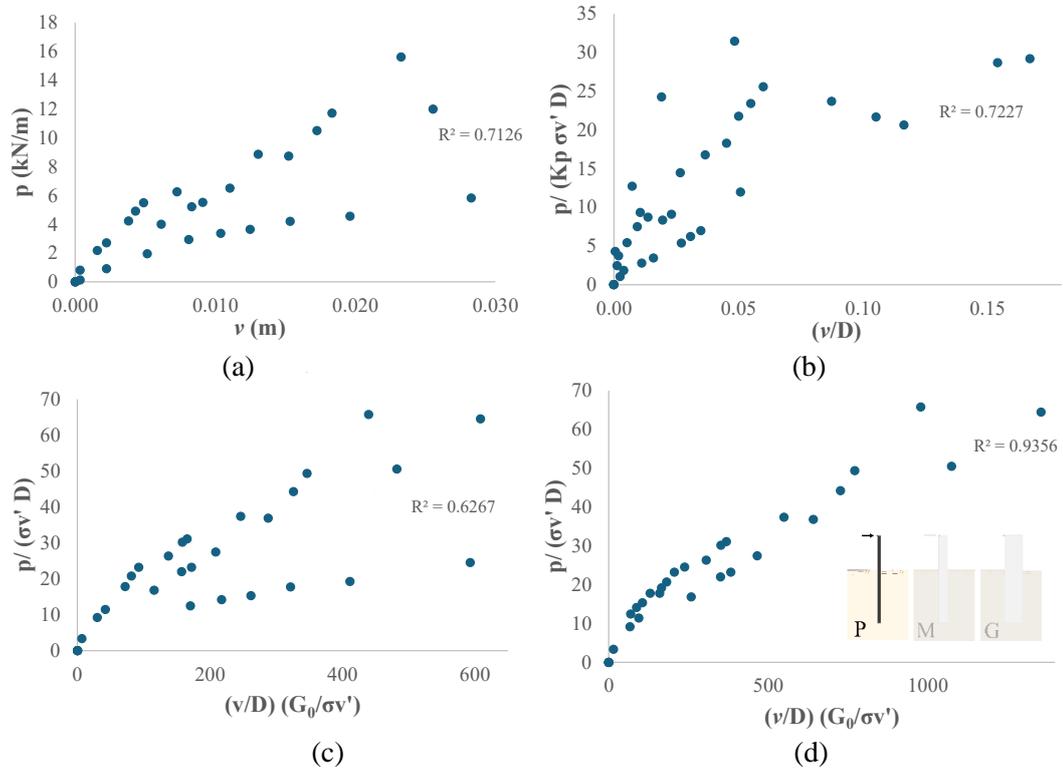


Figura 6.55. Processo de normalização das curvas p-v para os conjuntos de menor diâmetro (M1F) para a profundidade $z=0.05L$: (a) dados p-v correlacionados em termos dimensionais; (b) normalização da curva em termos do coeficiente de empuxo passivo, tensão vertical efetiva e diâmetro da estaca. (c) normalização em termos da tensão vertical efetiva, diâmetro da estaca e módulo cisalhante do solo, variável em profundidade; (d), similarmente à (c), adotando-se módulo cisalhante operacional, constante e conforme retro análises (capítulo 7).

Como forma de normalização, duas tratativas foram abordadas: a primeira, indo ao encontro do avaliado em etapa de pré-dimensionamento ao adimensionalizar o deslocamento horizontal em termos do diâmetro da estaca e a reação horizontal do solo em termos da tensão vertical para cada profundidade, do diâmetro da estaca e do ângulo de atrito (resistência) do solo, representado a partir do coeficiente de empuxo passivo, K_p . Essa normalização permite aproximar a rigidez inicial das curvas p-v em profundidade para cada estaca, embora o segundo trecho das curvas, relacionado à resistência limite do solo, seja diferente para distintas profundidades. Unificando comportamentos, não é verificada a normalização de curvas p-v para distintas rigidezes relativas em campo.

Desta forma, considerando-se ainda a definição de peso específico e ângulo de atrito únicos ao solo de Araquari, avaliou-se uma possível influência da rigidez do solo ao deslocamento horizontal, representada a partir da razão entre o módulo cisalhante inicial do solo, G_0 , e a tensão vertical geostática em mesmo ponto. Esse adimensional é também adotado para aplicação da metodologia PISA, considerado em etapa subsequente. Similarmente, a consideração de K_p (adimensional) como multiplicador da relação $p/(\sigma'_v D)$ é retirada desta segunda abordagem, não influenciando a resposta entre os conjuntos de estaca (valor único para o solo).

Para essa segunda abordagem, G_0 foi adotado inicialmente variável em profundidade, em concordância aos resultados dos ensaios de campo SDMT. Conforme observado no conjunto da Figura 6.55, na qual são observadas as respostas dimensionais e as buscas pela normalização para as estacas de menor diâmetro (M1Fabcd) em profundidade $z=0.05L$, uma melhor resposta foi obtida ao considerar o módulo cisalhante operacional de cada conjunto solo-estaca, em concordância à etapa de retro análise descrita no capítulo 0. A partir dessas considerações, esta foi a abordagem definida para o processo de unificação dos resultados de campo, apresentado na Figura 6.57 para as profundidades $z=0.05L$, $0.5L$ e $0.1L$.

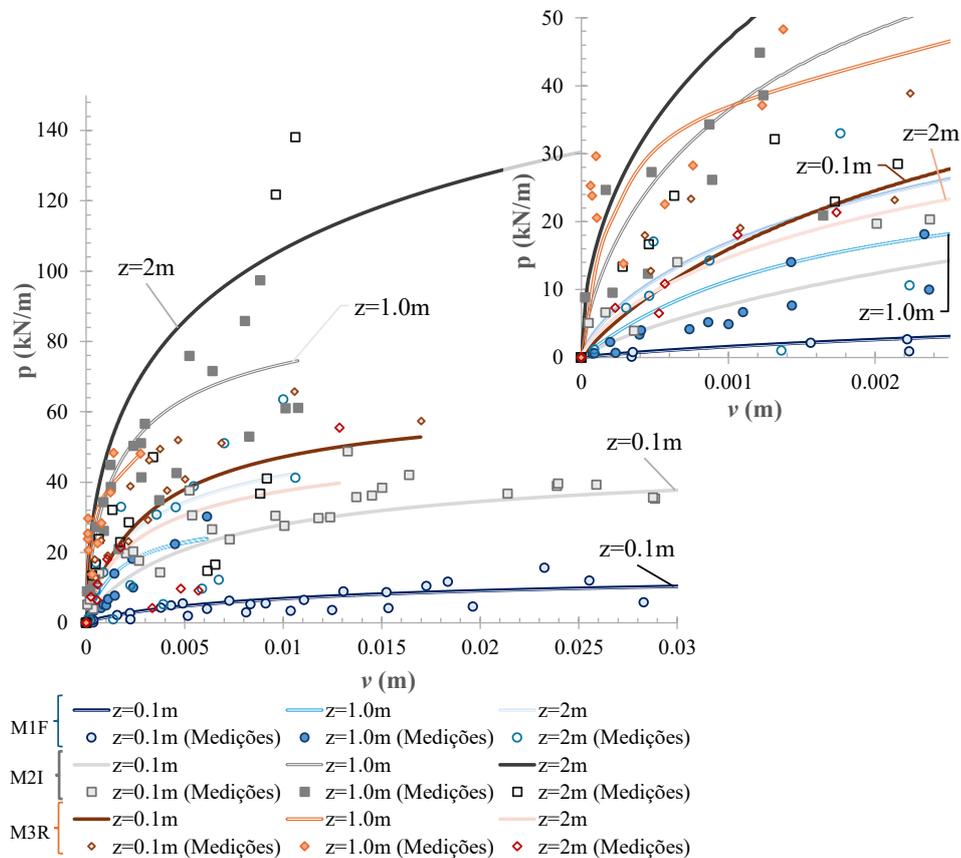


Figura 6.56. Curvas p - v para as três tipologias de conjuntos solo-estaca de campo para as profundidades $z=0.1m$, $1.0m$ e $2.0m$, dimensionais.

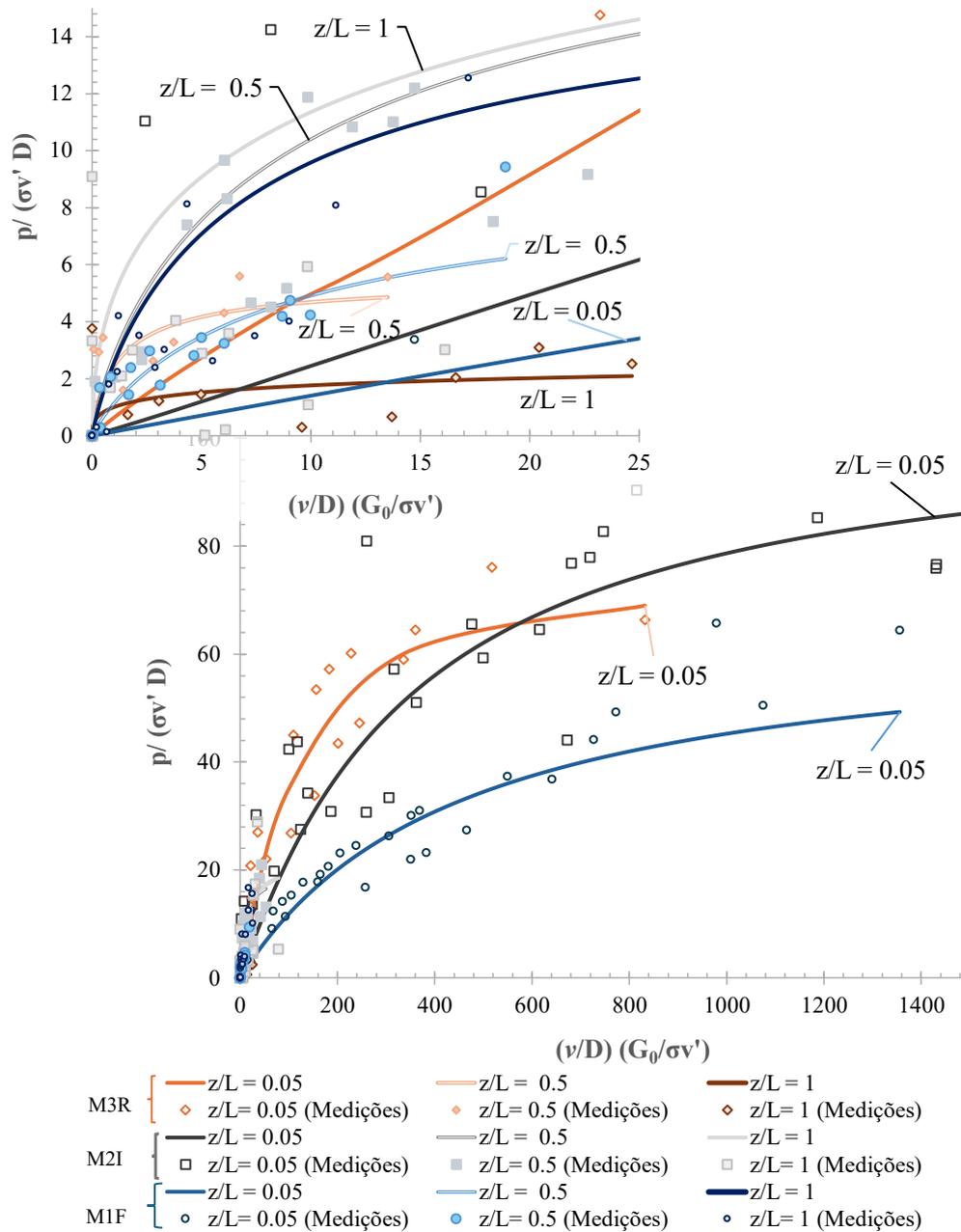


Figura 6.57. Curvas p-v normalizadas em termos do diâmetro, tensão vertical efetiva e módulo cisalhante operacional do solo para as três tipologias de estaca ensaiadas nas profundidades $z=0.05L$, $0.5L$ e $1L$.

Diversamente do observado para o conjunto M1Fab, cujo módulo cisalhante operacional difere-se entre as estacas do par (verificar capítulo 0), não se observou unicidade das respostas p-v adimensionalizadas. Uma vez que a estaca é relativamente curta em termos de seu comprimento embutido, o nível de tensões atuantes mostra-se baixo, apresentando menor impacto às condições de confinamento e resistência de interface.

Em concordância aos resultados observados em termos de distribuição em profundidade, as estacas intermediárias apresentaram maior mobilização de p , com rigidez máxima observada para $z=1.0L$.

Conclui-se, similarmente ao observado para comportamento carga-deslocamento de superfície, uma interdependência da reação do solo e deslocamento do elemento estrutural a múltiplos parâmetros, com possíveis efeitos de escala devido ao diâmetro e a distintas rigidezes relativas associadas à condição operacional de cada conjunto.

A avaliação de uma condição de resistência última única para as condições de campo é apresentada no capítulo 0, a partir do ajuste recomendado pela metodologia PISA.

6.2.5 Considerações parciais

1. Em relação à instrumentação em profundidade:
 - a. Os extensômetros e inclinômetros apresentaram boa qualidade de resposta e compatibilidade dos dados medidos, permitindo avaliar de forma acurada os deslocamentos e momentos fletores em profundidade. A robustez dos resultados de distribuição das reações do solo em profundidade pode ser obtida adotando-se células de pressão e ensaios pressiométricos complementarmente;
 - b. A condição de ponta não engastada resulta em dependência dos resultados de inclinometria às condições de superfície, podendo reproduzir eventuais erros de medição;
2. No que diz respeito aos momentos fletores:
 - a. As estratégias de calibração do módulo de elasticidade do material de preenchimento e cálculo do momento fletor a partir da extensometria mostraram-se robustas em termos práticos e conceituais;
 - b. Mostram-se fatores relevantes à distribuição do momento fletor em profundidade; dentre outros fatores:
 - i. O nível de carga aplicado;
 - ii. A não linearidade do material de preenchimento;
 - iii. A rigidez relativa do conjunto;
 - iv. Procedimento de carregamento, incluindo condições de descarga-recarga, tempo de ensaio e recuperação elástica ou da cimentação;

- v. A variação de tensão oriunda de efeitos de sucção ou poropressões relacionadas à saturação do maciço;
 - vi. a geometria da estaca, em termos de seu diâmetro e razão de profundidade z/L .
- Em termos de normalização da sua distribuição em z , não foram observadas relações diretas para com tensões verticais ou horizontais.
- c. Momentos máximos ocorrem no primeiro terço do comprimento embutido das estacas, com um acréscimo da profundidade proporcional ao nível de carregamento aplicado, sem, no entanto, verificar correlação direta com o diâmetro ou rigidez das estacas.
3. A profundidade do ponto de rotação das estacas mostra-se dependente da rigidez relativa dos conjuntos e dos mecanismos de transferência dos esforços, com valor constante para estacas rígidas, próximo a $0.55L$, tendendo à estabilização em cargas máximas próxima a $0.7L \pm 0.1L$ quando em condições de carga máxima de ensaio que respeitem $v_{sup} \geq 0.1D$ (LI; BLANC; THOREL, 2022) para estacas de rigidez intermediária e com maior variabilidade para estacas com comportamento predominantemente flexural.
4. Quanto à distribuição dos esforços em profundidade:
- a. Não foram verificadas influências das tensões cisalhantes na interface solo-fuste para os diâmetros de estacas ensaiados, com a aplicação do elemento de viga de Timoshenko equivalente aos resultados obtidos a partir de Euler Bernoulli;
 - b. Similarmente, observaram-se pequenos valores de esforços cortantes e momentos fletores junto à base;
 - c. As respostas de reação horizontal do solo em profundidade mostram-se fortemente dependentes, para além dos esforços aplicados e da rigidez relativa do conjunto, das condições de contorno e processo de derivação adotado, mostrando-se de pouca robustez;
5. Observa-se a dependência da relação e adequada avaliação entre reação horizontal do solo e deslocamento horizontal em profundidade aos seguintes fatores, de forma interdependente:
- a. às condições geométricas da estrutura (efeito de escala);
 - b. à rigidez relativa do conjunto e consequente mecanismo de interação solo-estaca;
 - c. ao processo de carregamento, com destaque ao nível de esforços atuantes e às etapas de descarga-recarga, com geração de *offset* nos valores de deslocamentos e especial influência na rigidez inicial das curvas avaliadas;

- d. à resistência e deformabilidade operacional do solo de interface, ainda que pequenos comprimentos embutidos apresentem menor impacto às condições de confinamento e resistência de interface frente ao baixo nível de tensões atuantes;
- e. ao ponto de rotação (z_0), com pouca representatividade dos resultados de $p-v$ em sua proximidade ($p=0$), afetando a adequada interpretação dos esforços máximos e comportamento em profundidade.

6.3 AVALIAÇÃO DOS EFEITOS DE BORDO

A avaliação dos efeitos de bordo foi objetivada a partir da instalação de inclinômetros nas áreas de solo circunvizinhas às estacas de campo com ranhuras principais direcionadas ao centro das estacas de interesse, obtendo-se suas leituras durante os principais incrementos de carga de forma similar aos resultados dos inclinômetros do interior das estacas.

Foram instalados ao todo 12 tubos para inclinômetro ao redor das estacas, entre 3 e 6 vezes o diâmetro do centro das estacas em direções variando da sua face frontal à face posterior, incluindo laterais e diagonais. A representação esquemática das distâncias e posições é apresentada no capítulo 4, com destaques locais apresentados a seguir para os instrumentos em discussão.

As leituras dos inclinômetros apresentaram deslocamentos em superfície entre 0.07mm e 1.09 mm, assumindo-se condição de engaste ao final do tubo-guia. Uma vez que os conjuntos intermediários tiveram leituras reduzidas durante as etapas de carregamento e resultados inscritos às variações das demais estacas, a influência das condições de bordo é abordada neste item a partir da avaliação dos inclinômetros das regiões circunvizinhas aos conjuntos M1Fab, M1Fcd e M3Rab, conforme resultados apresentados na Figura 6.58 a Figura 6.61.

Ainda que sejam valores não significativos quando comparados aos diâmetros das estacas (proporções de 0.02%D a 0.3%D), entende-se necessária uma avaliação mais aprofundada de sua representatividade levando em consideração as distâncias entre o solo medido e as estacas ensaiadas, entre 0.5 e 2m de centro a centro. À exceção da instrumentação Rb03 (M3Rb como referência) e Fb02 (M1Fb como referência), uma tendência de crescimento dos deslocamentos é verificada com o acréscimo dos carregamentos, indicando a mobilização do solo adjacente e a propagação dos efeitos do carregamento lateral no maciço para as respectivas distâncias avaliadas, ainda que em pequenas magnitudes absolutas. Assumindo essa hipótese como

verdadeira e relacionando o deslocamento de superfície do solo medido a partir da inclinometria (v_{sup}^{inc}) ao deslocamento da estaca v_{sup} e à razão entre a distância entre centros estaca-inclinômetro (d) e o diâmetro do elemento estrutural D , verificam-se como influentes ao processo de mobilização do solo: a distância do solo à estaca; e a posição do maciço avaliada em relação à direção do carregamento, com maior influência nas direções frontais e diagonais frente à face posterior do elemento estrutural.

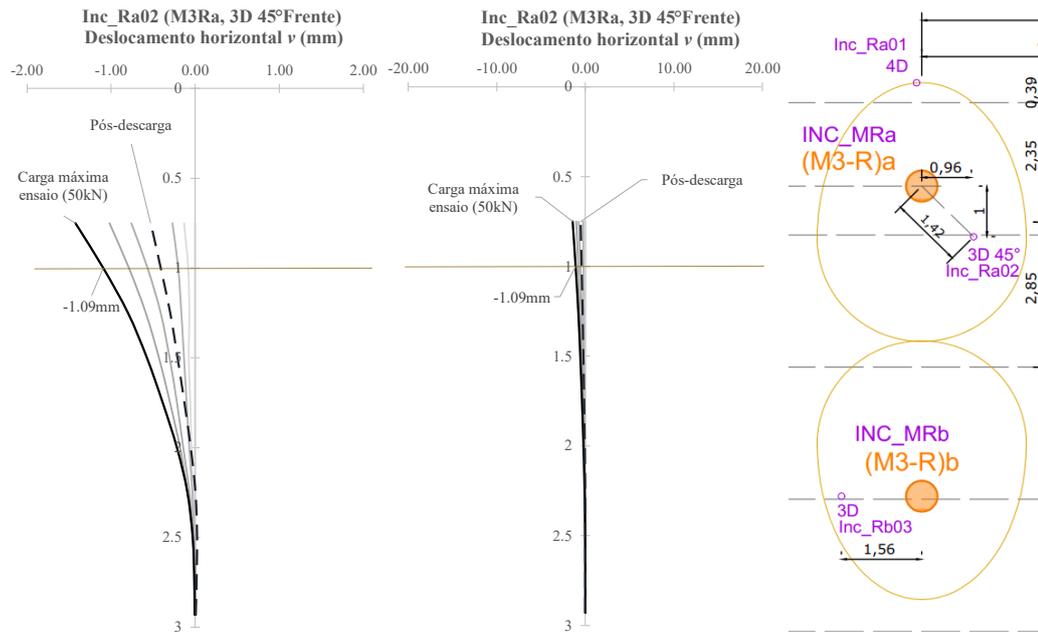


Figura 6.58. Deslocamentos medidos a partir do inclinômetro Inc_Ra02 para o solo adjacente à estaca M3Ra. Distintas escalas.

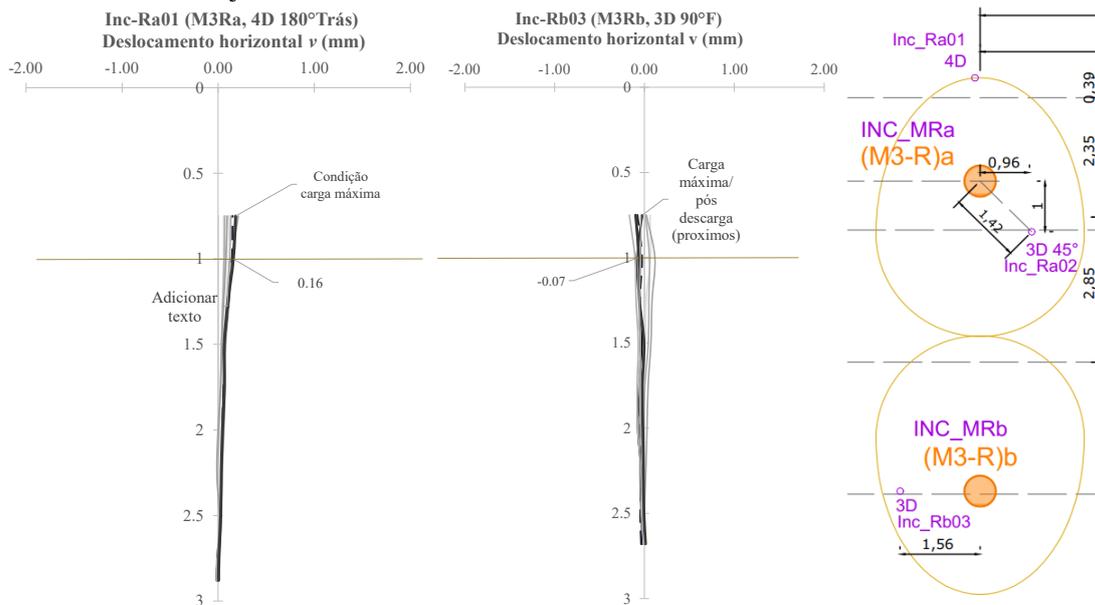


Figura 6.59. Deslocamentos medidos a partir dos inclinômetros Inc_Ra01 e Inc_Rb03 para o solo adjacente às estacas M3Ra e M3Rb, respectivamente. Comportamento de Rb03 mostra-se não proporcional ao crescimento dos carregamentos atuantes.

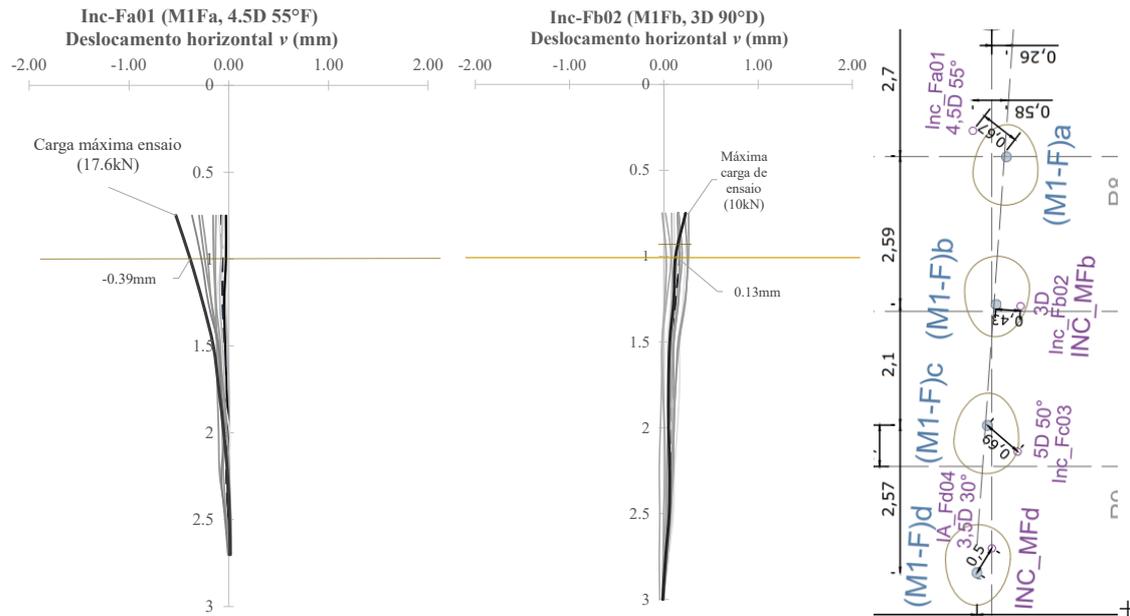


Figura 6.60. Deslocamentos medidos a partir dos inclinômetros Inc_Fa01 e Inc_Fb02 para o solo adjacente às estacas M1Fa e M1Fb, respectivamente. Comportamento de Fb02 mostra-se não proporcional ao crescimento dos carregamentos atuantes.

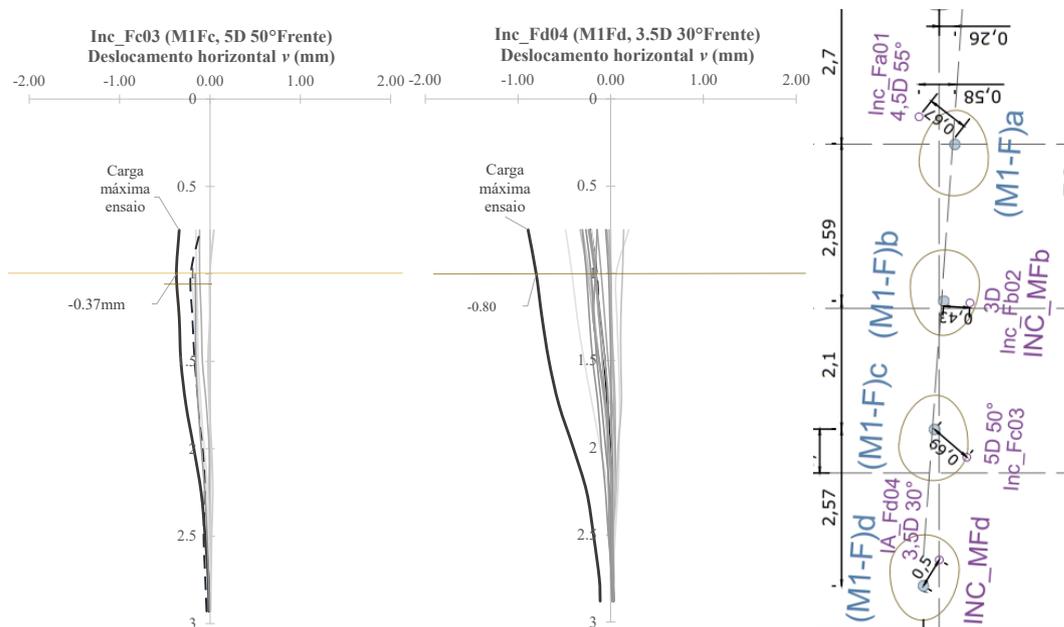


Figura 6.61. Deslocamentos medidos a partir dos inclinômetros Inc_Fc03 e Inc_Fd04 para o solo adjacente às estacas M1Fc e M1Fd, respectivamente.

Essa consideração vai ao encontro do modelo de distribuição de tensões observado a partir da Previsão Classe A para os conjuntos de campo (desenhos representados em planta destacada para cada conjunto), ainda que deslocamentos tenham sido medidos para a posição estimada como não influente do inclinômetro Inc_Fa01. As condições de contorno desta estaca em

questão, nas proximidades do inclinômetro supracitado, mostrou-se menos competente durante o processo de instalação, conforme discutido em capítulos anteriores.

Tabela 6-8. Avaliação da influência dos deslocamentos do solo nas adjacências dos conjuntos de ensaio. Considerações para estacas de menor e maior diâmetro.

Inclinômetro solo	Desloc. máx.da estaca (v_{sup}) (mm)	Desloc. solo máx. de ensaio, v_{sup}^{inc} (mm)	Dist. entre centros d/D	Condição * F, T, D, E, °	Dist. entre centros, d (m)	v_{sup}^{inc} / D	v_{sup}^{inc} / v_{sup}	$(v_{sup}^{inc} / v_{sup}) (d/D)$
Inc_Fa01	33.4	-0.39	<u>4.5</u>	55° TE	<u>0.63</u>	<u>-0.28%</u>	<u>-1.2%</u>	<u>-5.3%</u>
Inc_Fb02**	7.7	0.13	<u>3</u>	90° D	0.42	0.09%	1.7%	5.1%
Inc_Fc03	40.3	-0.37	5	50° FE	0.7	-0.26%	-0.9%	-4.6%
Inc_Fd04	41.1	-0.8	3.5	30°FD	0.49	<u>-0.57%</u>	<u>-1.9%</u>	<u>-6.8%</u>
Inc_Ra01	21.4	0.16	4	180° T	2.03	0.03%	0.7%	3.0%
Inc_Ra02	21.4	-1.09	3	45° FE	1.52	<u>-0.21%</u>	<u>-5.1%</u>	<u>-15.3%</u>
Inc_Rb03**	12.6	-0.07	3	90° E	1.52	-0.01%	-0.6%	-1.7%

*T= atrás, F= frente, D = direita, E=esquerda.

** não observado comportamento resposta proporcional ao acréscimo de cargas, desconsiderados.

Salienta-se que, por não terem sido realizadas medidas de conferência dos deslocamentos em superfície para os inclinômetros de solo no decorrer dos incrementos de carga, a hipótese de que não ocorre mobilização da ponta do tubo-guia carece de validação, sendo os valores apresentados avaliados sob o ponto de vista qualitativo.

7 PREVISÕES DE DESEMPENHO DAS ESTACAS

Conforme apresentado no Capítulo 3, a Fase II desta pesquisa considerou uma *Previsão Classe A* do comportamento de interação solo-estrutura durante carregamento transversal previamente à execução e ensaios das monoestacas junto ao Campo Experimental de Araquari, de modo a auxiliar na definição do programa experimental frente aos objetivos ensejados e materiais necessários e disponíveis.

Para compatibilizar as eventuais diferenças entre *Previsão Classe A* e as medições de campo, uma revisão dos modelos numérico (MEF) e analítico (API, detalhes em Spricigo, 2019) foi realizada buscando-se retro analisar os resultados de cada conjunto ensaiado (*Previsão Classe C*) ao mesmo tempo em que avaliar a metodologia de previsão de desempenho recomendada pelo API (2002).

Para cada modelo de previsão foram avaliadas as condições carga-deslocamento de topo e a distribuição das deflexões (v) e reações horizontais do solo (p) em profundidade.

Os modelos de previsão não consideraram a influência do processo de instalação nas tensões iniciais do maciço, e o nível freático foi considerado unicamente para aplicação do método API (1.5m), adotando-se condição drenada de ensaio para o modelo numérico.

A seguir, as previsões de desempenho obtidas a partir da retro análise serão resumidas, conjuntamente às diferenças observadas entre modelo numérico (*Previsão Classe A*) e os resultados de campo.

De forma complementar, são apresentadas as previsões de desempenho a partir de metodologias recentes específicas a monoestacas de grandes diâmetros e as comparações com a metodologia recomendada pelo API (2002) para estacas carregadas transversalmente.

7.1 PREVISÃO CLASSE A

A previsão de desempenho *Classe A* para os pares de estacas propostos nesta pesquisa (Figura 4.17) foi realizada por modelagens numéricas (regentes ao dimensionamento, capítulo 3.1) e analíticas (complementares), com parâmetros para a estaca adotados conforme Tabela 7-1. O solo de Araquari foi considerado homogêneo, com primeira camada (fofa a medianamente

compacta) representativa e parâmetros previamente apresentados na Tabela 4-4 em acordo à calibração do modelo numérico. Informações detalhadas são apresentadas no APÊNDICE F.

Tabela 7-1. Parâmetros adotados para modelos de Previsão Classe A dos conjuntos solo-estaca de Araquari.

<i>Parâmetros adotados em modelos de Previsão Classe A</i>		<i>M1F</i>	<i>M2I</i>	<i>M3R</i>
<i>Parâmetros geométricos</i>	Diâmetro externo, D [mm]	139.7	273.0	508.0
	Espessura do revestimento, t [mm]	4.75	6.35	6.35
	Comprimento embutido no solo, L_{emb} [m]	2.0	2.0	2.0
	Altura livre entre solo e ponto de carga, h [m]	1.0	1.0	1.0
<i>Parâmetros do solo</i>	Massa específica do solo, ρ_s [g/cm^3]	1.70	1.70	1.70
	Condição de nível d'água (MEF)	Seca	Seca	Seca
	Condição de nível d'água (API)	1.50m	1.50m	1.50m
	Módulo de elasticidade do solo, E_s [MPa]	15	15	15
	Poisson, ν []	0.20	0.20	0.20
	Ângulo de atrito efetivo, ϕ' [°]	32.6	32.6	32.6
	Ângulo de atrito residual, ϕ'_{cs} [°]	32.6	32.6	32.6
	Ângulo de dilatância, Ψ [°]	1	1	1
	Coesão efetiva [kPa]	1	1	1
	Coeficiente de atrito, $\mu = \tan(\phi'_{cs})$	0.6395	0.6395	0.6395
	Razão da constante de reação horizontal, n_h (API) – acima NA [kN/m^3]	26670	26670	26670
	Razão da constante de reação horizontal, n_h (API) – abaixo NA [kN/m^3]	16670	16670	16670
	<i>Material de revestimento</i>	Massa específica do revestimento, $\rho_{aço}$ [g/cm^3]		7.8
Módulo de elasticidade do aço, $E_{aço}$ [GPa]			200	
Poisson, ν []			0.30	
Comportamento plástico - Tensão de escoamento modelo σ_y [MPa]			280 – 370 (Fe 250)	
Comportamento plástico - Deformação plástica correspondente, ϵ_p [mm/mm]			0 – 0.1 (Fe 250)	
<i>Material de preenchimento (graute cimentício)</i>	Massa específica do graute, ρ_{conc} [g/cm^3]	2.40	2.40	2.40
	Módulo de elasticidade do graute, E_{conc} [GPa]	21.80	21.80	21.80
	Poisson, ν []	0.20	0.20	0.20
	Resistência à compressão característica, f_c (modelo analítico) [MPa]	20	20	20
	Tamanho máximo do agregado graúdo (modelo analítico) [mm]	9.5	9.5	9.5

Para fins comparativos, as relações entre esforços aplicados e deslocamentos de topo e superfície podem ser visualizados na Figura 7.1 para as previsões Classe A (Modelagem

numérica MEF) e para a avaliação complementar por meio da metodologia API (2002), juntamente aos resultados médios de campo para cada tipologia de estaca. Foram considerados os parâmetros da Tabela 7-1, sendo os esforços de topo corrigidos a partir da equivalência dos momentos fletores de superfície. As curvas carga-deslocamento de topo a partir da previsão Classe A também são apresentadas para fins comparativos no subitem seguinte, com resultados das Previsões Classe C.

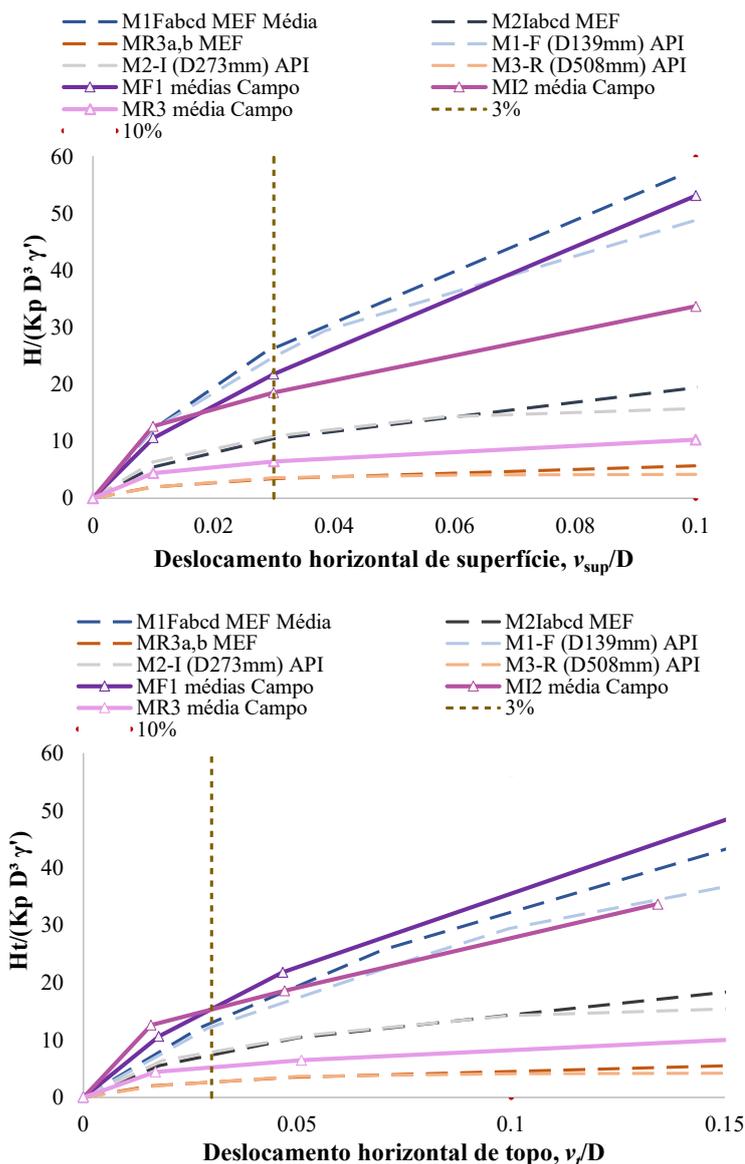


Figura 7.1. Previsão Classe A: comparação entre curvas carga-deslocamento normalizadas MEF- API e resultados médios de campo para condição de (a) superfície e (b) topo. Alturas livre h compatibilizadas.

A partir desses valores podem ser calculadas as razões entre os esforços medidos e previstos a partir da Previsão Classe A, conforme apresentado na Tabela 7-2. Foram considerados valores médios de campo e uma correlação a partir dos deslocamentos de superfície.

Tabela 7-2. Relação entre condições medidas e previstas a partir da Previsão Classe A (MEF) para conjuntos de cada tipologia em campo (diâmetros pequeno, médio e grande). Adotados valores médios e compatibilização em termos de deslocamentos de superfície v_{sup} .

Conjuntos	Condições de Campo		Razão medido/previsto		
	h equiv. [m]	Condição	H equiv.	v_t	v_{sup}
M1F (D139.7mm)	0.915	$v_{sup} = 1\%D$	0.9	0.6	1.0
	0.915	$v_{sup} = 3\%D$	0.8	0.7	1.1
	0.915	$v_{sup} = 10\%D$	0.9	0.8	1.0
M2I (D273mm)	0.9	$v_{sup} = 1\%D$	2.3	0.9	1.0
	0.9	$v_{sup} = 3\%D$	1.8	0.9	1.0
	0.9	$v_{sup} = 10\%D$	1.7	0.8	1.0
M3R (D508mm)	0.92	$v_{sup} = 1\%D$	2.3	1.1	1.0
	0.92	$v_{sup} = 3\%D$	1.9	1.1	1.0
	0.92	$v_{sup} = 10\%D$	1.8	1.0	1.0

Considerando as razões apresentadas na Tabela 7-2 entre previsões e medidas de campo, em conjunto às curvas de superfície da Figura 7.1, verificam-se variações tanto em termos de deslocamentos de topo (v_t) - função direta das propriedades estruturais - quanto das correlações entre deslocamentos e esforços atuantes (H), dependentes da interação solo-estaca e das propriedades do conjunto como um todo.

As razões mais próximas à unidade para $H_{medido} / H_{previsto}$ foram obtidas para a média dos conjuntos M1Fabcd (menor diâmetro), muito embora esses tenham apresentado as menores razões $v_t_{medido} / v_t_{previsto}$, mais sensíveis às variações de deslocamento devido aos seus menores diâmetros. O conjunto M1Fabcd foi o único a apresentar valores médios de esforços de topo menores àqueles previstos em fase de dimensionamento, representativos para a resposta do conjunto M1Fab em campo (detalhado no subitem a seguir). As outras tipologias mostraram-se mais rígidas e/ou resistentes, representando entre 1.7 e 2.3 vezes o H previsto em Previsão Classe A, fazendo com que seus ensaios fossem também condicionados às limitações do sistema de carregamento para fins de ruptura.

De forma oposta, verificam-se valores superiores à 1 para a razão entre o deslocamento de topo previsto para a M3Rab (rígidas) e o valor medido em campo, mostrando-se uma subestimativa da rigidez do material estrutural, corrigida em Previsão Classe C. A compatibilização da rigidez do graute de preenchimento às reais condições de campo também foi realizada para as estacas de diâmetro pequeno a intermediário, conforme subitem a seguir.

7.2 PREVISÕES CLASSE C

A partir dos resultados de campo, novas modelagens numéricas foram realizadas com objetivo de se retro analisar os resultados de campo e melhor aferir os parâmetros adotados em previsão inicial (Previsão Classe A).

Os parâmetros aferidos a partir da Previsão Classe C (modelagem numérica com uso de elementos finitos - MEF) são apresentados na Tabela 7-3, em complemento àqueles detalhados no capítulo 4.2.

Como diferenças entre classes de previsão (A, anterior aos ensaios, e C, posterior), estão:

- no que se refere ao elemento estrutural e condição de carregamento:

- a) Correção do módulo de deformabilidade do material de preenchimento, a partir dos ensaios realizados em corpos-de-prova moldados *in situ* durante execução das estacas (conforme abordado nos capítulos anteriores). A maior variação foi obtida para as estacas de maior diâmetro (M3Rab), uma vez que seu preenchimento, diferentemente das demais estacas, fez uso de agregado graúdo;
- b) Adequação das classes do aço adotado para cada tubo metálico de revestimento das estacas, conforme especificações do fornecedor (Grau 1 NBR 8261 para estacas de diâmetro pequeno a intermediário e ASTM A-252 para estacas M3Rab);
- c) Compatibilização das alturas h reais entre o ponto de aplicação da carga e a superfície do solo, assim como as relações de carga-descarga obtidas em campo, aplicadas no modelo numérico a partir de um deslocamento imposto (e carregamento em modelagem analítica, quando aplicável);

- e para os dados de entrada do solo:

- a) Revisão do coeficiente de Poisson ν para 0.3 de modo que o coeficiente de empuxo em repouso do solo (k_0) fosse compatibilizado à relação $1-\text{sen}(\varphi)$ (Jaky; 1944) para um ângulo de atrito equivalente ao estado em repouso do material (32.6°); e
- b) Calibração do módulo de deformabilidade operacional do solo a partir dos resultados de campo, consoante aos diferentes níveis de deformação cisalhante entre as distintas tipologias de estacas.

Tabela 7-3. Parâmetros retro-analisados para modelos de Previsão Classe C dos conjuntos solo-estaca de Araquari (modelagem numérica por elementos finitos).

Parâmetro		Previsão Classe A	M1Fa*	M1Fb	M1Fcd	M2Iab**	M2Icd	M3Rab
$\phi'_{cs} = \phi'_{cs}$	°	32.6	32.6	32.6	32.6	32.6	32.6	32.6
ϕ'_p	°	32.6	32.6	32.6	32.6	32.6	32.6	32.6
ψ	°	1	1	1	1	1	1	1
c'	kPa	1	1	1	1	1	1	1
ρ_s	g/cm ³	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7	1.7
v_s		0.2	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
E_s	MPa	15	6	25	25	60	60	110
G_s	MPa	6	2	10	10	23	23	43
E_{conc}	GPa	21.28	20	20	20	24	22	30
$E_{aço}$	GPa	200	200	200	200	200	200	200

*solo de menor capacidade resistente, abaixo dos parâmetros previstos em etapa dimensionamento;

**condição de ensaio em 2 etapas, considerada retro-análise até condição ruptura $v_{sup}=10\%D$.

***coesão mínima adotada para fins de convergência do modelo.

Os resultados obtidos numericamente a partir da retroanálise dos ensaios de campo (Previsão Classe C) são apresentados a seguir para condições de topo e superfície (curvas carga-deslocamento) e deslocamentos e reações horizontais do solo em profundidade. As condições de topo adotadas para dimensionamento (Previsão Classe A) também foram incorporadas aos gráficos para fins de comparação, assim como a previsão de desempenho obtida a partir da metodologia recomendada pelo API (2002), fazendo-se uso de modelo analítico complementar.

Para aplicação da metodologia API (curvas p - y) foram adotados parâmetros consoantes à retro análise por meio de elementos finitos (Previsão Classe C), compatibilizando o ângulo de atrito definido para o solo à taxa do coeficiente de reação horizontal do solo proposta pela própria metodologia (n_h).

7.2.1 Comportamento de topo e superfície

A seguir, são sumarizadas as curvas carga-deslocamento para os conjuntos de mesmo diâmetro, comparando-se os resultados de campo com as previsões Classe A (prévias aos ensaios), Classe C (para fins de retroanálise, a partir de modelagem numérica) e a partir da metodologia recomendada pelo API (2002) para estacas de plataformas de petróleo e gás.

As etapas de descarga-recarga não foram representadas quando múltiplos conjuntos foram comparados, objetivando melhor clareza das informações de interesse. As previsões API foram apenas apresentadas para condições de topo.

Os dados de campo são apresentados a partir de linhas cheias e símbolos, conforme legenda: a Previsão Classe C com linha traço ponto em maior espessura; e as previsões Classe A (MEF, etapa de dimensionamento) e API (após ensaios) em linhas pontilhadas, variando-se a coloração.

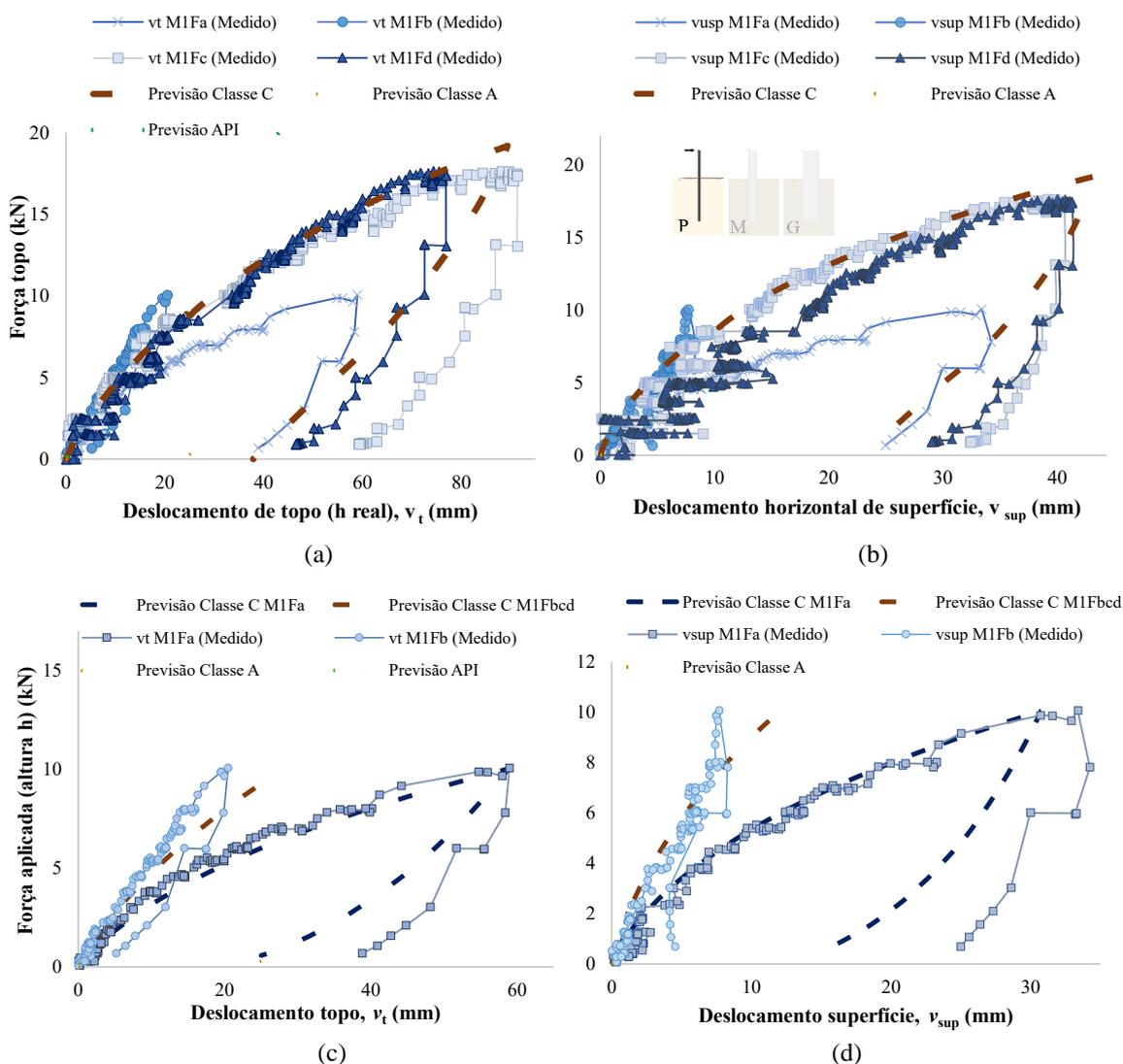


Figura 7.2. Previsões de desempenho em superfície para conjuntos M1Fab,cd (menor diâmetro) – Previsões Classe A, Classe C e Metodologia API. Curva carga-deslocamento para condição de topo (a, c) e superfície (b, d). Figuras (c) e (d) destacam conjunto M1Fab.

A partir dos gráficos da Figura 7.2 à Figura 7.4, em complemento à Tabela 7-3, verifica-se mantida grande parte dos parâmetros condicionantes ao desempenho previsto em *Classe A* para fins de dimensionamento (Tabela 7-1). Como exceção, para além das tensões de escoamento do aço e do módulo de deformabilidade do graute, revisadas em termos estruturais, observa-se a variação do módulo de deformabilidade do solo, E_s (variável entre tipologias de estacas, governante), e do coeficiente de Poisson respectivo, ν_s (único para todas as estacas, secundário).

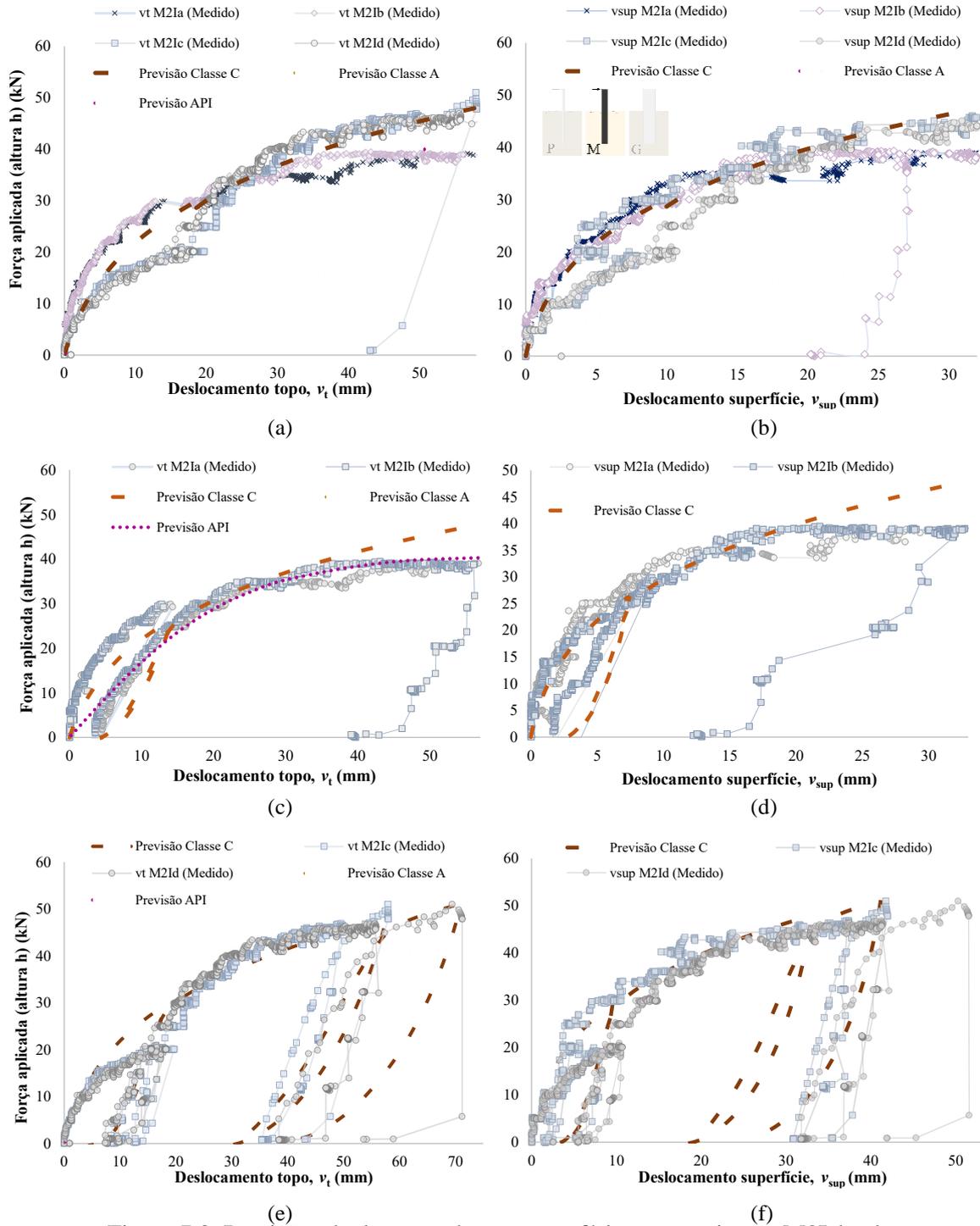


Figura 7.3. Previsões de desempenho em superfície para conjuntos M21ab,cd (diâmetro médio) – Previsões Classe A, Classe C e Metodologia API. Curva carga-deslocamento para condição de topo (a, c, e) e superfície (b, d, f). Figuras (c) e (d) destacam conjunto M21ab até condições de ruptura definidas; (e) e (f) o par M21cd.

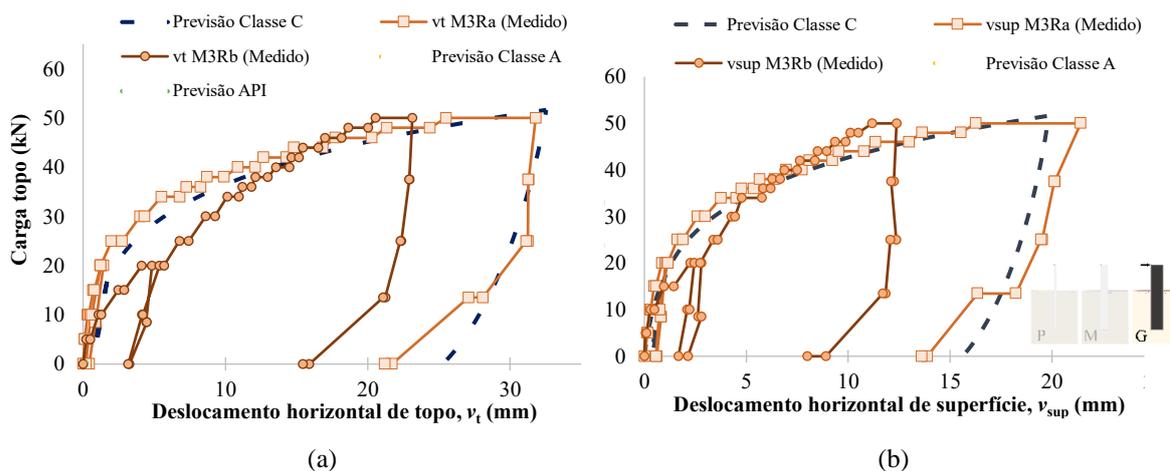


Figura 7.4. Previsões de desempenho em superfície para conjunto M3Rab (maior diâmetro)– Previsões Classe A, Classe C e Metodologia API. Curva carga-deslocamento para condição de topo (a) e superfície (b).

No que diz respeito à rigidez dos conjuntos solo-estaca em superfície para as estacas de menor diâmetro (Figura 7.2), M1Fa (menor diâmetro) apresenta-se menos resistente, condizente às condições de contorno observadas para o solo de entorno durante sua instalação. O módulo de elasticidade do solo adjacente foi calibrado em 6MPa, inferior à condição fofa para solo inalterado previsto para fins de dimensionamento (estimado em 15MPa conforme calibrações numéricas dos ensaios triaxiais). As demais estacas de mesmo diâmetro mostraram comportamento-resposta de topo similares entre si, possibilitando a calibração de mesmos parâmetros para o solo do conjunto, com $E_s=25\text{MPa}$, $\varphi'32.6^\circ$ (estado em repouso) e $\rho_s=1.7\text{g/cm}^3$.

Com boa reprodutibilidade entre estacas pares e de rigidezes equivalentes, os conjuntos intermediários M2Iab e M2Icd (Figura 7.3) também tiveram seu processo de calibração objetivando parâmetros em comum, definidos com uma maior rigidez inicial para o solo em questão, proporcional ao acréscimo dos seus diâmetros (D273mm) e esforços necessários à sua cravação em ponta fechada em solo.

Ressalta-se que o conjunto M2Iab foi ensaiado em duas etapas, cuja primeira foi realizada na Figura 7.3c-d a partir de sua primeira curva carga-descarga, atingindo esforços de até 3 toneladas em campo antes de seu descarregamento abrupto. Vista a estabilização das cargas atuantes para acréscimos de esforços horizontais representativos e uma condição compatível ao critério de ruptura $v_{\text{sup}}=10\%D$, as modelagens para M2Iab foram avaliadas até deslocamentos em superfície de $\sim 30\text{mm}$.

Similarmente ao observado para os conjuntos intermediários, a calibração do conjunto M3Rab, de maior diâmetro, considera a variação do módulo de deformabilidade operacional do solo para valores ainda maiores àqueles obtidos para as estacas intermediárias, e a manutenção de uma condição de repouso para o ângulo de atrito e peso específico respectivos.

A partir das retro análises realizadas para aferição dos parâmetros de campo, verifica-se um acréscimo do módulo de deformabilidade do solo (E_s) para massas específicas e ângulos de atrito constantes entre distintas tipologias de estacas, justificadas tanto por uma leve cimentação do maciço (conforme discutido no item 4.1) - com valores de módulo cisalhante inicial G_0 crescentes em profundidade ainda que observada uma baixa densidade do material em camada inicial – como pelas menores deformações cisalhantes correlacionadas a maiores rigidezes dos conjuntos. Ou seja, enquanto a mobilização dos conjuntos de pequeno diâmetro está associada a altas deformações cisalhantes, a mobilização das cargas de ensaio no caso de estacas com maiores diâmetros impacta em um menor nível de deformações, conferindo uma rigidez inicial para as curvas carga-deslocamento proporcional ao diâmetro do elemento estrutural. Assim, o módulo de elasticidade do solo torna-se representativo das condições operacionais em termos de tensões e deformações atuantes, e maiores quanto maior a rigidez (e diâmetro) do conjunto.

Comparando-se as Previsões Classe A e Classe C, conforme enaltecido no subitem anterior ao compararem-se as previsões da etapa de dimensionamento aos resultados de campo, uma maior variação dos parâmetros de resistência e deformabilidade do solo de interface inicialmente estimados é observada com o acréscimo dos diâmetros e consequentes rigidezes relativas do conjunto, função das condições de contorno e instalação em campo.

No que se refere à metodologia para previsão de desempenho recomendada pelo API (2002), verificou-se boa aderência para as curvas carga-deslocamento de topo das estacas a partir da adoção dos parâmetros recalibrados. Como destaque, encontram-se os resultados de campo para estaca M1Fb e para os conjuntos intermediários, para os quais foram obtidos comportamentos-resposta em maior similaridade às condições de campo quando confrontados à modelagem considerando Mohr Coulomb como critério de ruptura (Modelagens numéricas MEF – Previsão Classe C).

7.2.2 Deslocamentos horizontais em profundidade

De forma complementar à avaliação das condições de topo e superfície, regentes do processo de retro análise realizado, os resultados das deformações horizontais em profundidade também foram avaliados. Considerando parâmetros equivalentes para conjuntos de estacas de mesmo diâmetro – à exceção de M1Fa -, as distribuições das deflexões horizontais para condições últimas de ensaio são apresentadas nas figuras a seguir para algumas das estacas de campo, compatíveis às forças ou deslocamentos de topo medidos para a condição final de ensaio (incremento máximo e condição pós-descarga) a partir da instrumentação (em destaque nos gráficos) e linha elástica proveniente da inclinometria.

A avaliação dos deslocamentos em profundidade também é apresentada a partir da metodologia recomendada pelo API para os parâmetros retro analisados conforme ensaios de campo. Considerações adicionais das previsões de desempenho provenientes desta metodologia são apresentados no subitem 7.3.

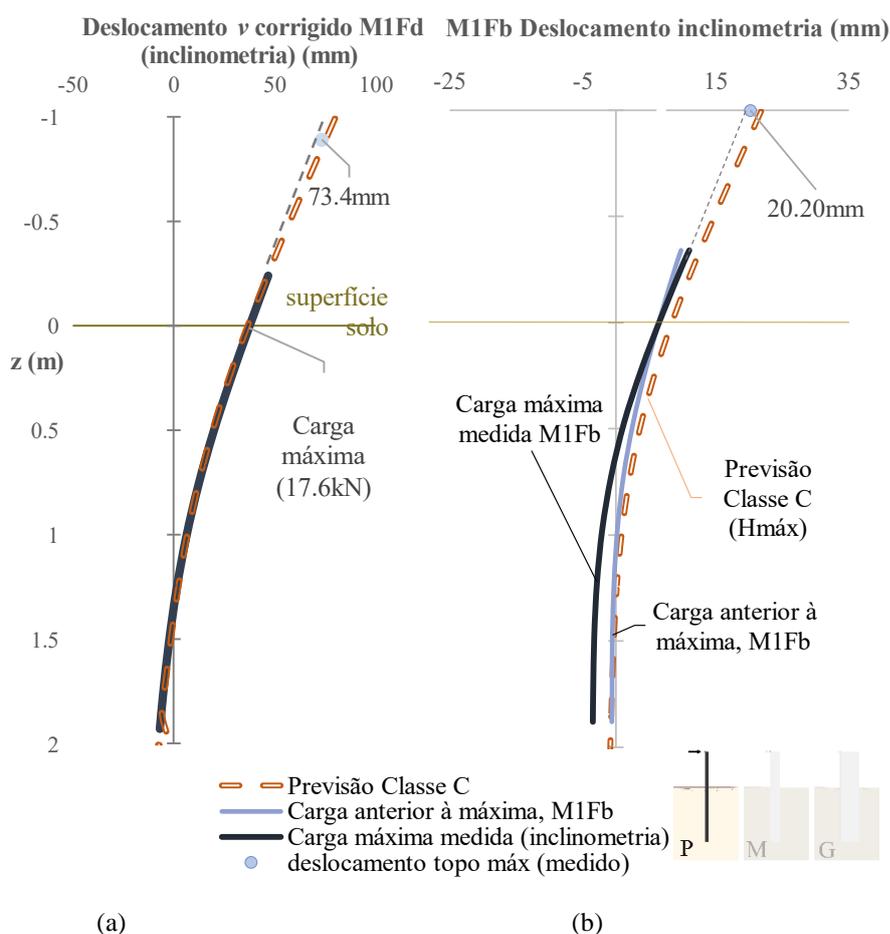


Figura 7.5. Previsões Classe C para conjuntos M1Fabcd (menor diâmetro): distribuição do deslocamento horizontal em profundidade para condição última de ensaio em comparação aos resultados de inclinometria de (a) M1Fd e (b) M1Fb.

Observa-se ótima aderência do modelo numérico (MEF, Previsão Classe C) em condições máximas de ensaio para os deslocamentos em profundidade da estaca M1d (Figura 7.5a), em contraposição à variação da rigidez da curva e conseqüente ponto de rotação z_0 observada para a estaca M1Fb (Figura 7.5b). Nesse caso, uma mudança do comportamento-resposta da estaca em sua extensão é verificada em campo ao se compararem as distribuições de deslocamentos em termos últimos com aqueles obtidos para menores incrementos de carga (Capítulo 5), conforme realçado no gráfico em tom de azul.

Essa variação de resposta de M1Fb também é observada para as previsões de desempenho adotando a metodologia API, para a qual observa-se uma boa aderência na curva-resposta para a condição intermediária de ensaio ($H=7.8$ kN) (Figura 7.6b). Destaca-se que a compatibilização dos deslocamentos de superfície ocorreu para condições de força no topo diferentes entre si ($H=10$ kN para previsão API). Uma redução dos deslocamentos de topo para esforços equivalentes de ensaio também é observada para a estaca M1Fd (Figura 7.6a), com deslocamentos máximos obtidos em previsão inferiores aos observados em campo.

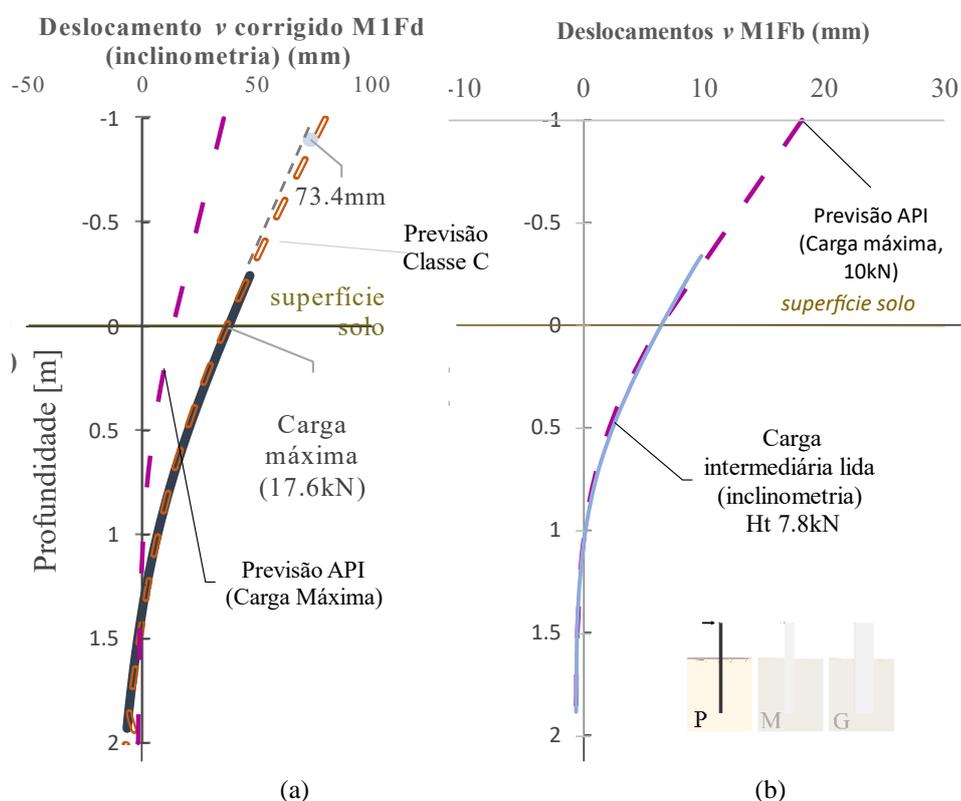


Figura 7.6. Previsão de desempenho para estacas de menor diâmetro a partir do método API (2002). Distribuição de deslocamentos em profundidade para condição última das estacas M1Fd (a) e M1Fb (b).

A variação de parâmetros de rigidez do solo entre as estacas M1Fa e as demais estacas de menor diâmetro, considerada a partir da calibração do comportamento carga-deslocamento de superfície, mostrou-se não influente na distribuição dos deslocamentos em profundidade.

Para os diâmetros intermediários, a Previsão Classe C apresentou resultados de deslocamento em profundidade em condição final de ensaio mais aderentes para a estaca M2Id (Figura 7.7b), com profundidade do ponto de rotação compatível, de 1.5m ou 0.75L.

O conjunto M2Iab apresentou ponto de rotação em profundidade mais próximo à superfície (estaca M2Ia na Figura 7.7a), sendo melhor representado pela previsão de desempenho a partir da metodologia proposta pelo API (2002 - Figura 7.8a, estaca M2Ib), embora condições de deslocamento topo/superfície previstos pelo último método sejam reduzidos para esforços equivalentes.

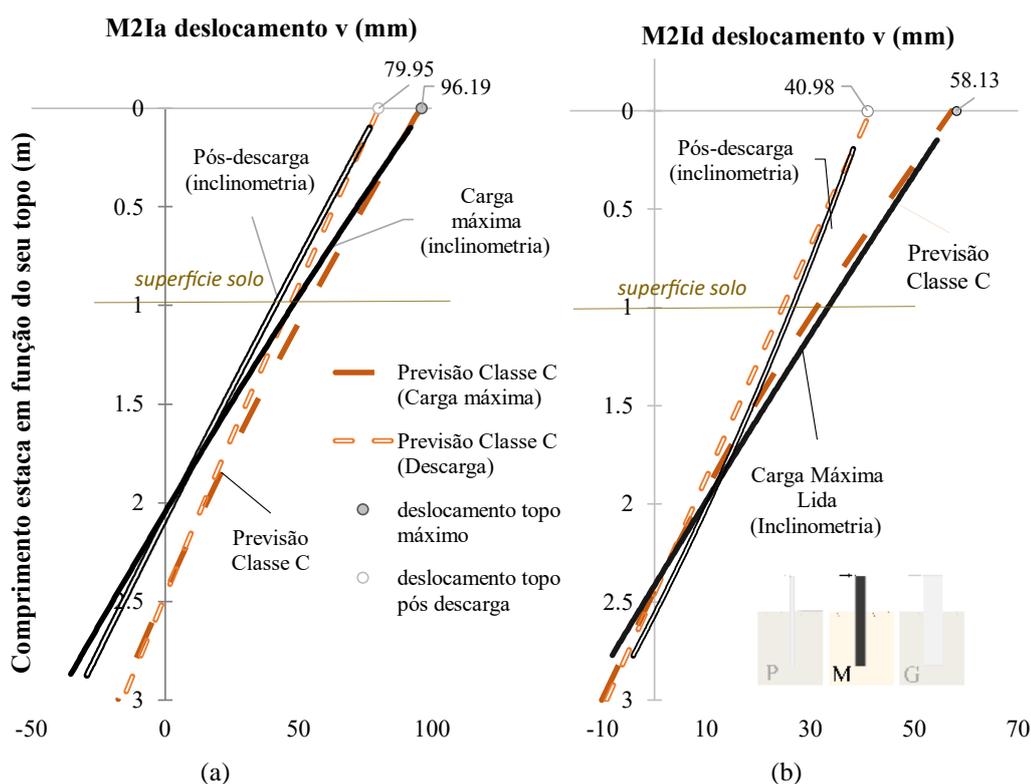


Figura 7.7. Previsões Classe C para conjuntos M2Iabcd (diâmetro médio): distribuição do deslocamento horizontal em profundidade para condições máximas e pós descarga em comparação aos resultados de inclinometria de (a) M2Ia e (b) M2Id.

Comportamento similar foi observado para o conjunto M3Rab, com melhor resposta em profundidade para condição última proveniente da metodologia API (2002), conforme representado na Figura 7.8b, comparando-se ambas as previsões (MEF e API) para M3Ra.

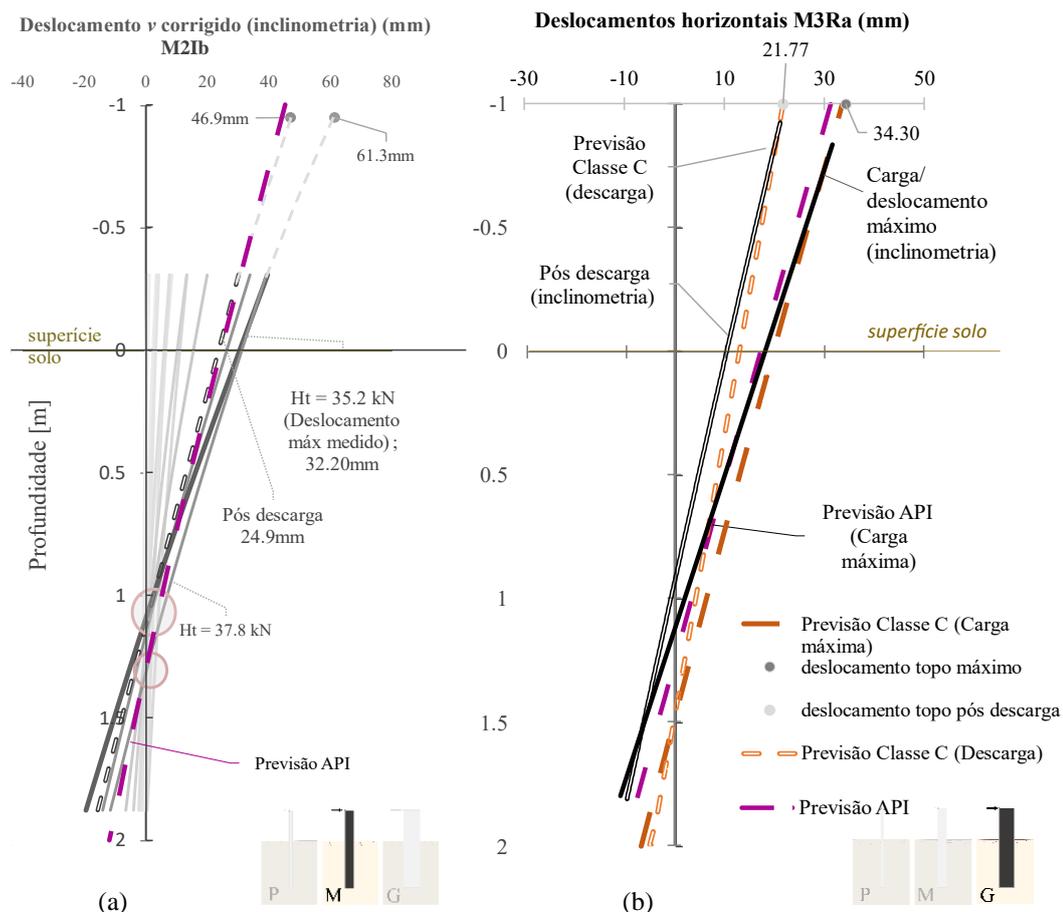


Figura 7.8. Previsão de desempenho a partir do método API (2002) e MEF (Previsão Classe C). Distribuição de deslocamentos em profundidade para condição última das estacas (a) M2Ib (diâmetro médio) e (b) M3Ra (maior diâmetro).

Ressalta-se que a modelagem por meio do API (2002) foi ajustada às condições carga-deslocamento de topo apenas para instantes finais do ensaio para o conjunto M3Rab. Desta forma, embora sejam observados comportamentos e ponto de rotação z_0 similares entre previsão API e os resultados medidos em campo considerando a compatibilização dos deslocamentos de topo, os esforços resultantes mostram-se divergentes, com modelagem API subestimando as condições de rigidez do conjunto.

7.2.3 Reação horizontal do solo em profundidade

A seguir apresentam-se as distribuições da reação horizontal do solo em profundidade resultantes da Previsão Classe C para a condição final (incrementos máximos de carga) dos ensaios de carregamento transversal das monoestacas junto ao Campo Experimental de Araquari.

Em termos dimensionais (Figura 7.9a), observam-se reações horizontais proporcionais aos esforços aplicados e às proximidades às condições de ruptura admitidas para cada conjunto solo-estaca. Nesse sentido, as estacas de menor diâmetro apresentam comportamento previsto similar entre si, com esforços lineares máximos de até 40kN/m para o primeiro terço da estaca (condição passiva na direção frontal) e entre -25kN/m e -100 kN/m nas proximidades de sua ponta (face posterior da estaca), tendendo a uma redução até $z=2\text{m}$.

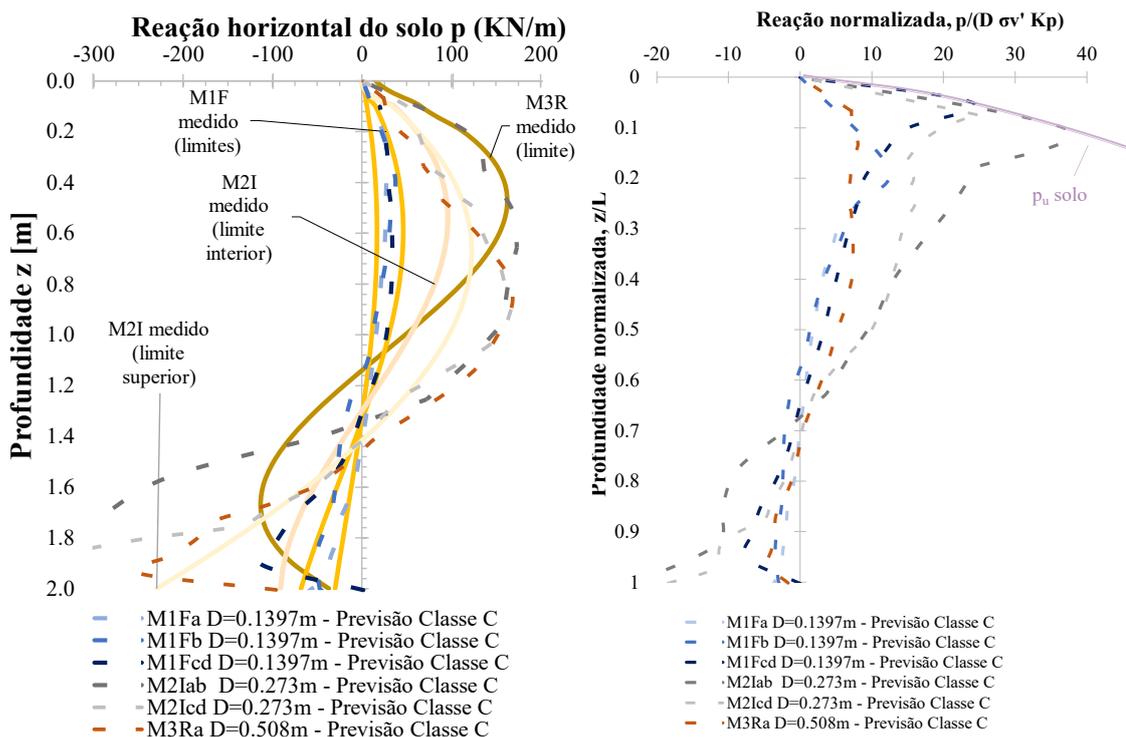


Figura 7.9. Previsão Classe C - distribuição da reação horizontal do solo em profundidade para as estacas de campo, incluindo correlação com dados medidos em campo em termos dimensionais (linhas cheias amarelas) (a) e sua normalização (b).

O comportamento de redução das reações horizontais para a condição de ponta das estacas também é observado para o conjunto de maior diâmetro (M3Rab), com $p_{\text{máx}}$ próximo aos -200kN/m, diferentemente das respostas para as estacas intermediárias, cujo esforço de base mostra-se crescente para as condições de carregamento máximas observadas em campo (reações superiores à -300kN/m).

Em condições de superfície, a distribuição dos esforços horizontais prevista para o conjunto de maior diâmetro (M3Rab) assemelha-se à do conjunto intermediário M2Iab, com valor máximo próximo a 150 kN/m.

Considerando a normalização de p a partir da tensão vertical efetiva, do diâmetro da estaca D e do coeficiente de empuxo passivo do solo por Rankine (K_p) (mantendo-se condições de pré-dimensionamento), os maiores valores na face frontal são obtidos para os conjuntos M2Iab, M2Icd e M1Fcd, para os quais uma mesma tendência de estabilização dos esforços é apresentada em superfície, relacionada à possível condição última para a resistência do solo local.

De forma compatível às realidades de campo, reproduzidos em linhas cheias de tom amarelo na Figura (a), observaram-se valores de p (Previsão Classe C) aderentes aos limites calculados a partir dos dados medidos para as estacas flexíveis, excluindo-se a condição de ponta majorada para o conjunto M1Fcd e as profundidades de esforços máximos. Em termos de estacas intermediárias, o conjunto M2Icd obteve o melhor ajuste para valores de superfície e ponto de rotação, com valores máximos tanto na face frontal quanto na face posterior superiores às medições de campo. A previsão de p para o conjunto de maior rigidez, por sua vez, mostrou-se mais destoante dos esforços obtidos pela instrumentação, ainda que tenham reproduzido uma redução em condição de ponta também observada nas medições e um comportamento aderente avaliando-se todos os conjuntos. Essa diferença pode estar associada à profundidade do ponto de rotação reduzida para esse conjunto de estacas em campo, podendo reproduzir algum efeito de escala em sua resposta.

Em condições normalizadas, observam-se valores reduzidos em superfície para a reação dos conjuntos M1Fab e M3Rab, compatíveis aos conjuntos para os quais menores deslocamentos horizontais tenham sido medidos em ensaio e, portanto, tenha sido necessária a extrapolação das medições de campo para obtenção da carga de ruptura conforme critérios de deslocamentos de superfície definidos $v_{sup}=10\%D$.

Diferentemente ao observado pela modelagem numérica para previsões Classe A (APÊNDICE F), a partir da Previsão Classe C a profundidade z para a qual são obtidas reações horizontais nulas distingue-se entre os conjuntos ($\sim 0.6L$ a $0.7L$), assim como em relação à profundidade de rotação observada em termos de deslocamentos nulos ($z_0 = 0.75L$), conforme subitem 7.2.2.

Em comparação aos valores máximos previstos em etapa prévia, maiores reações horizontais foram obtidas a partir da Previsão Classe C.

De forma comparativa, também são apresentadas as reações horizontais normalizadas provenientes da aplicação da metodologia API (2002, Figura 7.10b), conjuntamente à reação

horizontal última definida pela mesma metodologia (linhas tracejadas). Verifica-se uma similaridade entre previsões obtidas por meio do modelo analítico, com uma maior mobilização da resistência do solo para as condições de ensaio das estacas intermediárias.

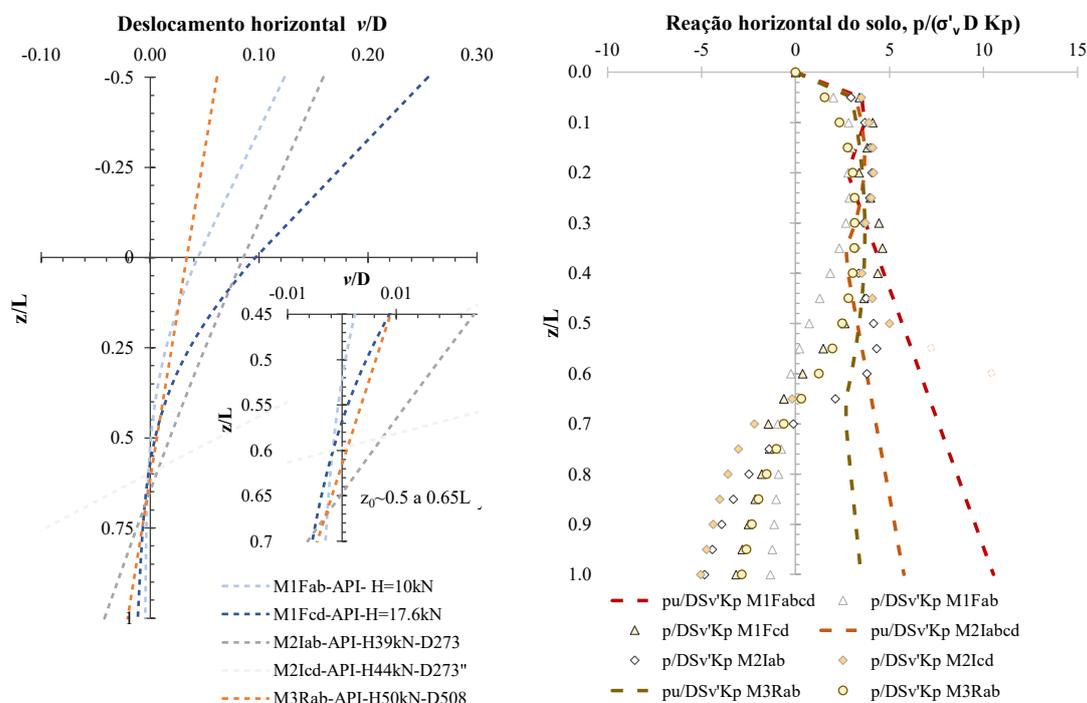


Figura 7.10. Previsão de desempenho Metodologia API (2002) – normalizações da distribuição dos deslocamentos horizontais (a) e da reação horizontal do solo (b) em profundidade para os conjuntos de campo.

Em comparação aos valores obtidos para a Previsão Classe C, observam-se menores reações horizontais normalizadas em condições próximas à superfície a partir da Previsão API (2002), limitadas pela resistência última do solo p_u definida pela própria metodologia.

Nesse sentido, a previsão da reação horizontal do solo normalizada obtida pelo método das curvas $p-v$ (API, 2002) para todos os conjuntos aproxima-se do valor último do solo em condições de superfície, seguindo até profundidades entre $0.25L$ a $0.4L$ para as estacas de menor diâmetro, $0.6L$ para as estacas intermediárias, e $0.4L$ para as estacas de maior porte. Não são verificadas reações horizontais nulas em condição de ponta.

Observa-se ainda a compatibilidade da posição de reações horizontais nulas para com a profundidade de rotação ($v=0$) prevista pela mesma metodologia (API), com valores de z_0 entre 0.5 e 0.7 , conforme representado na Figura 7.10a a partir da normalização dos deslocamentos máximos de campo.

Considerando a proximidade à ruptura do conjunto M2Iab a partir das previsões do modelo analítico (previsão de desempenho API), deslocamentos representativos de topo foram previstos ($>150\text{mm}$), e por isso não representados de forma completa na Figura 7.10a, para a qual foi objetivado o destaque das demais estacas avaliadas.

7.2.4 Considerações Parciais (Modelagem numérica)

A partir da modelagem numérica realizada em condição de Previsão Classe C, conclui-se que:

- O processo de calibração do modelo numérico (MEF) para definição das Previsões Classe C foi realizado a partir da retro análise dos dados medidos em campo para as condições de topo e superfície, na qual foi verificada a influência das condições de instalação (a partir da variação do estado de tensões, densidade e, conseqüentemente, dos parâmetros de resistência e rigidez do solo de entorno inseridos como dados de entrada) ao comportamento-resposta dos conjuntos, não considerada em Previsão Classe A (etapa de dimensionamento). A melhor aderência aos resultados de campo levou a maiores parâmetros de deformabilidade com o acréscimo dos diâmetros e rigidezes, os quais podem ser correlacionados, ainda que de forma não isolada (surgimento de deformações cisalhantes), à maior compacidade do solo de interface devido ao processo de cravação;
- Em termos de variáveis de influência para a modelagem numérica, em concordância à etapa de parametrização, verificaram-se como parâmetros do solo regentes à condição de superfície (esforços e deformações de superfície) o ângulo de atrito de pico e o módulo de deformabilidade do solo (E_s). A Previsão Classe C foi definida a partir da variação do módulo operacional do solo (níveis de tensões e deformações atuantes) para uma única condição de resistência entre as provas de carga ensaiadas em Araquari. O peso específico do maciço e a compatibilização do coeficiente de empuxo em repouso k_0 obtido a partir do ângulo de atrito e a partir do coeficiente de Poisson (ν) apresentaram leve influência nas condições carga-deslocamento finais do ensaio, não alterando a sua rigidez inicial. Em relação às propriedades do elemento estrutural, a variação do módulo de deformabilidade do material de preenchimento das estacas e, conseqüentemente, a rigidez flexural $E_p I_p$, apresentou menor influência nas modelagens-resposta em comparação ao módulo E_s ;
- A partir das retro análises realizadas para aferição dos parâmetros de campo, verifica-se uma variação do módulo de deformabilidade do solo de Araquari (E_s) para constantes pesos específicos e ângulos de atrito entre distintas tipologias de estacas. Essa combinação pode ser justificada tanto por uma leve cimentação do maciço - com valores de módulo cisalhante inicial

G_0 crescentes em profundidade ainda que observada uma camada inicial pouco densa – como pelas menores deformações cisalhantes correlacionadas a maiores rigidezes dos conjuntos. Ou seja, o módulo de elasticidade do solo está vinculado às condições de tensões e deformações atuantes (operacional), e é proporcional à rigidez (e diâmetro) do conjunto;

- Os modelos constitutivos e critérios de ruptura solo/estaca adotados para a modelagem numérica (MEF) apresentaram boa convergência à resposta de topo e superfície dos conjuntos para condições gerais de ensaio, com limitações para as condições máximas de campo (estabilização de cargas para acréscimos de deformações) observadas em termos de degradação de rigidez ($v_{sup}10\%D$), especialmente para as estacas com diâmetro intermediário (M2Iab);

- No que se refere à distribuição dos deslocamentos em profundidade, o modelo numérico mostrou-se pouco sensível às variações de parâmetro aplicadas, mantendo ponto de rotação estável entre os diferentes conjuntos, com $z_0=0.75L$, parcialmente compatível aos resultados de campo. Essa profundidade não é compatível àquela para qual valores nulos de reação horizontal do solo são obtidos em mesmas modelagens, como pressuposto em Previsão Classe A. A consideração de nível freático seco adotada como hipótese para todas as modelagens pode impactar nessa condição, visto que as tensões do solo são alteradas em termos efetivos a partir de uma altura intermediária de ensaio em campo. Em condições práticas de estruturas *offshore* a superfície d'água encontra-se acima da superfície, com efeito equivalente da poropressão às tensões efetivas em toda profundidade;

- A resistência mobilizada do solo mostra-se função da área de interface entre solo e estaca (representada pelo seu diâmetro) e das condições do solo de entorno (tensão vertical efetiva e ângulo de atrito relacionado ao empuxo passivo K_p), com maiores valores de reação horizontal normalizada quanto mais próximo estiver o conjunto à sua condição de ruptura, que por sua vez é associada aos deslocamentos em superfície (critério adotado $v_{sup}=10\%D$). As previsões Classe C mostram reações horizontais em maior proporção para os conjuntos intermediários, com maiores deslocamentos de topo impostos como dados de entrada, enquanto os conjuntos que não atingiram o critério de ruptura em campo apresentaram os menores valores normalizados;

- A reação horizontal do solo em condições de superfície para previsões Classe C mostra-se superior ao limite de reação horizontal último estimado a partir da metodologia API (2002) para profundidades compatíveis.

- O empuxo passivo K_p não produz efeitos de normalização entre distintos comportamentos para os conjuntos de Araquari avaliados, uma vez que é adimensional. Sua aplicação para normalização dos resultados de ensaio foi adotada para fins de compatibilização às variáveis regentes definidas em capítulo precedente, assim como permitir a comparação com modelos

existentes na literatura. O modelo PISA (capítulo subsequente) não considera essa variável em suas normalizações.

Discussões referentes à metodologia API são apresentadas no subitem 7.3 a seguir.

7.3 PREVISÃO DE DESEMPENHO CONFORME API (2002)

Conforme explanado no subitem anterior em comparação à Previsão Classe C numérica, a metodologia de previsão de desempenho recomendada pelo API (2002) a partir das denominadas curvas p-y (O'Neil & Murchison, 1983) somadas à teoria de mola de Winkler mostrou boa aderência às curvas de carga-deslocamento de topo para os conjuntos intermediários, com melhor ajuste para a condição última, e aos resultados de campo da estaca M1Fb em comparação à modelagem numérica pelo método dos elementos finitos (Previsão Classe C). Para demais esforços, a retro análise em MEF apresenta resultados mais similares às condições de campo, especialmente em termos de deslocamentos de topo e cargas aplicadas para mesmos incrementos de ensaio.

Nesse sentido, observa-se uma subestimativa do modelo em termos de cargas resistentes para incrementos médios de ensaio, muito embora a distribuição dos deslocamentos horizontais em profundidade tenha se mostrado aderente a muitos dos resultados de ensaio para valores equivalentes de topo, com uma profundidade do ponto de rotação do elemento estrutural (z_0) inferior àquela observada nas modelagens numéricas.

Em complemento às previsões de comportamento de topo e profundidade apresentados no subitem anterior em termos de forças, reações do solo e deslocamentos horizontais, informações de esforços, deslocamentos e momentos obtidos a partir da metodologia API (2002) são sumarizados na Tabela 7-4 para as condições máximas de ensaio de cada conjunto.

O modelo adotado não convergiu para esforços superiores à 44kN para as estacas intermediárias (M2I), sendo, portanto, os resultados do conjunto M2Icd limitados à essa carga máxima.

Em termos de diagramas de momentos fletores, observam-se valores e profundidades de momento fletor máximo obtidos a partir da metodologia API (2002) aderentes aos resultados de campo para as condições máximas de ensaio.

Tabela 7-4. Metodologia de previsão API (2002) - resumo de resultados para condição máxima de ensaio e comparações com medidas de campo

AVALIAÇÃO API PREVISÃO CLASSE C									
Conjunto	ϕ'_p	nh seco	nh saturado	H max	y_t	y_{sup}	z ₀	Mmax	z(Mmax)
	•	kNm ³	kNm ³	kN	mm	mm	m	kNm	m
M1Fab	32.6	26670	16670	10	17	6.1	1.1	11	0.4
M1Fcd	32.6	26670	16670	17.6	35.4	13.4	1.2	21	0.5
M2Iab**	32.6	26670	16670	39	43.4	23.4	1.3	48	0.6
M2Icd	32.6	26670	16670	44*	196	106	1.2	54	0.6
M3Rab	32.6	26670	16670	50	31.2	17	1.22	60	0.5
PARÂMETROS PREVISÃO CLASSE C					RESULTADOS DE CAMPO (estaca a/b ou c/d)				
Conjunto	ϕ'_p	Esolo	Econc	H max	y_t	y_{sup}	z ₀	Mmax	z(Mmax)
	•	MPa	GPa	kN	mm	mm	m	kNm	m
M1Fab	32.6	6 25	20	10	49/20	33/8	1-0.5-2.5	10.8	0.45
M1Fcd	32.6	25	20	17.6	90/77	40/41	0.9-1.3-1.8	20.7	0.4
M2Iab**	32.6	60	24	39	92/62	54/26	0.7-1.1-1.3	52	0.6
M2Icd	32.6	60	22	49.6	58/71	42/51	0.5/0.7-1.3-1.6/2.1	47.5	0.3-0.45
M3Rab	32.6	110	30	50	33/21	21/13	0.9-1.3/1.1	54	0.4

7.4 VALIDAÇÃO DE METODOLOGIAS RECENTES: MODELO PISA

Como metodologia recentemente apresentada para monoestacas de grande diâmetro submetidas a esforço transversal, encontra-se o modelo de projeto PISA (Pile Soil Analysis), conforme resumido no capítulo 2.3.3.

Considerando a realização de ensaios físicos em campo, o modelo PISA pode ser abordado de duas formas: pela aplicação direta do modelo GDSM (*General Dunkirk Sand Model*) - no qual relações foram definidas para as 4 reações do solo tendo como base a areia de Dunkirk e diferentes densidades relativas (45% a 90%), ou a partir da calibração dessas reações a partir de provas de carga instrumentadas em campo, possibilitando a aferição do modelo numérico para condições específicas de ensaio (BURD *et al.*, 2020b).

Para a avaliação das metodologias às condições do solo arenoso de Araquari, foram então consideradas para este estudo:

- 1) A aplicação do modelo GDSM para os conjuntos instalados no solo arenoso de Araquari, adotando-se relações pré-definidas para a areia de Dunkirk para densidade relativa de 40% e valor médio de G_0 de 30MPa, em conformidade ao apresentado no Capítulo 4. Para aplicação do modelo, fez-se uso do *software open source* OpenPile (Guillaume, 2023) em linguagem Python, e considerações de análise dimensional. Como objetivo, buscou-se

verificar a distribuição dos esforços em profundidade, a aderência das curvas p-v do modelo aos dados medidos em campo e à existência de reações de base (H_b e M_b) representativos; e

- 2) O uso das funções cônicas para calibração das curvas p-v (“p-y”) e equacionamento da reação horizontal última do solo (p_u) unificada para todos os conjuntos e profundidades. Adotou-se a distribuição dos esforços obtida em etapa precedente a partir dos ensaios dos conjuntos solo-estaca de campo (capítulo 6.2.3), considerando elementos de viga de Timoshenko.

As avaliações supracitadas foram aplicadas para as tipologias de estaca de menor e maior diâmetro, objetivando a verificação de distintas condições de rigidez. Para sua aplicação, hipóteses simplificadoras foram adotadas, sendo seus resultados considerados para fins qualitativos.

Conforme mencionado em etapa de análise dos resultados, a aplicação da viga de Timoshenko para os resultados medidos não considerou a distribuição dos momentos m em profundidade, uma vez que a instrumentação existente em campo não permite a avaliação robusta das quatro componentes de reação definidas pelo modelo, conforme também observado por Zdravkovic *et al.* (2020). A partir dos resultados da extensometria em profundidade, os esforços cortantes e momentos fletores na base também foram desconsiderados, compatíveis aos diâmetros praticados em campo.

Similarmente, os ensaios geotécnicos e a caracterização do solo de Araquari (vide capítulo 4.1) não são suficientes para uma aplicação rigorosa do modelo constitutivo recomendado pela metodologia PISA para avaliações conjuntas do problema em termos numéricos (elementos finitos), não sendo enfoque desta tese a avaliação de modelos de maior complexidade (etapa não aplicada).

7.4.1 Aplicação do modelo GDSM

Para fins de avaliação da representatividade do modelo PISA em condições de solo arenoso para distintas rigidezes-relativas, o modelo GDSM, desenvolvido para monoestacas submetidas a esforços transversais em areia de Dunkirk, foi aplicado para dois conjuntos de Araquari: M1Fcd, representativo das estacas de menor diâmetro; e M3Rab, com estacas de maior diâmetro em campo. Detalhes referentes aos códigos de programação adotados podem ser verificados em Guillaume (2023).

Para que houvesse a convergência do modelo fez-se uso da análise dimensional, adotando-se como variáveis regentes no sistema LMT (comprimento, massa e tempo) as grandezas: comprimento (escala do modelo 10x a do protótipo), massa específica (escala 1x1) e módulo de elasticidade (escala 1x1 modelo/protótipo). Desta forma, as informações de campo inseridas como dados de entrada, bem como as saídas da modelagem, buscaram ser compatibilizadas para atender uma condição de similaridade entre modelo e protótipo. Como exemplos de conversões, estão os esforços atuantes em uma escala (modelo – protótipo)100 x 1, momentos fletores em uma escala 1000 x 1, deslocamentos e reação horizontal do solo em escala 10 x 1 e rotação em escala 1x1. O peso específico dos materiais foi limitado pelo código para um valor mínimo de 10kN/m³, com influência desprezível verificada para momentos fletores, reações horizontais e momentos distribuídos em profundidade para esforços praticados. Em termos de deslocamentos horizontais e rotações, aplicou-se uma correção de cerca de 25% em acréscimo aos valores previstos, definida a partir da linha de tendência resultante da avaliação de distintos pesos específicos.

A Figura 7.11 apresenta os resultados de previsão para a condição máxima de carregamento referentes ao conjunto M1Fcd e a sua comparação com os resultados de campo, enquanto a distribuição dos esforços para o conjunto M3Rab pode ser visualizada na Figura 7.12 para distintos incrementos de carga. O nível freático foi adotado em z=1.5m. A aderência observada entre previsão GDSM e medições de campo para as estacas M1Fcd pode ser reproduzida ao comportamento-resposta das estacas de maior diâmetro, com maior similaridade dos valores de esforços máximos à estaca M3Rb. Os dados podem ser observados para fins de comparação no capítulo 6.2

As curvas p-v (reação horizontal do solo – deslocamento horizontal) também são representadas na Figura 7.13 e Figura 7.14 para as estacas de menor e maior diâmetro, respectivamente.

De forma geral, verifica-se uma representação condizente das distribuições de esforços de campo aos conjuntos M1Fcd e M3Rab a partir da metodologia de previsão de desempenho GDSM (*General Dunkirk Sand Model*), proposta pelo modelo PISA considerando as correlações obtidas pelos autores para distintas densidades do solo arenoso de Dunkirk.

A variação dos parâmetros de resistência, rigidez e compacidade do solo mostraram maior influência nas respostas em termos de deslocamentos horizontais e rotações, para além dos esforços cisalhantes na base da estaca. Desta forma, a distribuição desses esforços em

profundidade deve ser avaliada de forma crítica. Momentos fletores, reações horizontais e momentos distribuídos apresentaram menor dependência dessas variáveis para condições praticadas no Campo Experimental de Araquari, com resultados mais robustos para fins de comparação com outras metodologias e medições *in situ*.

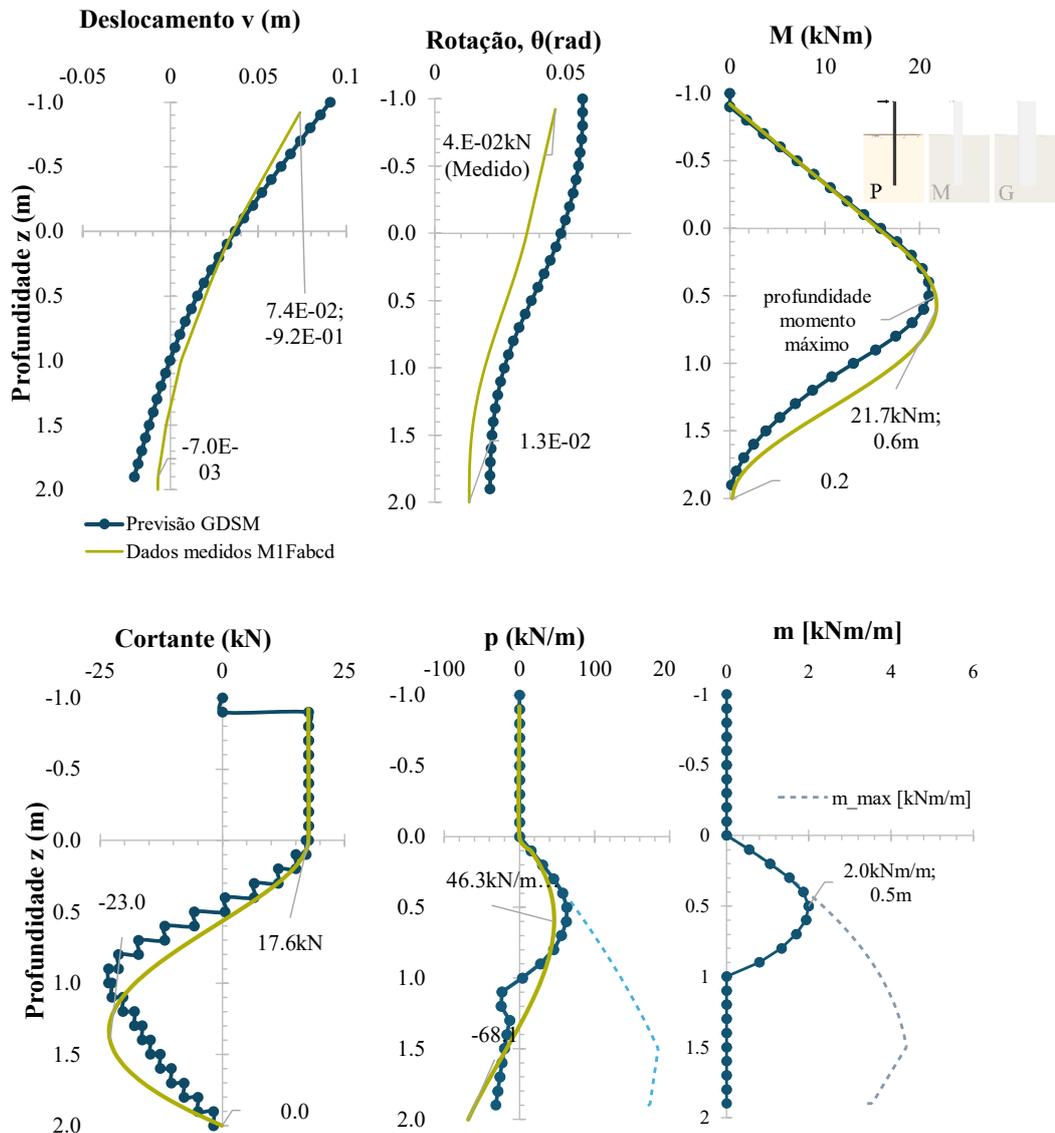


Figura 7.11. Previsão de desempenho Metodologia PISA (GDSM): distribuição dos esforços em profundidade para o conjunto M1Fcd (menor diâmetro) em condição final de ensaio (Hmax).

Essa robustez é confirmada ao compararem-se as distribuições de momento previstas pelo modelo para com os resultados de campo e previsões API (2002), conforme resumido na Tabela 7-4. Para as estacas M1Fc e M1Fd, tanto os valores medidos em campo quanto àqueles previstos por ambas as metodologias equivalem à 21 kNm, em profundidade compatível entre previsões ($z \sim 0.25L$) e mais próxima à superfície para condições reais ($z \sim 0.2L$). Essa mesma configuração

de profundidades do momento fletor máximo entre modelos também é observada para o par de estacas de maior diâmetro (M3Rab), com momento fletor máximo resultante da metodologia PISA (58kNm) entre o valor previsto pela metodologia API (2002), de 60kNm, e àquele medido a partir da extensometria (54 kNm).

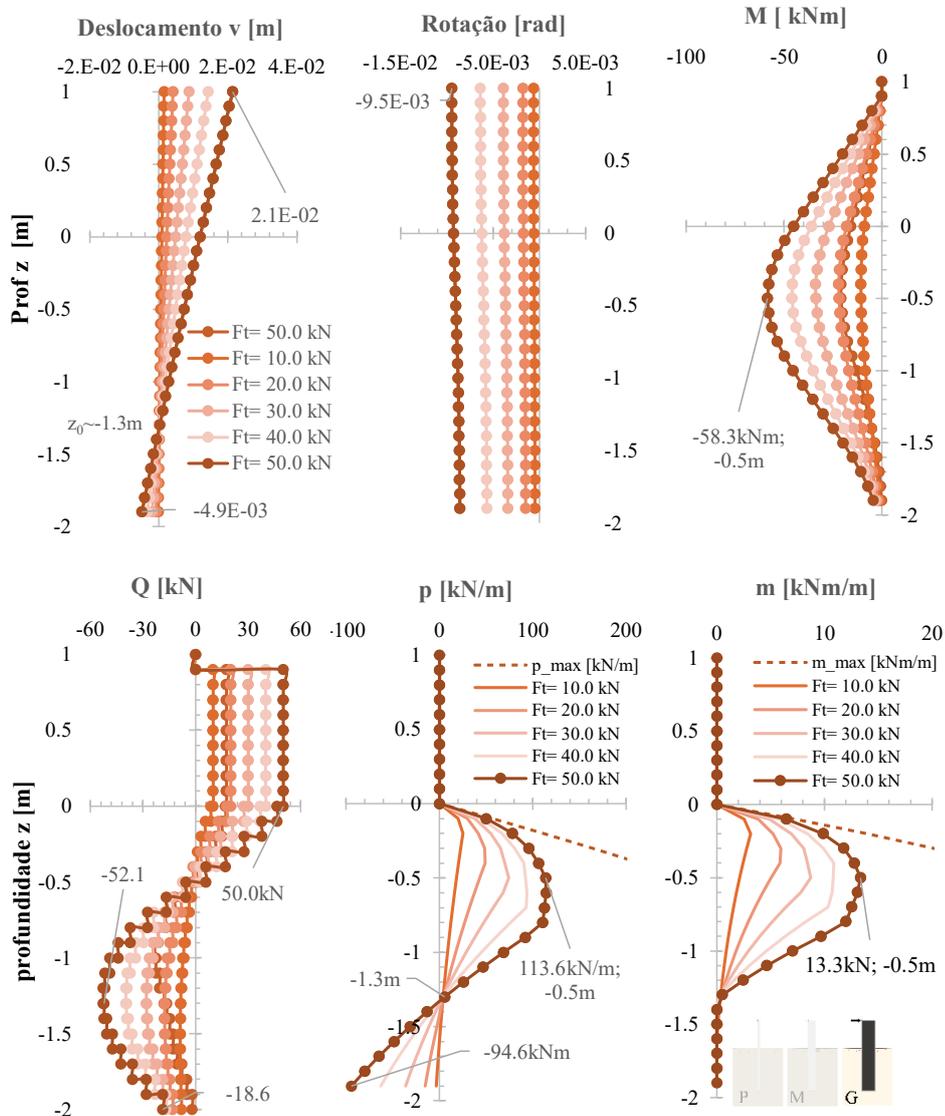


Figura 7.12. Previsão de desempenho Metodologia PISA (GDSM): distribuição dos esforços em profundidade para o conjunto M3Rab (maior diâmetro).

Os valores de momento fletor junto à ponta das estacas mostraram-se desprezíveis para ambos os conjuntos, convergindo às medições de campo e, no caso das estacas de menor diâmetro, às condições de ponta observadas em literatura para estacas flexíveis.

Os esforços cisalhantes obtidos a partir do modelo GDSM para as estacas de menor diâmetro também vão ao encontro das condições de contorno observadas para estacas flexíveis, com

valores tendendo à zero na sua base. Para maiores diâmetros, um valor de cortante não nulo é previsto na base do elemento estrutural, representando cerca de 40% do esforço aplicado em topo e condizente aos valores obtidos a partir das medições de campo, para os quais foram calculados valores de 10kN e 15 kN. É importante reforçar que os esforços e momentos de ponta costumam ser considerados nulos e aplicados como condições de contorno para as principais metodologias e *softwares* comerciais reconhecidos no meio prático para a avaliação da interação solo-estaca de conjuntos submetidos a carregamentos transversais.

Para além dos esforços e momentos fletores de ponta considerados pelo modelo PISA de forma complementar à tradicional metodologia das curvas “p-y” (API, 2002), passa a ser adicionado às reações do solo o momento distribuído m no elemento estrutural. Em concordância às discussões apresentadas pelos autores, observa-se uma proporcionalidade entre o valor de momento distribuído previsto pelo modelo e o diâmetro das estacas, com valores irrisórios observados para M1Fcd e em maiores proporções para as estacas M3Ra e M3Rb. Observa-se ainda que as previsões realizadas a partir da metodologia PISA consideram a existência de momentos fletores distribuídos em profundidade apenas para estado de tensões passivo na face frontal das estacas.

No que se refere aos deslocamentos e rotações previstos, observam-se valores mais aderentes aos resultados medidos para as estacas de maior diâmetro, com maior proximidade às respostas da estaca M3Rb (em limite inferior). Para o conjunto de menor diâmetro, as previsões obtidas foram mais próximas aos limites superiores de deslocamentos e rotações medidos em campo, com deslocamentos similares à resposta de M1Fa ($v_t=90\text{mm}$), mas rotações superando em mais de 1° aquelas registradas junto ao topo. Esses resultados também se diferem aos obtidos pelas previsões API (2002) e modelagem numérica (Previsão Classe C).

O ponto de rotação (z_0) previsto pela metodologia, de 1.1m de profundidade para o conjunto M1Fcd e 1.3m para o conjunto M3Rab, pode ser considerado aderente às condições médias de cada ensaio, conforme discutido no Capítulo 6 (avaliação dos resultados). Apesar de compatível à profundidade de reação horizontal nula para M3Rab, observa-se pequena variação em termos de $z_{(p=0)}$ para o conjunto M1Fcd.

No que diz respeito às reações horizontais p , observam-se valores máximos positivos compatíveis às Previsões Classe C (Modelo numérico MEF) e metodologia das curvas “p-y”

recomendada pelo API (2002), com boa reprodutibilidade do comportamento obtido a partir da instrumentação de campo para as estacas avaliadas.

No que se refere às condições de ponta, os valores previstos mostram tendência crescente em profundidade, compatíveis a cortantes não nulas em termos de equilíbrio de esforços e, por isso, diferindo-se da resposta obtida pela aplicação do modelo API (2002). Uma descontinuidade é observada para a distribuições de esforços do solo para a condição máxima de carregamento representada para o conjunto M1Fcd, equivalente à profundidade definida em modelo para o nível d'água. Essa descontinuidade não foi observada para condições de ensaio, e as respostas provenientes da instrumentação de campo e processo de derivação mostraram uma redução da reação horizontal do solo nas proximidades da base das estacas de maior diâmetro (M3Ra e M3Rb), não captadas pelas previsões do GDSM.

A resistência última apresentada conjuntamente às distribuições das reações horizontais mobilizadas do solo nas figuras supracitadas foi definida pelos autores do modelo PISA para condições de deslocamentos de superfície (v_{sup}) superiores à $10\%D$ para os dados analisados para a areia de Dunkirk, e mostram-se com maior inclinação (abertura) da curva quando comparadas à metodologia recomendada pelo API (2002). Segundo o modelo, as estacas de menor diâmetro estariam mobilizando a resistência máxima do solo até profundidades de $z \sim 0.15L$, enquanto as estacas de maior diâmetro, apesar de muito próximas ao estado último para superfície ($p_{mobilizado} \sim 90\% p_u$ para $z=0.1m$), não teriam atingido as condições limites do conjunto para as cargas aplicadas em campo. A reação horizontal última normalizada conforme preconizações do modelo PISA (em termos da tensão vertical efetiva e do diâmetro do elemento estrutural) é apresentada na Figura 7.13 e Figura 7.14.

Em termos das curvas $p-v$ previstas para o conjunto M1Fcd, observa-se uma redução significativa da rigidez k na profundidade de $1m$. Essa profundidade mostra-se compatível à mudança do estado de tensões passivo/ativo no eixo da estaca ($p=0$). Essa redução, estável para maiores profundidades, não é observada nas curvas $p-v$ previstas para o conjunto M3Rab. Para condições medidas em campo, a redução da rigidez inicial das curvas após profundidades de $z=1m$ também é observada para as estacas de diâmetros menor e intermediário, enquanto para os conjuntos de estaca M3Rab mostram redução da reação horizontal do solo após $z=1.5m$.

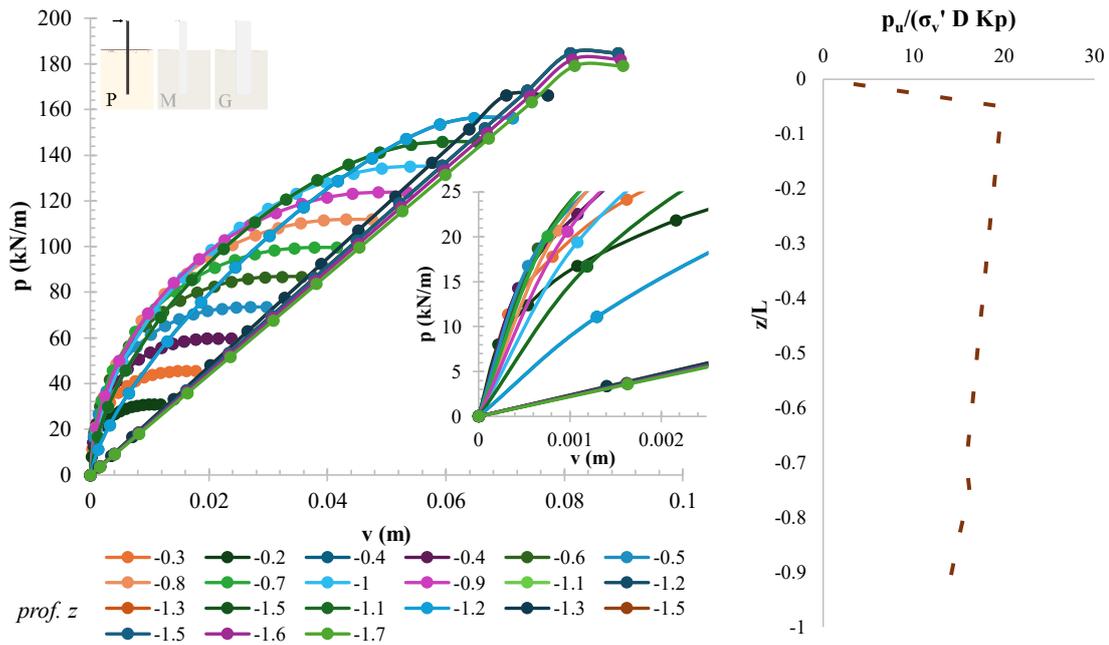


Figura 7.13. Previsão de desempenho Metodologia PISA (GDSM): curvas reação horizontal do solo e deslocamento horizontal (p-v) e p_u normalizado para o conjunto M1Fcd (menor diâmetro).

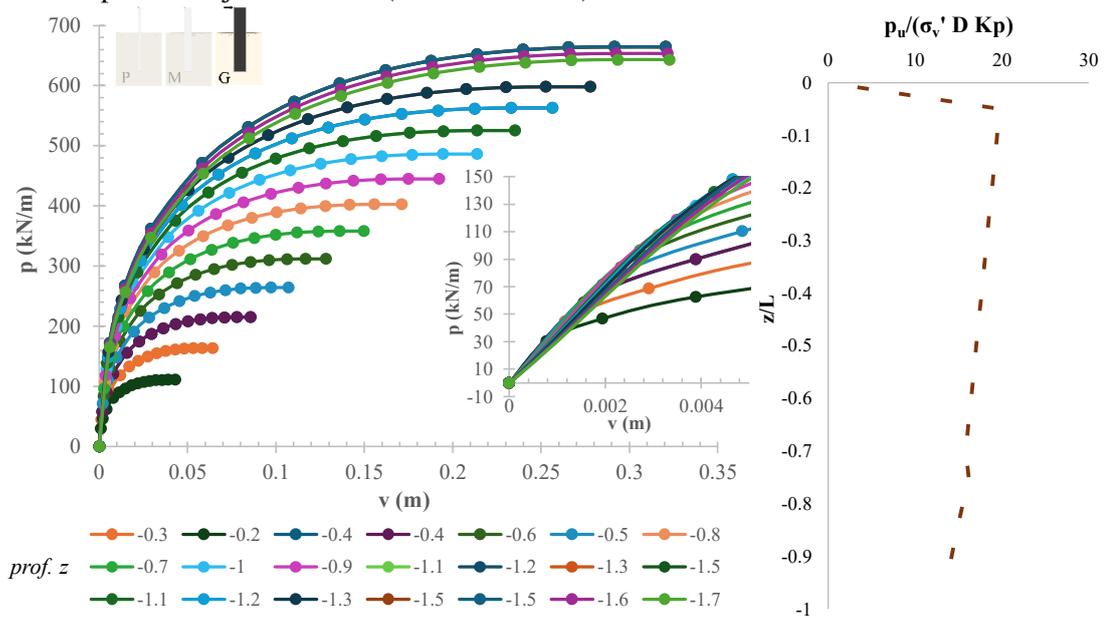


Figura 7.14. Previsão de desempenho Metodologia PISA (GDSM): curvas reação horizontal do solo e deslocamento horizontal (p-v) e p_u normalizado para o conjunto M3Rab (maior diâmetro).

Em condições reais de ensaio as curvas p-v (vide capítulo 6.2.4) foram obtidas para valores de deslocamentos muito inferiores àqueles apresentados por meio do modelo, na ordem de até 0.03m para os casos das estacas M1Fc e M3Ra, apresentados de forma comparativa às previsões GDSM na Figura 7.15.

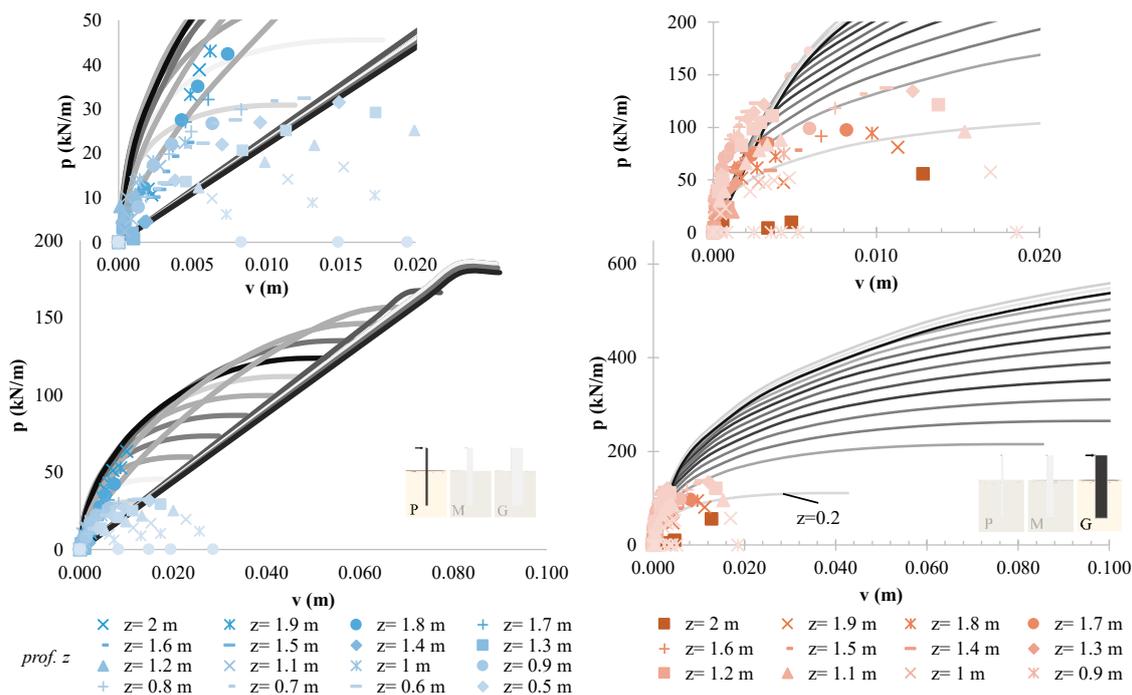


Figura 7.15. Comparação das curvas p - v obtidas a partir do método GDSM (PISA, linhas cheias) com os resultados provenientes da instrumentação de campo (símbolos), representativos das estacas (a) M1Fc e (b) M3Ra.

Nessa condição, ainda que um comportamento adequado tenha sido apresentado em termos da distribuição de p para condições máximas de carregamento ensaiadas, são verificadas rigidezes iniciais reais inferiores às previsões para estacas de menor diâmetro, e, de forma inversa, superiores para as estacas de maior rigidez. Observa-se ainda uma tendência à assíntota das curvas de campo com rigidez reduzida frente aos valores projetados pelo método PISA.

Ressalta-se que a condição de uma rigidez cisalhante do solo, G_s , variável em profundidade impacta de forma direta a distribuição dos deslocamentos e, conseqüentemente, a curva p - v (reação horizontal-deslocamento) avaliada.

A não convergência do modelo GDSM para condições reais de ensaio (escala 1x1) dos conjuntos de Araquari, ainda que adotada densidade relativa levemente inferior aos valores amostrados para avaliação do método – e para qual a sensibilidade também foi avaliada, reproduz uma capacidade limítrofe das reações do solo do método para atender as condições de contorno de fato praticadas em campo. Essa limitação pode estar associada, dentre outros fatores, à consideração da densidade relativa como representação direta da resistência do maciço.

7.4.2 Ajuste das curvas p-v e equacionamento de p_u conforme PISA

Considerando a dispersão dos dados observados para as curvas p-v a partir do método desenvolvido para distintas densidades relativas da areia de Dunkirk (GDSM), ainda que um comportamento dos esforços em profundidade e condições de topo tenham se mostrado aderentes entre previsão e medições para a condição última de ensaio, buscou-se avaliar a realização do ajuste das curvas p-v específicas ao solo de Araquari tendo como base as funções cônicas recomendadas pelo método PISA em soma à função definida para a resistência última do solo. Não foi enfoque desta avaliação o ajuste das reações do solo relacionadas aos momentos distribuídos e esforços cortantes e momentos fletores de base.

Conforme equações (2-35) e (2-36) (Capítulo 2.3.3.1), a função referida relaciona, em termos adimensionais, a resistência lateral para um determinado tempo e profundidade com a reação última do solo \bar{p}_u , o deslocamento horizontal último \bar{v}_u , e o deslocamento obtido para mesma profundidade e instante \bar{v} , bem como a rigidez inicial desta relação (k_p), fixado a partir de mínimos erros quadrados a valores de \bar{p} normalizados entre 0 e 0.1. Para normalizações das curvas p-v e o adequado processo de ajuste, são consideradas as adimensionalizações apresentadas no item 7.2, na qual o deslocamento \bar{v} é relacionado, para além do diâmetro da estaca, à razão entre o módulo cisalhante inicial do solo e a tensão vertical efetiva.

De forma a avaliar as influências de variabilidade de parâmetros entre estacas e profundidade, os ajustes foram realizados considerando-se a variação de G_0 em profundidade (conforme equação regente apresentada no capítulo 4) a partir de um acréscimo da densidade relativa inicial (40%, 44% e 65%) e do peso específico do solo (17 e 17.5kN/m³), os quais não impactaram a aplicação da metodologia proposta frente aos diferentes parâmetros retro analisados.

Na realidade, o método apresenta a necessidade de uma calibração em três estágios para resultados coerentes aos dados avaliados, considerando uma primeira calibração das constantes da função cônica para os dados de campo; uma segunda etapa para compatibilização entre modelo unidimensional e tridimensional a partir do uso de uma função de minimização, e um último estágio para definição de funções - lineares e constantes – que correlacionem a variação dos parâmetros à densidade relativa do meio. (BURD ET AL, 2020b).

Para este estudo o primeiro estágio foi avaliado, fazendo uso da equação dos mínimos erros quadrados para obtenção dos parâmetros da função cônica de ajuste n e \bar{p}_u , (em termos

adimensionais, $p_u/(\sigma'_v D)$) para os dados obtidos em cada profundidade z/L , tendo como parâmetros fixados a rigidez relativa, definida a partir da relação $\bar{p} = k_p \bar{v}$, em termos adimensionais para as condições iniciais de ensaio, e o valor de deslocamento último \bar{v}_u , normalizado como $(v_u/D)(G_0/\sigma'_v)$ e definido como o maior valor entre $v_u = 20\%D$ (em termos dimensionais) e o máximo resultado do ensaio para aquele nível.

As curvas reação do solo e deslocamentos horizontais normalizadas definidas a partir do ajuste de uma função cônica aos dados de campo conforme recomendado pelo método PISA é apresentado na Figura 7.16 e Figura 7.17, para as estacas M1Fd e M3Ra, respectivamente. Foi adotado G_0 variável em profundidade.

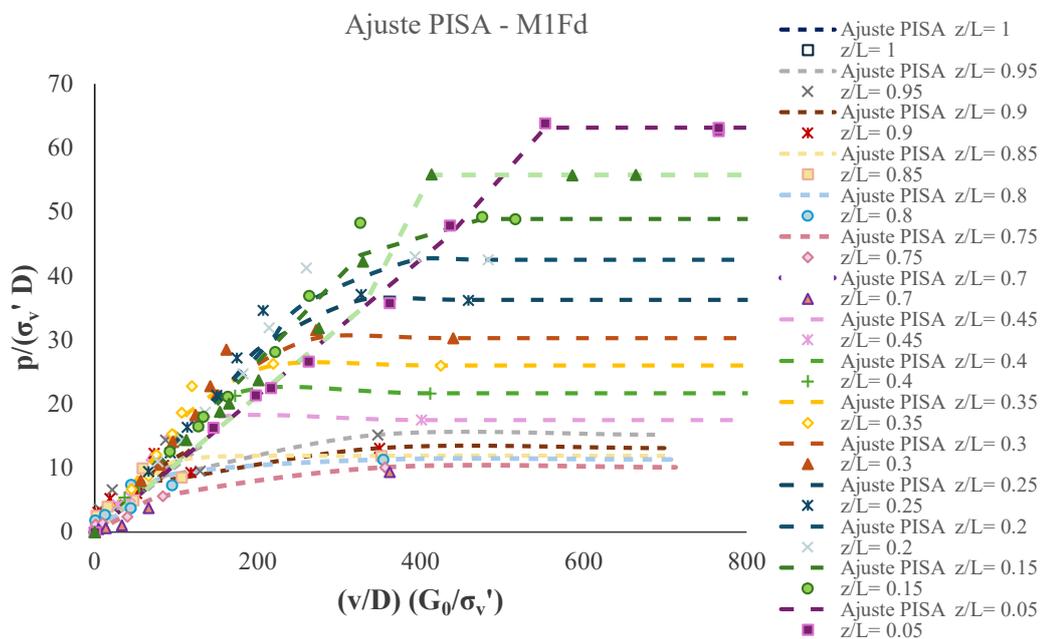


Figura 7.16. Curva p - v normalizada para os dados de campo da estaca M1Fd a partir do uso de função cônica de ajuste, conforme metodologia PISA.

Esse processo, realizado para cada profundidade avaliada, mostra-se fortemente dependente da qualidade e quantidade dos dados de entrada, possibilitando múltiplas soluções e significativas variações a partir de pequenas alterações das condições de contorno, como k_p e $(v_u/D)(G_0/\sigma'_v)$, limitando muitas vezes o valor da resistência última aos resultados equivalentes às reações normalizadas máximas obtidas durante as provas de carga. Desta maneira, os resultados obtidos para p_u apresentam uma redução ao aproximarem-se do ponto de rotação das estacas, como exemplificado para os dados da estaca M1Fd na Figura 7.18, desconsiderando-se os valores próximos à região de $p=0$ (ponto de rotação). Essa condição também é verificada para o ajuste do conjunto de dados a partir de outras funções de forma, assim como para condições de ponta em

que menores valores de p e v são mobilizados durante o ensaio, tornando os dados representativos apenas à condição inicial das curvas p - v a serem ajustadas.

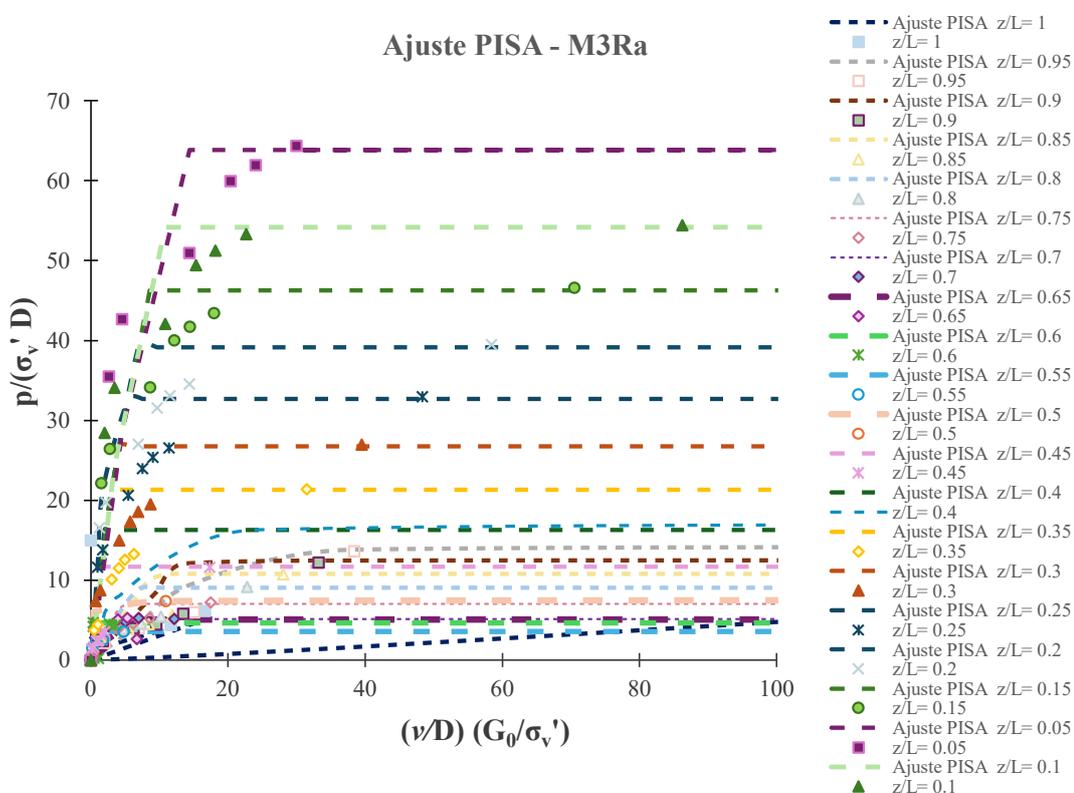


Figura 7.17. Curva p - v normalizada para os dados de campo da estaca M3Ra a partir do uso de função cônica de ajuste, conforme metodologia PISA.

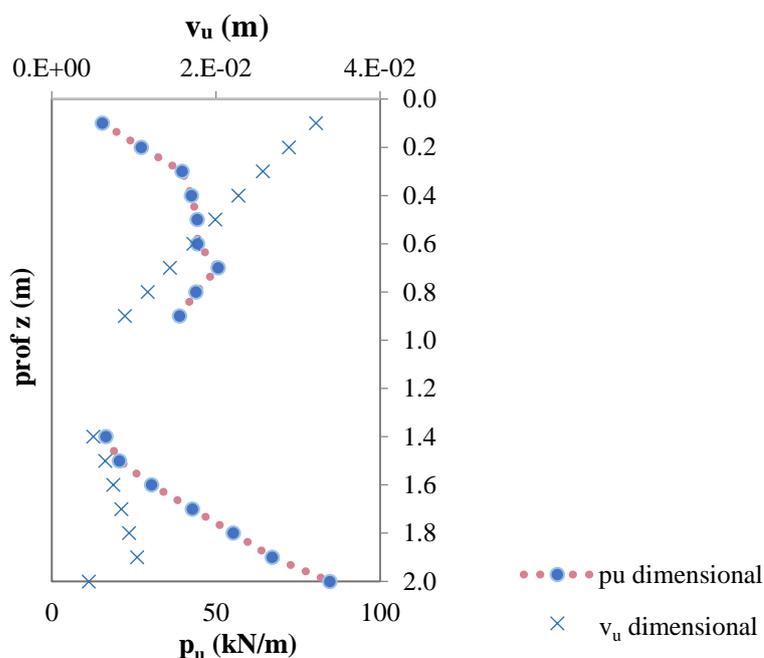


Figura 7.18. Variação dos deslocamentos e reação horizontal últimos em profundidade para primeira etapa de ajuste dos resultados de campo a partir da função cônica recomendada pelo método PISA. Desconsideradas profundidades próximas ao eixo de rotação (z_0).

Ensejando obter uma tendência da reação última do solo p_u crescente em profundidade de modo a minimizar a influência desses pequenos valores para maiores níveis de z , os deslocamentos últimos v_u foram revisados até valores máximos de ensaio, não limitados à profundidade em questão.

A partir desses resultados, uma segunda etapa foi avaliada buscando representar de forma adequada a resistência última do solo em profundidade a partir da aplicação de uma equação de ajuste. Para isso, a relação proposta por Murff & Hamilton (1993) em (7-1), também aplicada pelo método PISA (Byrne et al, 2020), foi inicialmente adotada:

$$\bar{p}_u = N1 - N2 e^{(-\xi \frac{z}{D})} \quad (7-1)$$

na qual $N1$, $N2$ e ξ representam constantes de ajuste da curva.

Considerando como representativos os resultados de superfície e ponta para os conjuntos solo-estaca de mesma rigidez e excluindo-se as respostas em proximidades do ponto de rotação, foi possível obter a normalização de $p_u/(\sigma'_v D)$ em termos da razão z/D , conforme tendências de ajuste apresentadas na Figura 7.19 para as estacas de menor e maior diâmetro.

Buscando-se unificar as respostas em termos de distintas rigidezes, a razão z/D apresentada na equação (7-1) foi substituída pela relação z/L , permitindo obter condições semelhantes de resposta para os pares $p-v$ das estacas de menor e maior diâmetro, representadas pelos conjuntos M1Fd e M3Ra na Figura 7.20a. Como condição de contorno, a equação para p_u e \bar{p}_u deve ainda respeitar como limite inferior os valores obtidos para cada nível de todos os ensaios avaliados, especialmente em superfície, como mostra a Figura 7.20b para a estaca M3Ra. Observa-se que as estacas intermediárias não foram consideradas para o processo de ajuste das funções cônicas, e, por terem apresentado uma maior mobilização da reação do solo em condições de ponta, uma vez que os ensaios foram levados a níveis de carregamento superiores à condição de ruptura definida em termos teóricos, podem influenciar no comportamento de p_u em profundidade, reforçando-se a sensibilidade dos ajustes apresentados às condições de ensaio e dados de entrada adotados como representativos.

As variáveis $N1$, $N2$ e ξ definidas para representação da distribuição da reação horizontal última do solo para os conjuntos de maior e menor diâmetro do Campo Experimental de Araquari a partir da equação (7-1) modificada em termos de z/L foram, respectivamente: 13.377, -60.950 e 3.756.

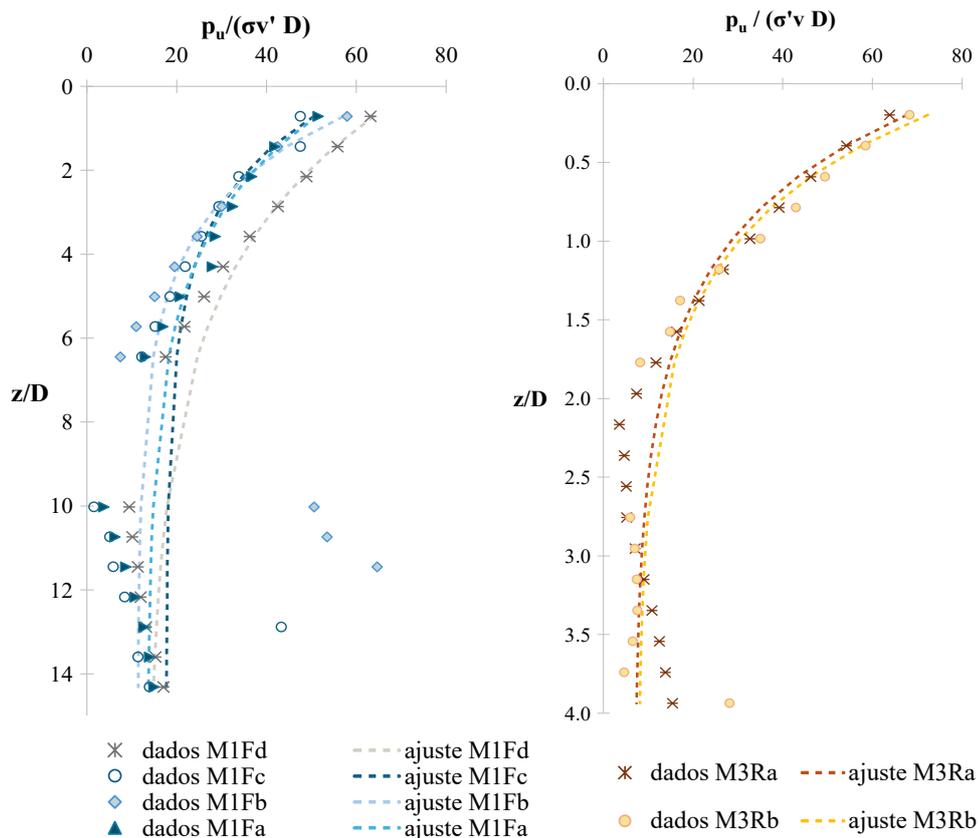


Figura 7.19. Ajuste da reação horizontal última em termos da razão z/D para conjuntos de mesma rigidez relativa: (a) estacas de menor diâmetro (M1F), e (b) estacas de maior diâmetro (M3R).

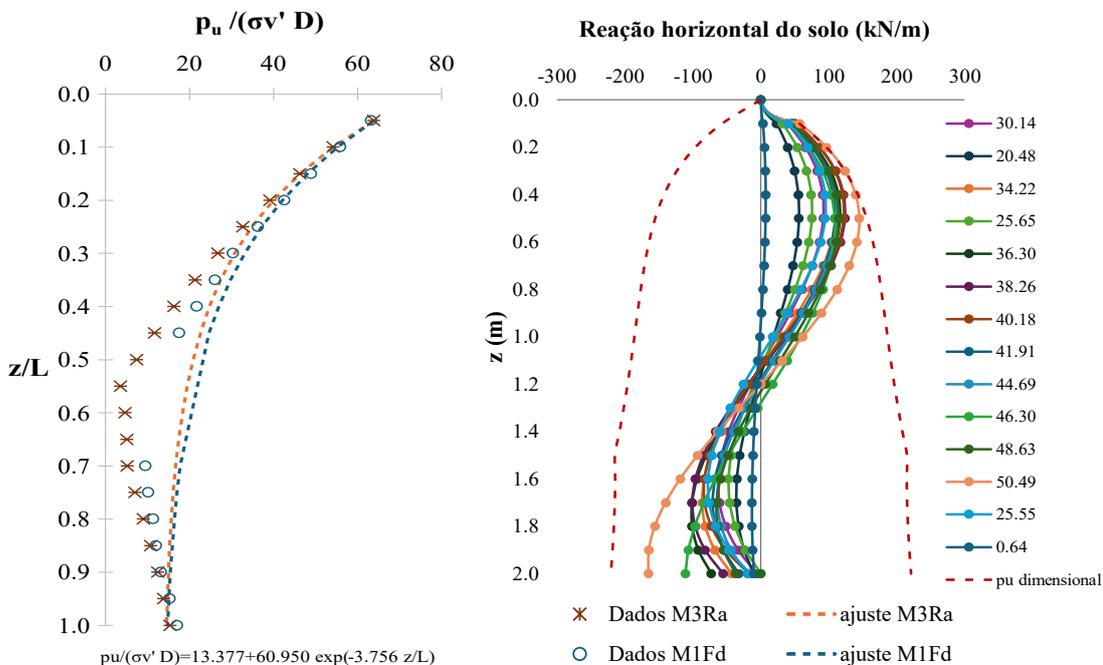


Figura 7.20. Comportamento da reação horizontal do solo em profundidade: (a) ajuste da reação horizontal última normalizada em termos de z/L para distintas geometrias (estacas M3Ra e M1Fd); e (b) distribuição da reação horizontal do solo para a estaca M3Ra com destaque à reação horizontal última definida para os conjuntos de maior e menor diâmetro em campo a partir da equação definida em (a).

Observa-se que essas resultantes são fortemente influenciáveis ao processo de ajuste inicial das curvas $p-v$ em termos adimensionais e dos valores fixados como dados de entrada, seja em termos de v_u e k_p em etapa inicial, das próprias variáveis adotadas durante a etapa de normalização das variáveis de controle, como da definição das profundidades representativas de ajuste em profundidade.

Uma vez que adotadas para análise das curvas de ajuste cônicas condições do solo distintas àquelas definidas em processo de retro análise no item 7.2, a fim de verificar possíveis ajustes a condições variáveis em profundidade, os resultados apresentados de forma adimensional não devem ser correlacionados de forma direta.

7.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE AS PREVISÕES DE COMPORTAMENTO

As previsões de desempenho e comportamento dos conjuntos solo-estaca do Campo Experimental de Araquari foram avaliadas a partir de três metodologias: uma modelagem numérica, adotando-se o método de elementos finitos (MEF) com modelo constitutivo elasto-plástico e critério de ruptura de Mohr Coulomb para o solo e modelo elástico-linear para o material da estaca, de forma simplificada; um modelo analítico embasado na metodologia das curvas $p-y$ acoplada à teoria de molas de Winkler, conforme recomendações do API (2002) para estacas flexíveis; e o modelo PISA, abordagem recentemente desenvolvida para melhor representar o comportamento de estacas rígidas.

De forma geral, as metodologias avaliadas apresentaram boa aderência aos resultados experimentais, com limitações e assertividades específicas a cada modelo, destacando-se:

1. Maior sensibilidade das metodologias numérica e PISA aos parâmetros de entrada;
2. Comportamentos-reposta limitados para condições últimas de ensaio a partir da modelagem numérica proposta, vistas as simplificações adotadas para o modelo constitutivo do elemento estrutural;
3. Tendência a uma subestimativa da rigidez inicial das curvas $p-v$ pelo modelo API (2002) quanto maior forem os diâmetros da estaca, e uma superestimativa para estacas de pequenas dimensões, com melhores previsões para estágios finais de carregamento (tende à superestimativa da rigidez final, convergindo a uma assíntota);
4. Compatibilidade parcial dos modelos à resposta de campo quanto à profundidade do ponto de rotação das estacas, possivelmente influenciada por efeitos de escala;

5. Boa aderência do modelo GDSM (PISA) para as estacas de menor e maior rigidez, com tendência a superestimar a rigidez inicial das curvas p-v para estacas mais rígidas e subestimá-la para as menos rígidas, inversamente ao observado a partir da metodologia API (2002);
6. Ainda que capaz de reproduzir de forma mais detalha a previsão de comportamento de estacas submetidas ao carregamento transversal, a metodologia PISA mostrou maior complexidade na sua aplicação a partir da necessidade de mais parâmetros de entrada, o que pode limitar sua utilização em projetos práticos. A consideração desses parâmetros adicionais se mostrou pouco representativa para os conjuntos ensaiados em Araquari, vista a boa reprodutibilidade dos demais modelos avaliados;
7. Elevada dependência do ajuste das curvas p-v pelo método das funções cônicas (PISA) em relação à quantidade e qualidade dos dados de entrada as quais, as quais tendem à limitar a avaliação da resistência última do solo em profundidade aos baixos valores de reação e deslocamentos, especialmente nas proximidades ao ponto de rotação do conjunto;
8. Uma representação da reação última do solo normalizada \bar{p}_u a partir da metodologia PISA para distintas rigidezes relativas de campo foi proposta a partir da modificação da equação desenvolvida por Murff & Hamilton (1993) em termos da razão z/L, desconsiderando-se os conjuntos p-v em proximidades intermediárias (proximidade à z₀);

Entretanto, a robustez e assertividade dos modelos propostos é diretamente dependente da qualidade dos dados de entrada para o modelo, evidenciando a importância das suas calibrações e ajustes com base nos dados experimentais, para os quais variações de comportamento também foram observadas entre estacas equivalentes, fortemente relacionadas às condições de instalação, aos procedimentos de carregamento e, evidentemente, às propriedades mecânicas e geométricas dos conjuntos solo-estaca. Essa dependência é reforçada a partir da comparação entre as previsões Classe A e Classe C,

Comparando-se os comportamentos-resposta para as distintas rigidezes avaliadas em campo, verificam-se:

1. Estacas de menor diâmetro e rigidez flexível (M1F) melhor representadas pela modelagem numérica (Classe C) e método API (2002), com limitações associadas à condição inicial dos ensaios para a aplicação das curvas “p-y” (método API) e ao estado

limite último para as previsões numéricas (simplificação do modelo constitutivo para o elemento estrutural). O método PISA (aplicação do modelo GDSM) tendeu a superestimar os deslocamentos e rotações de superfície para esses conjuntos;

2. Estacas de rigidez intermediária avaliadas apenas a partir dos modelos numéricos e API, com comparações entre métodos de análise similares às descritas para as estacas de menor diâmetro;
3. Estacas de maior diâmetro e rigidez adequadamente reproduzidas por todas as metodologias, com maior detalhamento pelo método PISA, desde que adotados parâmetros adequadamente calibrados, visto a maior sensibilidade de suas respostas.

Desta forma, a escolha da metodologia mais adequada à reprodução do comportamento de conjuntos solo-estaca deve considerar as características específicas do projeto, a disponibilidade de dados de campo para adequada calibração dos modelos e o nível de detalhamento requerido na análise.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS E RECOMENDAÇÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Objetivando investigar o desempenho e os mecanismos de interação de conjuntos solo-estaca submetidos a esforços transversais ativos e monotônicos em solo arenoso, foi adotada para esta pesquisa uma abordagem experimental, com a realização de ensaios físicos em monoestacas instrumentadas instaladas no Campo Experimental de Araquari. As estacas foram concebidas de modo a abranger diferentes comportamentos estruturais, considerando ao todo dez estacas com três diâmetros (139.7mm, 273mm e 508mm) e um único comprimento embutido, equivalente à $L=2m$.

As estacas foram carregadas em pares, respeitando os procedimentos B e G recomendados pela norma ASTM D3966-07 (ASTM, 2013) e atingindo esforços máximos de 10 kN a 17.65 kN para as estacas de menor diâmetro e próximos aos 50 kN para as estacas médias e intermediárias. Em termos de deslocamentos horizontais de superfície, foram obtidos em condição última de ensaio valores entre 8 e 55mm, representativos de até 24% do diâmetro D das estacas, e rotações de topo entre 0.6 e 2.6° (condição ELU).

Os modelos de campo permitiram obter distintas rigidezes relativas e mecanismos de interação solo-estrutura, com estacas de maior diâmetro (M3Rab) apresentando comportamento predominantemente rotacional, estacas de menor diâmetro (M1Fabcd) comportamento predominantemente flexural e estacas de diâmetro médio (M2Iabcd) rigidezes relativas intermediárias com a influência de ambos os comportamentos de transferência de esforços, conforme objetivado em etapa de dimensionamento.

As condições de ensaio em soma à instrumentação empregada, composta por extensômetros, inclinômetros, relógios comparadores, giroscópios associados à acelerômetro e transdutores de deslocamento, permitiram avaliar de forma detalhada e robusta o comportamento desses conjuntos solo-estaca sob carregamento transversal.

A análise dos resultados de campo evidenciou a complexidade da interação solo-estrutura, com variações no comportamento de topo/superfície e na distribuição dos esforços em profundidade influenciados por fatores como a rigidez relativa do conjunto, o diâmetro e comprimento embutido da estaca, os parâmetros operacionais do solo (referentes aos níveis de tensões e deformações atuantes) as condições de instalação e o nível de carregamento aplicado, ainda que

não tenham sido verificadas curvas de normalização únicas para todas as estacas ensaiadas em campo.

Definindo-se como critério de ruptura dos conjuntos deslocamentos horizontais em superfície (v_{sup}) equivalentes à 10% do diâmetro D , observou-se uma boa reprodutibilidade dos resultados de topo, com esforços de superfície ajustados a partir da metodologia de Van der Veen (1953).

Em profundidade, a obtenção de forças internas a partir dos extensômetros e dos deslocamentos provenientes a partir da inclinometria mostraram resultados acurados e concordantes, permitindo uma análise robusta dos esforços de primeira dependência. Entretanto, observa-se a sensibilidade do processo de múltipla derivação dos deslocamentos e curvaturas medidos em campo na obtenção da distribuição, especialmente, das reações horizontais do solo (p), e da forte dependência de p à profundidade do ponto de rotação do conjunto (z_0) e das condições de contorno de ponta adotadas para solucionar o sistema de equações definidos para ajuste do problema. Com possíveis efeitos de escala devido às influências supracitadas, condições operacionais como ciclos de carga-descarga também impactam fortemente a avaliação das curvas p - v quando em estágios não-elásticos dos materiais.

Nesse sentido, reiterando uma propagação de erros no processo de integração-derivação, enaltece-se a importância de se adotarem múltiplas instrumentações de profundidade em campo, possibilitando a obtenção de distintas variáveis de primeira dependência (i.e. deslocamentos, rotações, momentos fletores, etc.) e redundância e complementação de informação. Com maior interesse na reação horizontal do solo, células de pressão e ensaio pressiométrico devem ser adotados quando praticável.

Em termos de momentos fletores e deslocamentos, resultados robustos são apresentados, incluindo a consideração de pequenos esforços cortantes junto a ponta das estacas médias e intermediárias, conforme apresentado na literatura para estacas de maior rigidez. Diferentemente, momentos fletores não foram verificados como representativos em $z=L$.

Momentos máximos foram observados no primeiro terço do comprimento embutido das estacas, sem que tenha sido verificada correlação direta com o diâmetro ou rigidez. Diferentemente, a profundidade do ponto de rotação mostrou-se dependente da rigidez relativa dos conjuntos e dos mecanismos de transferência dos esforços, apresentando-se constante para estacas rígidas, próximo à $0.55L$, tendendo à estabilização quando em condições de carga máxima de ensaio ($v_{sup} \geq 0.1D$) (LI; BLANC; THOREL, 2022) para estacas de rigidez

intermediária ($0.7L \pm 0.1L$) e com maior variabilidade para estacas com comportamento predominantemente flexural.

Ainda, a calibração do momento fletor a partir dos resultados de extensometria mostrou-se fortemente influenciada pela degradação do módulo do concreto E_{conc} , conforme validado experimentalmente e matematicamente.

De forma a avaliar a influência das tensões cisalhantes atuantes na interface solo-estaca, o processo de obtenção dos esforços do solo a partir das medições de campo considerou o elemento de viga de Timoshenko, conforme recomenda a literatura para carregamentos horizontais de estacas de grande diâmetro. Entretanto, foram verificadas rotações totais θ equivalentes aos valores de rotação dependentes puramente do momento fletor da estrutura (Ψ), sem rotações representativas relacionadas à influência de tensões cisalhantes. Desta forma, os resultados obtidos equiparam-se à adoção do elemento de viga de Euler-Bernoulli.

Possíveis efeitos de borda também foram avaliados a partir da instalação de inclinômetros no solo de entorno, indicando uma propagação limitada das influências do carregamento lateral no maciço adjacente, com uma distribuição das tensões em solo aderente ao previsto em etapa de dimensionamento, entre 4 diâmetros para a face posterior e 6 diâmetros de influência na direção frontal de carregamento. Uma maior influência é observada nas direções frontal e diagonal-frontal das estacas mobilizadas.

A retro análise dos dados de campo, por meio de modelagem numérica, permitiu calibrar os parâmetros do solo, evidenciando a importância dessa etapa para a representação adequada do comportamento observado. Nesse sentido, constatou-se a influência do módulo de deformabilidade operacional do solo de Araquari (níveis de tensões e deformações atuantes) na regência do comportamento-resposta de estacas submetidas a esforços transversais, o qual se mostrou dependente da rigidez relativa e do diâmetro dos conjuntos, sem alterações significativas no ângulo de atrito (embora influente, adotado constante na calibração deste estudo para melhor aderência) e no peso específico do solo.

As previsões de comportamento utilizando diferentes metodologias (modelagem numérica, método API e modelo PISA - GDSM) demonstraram, de forma geral, uma boa aderência aos resultados experimentais, porém com limitações e particularidades de cada abordagem. Essas diferenças estão associadas à elevada sensibilidade aos parâmetros de entrada, à complexidade

de aplicação e à capacidade de representação da interação solo-estrutura em profundidade a partir de cada metodologia.

A análise comparativa permitiu validar a metodologia PISA, a qual se mostrou capaz de representar adequadamente e em maior detalhamento o comportamento das estacas ensaiadas em campo, especialmente para os conjuntos de maior rigidez, ainda que uma leve superestimativa tenha sido prevista para a rigidez das curvas p-v, de forma oposta ao apresentado para as estacas mais flexíveis. Entretanto, cabe reforçar, para além da complexidade do modelo PISA frente à praticidade da metodologia API, a elevada dependência do ajuste das curvas p-v a partir método das funções cônicas recomendado e a necessidade de aplicação de análise dimensional para convergência do modelo GDSM (solo arenoso de Dunkirk) aplicado ao solo arenoso de Araquari, com elevada sensibilidade aos parâmetros de entrada. A consideração de parâmetros de entrada adicionais para modelagem PISA se mostrou pouco representativa para os conjuntos ensaiados em Araquari, vista a boa reprodutibilidade dos demais modelos avaliados.

Com comportamentos em termos de rigidez inicial das curvas p-v opostos entre as metodologias do API e PISA, a metodologia convencional às estacas de óleo e gás (API) mostrou resultados mais aderentes em termos carga-deslocamento às condições últimas de ensaio para Araquari. Valores de momento fletor também se apresentaram robustos em profundidade. A modelagem numérica, por sua vez, mostrou-se mais aderente às condições de serviço (ELS), com sensibilidade dos parâmetros de entrada E_s e ϕ' para respostas de superfície e limitações em condições últimas de ensaio relacionadas ao modelo constitutivo adotado para o material de preenchimento - confirmando a influência da não linearidade e degradação da rigidez do material cimentício ao comportamento-resposta de estacas submetidas a esforços transversais. No que se refere à distribuição dos deslocamentos em profundidade, o modelo numérico mostrou-se pouco sensível às variações de parâmetro aplicadas, mantendo ponto de rotação estável entre os diferentes conjuntos, com $z_0=0.75L$, parcialmente compatível aos resultados de campo. De forma comparativa, o ponto de rotação obtido a partir da metodologia API mostrou-se mais próximo à superfície ($\sim 0.5L$ a $0.65L$), aderente a outra parcela dos ensaios de campo, cuja variabilidade esteja possivelmente associada a efeitos de escala e condições de saturação parcial observados em campo (atentar-se às limitações às representações reais do ensaio em condição *offshore*).

Em termos de ajustes dos dados de campo para uma distribuição representativa da reação horizontal última do solo em profundidade e consequente formulação de curvas $p-v$ representativas em mesmos níveis, verificam-se limitações relacionadas aos baixos valores obtidos nas proximidades do ponto de rotação z_0 das estacas e de suas bases, o que reforça a importância, para além da calibração dos modelos a partir de ensaios de campo instrumentados, do carregamento das estacas em condições superiores àquela definida como ruptura teórica, permitindo uma maior mobilização dos esforços do solo em profundidade, conforme observado para as estacas intermediárias de Araquari.

Desta forma, este trabalho contribui para o avanço do conhecimento no campo da engenharia de fundações ao fornecer um amplo conjunto de resultados experimentais e análises comparativas sobre o comportamento de monoestacas submetidas a carregamentos transversais em solos arenosos, com enfoque em estacas de diferentes mecanismos de interação-solo estrutura associados a distintas rigidezes relativas.

Adicionalmente, a correlação dos resultados de campo com as diferentes metodologias de previsão permite orientar a escolha da abordagem mais adequada, considerando, para além da disponibilidade de dados de campo para adequada calibração dos modelos, as características específicas do projeto e o nível de detalhamento requerido.

Com base nos resultados e conclusões obtidos nesta pesquisa, são propostas as seguintes sugestões para trabalhos futuros:

- Realização de campanha de investigação geotécnica complementar junto às estacas do Campo Experimental de Araquari para avaliação da possível alteração dos parâmetros do solo, como compactidade relativa e rigidez, devido ao processo de cravação e carregamento e subsequente validação da etapa de retro análise, para além de ensaio pressiométrico para avaliação da reação horizontal do solo representativa de cada camada. Ainda, novos ensaios de laboratório para o solo de superfície podem ser realizados a fim de melhor caracterizar a camada superficial, especialmente para as profundidades embutidas adotadas;

- Revisão das modelagens numéricas para as monoestacas instaladas junto Campo Experimental de Araquari a partir da utilização de modelos constitutivos e critérios de ruptura mais refinados para os materiais adotados, especialmente em termos do grau de preenchimento, e consideração dos efeitos de variação do nível d'água;

- Correlacionar os ensaios de campo às modelagens reduzidas realizadas para o mesmo solo no trabalho de Spricigo (2019) e realização de modelagem em centrífuga para obtenção de correlações diretas entre os resultados de campo e em escala reduzida;
- Novos ensaios para avaliação do comportamento cíclico dos conjuntos solo-estaca do campo Experimental de Araquari, considerando a natureza dos esforços atuantes em condições *offshore*;
- Investigação do comportamento dos conjuntos em condições saturadas, buscando compreender a influência do nível d'água, mais próximo às realidades *offshore*;
- Validação de outros modelos analíticos existentes na literatura recente, especialmente aqueles direcionados a monoestacas de grande diâmetro e comparação com os resultados obtidos desta tese;
- Utilização de células de pressão ao longo da profundidade e ponta de estacas ensaiadas e realização de ensaios pressiométricos *in situ*, visando obter informações mais precisas sobre a distribuição das tensões no solo;
- Uso de instrumentação com o maior número possível de pontos, com duplicidade de informações e acoplados a um sistema de aquisição automatizado;
- Sempre que possível, adoção de múltiplos transdutores de deslocamento (LVDTs) ou régua potenciométrica de maior precisão, com cursos menores e realocados em campo conforme necessário, visando definir de forma robusta as condições de contorno, especialmente em superfície;
- Para instalações de novas estacas, utilização do sistema de cravação como informação adicional sobre a capacidade resistente do solo, juntamente com a realização de ensaios de campo para avaliar os efeitos da cravação na capacidade, rigidez e resistência do substrato;
- Sempre que possível, recomenda-se a adoção de inclinômetros que forneçam diretamente as medidas de rotação, evitando a necessidade de conversão para deslocamentos. Além disso, deve-se atentar às condições de contorno da ponta, avaliando a leitura do inclinômetro durante o processo de descida e subida do torpedo no tubo-guia como uma alternativa para a mobilização da base.

REFERÊNCIAS

- ABDEL-RAHMAN, K.; ACHMUS, M. Finite element modelling of horizontally loaded monopile foundations for offshore wind energy converters in Germany. In: **Proceedings of the international symposium on frontiers in offshore geotechnics**. Taylor and Francis, Perth. 2005. p. 391-396.
- ABEEÓLICA. **Infovento Offshore**. São Paulo, v.01, set. 2022.
- ACHMUS, M.; KUO, Y. S.; ABDEL-RAHMAN, K. Behavior of monopile foundations under cyclic lateral load. **Computers and Geotechnics**, v. 36, n. 5, p. 725-735, 2009.
- AHMED, S. S., HAWLADER, B. Numerical analysis of large-diameter monopiles in dense sand supporting offshore wind turbines. **ASCE International Journal of Geomechanics**, v. 16, n. 5, p. 04016018, 2016.
- AHAYAN, S., PANAGIOTIS, K., BENJAMIN, C., & COLLIN, F. Behavior of laterally loaded piles: effects of soil and interface behaviors on p-y curves. **Numerical methods in geotechnical engineering**, p. 1511-1518, 2018.
- ALDERLIESTE, E. A. Experimental modelling of lateral loads on large diameter mono-pile foundations in sand. 2011.
- ALONSO, U. R. Dimensionamento de fundações profundas. Ed. Edgard Blücher, São Paulo, 1989, 169 p.
- ALVES, D. F. **Previsões do comportamento carga-recalque de estaca escavada com polímero**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Geotécnica) - Programa de Pós-Graduação em engenharia civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.
- AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, API. **API RP 2A-WSD: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - working stress design.**, 21st edition. Errata and Supplement, Dec. 2002.
- _____. **API 2GEO/ISO 19901-4:2003 (Modified): Petroleum and natural gas industries—Specific requirements for offshore structures, Part 4—Geotechnical and foundation design.** 1st edition. Addendum, Oct. 2014.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS, ASTM. **ASTM D3966-07 (2013): Standard Test Methods for Deep Foundations Under Lateral Load.** EUA, 2013.
- _____. **ASTM-D4253-16: Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table.** ASTM, 2016 a.
- _____. **ASTM-D4254-16: Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density.** ASTM, 2016 b
- ARSHAD, M.; O'KELLY, B. C. Development of a rig to study model pile behaviour under repeating lateral loads. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 14, n. 3, p. 54-66, 2014.

ASHFORD, S. A.; JUIRNARONGRIT, T. Evaluation of pile diameter effect on initial modulus of subgrade reaction. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 129, n. 3, p. 234-242, 2003.

ASHOUR, M.; NORRIS, G. Modeling lateral soil-pile response based on soil-pile interaction. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 126, n. 5, p. 420-428, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS, **ABMS**. 2015. Disponível em: <www.abms.com.br>. Acesso em: 29 mar. 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, ABNT. NBR 6122 (2022): Projeto e execução de fundações. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, Brasil, 2022.

_____. NBR 5738 (2015): Moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos e prismáticos de concreto. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, Brasil, 2015.

_____. NBR 7215 (2019) Cimento Portland: determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, Brasil, 2019.

_____. NBR 8261 (2019): Tubos de aço-carbono, com e sem solda, de seção circular, quadrada ou retangular para usos estruturais — Requisitos. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, Brasil, 2019.

_____. NBR 12051 (2015): Solo - Determinação do índice de vazios mínimos de solos não-coesivos. Cancelada sem substituição. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, Brasil, 2015.

_____. NBR 12004 (2015): Solo - Determinação do índice de vazios máximo de solos não coesivos. Cancelada sem substituição. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, Brasil, 2015.

BAECHER, G. B.; CHRISTIAN, J. T. **Reliability and statistics in geotechnical engineering**. John Wiley & Sons, England, 2005. p. 605. ISBN 0-471-49833-5

BAGUELIN, F.; FRANK, R.; SAID, Y. H. Theoretical study of lateral reaction mechanism of piles. **Geotechnique**, v. 27, n. 3, p. 405-434, 1977.

BALDI, G.; BELLOTTI, R.; GHIONNA, V.; JAMIOLKOWSKI, M.; MARCHETTI, S.; PASQUALINI, E. Flat dilatometer tests in calibration chambers. **Use of In-situ Tests in Geotech. Eng.**, ASCE, Geotech. Special Publ., n. 6, p. 431-446, 1986.

BANERJEE, P. K.; DAVIES, T. G. The behaviour of axially and laterally loaded single piles embedded in nonhomogeneous soils. **Geotechnique**, v. 28, n. 3, p. 309-326, 1978.

BARTON, Y. O. **Laterally loaded model piles in sand: Centrifuge tests and finite element analyses**. 1982. PhD Thesis. Civil Engineering, University of Cambridge, Cambridge.

BASU, D.; SALGADO, R.; PREZZI, M.. Analysis of laterally loaded piles in multilayered soil deposits. **Joint Transportation Research Program**, p. 330, 2008.

BATISTA, D., GRANTHOM-COSTA, L. V., COUTINHO, R. **Biodiversidade Marinha dos Costões Rochosos de Arraial do Cabo: Histórico, Ecologia e Conservação**. Instituto de Estudos do Mar Almirante Paulo Moreira (IEAPM), 2020.

BAYTON, S. M.; BLACK, J. A.; KLINKVORT, R. T. Centrifuge modelling of long term cyclic lateral loading on monopiles. In: **Physical modelling in geotechnics**. CRC Press, p. 689-694, 2018.

BIOT, M. A. Bending of an Infinite Beam on an Elastic Foundation. **Journal of Applied Mechanics**. Harvard University. Cambridge, 1937.

BOLTON, M. D. The strength and dilatancy of sands. **Geotechnique**, v. 36, n. 1, p. 65-78, 1986.

BOLTON, M. D. *et al.* Centrifuge cone penetration tests in sand. **Géotechnique**, v. 49, n. 4, p. 543-552, 1999.

BORN, R. B. **Análise experimental do comportamento de estacas carregadas lateralmente em um solo residual**. 2019. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

BOWLES, J. E. **Foundation analysis and design: International edition**. 5th ed. Singapore: McGraw-Hill Companies, 1997. ISBN 0071188444.

BRANCO, P. M. Recursos Minerais do Fundo do Mar. **Serviço Geológico do Brasil – CPRM**, 2013. Disponível em <cprm.gov.br/publique/CPRM-Divulga/Canal-Escola/Recursos-Minerais-do-Fundo-do-Mar-2560.html>. Acesso em: 15 jun. 2023.

BRINCH HANSEN, J. The ultimate resistance of rigid piles against transversal forces. **Geoteknisk Instit., Bull.**, 1961.

BROCHERO, J. L. R. **Caracterização geotécnica do campo experimental da UFRGS em areia**. 2014. 154 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)- Programa de Pós-Graduação em engenharia civil, UFRGS, Porto Alegre.

BROMS, B. Lateral resistance of piles in cohesive soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, 90 (2), 27-63, 1964a

BROMS, B. Lateral resistance of piles in cohesionless soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division**, 90 (3), 123-156, 1964b

BROMS, B. B. Design of laterally loaded piles. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 91, n. 3, p. 79-99, 1965.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION - BSI, BS 8004. Code of practice for foundations, London: **British Standards Institution**, 2015.

BURD, H J. *et al.* New data analysis methods for instrumented medium-scale monopile field tests. **Géotechnique**, v. 70, n. 11, p. 961-969, 2020a.

_____. PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a marine sand. **Géotechnique**, v. 70, n. 11, p. 1048-1066, 2020b.

_____. Application of the PISA design model to monopiles embedded in layered soils. **Géotechnique**, v. 70, n. 11, p. 1067-1082, 2020c.

BYRNE, B. W. Geotechnical design for offshore wind turbine monopiles. **Géotechnique**, v. 70, n. 11, p. 943-944, 2020.

BYRNE, B. W. *et al.* New design methods for large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications. **Frontiers in offshore geotechnics III**, p. 705-710, 2015.

BYRNE, B. W. *et al.* PISA: new design methods for offshore wind turbine monopiles. In: **Offshore Site Investigation Geotechnics 8th International Conference Proceeding**. Society for Underwater Technology, p. 142-161, 2017.

_____. Field testing of large diameter piles under lateral loading for offshore wind applications. p. 1255-1260, 2015b.

_____. PISA: new design methods for offshore wind turbine monopiles. **Revue Française de Géotechnique**, n. 158, p. 3, 2019.

_____. PISA design model for monopiles for offshore wind turbines: application to a stiff glacial clay till. **Géotechnique**, v. 70, n. 11, p. 1030-1047, 2020a.

_____. Monotonic laterally loaded pile testing in a stiff glacial clay till at Cowden. **Géotechnique**, v. 70, n. 11, p. 970-985, 2020b.

CAO, G. *et al.* Study on Failure Mechanism and Soil Resistance for Laterally-Loaded Large-Diameter Monopiles. **Geotechnical and Geological Engineering**, v. 41, n. 4, p. 2741-2758, 2023.

CARNEIRO, F, L., 1993. **Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos**. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 256 p.

CEMBRA, Centro de Excelência para o Mar Brasileiro. **O Brasil e o mar no século XXI: Relatório aos tomadores de decisão do País**. coord. Luiz Philippe da Costa Fernandes, prep. Lucimar Luciano de Oliveira. – 2. ed., rev. e ampl. Niterói, RJ : BHMN, 2012. 540 p

CINTRA, J.C, AOKI, N. ALBIERO, J.H. Fundações diretas: projeto geotécnico, Oficina de textos, 50p., 2012.

CHRISTANTE, L. A era da mineração marinha. **Unesp Ciência**, jul. 2010. Seção Geologia, v. 10, p. 18-25.

CHRUSCIAK, M. R. **Caracterização Araquari**. Capítulo não publicado, 12f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre, 2019.

_____. **Transferência de carga na interface solo-concreto de estacas escavadas em solo arenoso**. 2021, 232 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

COMITE EUROPEEN DE NORMALISATION, CEN. Eurocode 7: ENV 1997–1:2004 - Geotechnical Design - Part 1: General rules, Brussels: **European Committee for Standardization**, 2004.

CORREA, I. C. S. Sedimentologia do ambiente marinho. Centro de Estudos de Geologia Costeira e Oceânica, UFRGS, Porto Alegre. 2021.

CORRÊA, J. M. Estudo da variação do preenchimento interno no comportamento de estacas tubulares vazadas submetidas ao arrancamento, através de ensaios em centrífuga geotécnica. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Centro de Ciência e Tecnologia, Campos dos Goytacazes, **Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro** – Rio de Janeiro, 2016.

SERVIÇO GEOLÓGICO DO BRASIL, CPRM. Carta geológica: folha SG.22-Z-B, Joinville. Escala 1:250.000, 2011. Acesso em < geosgb.sgb.gov.br/ >

DAVISSON, M. T. Lateral load capacity of piles. **Highway Research Record**, n. 333, 1970.

DAVISSON, M. T.; ROBINSON, K. E. Bending and buckling of partially embedded piles. In: **Soil Mech & Fdn Eng Conf Proc., Canada**. 1965.

DÉCOURT, L. Previsão dos deslocamentos horizontais de estacas carregadas transversalmente com base em ensaios penetrométricos. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, SEFE II**, v. 2, p. 340-362, 1991.

_____. DNVGL-ST-0126: Support structures for wind turbines. Version July 2018.

DFI, DEEP FOUNDATION INSTITUTE. **Find a pile.com**. University of California, 2013. findapile.com

DIAS, G. D. M.; ROBRINI, M.; FREIRE, J. S. S.; FIGUEIREDO, A. Mapa de sedimentos superficiais da Plataforma Continental Brasileira. **Serviço Geológico do Brasil, CPRM**. Geologia da Plataforma Continental Jurídica Brasileira e áreas oceânicas adjacentes. Brasília, 2008. Disponível em <cprm.gov.br/publique/Geologia/Geologia-Marinha/Geologia-da-Plataforma-Continental-Juridica-Brasileira-e-Areas-Oceanicas-Adjacentes-1060.html> Acesso em 15 jun. 2023.

DOHERTY, P.; GAVIN, K. Laterally loaded monopile design for offshore wind farms. **Proceedings of the institution of civil engineers-energy**, v. 165, n. 1, p. 7-17, 2012.

DOHERTY, P. *et al.* Field validation of fibre Bragg grating sensors for measuring strain on driven steel piles. **Géotechnique Letters**, v. 5, n. 2, p. 74-79, 2015.

DUTKIEWICZ, A., R.; MULLER, D.; O'CALLAGHAN, S.; JÓNASSON, H. Census of seafloor sediments in the world's ocean. **GEOLOGY**. v. 43; no. 9; p. 795–798, Set. 2015

DUTKIEWICZ, A., S.; O'CALLAGHAN, R. D. MULLER. Controls on the distribution of deep-sea sediments. **Geochem. Geophys. Geosyst.**, American Geophysical Union. v. 17, p. 3075–3098, 2016. doi:10.1002/2016GC006428.

EARTHBYTE GROUP, **GPlates Portal: Seafloor Lithology**. School of Geosciences, University of Sydney, Sydney, NSW 2006, Australia National ICT Australia (NICTA), Australian Technology Park, Eveleigh, NSW 2015, Australia, v.01. Disponível em: <portal.gplates.org/portal/seafloor/>. Acesso em: 15. jun. 2023.

ELSON, W. K. **Design of laterally-loaded piles**. CIRIA Report No. 103. Construction Industry Research and Information Association. London, 86 p, 1984.

EPE, Empresa de Pesquisa Energética. **Roadmap eólica offshore Brasil: perspectivas e caminhos para a energia eólica marítima**. 2020a.

ESMAP, Energy Sector Management Assistance Program. **Going Global: Expanding Offshore Wind to Emerging Markets**. Washington, DC: World Bank, 2019.

FAN, C. C.; LONG, J. H. Assessment of existing methods for predicting soil response of laterally loaded piles in sand. **Computers and Geotechnics**, v. 32, n. 4, p. 274-289, 2005.

FAN, S.; BIENEN, B.; RANDOLPH, M. F. Effects of monopile installation on subsequent lateral response in sand. I: Pile installation. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 147, n. 5, p. 04021021, 2021a.

_____. Effects of monopile installation on subsequent lateral response in sand. II: Lateral loading. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 147, n. 5, p. 04021022, 2021b.

FARO, V. P. **Carregamento lateral em fundações profundas associadas a solos tratados: concepção, provas de carga e diretrizes de projeto**. 2014. 347 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

FRANCISCONI, Ó.; COSTA, M. P. D. A.; COUTINHO, M. G. D. N.; VICALVI, M. A. Geologia costeira e sedimentos da Plataforma Continental Brasileira. **Anais. XXVIII Congresso brasileiro de Geologia**, 1974, 17 p.

FRICK, D.; ACHMUS, M.. A model test study on the parameters affecting the cyclic lateral response of monopile foundations for offshore wind turbines embedded in non-cohesive soils. **Wind Energy Science**, v. 7, n. 4, p. 1399-1419, 2022.

FUGRO IN SITU GEOTECNIA LTDA. **Geotechnical Investigation Report: URS-01-GRE-02**. Project: Experimental Landfill Joinville-SC. Rev 02, 2015.

GARNIER, J. *et al.* Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 7, n. 3, p. 1, 2007.

GEOFORMA ENGENHARIA LTDA. **C.P.T.u. Test Report: CPTU 251-03/14**. Araquari Experimental Site. Araquari, SC, 2014a. Disponível em <ufrgs.br/araquari-ets/>

_____. **SDMT Test Report: SDMT 112 -05/14.** Araquari Experimental Site. Araquari, SC, 2014b. Disponível em <ufrgs.br/araquari-ets/>

_____. **Subsurface Exploration Report RS 1735-08/14.** Araquari Experimental Site. Araquari, SC, 2014c. Disponível em <ufrgs.br/araquari-ets/>

_____. **Subsurface Exploration (SPT): RS1735 SP01-03.** Sample Description. Araquari Experimental Site. Araquari, SC, 2014d. Disponível em <ufrgs.br/araquari-ets/>

_____. **Raw Data CPTu and DMT_new.** Planilha de dados excel. Araquari Experimental Site. Araquari, SC, 2014e. Disponível em <ufrgs.br/araquari-ets/>

GEORGIADIS, M.; ANAGNOSTOPOULOS, C.; SAFLEKOU, S. Centrifugal testing of laterally loaded piles in sand. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 29, n. 2, p. 208-216, 1992.

GO Associados. Impactos socioeconômicos e ambientais da geração de energia eólica no Brasil, São Paulo, 2020, 84p. Disponível em <abeeolica.org.br/wp-content/uploads/2020/10/ABEE%20C3%B3lica_GO-Associados-V.-Final.pdf>, Acesso em: 06 nov. 2021.

GUILLAUME M. TchilDill/openpile: OpenPile version 0.7.0 (v0.7.0). Zenodo, 2023. Disponível em <<https://doi.org/10.5281/zenodo.10116667>>. Acesso em 07 mai. 2024.

GUO, W. D. **Theory and practice of pile foundations.** CRC press, 2013.

_____. Subgrade modulus for laterally loaded piles. In: Proceedings of the eighth international conference on the application of artificial intelligence to civil and structural engineering computing. **Civil-Comp Press**, 2001. p. 273-274.

GUPTA, B. K.; BASU, D. Nonlinear solutions for laterally loaded piles. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 57, n. 10, p. 1566-1580, 2020.

GWEC. Global Wind Energy Council. **Global wind report 2021.** Belgium, 2021a.

_____. **Global wind report 2023.** Belgium, 2023, 118p.

HAN, F.; GANJU, E.; SALGADO, R.; PREZZI, M. Effects of interface roughness, particle geometry, and gradation on the sand-steel interface friction angle. **Journal of Geotechnical and Environmental Engineering**, v. 144, n. 12, p. 04018096-1-12, 2018.

HARDIN, B. O.; BLACK, W. L. Sand stiffness under various triaxial stresses. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 92, n. 2, p. 27-42, 1966.

HATANAKA, M.; UCHIDA, A. Empirical correlation between penetration resistance and effective friction of sandy soil. **Soils Found.**, v. 36, n. 4, p. 1-9, 1996.

HELWANY, S. **Applied soil mechanics with ABAQUS applications.** John Wiley & Sons, 2007.

HIGGINS, W. *et al.* Elastic solutions for laterally loaded piles. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 139, n. 7, p. 1096-1103, 2013.

HORN FILHO, N. O. 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. 2013.

IPCC, Intergovernmental Panel on Climate Change. **IPCC press release: Climate change widespread, rapid, and intensifying**. IPCC Secretariat. Geneva, Switzerland, 2021.

IRENA. International Renewable Energy Agency. **Wind power: technology brief**. Abu Dhabi, 2016a.

_____. **Innovation outlook: offshore wind**. Abu Dhabi, 2016b.

_____. **Future of wind: deployment, investment, technology, grid integration and socio-economic aspects. (A Global Energy Transformation paper)**. Abu Dhabi, 2019.

_____. **Offshore renewables: an action agenda for deployment**. Abu Dhabi, 2021a.

_____. **Tracking the impacts of innovation: offshore wind as a case study**. Abu Dhabi, 2021b.

ISENHOWER, W. M.; WANG, S. T. Computer program LPILE Version 6 Technical Manual. **Enssoft Inc.** Austin, Texas, 2012.

ISHIHARA, K. Soil behaviour in earthquake geotechnics. Oxford, UK: **Clarendon Press**, 1996.

ISMAEL, N. F. Behavior of laterally loaded bored piles in cemented sands. **Journal of geotechnical engineering**, v. 116, n. 11, p. 1678-1699, 1990.

ISMAEL, N. F.; AL-SANAD, H. A. Plate loading tests on weakly cemented surface desert sands. **Geotechnical Engineering**, v. 24, n. 2, 1993.

KALLEHAVE, D., BYRNE, B. W., LEBLANC THILSTED, C., MIKKELSEN, K. K. Optimization of monopiles for offshore wind turbines. **Philosophical Transactions of the Royal Society A: Mathematical, Physical and Engineering Sciences**, v. 373, n. 2035, p. 20140100, 2015.

KARLOWSKIS, V. **Soil plugging of open-ended piles during impact driving in cohesionless soil**. 2014. 73f. Master Thesis, Department of Civil and Architectural Engineering, Royal Institute of Technology (KTH). Sweden.

KAVITHA, P. E.; BEENA, K. S.; NARAYANAN, K. P. Comparison of structural behaviour of laterally loaded pile using pi terms and numerical simulation. In: **IOP Conference Series: Materials Science and Engineering**. IOP Publishing, 2017. p. 012124.

KHARI, M.; KASSIM, K. A.; ADNAN, A. An experimental study on pile spacing effects under lateral loading in sand. **The scientific world journal**, v. 2013, 2013.

KISHIDA, H.; UESUGI, M. Tests of the interface between sand and steel in the simple shear apparatus. *Géotechnique*, v. 37, n. 1, p. 45-52, 1987.

KLINKVORT, R. T. **Centrifuge modelling of drained lateral pile-soil response**. 2012. PhD thesis, Technical University of Denmark, DTU Civil Engineering, Denmark, 2012.

KLINKVORT, R. T.; LETH, C. T.; HEDEDAL, O. Centrifuge modelling of a laterally cyclic loaded pile. **Physical modelling in geotechnics**, v. 7, p. 959-964, 2010.

KLINKVORT, R. T.; HEDEDAL, O. Monotonic soil-structure interaction of monopile support for offshore wind turbines. Submitted for publication, **NRC Canada**, 2012.

_____. Effect of load eccentricity and stress level on monopile support for offshore wind turbines. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 51, n. 9, p. 966-974, 2014.

KLINKVORT, R. T. *et al.* A review of modelling effects in centrifuge monopile testing in sand. **Physical Modelling in Geotechnics**, p. 720-723, 2018.

KONDNER, R. L. Hyperbolic stress-strain response: cohesive soils. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division**, v. 89, n. 1, p. 115-143, 1963.

KULHAWY, F. H.; MAYNE, P. W. **Manual on estimating soil properties for foundation design**. Ithaca: Geotech. Eng. Group, Cornell Univ., 1990.

LAVALLE, L. V. A. **Caracterização geotécnica do depósito presente no Campo Experimental de Araquari**. 2017, 146 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LAUTENSCHLÄGER, C. E. R. **Modelagem Numérica do Comportamento de Fundações Profundas Submetidas a Carregamento Lateral**. 2010. 179 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

LEBLANC, C.; HOULSBY, G. T.; BYRNE, B. W. Response of stiff piles in sand to long-term cyclic lateral loading. *Géotechnique*, v. 60, n. 2, p. 79-90, 2010.

LESNY, K.; WIEMANN, J. Finite-element-modelling of large diameter monopiles for offshore wind energy converters. In: **GeoCongress 2006: Geotechnical Engineering in the Information Technology Age**. 2006. p. 1-6.

LI, Q.; ASKARINEJAD, A.; GAVIN, K. Lateral response of rigid monopiles subjected to cyclic loading: centrifuge modelling. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering**, v. 175, n. 4, p. 426-438, 2022.

LI, W.; IGOE, D.; GAVIN, K.. Field tests to investigate the cyclic response of monopiles in sand. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Geotechnical Engineering**, v. 168, n. 5, p. 407-421, 2015.

LI, W.; ZHU, B.; YANG, M. Static response of monopile to lateral load in overconsolidated dense sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 143, n. 7, p. 04017026, 2017.

LI, Z.; BLANC, M.; THOREL, L. Effects of embedding depth and load eccentricity on lateral response of offshore monopiles in dense sand: a centrifuge study. **Géotechnique**, p. 1-15, 2022.

LOPES, G. K. *et al.* A numerical methodology to predict the lateral load response of monopiles installed in SAND considering soil stiffness degradation. **Ocean Engineering**, v. 270, p. 113723, 2023.

MA, Y; YANG, J. Earth pressure distribution on laterally loaded offshore monopiles. **Ocean Engineering**, v. 273, p. 113954, 2023.

MARCHETTI, S. In situ tests by flat dilatometer. **Journal of the geotechnical engineering division**, v. 106, n. 3, p. 299-321, 1980.

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.

MATLOCK, H., REESE, L. C. Foundations analysis of offshore pile supported structures. **Proceedings**, 5th, ICSMFE, Paris, v.2, p.91-97, 1961.

MAYNE, P. W.; KULHAWY, F. H. Ko-OCR relationships in soil. **J. of Geotech. Eng. Div.**, v. 108, n. 6, p. 851-872, 1982.

MCADAM, R. A. *et al.* Monotonic laterally loaded pile testing in a dense marine sand at Dunkirk. **Géotechnique**, v. 70, n. 11, p. 986-998, 2020.

MEYERHOF, G. G.; MATHUR, S. K.; VALSANGKAR, A. J. Lateral resistance and deflection of rigid walls and piles in layered soils. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 18, n. 2, p. 159-170, 1981.

MOTTA, V. F., 1972. **Curso de teoria da semelhança**. Edições urgs. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 154 p.

MOUSSA, A.; CHRISTOU, P. The Evolution of Analysis Methods for Laterally Loaded Piles Through Time. In: **International Congress and Exhibition" Sustainable Civil Infrastructures: Innovative Infrastructure Geotechnology"**. Springer, Cham, 2017. p. 65-94.

MURFF, J. D.; HAMILTON, J. M. P-ultimate for undrained analysis of laterally loaded piles. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 119, n. 1, p. 91-107, 1993.

MURPHY, G.; IGOE, D.; DOHERTY, P.; GAVIN, K. 3D FEM approach for laterally loaded monopile design. **Computers and Geotechnics**, v. 100, p. 76-83, 2018.

NIENOV, F. A. **Desempenho de estacas escavadas de grande diâmetro em solo arenoso sob carregamento vertical**. 2016. 264f. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

NIMIYONGSKUL, N.; BARKER, P.; ASHFORD, S. A. **Effects of Soil Slope on The Lateral Capacity of Piles in Cohesive and Cohesionless Soils**. 2012.

O'NEILL, M.W.; MURCHISON, J.M. An Evaluation of p-y Relationships in Sands, prepared for the American Petroleum Institute, **Report PRAC 82-41-1**. Houston, University of Houston, March, 1983.

ODEBRECHT, E. **Medidas de energia no ensaio SPT**. 230 f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de pós-graduação em Engenharia Civil, UFRGS, 2003.

OZDEN, G.; AKDAG, C. T. Lateral load response of steel fiber reinforced concrete model piles in cohesionless soil. **Construction and Building Materials**, v. 23, n. 2, p. 785-794, 2009.

PAIKOWSKY, S. G.; PLAYER, C. M.; CONNORS, E. J. A Dual Interface Apparatus for Testing Unrestricted Friction of Soil Along Solid Surfaces. **Geotechnical Testing Journal**, v. 18, n. 2, p. 168-193, 1995.

PATROCÍNIO, G. M. A. **DO Avaliação da degradação da resistência à luz das tensões horizontais medidas com o cone**. 2023. 144p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

PEREIRA, D. A. **Análise de provas de carga estática instrumentadas em estacas escavadas em areia**. 2016. 186f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Setor de Tecnologia, Departamento de Construção Civil, UFPR, Curitiba, 2016.

POULOS, H. G. Behavior of laterally loaded piles I. Single Piles. **Journal of Soil Mechanics & Foundations Div**, 1971.

POULOS, H. G.; CARTER, J. P.; SMALL, J. C. Foundations and retaining structures-research and practice. In: **Proceedings of the International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. AA Balkema Publishers, 2002. p. 2527-2606.

POULOS, H. G.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York; Chichester: Wiley, 1980. ISBN 0471020842.

POULOS, H. G.; HULL, T. S. The role of analytical geomechanics in foundation engineering. In: **Foundation engineering: Current principles and practices**. ASCE, 1989. p. 1578-1606.

PRASAD, Y. V.; CHARI, T. R. Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils. **Soils and Foundations**, v. 39, n. 2, p. 21-29, 1999.

PYKE, R.; BEIKAE, M. **A new solution for the resistance of single piles to lateral loading.** Laterally Loaded Deep Foundations: Analysis and Performance. *ASTM STP 835*, J. A. Langer, E. T. Mosley, and C. D. Thompson, Eds., American Society for Testing and Materials, 1984, p. 3-20.

RANDOLPH, M. F. The response of flexible piles to lateral loading. **Geotechnique**, v. 31, n. 2, 1981, p. 247-259.

RANDOLPH, M.; GOURVENEC, S. **Offshore Geotechnical Engineering.** 1st ed. CRC Press, 2017. 530 p. ISBN 9781138074729.

RAKOTONINDRIANA, J. *et al.* Design of an instrumented model pile for axial cyclic loading. In: **7th international Conference on Physical Modelling in Geotechnics.** 2010. p. 991-996.

REESE, L. C.; VAN IMPE, William F. **Single piles and pile groups under lateral loading.** London: CRC Press, 2011.

REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, F. D. Analysis of laterally loaded piles in sand. **Offshore Technology in Civil Engineering Hall of Fame Papers from the Early Years**, p. 95-105, 1974.

_____. Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay. **Proceedings, 7th Offshore Technol. Conf., Houston, Tex., 2, 473-483, 1975.**

ROBERTSON, P. K.; CABAL, R. K. L. **Guide to Cone Penetration Testing for Geotechnical Engineering.** Gregg Drilling & Testing, Inc., ed 6, 2015.

ROBERTSON, P. K.; CAMPANELLA, R. G. Interpretation of cone penetration tests. Part I: Sand. **Canadian geotechnical journal**, v. 20, n. 4, p. 718-733, 1983.

ROWE, P. W. The stress dilatancy relation for static equilibrium of an assembly of particles in contact. **Proceedings of the Royal Society**, v. A269, p. 500-527, 1962.

ROLLINS, K. M.; GERBER, T. M.; LANE, J. D.; ASHFORD, S. A. Lateral resistance of a full-scale pile group in liquefied sand. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 131, n. 1, p. 115-125, 2005.

ROCSCIENCE. **Laterally loaded piles.** Computer program RSPile Theory Manual. Toronto, 2018

ROBINSKY, E. I.; MORRISON, C. F. Sand displacement and compaction around model friction piles. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1, n. 2, p. 81-93, 1964.

RUIGROK, J. A. T. **Laterally loaded piles: models and measurements.** 2010. 346 f. Thesis. Faculty of Civil Engineering, TU. Delft.

RYSTAD ENERGY. The state of the European wind energy supply chain: a «what-would-it-take» analysis of the European supply chain's ability to support ambitious capacity targets towards 2030. Rystad Energy in cooperation with WindEurope. Oslo, Norway, April 2023.

SALGADO, R. **The engineering of foundations**. New York: McGraw Hill, 2008.

SCHNAID, F. **In situ testing in geomechanics: the main tests**. Taylor & Francis, New York, 2009.

SCHNAID, F.; LEHANE, B.; FAHEY, M. In situ test characterisation of unusual geomaterials. Keynote lecture. In: INT. CONF. ON SITE CHARACTERIZATION, 2., 2004, Porto, Portugal. **Proceedings...** Rotterdam: Millpress, 2004. v. 1, p. 49-74.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaios de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SESTREM, L.P. **Mecanismos de transferência de carga em estacas escavadas em solos arenosos através de provas de carga instrumentadas**. 2018, 265f. Tese (Doutorado), Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2018.

SILVA, A. J. V. C. **Potencial Eólico Offshore no Brasil: Localização de Áreas Nobres através de Análise Multicritério**. Dissertação (mestrado). UFRJ, COPPE, Programa Planejamento Energético. Rio de Janeiro, 2019. 90 f.

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. **Selected papers on soil mechanics**. Reprinted from Building Research Congress, London, 1951. p. 50-59

_____. Standard penetration test procedures and effects in sands of overburden pressure, relative density, particle size, aging and over consolidation. **Geotechnique**, 36(3), p. 425-447, 1986.

SMITH, T. D. Pile horizontal soil modulus values. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 113, n. 9, p. 1040-1044, 1987.

SØRENSEN, S. P. H. Soil-structure interaction for non slender, large-diameter offshore monopiles. 2012.

SØRENSEN, S. P.H.; IBSEN, L. B.; FOGLIA, A.. Testing of laterally loaded rigid piles with applied overburden pressure. **International Journal of Offshore and Polar Engineering**, v. 25, n. 02, p. 120-126, 2015.

SPRICIGO, B. Estudo do comportamento de estacas escavadas em solo arenoso submetidas ao carregamento transversal. 2019. 212 f. **Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil)** – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

_____. Data acquisition system – M3Rab. Código do GitHub. Acesso em < https://github.com/bruna-spricigo/Monopiles_Araquari.git>.

TABORDA, D. *MG et al.* Finite-element modelling of laterally loaded piles in a dense marine sand at Dunkirk. **Geotechnique**, v. 70, n. 11, p. 1014-1029, 2020.

TEIXEIRA, A. H. Projeto e execução de fundações. **Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia**, SEFE, São Paulo, v. 1, p. 33-50, 1996.

- TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade modulus. **Géotechnique**, v5: 297-326. 1955.
- THIEKEN, K.; ACHMUS, M.; LEMKE, K. A new static p-y approach for piles with arbitrary dimensions in sand. **Geotechnik**, v. 38, n. 4, p. 267-288, 2015.
- TRUONG, P.; LEHANE, B. M.; ZANIA, V.; KLINKVORT, R. T. Empirical approach based on centrifuge testing for cyclic deformations of laterally loaded piles in sand. **Géotechnique**, v. 69, n. 2, p. 133-145, 2019.
- UESUGI, M.; KISHIDA, H. Influential Factors of friction between steel and dry sands. **Soils and foundations**, v. 26, n. 2, p. 33-46, 1986
- VAN DER TEMPEL, J. Design of support structures for offshore wind turbines. 2006.
- VELDHUIJZEN VAN ZANTEN, D. **Evaluation and development of CPT-based design methods for the laterally loaded pile in sand**, 2022, 117f. Master Thesis (Geo-Engineering), TU Delft Civil Engineering & Geoscience. Delft University of Technology. Disponível em: <resolver.tudelft.nl/uuid:f98e2a85-60a4-441f-a86f-55868d7a20a0>. Acesso em 19 jun. 2023.
- VELLOSO, A. D.; LOPES, F. R. **Fundações profundas**. v.2, 1ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2012.
- VERMEER, P. A.; DE BORST, R. Non-associated plasticity for soils, concrete and rock. **HERON**, 29 (3), 1984, 1984.
- VESIC, A. B. Beams on elastic subgrade and the Winkler's Hypothesis. **Proceedings 5th Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Paris. v.1, p. 845-850. 1961.
- VIGGIANI, C.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G. Piles and pile groups. **Applied Soil Mechanics**, p. 286-331, 2012.
- WAN, X.; DOHERTY, J. P.; RANDOLPH, M. F. Relationships between lateral and rotational load transfer stiffnesses and soil modulus for the elastic response of monopiles. **Computers and Geotechnics**, v. 137, p. 104256, 2021.
- WANG, H.; WANG, L.; HONG, Y.; ASKARINEJAD, A.; HE, B.; PAN, H. Influence of pile diameter and aspect ratio on the lateral response of monopiles in sand with different relative densities. **Journal of Marine Science and Engineering**, v. 9, n. 6, p. 618, 2021.
- WANG, H.; LEHANE, B. M.; BRANSBY, M. F.; ASKARINEJAD, A.; WANG, L. Z.; HONG, Y. A simple rotational spring model for laterally loaded rigid piles in sand. **Marine Structures**, v. 84, p. 103225, 2022a.
- WANG, H.; WANG, L. Z.; HONG, Y.; HE, B. Ultimate soil resistance of the laterally loaded pile in uniform sand. **Canadian Geotechnical Journal**, n. ja, 2022b.
- WANG, H.; BRANSBY, M. F.; LEHANE, B. M.; WANG, L. Z.; HONG, Y. Numerical investigation of the monotonic drained lateral behaviour of large-diameter rigid piles in medium-dense uniform sand. **Géotechnique**, p. 1-12, 2022c.

WANG, H.; LEHANE, B. M.; BRANSBY, M. F.; WANG, L. Z.; HONG, Y. Field and numerical study of the lateral response of rigid piles in sand. **Acta Geotechnica**, p. 1-12, 2022d.

WOOD, D. M.; CREWE, A.; TAYLOR, C. Shaking table testing of geotechnical models. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 2, n. 1, p. 01-13, 2002.

WORLD BANK. **Global Wind Atlas**. Technical University of Denmark (DTU Wind Energy) and Vortex FdC S.L. (VORTEX). The World Bank Group, v.3, 2019. Disponível em: <globalwindatlas.info>. Acesso em: 18 jun. 2023.

WROTH, C. P. The interpretation of in situ soil tests. 24th Rankine Lecture. **Géotechnique**, v. 34, n. 4, p. 449-489, 1984.

XU, C., SUN, Y., XI, R., & SUN, Y. Evaluation for py Method for Offshore Large Diameter Monopile in Sand. In: **IOP Conference Series: Earth and Environmental Science**. IOP Publishing, 2020. p. 012007.

YANG, J.; LIU, X. Shear wave velocity and stiffness of sand: the role of non-plastic fines. **Géotechnique**, v. 66, n. 6, p. 500-514, 2016.

YUAN, B. *et al.* Effect of pile-soil relative stiffness on deformation characteristics of the laterally loaded pile. **advances in materials science and engineering**, v. 2022, p. 1-13, 2022.

ZANIA, V.; HEDEDAL, O. The effect of soil-pile interface behaviour on laterally loaded piles. In: **13th International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing**. 2011. p. 84.

ZHANG, L.; SILVA, F.; GRISMALA, R. Ultimate lateral resistance to piles in cohesionless soils. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, 131(1), p-78-83, 2005.

ZHANG, X. D. *et al.* Timoshenko beam theory–based analytical solution of laterally loaded large-diameter monopiles. **Computers and Geotechnics**, v. 161, p. 105554, 2023.

ZDRAVKOVIĆ, L. *et al.* Ground characterisation for PISA pile testing and analysis. **Géotechnique**, v. 70, n. 11, p 945–960, 2020a.

_____. Finite-element modelling of laterally loaded piles in a stiff glacial clay till at Cowden. **Géotechnique**, v. 70, n. 11, p. 999-1013, 2020b.

APÊNDICE A

TABELAS-RESUMO ANÁLISE PARAMÉTRICA NUMÉRICA

Tabela A.1. Análise paramétrica: taxa de influência percentual na variação de resposta do esforço horizontal normalizado para $y_t=10\%D$ (%saída/%entrada) – Modelagem numérica (continua)

Variável	Valor adotado	%variável de entrada	%variável saída $\tilde{H}=H/(\gamma D^3)$	%saída/%entrada
Peso específico (base 18 kN/m ³)	14 kN/m ³	-22%	23%	-1,03
Peso específico (base 18 kN/m ³)	16 kN/m ³	-11%	10%	-0,91
Diâmetro (base 0.5m, L/D=20)	0.3m	-40%	93%	-2,32
Ângulo de atrito (base 36°)	42°	17%	15%	0,89
Diâmetro (base 0.5m, L/D=20)	0.7m	40%	-35%	-0,89
Ângulo de atrito (base 36°)	40°	11%	10%	0,87
Profundidade embutida (Base 10m, L/D=20)	2m (L/D=4)	-80%	-68%	0,84
Diâmetro (base 0.5m, L/D=20)	1m	100%	-61%	-0,61
Módulo elástico solo (base 30MPa)	5MPa	-83%	-49%	0,59
Diâmetro (base 0.5m, L/D=20)	1.3m	160%	-75%	-0,47
Módulo elástico estaca (base 30 GPa)	15GPa	-50%	-22%	0,44
Módulo elástico solo (base 30MPa)	15MPa	-50%	-21%	0,42
Profundidade embutida (Base 10m, L/D=20)	4m	-60%	-22%	0,37
Módulo elástico estaca (base 30 GPa)	60 GPa	100%	28%	0,28
Altura livre (base 0.5m, h/D=1)	1m (h/D=2)	100%	-24%	-0,24
Poisson (base 0.25)	0.3	20%	5%	0,24
Módulo elástico solo (base 30MPa)	60MPa	100%	23%	0,23
Poisson (base 0.25)	0.2	-20%	-5%	0,23
Módulo elástico estaca (base 30 GPa)	100GPa	233%	52%	0,22
Altura livre (base 0.5m, h/D=1)	1.5m	200%	-42%	-0,21
Diâmetro (base 0.5m, L/D=20)	2.5m (L/D=4)	400%	-83%	-0,21
Altura livre (base 0.5m, h/D=1)	2m	300%	-55%	-0,18
Altura livre (base 0.5m, h/D=1)	2.5m	400%	-65%	-0,16
Módulo elástico estaca (base 30 GPa)	200GPa	567%	91%	0,16
Módulo elástico solo (base 30MPa)	120MPa	300%	47%	0,16
Coesão (base 5 kPa)	1kPa	-80%	-12%	0,15
Coesão (base 5 kPa)	2kPa	-60%	-9%	0,14
Interface (base 0.6)	0.9	39%	5%	0,13
Coesão (base 5 kPa)	10 kPa	100%	12%	0,12
Interface (base 0.6)	0.3	-54%	-6%	0,12
Profundidade embutida (Base 10m, L/D=20)	5m	-50%	-5%	0,11
Coesão (base 5 kpa)	20 kPa	300%	32%	0,11
Módulo elástico solo (base 30MPa)	240MPa	700%	69%	0,10
Altura livre (base 0.5m, h/D=1)	5m	900%	-88%	-0,10

Variável	Valor adotado	%variável de entrada	%variável saída $\tilde{H}=H/(\gamma D^3)$	%saída/ %entrada
Coesão (base 5 kpa)	50 kPa	900%	70%	0,08
Módulo elástico solo (base 30mpa)	500MPa	1567%	90%	0,06
Altura livre (base 0.5m, h/D=1)	10m (h/D=20)	1900%	-97%	-0,05
Profundidade embutida (Base 10m, L/D=20)	7.5m	-25%	1%	-0,04
Dilatância (base 1°)	0.1°	-90%	2%	-0,03
Profundidade embutida (Base 10m, L/D=20)	6m	-40%	1%	-0,02
Profundidade embutida (Base 10m, L/D=20)	15m (L/D=30)	50%	-1%	-0,02
Dilatância (base 1°)	5°	400%	4%	0,01
Dilatância (base 1°)	10°	900%	8%	0,01
Dilatância (base 1°)	2°	100%	1%	0,01

APÊNDICE B

CALIBRAÇÃO DO MODELO NUMÉRICO CLASSE A

Objetivando aferir os parâmetros geotécnicos definidos para o solo de Araquari como dados de entrada do modelo numérico adotado para *Previsão Classe A* deste estudo, foi realizada a simulação numérica do conjunto de ensaios triaxiais CID ensaiado por Chrusciak (2021) para amostras com comportamento dilatante, conforme a Figura 4.14, e então avaliados os resultados em comparação aos de laboratório sob mesmas condições.

O ensaio considerou tensões confinantes de 100, 200 e 300 kPa para corpos de prova moldados em laboratório com índice de vazios inicial 0.65 e peso unitário úmido variando entre amostras de 17.39 a 17.50 kN/m³. O peso específico real dos grãos foi calculado pela autora em 2.62, com índices de vazios após consolidação variando entre 0.65 e 0.617, e atingindo entre 0.75 e 0.66 ao fim do cisalhamento, conforme o acréscimo das tensões confinantes adotadas.

As características das amostras estão resumidas na Tabela B-1. Foram utilizados moldes de 10cm de altura e 5cm de diâmetro, e um teor de umidade inicial próximo aos 10.5%.

A simulação do ensaio triaxial por meio de modelagem numérica considerou a análise do problema de modo bidimensional, com condições de axissimetria. Desta forma, o corpo de prova foi representado conforme a Figura B. 1, com ¼ de sua seção longitudinal.

Representativo ao ensaio triaxial real, foram simuladas as etapas de consolidação e cisalhamento, com índice de vazios distribuídos uniformemente na amostra e tensões geostáticas equivalentes à tensão confinante inicial. Para isso, foram impostas como condições de contorno: engaste no eixo de simetria y; deslocamento vertical nulo no eixo horizontal x; poropressão nula junto à extremidade superior; e, para a última etapa, um deslocamento cisalhante no eixo y de -0.01m, representativo de deformações axiais e distorcionais acima de 20%.

Uma taxa de aplicação lenta foi considerada para o esforço cisalhante, de modo a assegurar a condição drenada do ensaio, sem geração de excesso de poropressão.

O modelo constitutivo adotado para o solo foi o modelo de Plasticidade de Mohr-Coulomb (*Mohr-Coulomb Plasticity*), para o qual foram adicionados comportamentos elásticos, de permeabilidade e a densidade do material.

Tabela B-1. Características gerais das amostras - ensaio triaxial CID de base para calibração numérica.

Ensaio Número	1	2	3
<i>Esforço Normal σ_N (kPa)</i>	100	200	300
<i>Altura inicial do corpo de prova (cm)</i>	10.2	9.95	10
<i>Diâmetro (cm)</i>	5.01	5.036	5.04
<i>Área do corpo de prova (cm²)</i>	19.11	19.29	19.33
<i>Volume do corpo de prova, V_t (cm³)</i>	194.97	191.94	193.32
<i>V_s (cm³)</i>	117.38	116.04	116.94
<i>V_v (cm³)</i>	77.59	75.91	76.38
<i>Massa inicial do corpo de prova (g)</i>	339.14	335.32	338.36
<i>Umidade inicial do corpo de prova (%)</i>	10.40	10.42	10.56
<i>Massa seca do corpo de prova (g)</i>	307.19	303.66	306.04
<i>Peso unitário úmido (kN/m³)</i>	17.39	17.47	17.50
<i>Peso unitário seco Inicial (kN/m³)</i>	15.76	15.82	15.83
<i>G_s</i>	2.62	2.62	2.62
<i>e_0</i>	0.66	0.65	0.65
<i>D_R inicial estimado</i>	80.81%	82.65%	82.93%
<i>Peso unitário seco final - consolidação (kN/m³)</i>	15.83	16.01	16.18
<i>Volume final – consolidação (cm³)</i>	194.00	189.68	189.10
<i>e_f- consolidação</i>	0.65	0.635	0.617
<i>Peso unitário seco final - cisalhamento(kN/m³)</i>	14.98	15.39	15.76
<i>Volume final - cisalhamento (cm³)</i>	205.09	197.27	194.14
<i>e_f- cisalhamento</i>	0.75	0.70	0.66

Fonte: Adaptado de Chrusciak (2021).

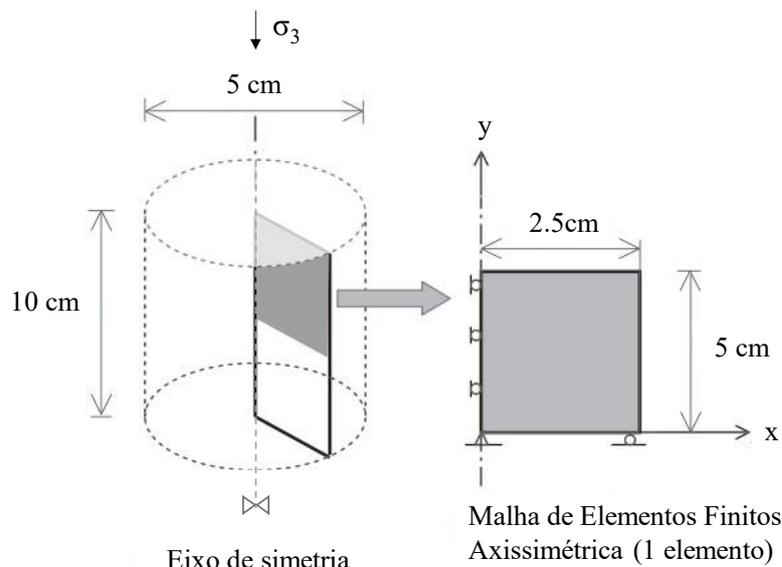


Figura B. 1. Representação do ensaio triaxial de compressão em modelagem numérica. Adaptado de Helwany (2007).

Os parâmetros de entrada necessários para a aplicação do modelo escolhido são apresentados na Tabela B-2.

Buscando a adequação e otimização das simulações numéricas frente aos resultados dos ensaios de laboratório real, uma análise de sensibilidade foi realizada. Foram avaliados os parâmetros de entrada relacionados à elasticidade e plasticidade: ângulo de atrito interno φ' , coesão c' , ângulo de dilatação ψ , módulo de deformabilidade E , e coeficiente de Poisson ν . Dentre todas as variações, constatou-se que:

- A variação do ângulo de atrito interno φ' altera proporcionalmente o valor limite da tensão desvio q e da razão q/p' nos gráficos tensão-deformação. Em menor grau de significância, essa variação influencia o ponto limite entre o trecho elástico e o trecho plástico de variação volumétrica (ponto de inversão dos gráficos e ν vs ϵ_a ; ϵ_v vs ϵ_a). Os demais resultados gráficos não se mostram dependentes de φ' ;
- A variação do módulo de elasticidade do solo E_s impacta diretamente na rigidez do trecho elástico das curvas tensão-deformação, e de forma inversamente proporcional na máxima variação volumétrica do tramo elástico (gráficos que relacionam a deformação volumétrica (ϵ_v ou e) com a deformação axial ou distorcional);
- A variação do coeficiente de Poisson ν se relaciona diretamente à inclinação do trecho elástico dos gráficos de deformação volumétrica ou índice de vazios por deformação axial;
- De forma complementar à variação de ν , a variação da dilatação ψ influencia proporcionalmente a inclinação do trecho plástico dos gráficos de deformação volumétrica ou índice de vazios por deformação axial. Como consequência, a razão entre incrementos de deformação volumétrica e distorcional também é impactada para um mesmo valor de tensões normalizadas (q/p').
- Ainda, a variação da coesão c' impacta os resultados de comportamento do solo de maneira similar à variação de φ' , embora em menor grau de alteração.

As principais relações de dependência entre parâmetros e respostas de comportamento do solo arenoso para o modelo constitutivo de Mohr-Coulomb quando da simulação de ensaios triaxiais podem ser representadas pela Figura B. 2, proposta originalmente por Vermeer e De Borst (1984) para idealizações bilineares do problema:

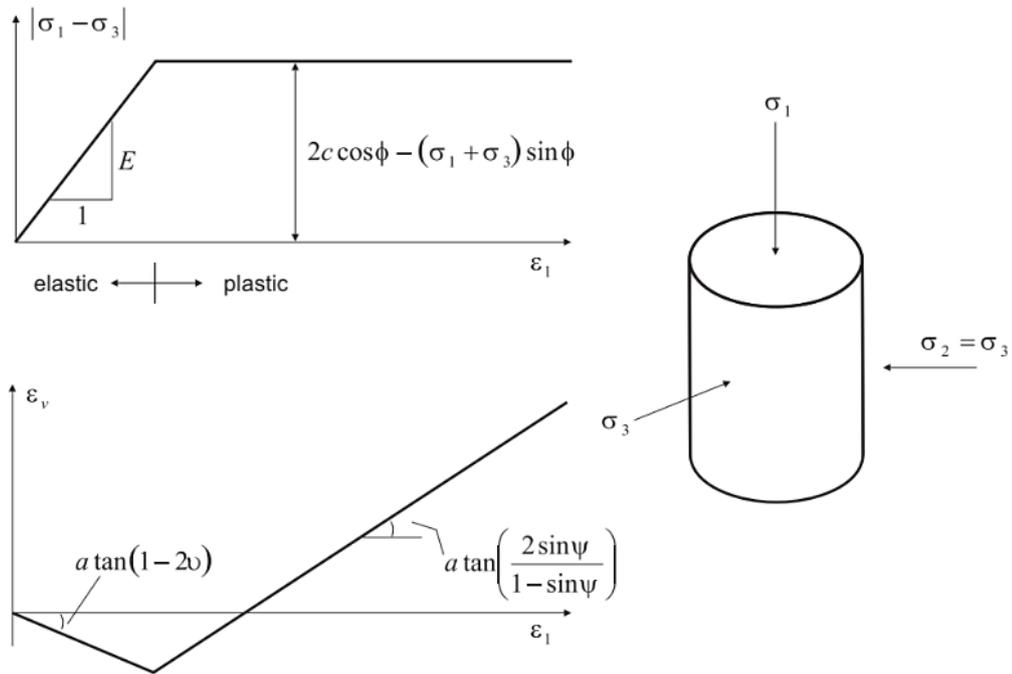


Figura B. 2. Idealização de comportamento bilinear de resultados de ensaios triaxiais e relações de dependência. Adaptado de Vermeer e De Borst (1984).

A partir dessas considerações e das diversas modelagens numéricas realizadas, foram definidos os parâmetros de entrada calibrados para este ensaio, conforme a Tabela B-2 e a Figura B.3, em comparação aos resultados de laboratório do ensaio triaxial base, realizados por Chrusciak (2021).

Tabela B-2. Parâmetros finais para calibração do modelo numérico para o ensaio triaxial CID de Chrusciak (2021), amostra dilatante.

Parâmetros		und.	$p_o'=100$ kPa	$p_o'=200$ kPa	$p_o'=300$ kPa
Coesão	c'	(Pa)		1	
Ângulo de atrito interno (pico)	φ'_p	°		35.55	
Ângulo de atrito interno (estado crítico)	φ'_{cs}	°		32.60	
Ângulo de dilatância	ψ'	°	15	12	10
Módulo de deformabilidade	E	(MPa)	35	40	60
coeficiente de Poisson	ν	-		0.2	
Densidade	ρ	(kg/m ³)	1739	1747	1750
Coefficiente de permeabilidade	$k = u$	(m/s)		0.001	
Peso específico da água	γ_w	(Pa)		9810	
índice de vazios	e_o	-	0.653	0.635	0.617

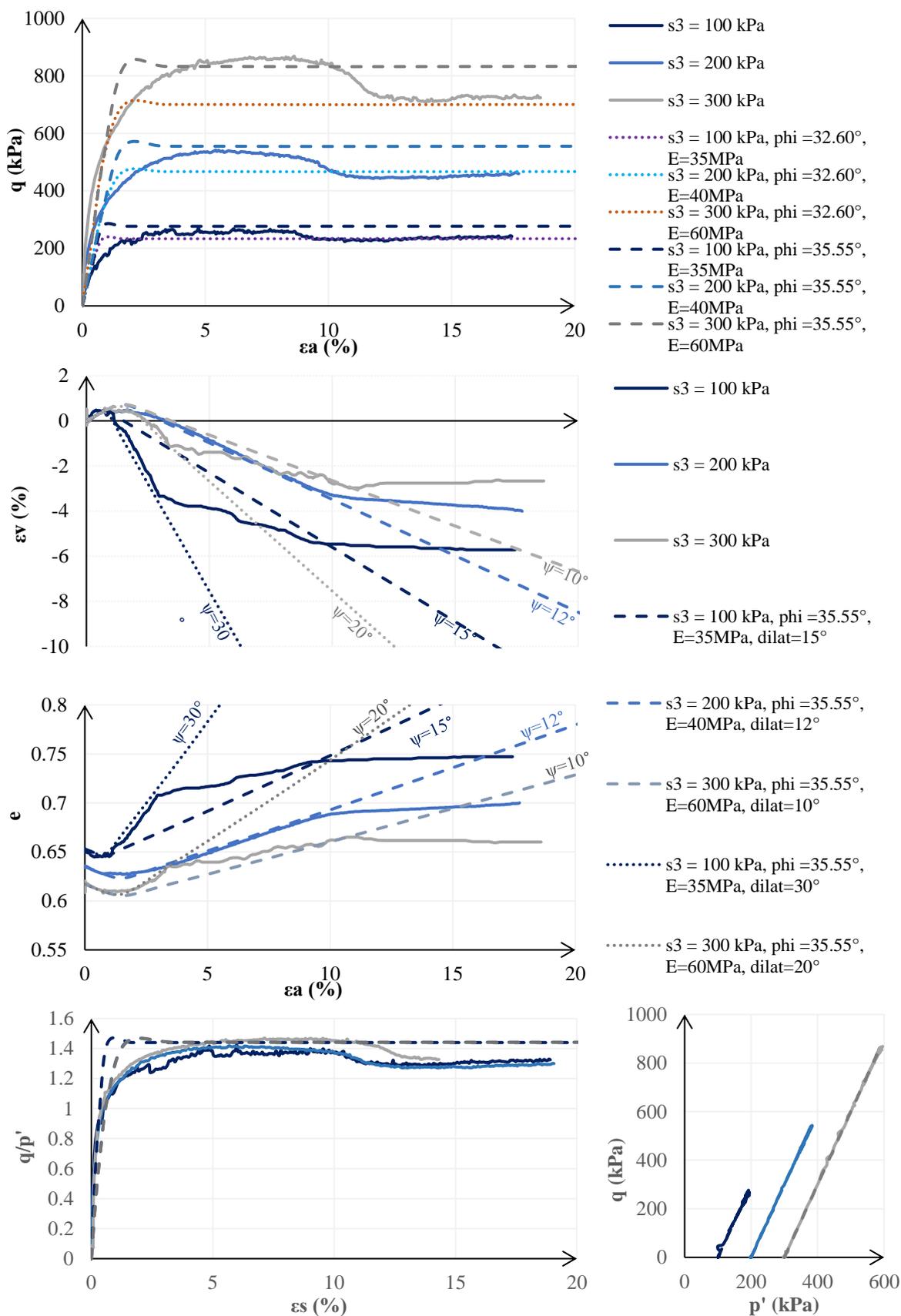


Figura B.3. Simulações numéricas, calibração final - Triaxial CID.

Os parâmetros de resistência φ'_p e φ'_{cs} e valores de massa específica foram adotados conforme definidos por Chrusciak (2021). Para o melhor encaixe entre as simulações numéricas e ensaio real, os índices de vazios empregados no modelo foram alterados considerando o final da etapa de consolidação.

Baseando-se no comportamento índice de vazios-deformação axial e deformação volumétrica-deformação axial real para a tensão confinante de 200kPa, foi adotada como premissa de modelagem um processo de variação volumétrico suave até o pico de resistência. Para fins de conhecimento, foi avaliada a faixa de valores do ângulo de dilatância necessária para reproduzir as distintas inclinações do tramo plástico observadas nos gráficos em questão.

Enquanto um ângulo de atrito $\varphi' = 35.55^\circ$ reproduz de forma adequada o comportamento de máxima resistência representado pelos gráficos $q:\varepsilon_a$ e q/p' : ε_s , observa-se a não representatividade direta do comportamento pós-pico a partir do modelo de Mohr-Coulomb. Este, apesar de apresentar deformação volumétrica plástica dilatante, não consegue reproduzir o *softening* pós-pico, uma vez que considera parâmetros de dilatância e resistência constantes (TABORDA *et al.*, 2020).

O modelo de Mohr-Coulomb idealiza a relação tensão-deformação em um comportamento linear elástico-perfeitamente plástico, induzindo a possíveis erros de rigidez, fluência, resistência e dilatância. Nesse sentido, devem ser reforçadas as limitações do modelo constitutivo escolhido para a etapa inicial deste estudo.

Desta forma, a simulação do comportamento de pós pico foi reproduzida por meio da alteração do parâmetro de entrada φ' conforme gráfico tensão-deformação da Figura B.3.

Tendo como base a calibração deste triaxial CID, as condições do ensaio (amostras dilatantes remoldadas em laboratório) e as limitações do modelo constitutivo, em soma às considerações tratadas nos capítulos anteriores (como camadas do solo local com diferentes densidades, e a constatação de um histórico de tensões existente para a camada de maior compacidade superficial), observa-se que:

- Ao avaliar o valor da dilatância conforme a equação sugerida por Bolton na equação (4-15), a adoção de um ângulo de atrito no estado pós pico conforme o proposto por Chrusciak (2021), no valor de 32.6° , e uma dilatância média dentre o proposto para as simulações numéricas de 12° , gera um ângulo de atrito de pico condizente àquele

previsto por ensaios de investigação de campo para a camada de maior compactidade, próximo aos 38°.

- Para o mesmo ângulo de atrito no estado crítico, a adoção de um ângulo de dilatância igual a 1° para a camada contrátil do solo de Araquari condiz com a equação de Bolton para estados triaxiais de deformação (ângulo de atrito de pico próximo aos 33°), ao mesmo tempo em que auxilia na convergência do modelo numérico quando comparado a um ângulo nulo.

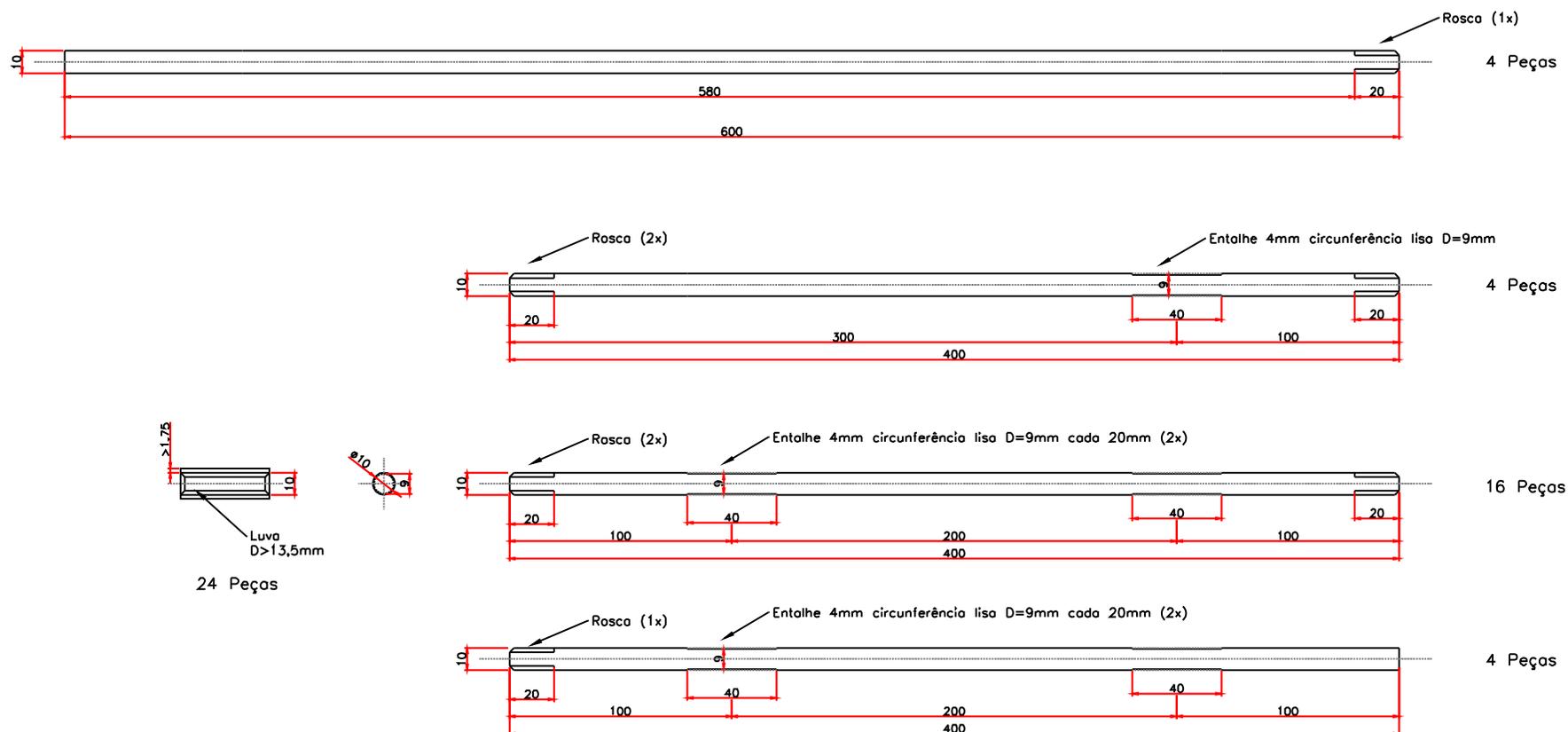
Considera-se esta calibração suficiente para validar os parâmetros do solo de Araquari tanto para a camada de maior compactidade quanto para a camada superficial contrátil, de maior interesse para as previsões de desempenho das monoestacas do Campo Experimental, uma vez que foram adotadas premissas de “estado crítico” constante entre as camadas arenosas de diferentes compactidades, estando o ângulo de atrito de pico definido para a camada contrátil superficial muito próximo a este valor.

Desta forma, para as previsões Classe A das monoestacas-modelo de campo mostra-se aderente uma representação simplificada de solo homogêneo, com comportamento contrátil representativo do estado pós-pico das amostras calibradas nesta etapa, e parâmetros de rigidez e peso específico bem definidos a partir das investigações geotécnicas, conforme Tabela 4-4.

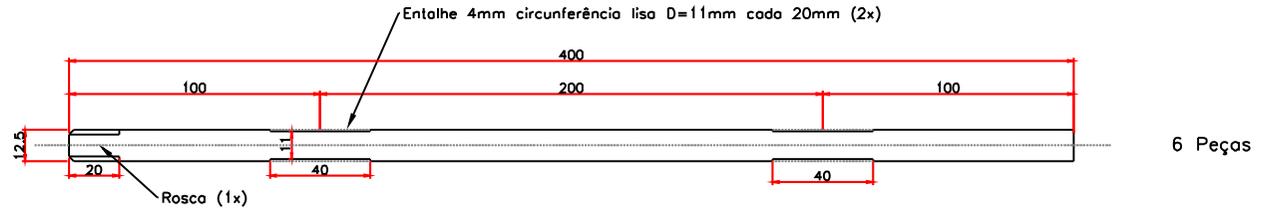
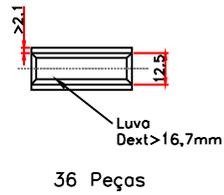
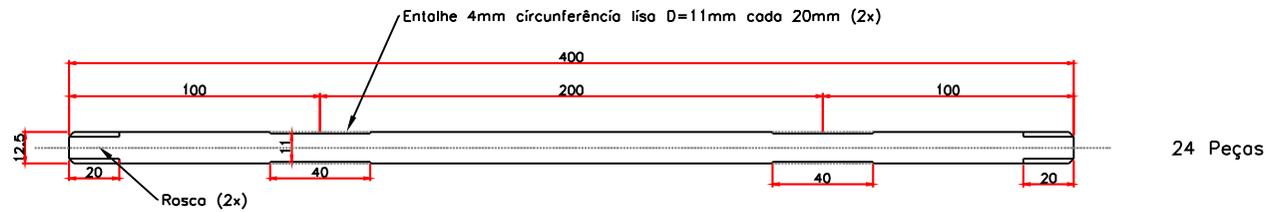
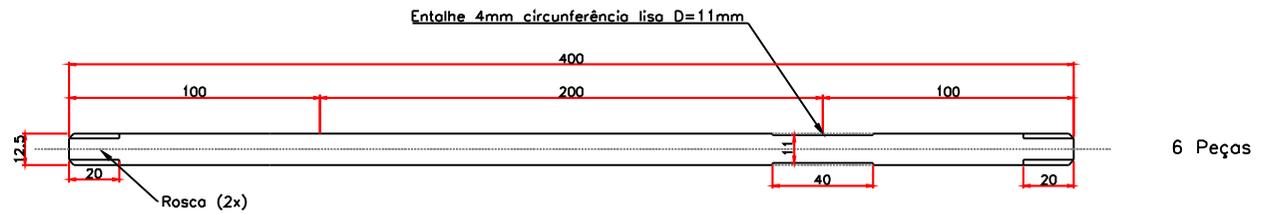
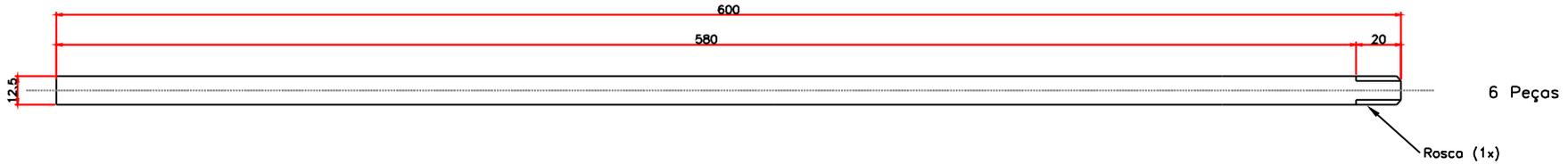
APÊNDICE C

PROJETOS MECÂNICOS E ESTRUTURAIS – EXTENSOMETRIA E SISTEMA DE CARGA

C1 - Projeto mecânico: usinagem vergalhões para fixação dos extensômetros, sem escala

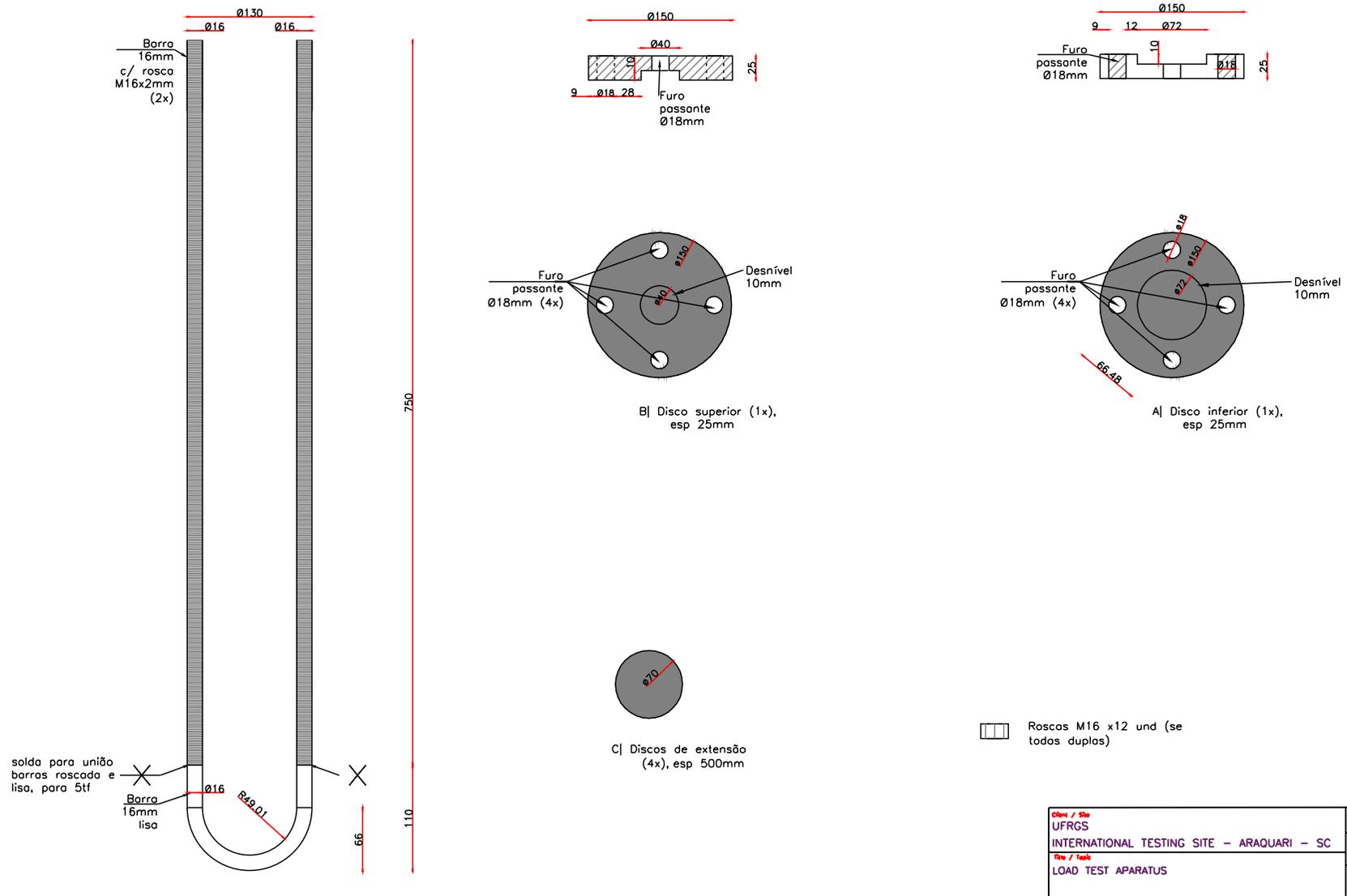


Client / Site UFRGS INTERNATIONAL TESTING SITE – ARAQUARI – SC	Designed by - data BRUNA 20/02/22
File / Topic MECHANICAL PROJECT INSTRUMENTED BARS 10mm	Revisão 0 Page 1/2

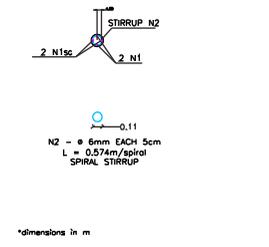
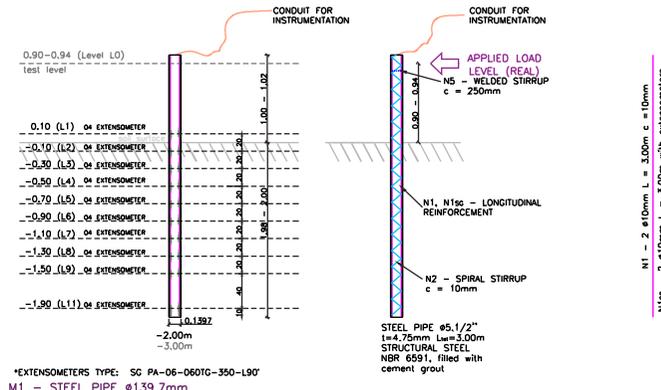


Client / Site UFRGS	Designed by - date BRUNA 20/02/22
INTERNATIONAL TESTING SITE - ARAQUARI - SC	Revision 0
Title / Topic MECHANICAL PROJECT INSTRUMENTED BARS	Page 2/2
12,5mm	

C3 - Sistema de carga acoplado ao macaco hidráulico (adaptado durante execução e carregamento), sem escala



APÊNDICE D - AS BUILT SEÇÕES MONOESTACAS CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI



STEEL TABLE - M1(with sg) x2

Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe NBR 6591 $5.1/2"$ t = 4.75mm	3m	47.4kg
CA 50 6.3mm	35.0m	
CA 50 10mm	12.0m	
Cement grout 20 Mpa	- m ²	0.04
SG PA-06-060TG-350-L90	-	40
PVC inclinometer guide $\phi 3"$ t=5mm	- m	3.0

STEEL TABLE - M2(with sg) x2

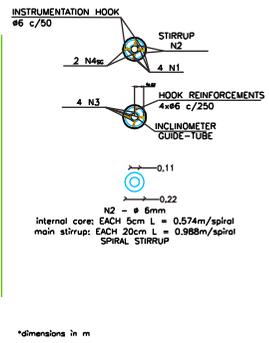
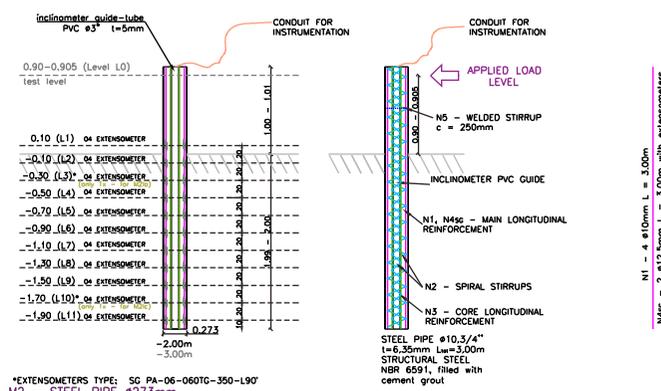
Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe NBR 6591 $10.1/2"$ t = 6.35mm	3m	124.3kg
CA 50 6.3mm	50.0m	
CA 50 8mm	12.0m	
CA 50 10mm	12.0m	
CA 50 12.5mm	6.0m	
Cement grout 20 Mpa	- m ²	0.19
SG PA-06-060TG-350-L90	-	40
PVC inclinometer guide $\phi 3"$ t=5mm	- m	3.0

STEEL TABLE - M3(with sg) x1

Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe ASTM A 252 $20"$ t=6.35mm	3m	237kg
CA 50 6.3mm	61.0m	
CA 50 8mm	12.0m	
CA 50 12.5mm	30.0m	
Cement grout 20 Mpa	- m ²	0.69
SG PA-06-060TG-350-L90	-	28
PVC inclinometer guide $\phi 3"$ t=5mm	- m	3.0

STEEL TABLE - GENERAL with sg

Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe NBR 6591 $5.1/2"$ t = 4.75mm	6m	94.8kg
Pipe NBR 6591 $10.1/2"$ t = 6.35mm	6m	248.6kg
Pipe ASTM A 252 $20"$ t=6.35mm	3m	237kg
CA 50 6.3mm	231.0m	
CA 50 8mm	36.0m	
CA 50 10mm	48.0m	
CA 50 12.5mm	42.0m	
Cement grout 20 Mpa	- m ²	1.15
SG PA-06-060TG-350-L90	-	200
PVC inclinometer guide $\phi 3"$ t=5mm	- m	9.0

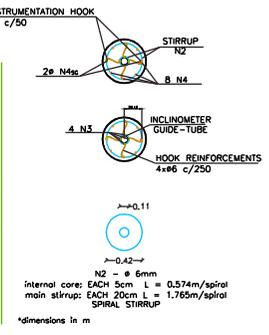
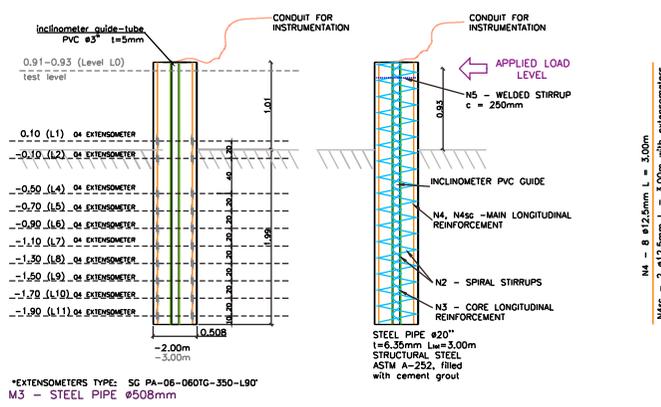


STEEL TABLE - GENERAL without sg (See page 2/2 for details)

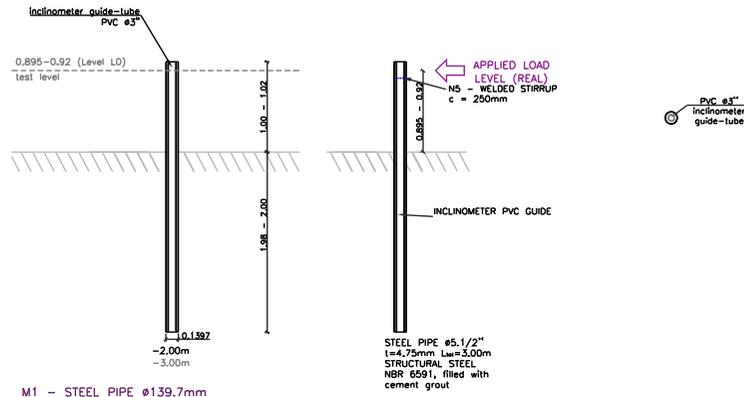
Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe NBR 6591 $5.1/2"$ t = 4.75mm	6m	94.8kg
Pipe NBR 6591 $10.1/2"$ t = 6.35mm	6m	248.6kg
Pipe ASTM A 252 $20"$ t=6.35mm	3m	237kg
CA 50 6.3mm	231.0m	
CA 50 8mm	48.0m	
CA 50 10mm	36.0m	
CA 50 12.5mm	24.0m	
Cement grout 20 Mpa	- m ²	1.38
SG PA-06-060TG-350-L90	-	-
PVC inclinometer guide $\phi 3"$ t=5mm	- m	15.0

STEEL TABLE - GENERAL

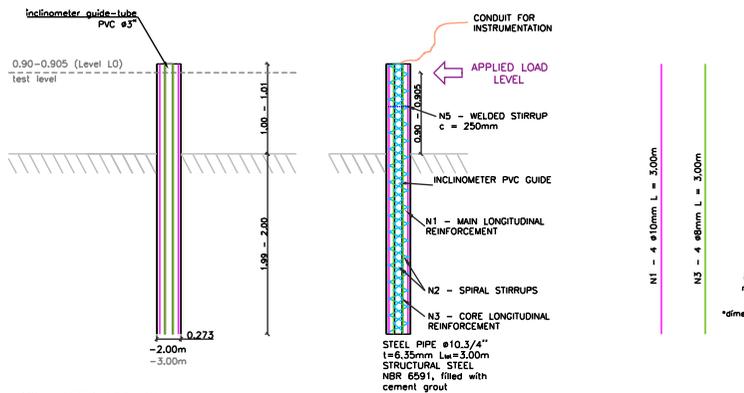
Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe NBR 6591 $5.1/2"$ t = 4.75mm	12m	189.6kg
Pipe NBR 6591 $10.1/2"$ t = 6.35mm	12m	497.2kg
Pipe ASTM A 252 $20"$ t=6.35mm	6m	474kg
CA 50 6.3mm	462.0m	
CA 50 8mm	84.0m	
CA 50 10mm	84.0m	
CA 50 12.5mm	60.0m	
Cement grout 20 Mpa	- m ²	2.91
SG PA-06-060TG-350-L90	-	200
PVC inclinometer guide $\phi 3"$ t=5mm	- m	30.0



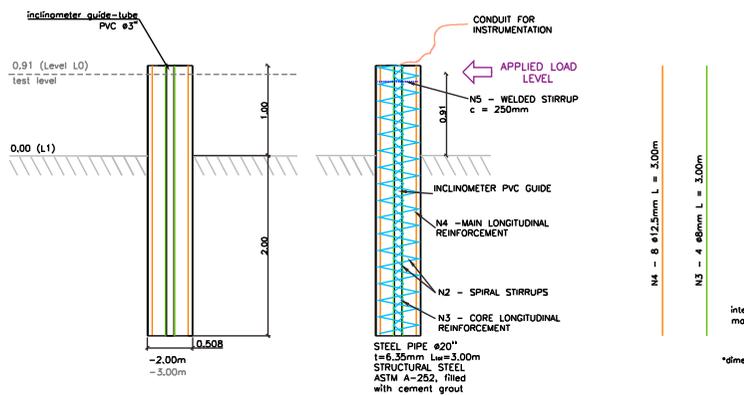
Client / Site	UFRRS	Investigação no âmbito	BRUNO 10/02/24
Project	INTERNATIONAL TESTING SITE - ARAQUARI - SC	Division	
File / Task	LATERAL LOAD TESTING INSTRUMENTED MONOPILES M1 M2 M3 with sg - AS BUILT	Page	2
			1/2



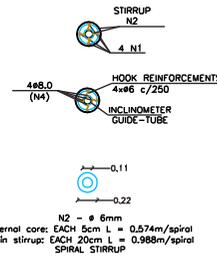
M1 - STEEL PIPE #139.7mm



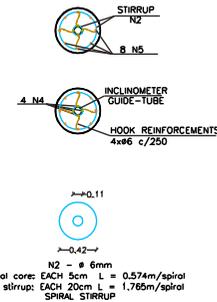
M2 - STEEL PIPE #273.3mm



M3 - STEEL PIPE #508mm



*dimensions in m



*dimensions in m

STEEL TABLE - M1(without sg) x2

Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe NBR 6591 5.1/2" t= 4.75mm	3m	47.4kg
Cement grout 20 Mpa	-	m ³ 0.04
SG PA-06-060TG-350-L90'	-	-
PVC inclinometer guide # 3" t=5mm	-	m 3.0

STEEL TABLE - M3(without sg) x1

Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe ASTM A 252 20" t=6.35mm	3m	237kg
CA 50 6.3mm		61.0m
CA 50 8mm		12.0m
CA 50 12.5mm		24.0m
Cement grout 20 Mpa	-	m ³ 0.69
SG PA-06-060TG-350-L90'	-	-
PVC inclinometer guide # 3" t=5mm	-	m 3.0

*Nominal values. Need to apply a safety factor for purchases

STEEL TABLE - M2(without sg) x2

Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe NBR 6591 10.3/4" t= 6.35mm	3m	124.3kg
CA 50 6.3mm		50.0m
CA 50 8mm		12.0m
CA 50 10mm		12.0m
Cement grout 20 Mpa	-	m ³ 0.19
SG PA-06-060TG-350-L90'	-	-
PVC inclinometer guide # 3" t=5mm	-	m 3.0

STEEL TABLE - GENERAL without sg

Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe NBR 6591 5.1/2" t= 4.75mm	6m	94.8kg
Pipe NBR 6591 10.3/4" t= 6.35mm	6m	248.6kg
Pipe ASTM A 252 20" t=6.35mm	3m	237kg
CA 50 6.3mm		231.0m
CA 50 8mm		48.0m
CA 50 10mm		36.0m
CA 50 12.5mm		24.0m
Cement grout 20 Mpa	-	m ³ 1.38
SG PA-06-060TG-350-L90'	-	-
PVC inclinometer guide # 3" t=5mm	-	m 15.0

STEEL TABLE - GENERAL with sg (See page 1/2 for details)

Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe NBR 6591 5.1/2" t= 4.75mm	6m	94.8kg
Pipe NBR 6591 10.3/4" t= 6.35mm	6m	248.6kg
Pipe ASTM A 252 20" t=6.35mm	3m	237kg
CA 50 6.3mm		231.0m
CA 50 8mm		36.0m
CA 50 10mm		48.0m
CA 50 12.5mm		42.0m
Cement grout 20 Mpa	-	m ³ 1.15
SG PA-06-060TG-350-L90'	-	200
PVC inclinometer guide # 3" t=5mm	-	m 9.0

STEEL TABLE - GENERAL

Steel	Length (m)	Mass (kg)
Pipe NBR 6591 5.1/2" t= 4.75mm	12m	189.6kg
Pipe NBR 6591 10.3/4" t= 6.35mm	12m	497.2kg
Pipe ASTM A 252 20" t=6.35mm	6m	474kg
CA 50 6.3mm		462.0m
CA 50 8mm		84.0m
CA 50 10mm		84.0m
CA 50 12.5mm		60.0m
Cement grout 20 Mpa	-	m ³ 2.91
SG PA-06-060TG-350-L90'	-	200
PVC inclinometer guide # 3" t=5mm	-	m 30.0

Drawn / Rev	Designed by - Data
UFRGS	BRUNA 10/02/24
INTERNATIONAL TESTING SITE - ARAQUARI - SC	Revisão
Rev / Data	2
LATERAL LOAD TESTING INSTRUMENTED MONOPILES M1 M2 M3 without sg - AS BUILT	Page
	2/2

APÊNDICE E

INFORMAÇÕES COMPLEMENTARES RESULTADOS E PROCEDIMENTOS DE CAMPO

Tabela E.1. – Posições dos instrumentos de superfície em campo.

	M1ab		M1cd		M2ab		M2cd		M3ab	
	topo [cm]	Superf. [cm]								
Aplicação carga A/C	-10	90	-8	94	-10	90	-10	90	-8	93
Aplicação carga B/D	-10.5	89.5	-9	92	-9	91	-10.5	90.5	-9	91
Régua 01	-12.5	87.5	-10	92	-12	88	-14.5	85.5	-19	82
Régua 02	-75.5	24.5	-70	32	-63	37	-70	30	-74	27
Régua 03	-5.5	94.5	-11	90	-8	92	-15.5	85.5	-28	72
Régua 04	-66	34	-58	43	-61.7	38.3	-7.5	93.5	-95	5
Relógio Comparador A/C 1	-5.5	94.5	-2	100	-4.9	95.,1	-4.5	95.5	-15	86
Relógio Comparador A/C 2			-93	9					-93	8
Relógio Comparador B/D 1			-26	75	-16.2	83.8	-7.5	93.5	-4	96
Relógio Comparador B/D 2									-92.5	7.5
Acelerômetro A/C	-1	99	-1	101	-1	99	-1	99	-1	100
Acelerômetro B/D	-1	99	-1	100	-1	99	-1	100	-1	99
Altura livre real estaca A/C	-	100		102		100	0	100		101
Altura livre real estaca B/D		100		101		100		101		100
Topo Inclinômetro A/C		não há		não há	4.5	104.5	3.5	103.5	6	107
Topo Inclinômetro B/D	3	103	7	108	6	106	4.5	105.5	2	102
<i>Inclinômetros do entorno (instalação direta no solo)</i>										
<i>Inc_Fa01</i>	-47.5	52.5								
<i>Inc_Fb02</i>	-47.5	52.5								
<i>Inc_Fc03</i>			-35	67						
<i>Inc_Fd04</i>			-34.5	66.5						
<i>Inc_Ia01</i>					-	58.5				
<i>Inc_Ib02</i>					41.5	77				
<i>Inc_Id03</i>							-28	73		
<i>Inc_Id04</i>							-21	80		
<i>Inc_Id05</i>							-30	71		
<i>Inc_Ra01</i>									-61.5	39.5
<i>Inc_Ra02</i>									-64.5	36.5
<i>Inc_Rb03</i>									-49	51

APÊNDICE F

PREVISÃO CLASSE A: PRÉ-DIMENSIONAMENTO

Para fins de dimensionamento e definição do programa de ensaios, uma previsão de desempenho foi realizada para as estacas de campo por meio de modelagens numéricas e abordagem teórico-analítica (metodologia API), conforme descrito no capítulo 3. A seguir, são resumidos os resultados e comparações de previsão, sendo a modelagem numérica definida como Previsão Classe A (preliminar aos ensaios de campo).

Após a realização dos ensaios em campo, novas modelagens foram realizadas a partir da retroanálise dos dados de medição, propiciando uma Previsão Classe C. conforme apresentado no capítulo 5.

F.1 PREVISÃO POR MEIO DE RECOMENDAÇÕES NORMATIVAS: TEORIA DE WINKLER E CURVAS P-Y (METODOLOGIA API)

Gráficos representativos do comportamentos-resposta previsto pelos *softwares* comerciais para a metodologia do API (2002; 2014) são expostos nas figuras a seguir.

As relações entre esforços aplicados e deslocamentos de topo e superfície podem ser visualizados na Tabela F-0-1, comparando-se as previsões entre modelos API e as medições em campo. Interpolações foram realizadas para obtenção de deslocamentos e esforços compatíveis à altura livre representativa de cada tipologia de monoestacas, possibilitando comparações com as reais condições de topo de campo.

Para o comportamento normalizado das curvas carga-deslocamento (Figura F.0.1), a relação entre força e deslocamento mostra-se inversamente proporcional ao diâmetro da estaca e, portanto, diretamente associada ao comportamento estrutural. Enquanto estacas mais flexíveis necessitam de maiores esforços para mobilizar o conjunto solo-estaca como um todo, para estacas rígidas a mobilização de topo torna-se instantânea ao momento de aplicação de carga, visto o mecanismo de rotação pura. Estacas de comportamento intermediário apresentam efeitos de flexão e rotação concomitantes.

Tabela F-0-1. Previsão analítica-API: comportamento carga-deslocamento horizontal de topo e superfície.

Deslocamento adotado			$v_{sup}=1\%D$	$v_{sup}=3\%D$	$v_t=10\%D$	$v_{sup}=10\%D$	$v_t=150mm$
M1-F (D139mm)	H	[kN]	1.7	3.6	4.1	7	
	v_t	[mm]	4.2	12.0	14.0	34.6	<i>não converge</i>
	v_{sup}	[mm]	1.4	4.2	5.0	14.0	
Corresp.	H (h real)	[kN]	1.9	3.9	4.6	7.6	<i>não converge</i>
h real	v (h real)	[mm]	4.1	11.1	13.9	32.6	
M2-I (D273mm)	H	[kN]	7.0	12.3	14.9	16.7	18.0
	v_t	[mm]	5.3	15.4	27.3	47.3	150.0
	v_{sup}	[mm]	2.7	8.190	15.1	27.3	90.0
Corresp.	H (h real)	[kN]	7.5	12.8	16.7	18.5	20.0
h real	v (h real)	[mm]	5.0	14.5	27.3	45.4	-
M3-R (508mm)	H	[kN]	12.4	24.8	28.4	29.476	29.8
	v_t	[mm]	9.0	26.0	50.8	86.0	150.0
	v_{sup}	[mm]	5.1	15.2	29.8	50.8	89.1
Corresp.	H (h real)	[kN]	15.0	27.2	31.1	32.0	32.4
h real	v (h real)	[mm]	8.6	25.4	50.8	82.8	-

*condição topo (H , v_t) modelada para $h=1m$. Valores de esforços e deslocamentos correspondentes à condição real de cada conjunto ensaiado foram apresentados nas linhas hachuradas.

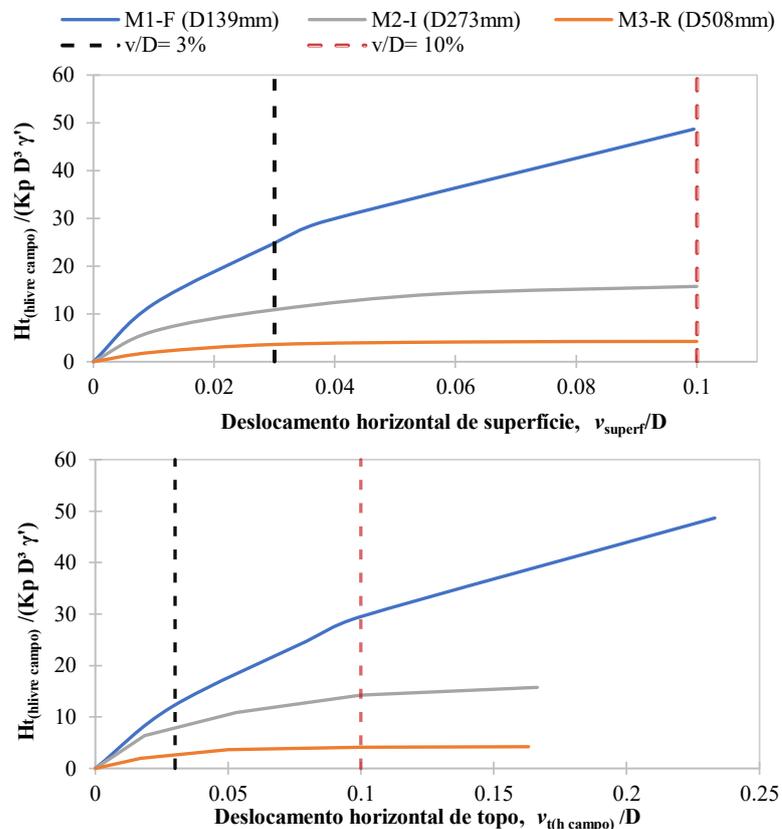


Figura F.0.1. Previsão analítica-API: curvas carga-deslocamento normalizadas (v_t e v_{sup}) compatíveis às alturas livre de campo.

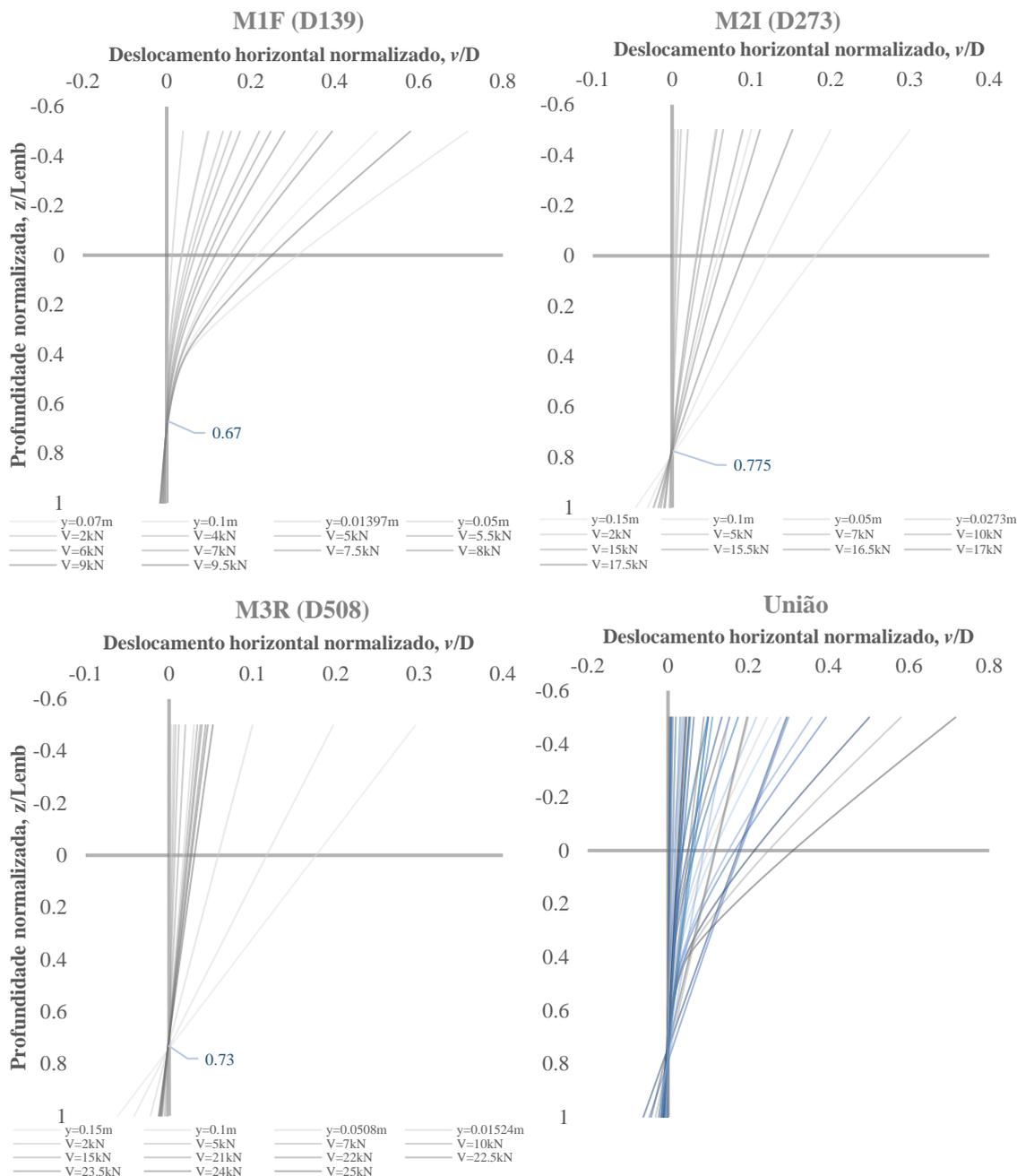


Figura F.0.2. Previsão analítica-API: distribuição do deslocamento horizontal normalizado em profundidade. Esforços e deslocamentos aplicados no topo da estaca ($h=1\text{m}$)

Tendo como base as distribuições de deslocamentos em profundidade da Figura F.0.2 para as três tipologias de monoestacas adotadas, é possível distinguir o comportamento predominantemente flexível da monoestaca M1-F (D139mm) em comparação às demais. Observa-se ainda o início de mobilização da ponta da monoestaca M1-F (D139mm) para os maiores deslocamentos aplicados, demonstrando que, para certos níveis de carga, o comprimento crítico não seja alcançado. A monoestaca M2-I (D273mm) apresenta comportamento estrutural preponderantemente rígido, com um único ponto de rotação em

profundidade – similarmente ao observado para a monoestaca de maior rigidez (M3-R: D508mm).

Essa tendência de comportamento estrutural pode ser mais bem compreendida ao analisar a degradação da rigidez flexural de cada monoestaca em função dos esforços aplicados e momentos fletores gerados. Essas relações podem ser observadas na Figura F.0.3, com degradação da rigidez flexural inversamente proporcional ao diâmetro e, conseqüentemente, a rigidez inicial da monoestaca. Uma vez que os parâmetros de resistência e rigidez das monoestacas foram estimados para a *Previsão Classe A*, mudanças associadas aos valores e instantes de fissura do graute ou calda cimentícia e plastificação do aço podem ser observadas para as condições reais de campo.

A partir da Figura F.0.3 e da Figura F.0.4, pode-se verificar a ruptura estrutural da monoestaca M1 (D=139mm) para um deslocamento de topo igual a 100mm, o que condiz com a não convergência do modelo para deslocamentos superiores (Tabela F-0-1). Na realidade, a plastificação do aço é observada para a estaca M1-F a partir de um momento fletor próximo a 10 kNm, coincidente à um deslocamento em superfície de 10% do diâmetro da estaca –valor representativo de rupturas definidas por normas internacionais.

Para a monoestaca de comportamento intermediário, M2-I, percebe-se que os esforços aplicados não geraram a plastificação do material estrutural, muito embora tenham acometido a fissuração do graute de preenchimento.

Por fim, os gráficos da Figura F.0.3 e da Figura F.0.4 confirmam um comportamento predominantemente rígido para a estaca de maior diâmetro (M3-R), quando os esforços aplicados na análise não são suficientes para que ocorra a plastificação do aço, assim como a fissuração do graute cimentício.

Avaliando a relação entre momento e profundidade normalizados em termos do diâmetro de cada monoestaca, comprimento embutido e tensões verticais efetivas, observam-se valores de momento fletor normalizado muito superiores para a monoestaca M1F quando comparadas a mesmas profundidades normalizadas (z/L) das monoestacas M2I e M3R. Essa normalização confirma a maior capacidade de flexão de estacas de menor rigidez frente a movimentos de rotação associados a estacas mais rígidas, indo ao encontro do comportamento objetivado para as monoestacas em comparação nesta pesquisa.

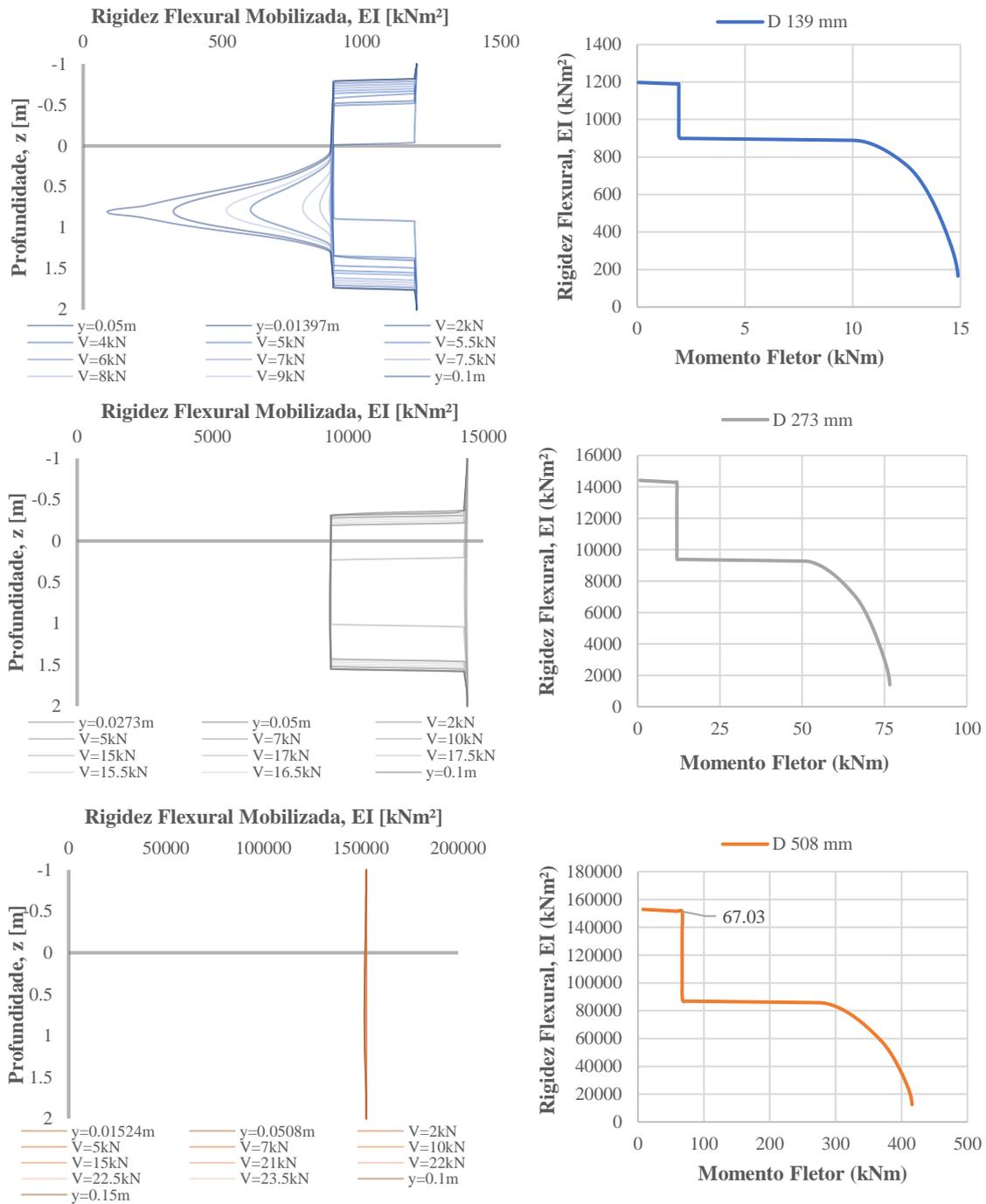


Figura F.0.3. Previsão analítica - API: rigidez mobilizada em profundidade e relação rigidez flexural e momento fletor (parâmetros de rigidez estimadas).

Cabe aqui ressaltar a possível incoerência da distribuição do momento fletor e esforço cisalhante em profundidade a partir de soluções analíticas/comerciais para situações de estacas rígidas, uma vez que esses modelos, desenvolvidos originalmente para estacas flexíveis, adotam como condições de contorno momentos e esforços cisalhantes nulos junto à ponta da estaca. Conforme referenciado nos capítulos de revisão, esses esforços tendem a valores não-nulos

representativos quando um comportamento rígido prevalece. Por isso, esses resultados precisam ser comparados à realidade dos ensaios de campo para adequada análise e validação.

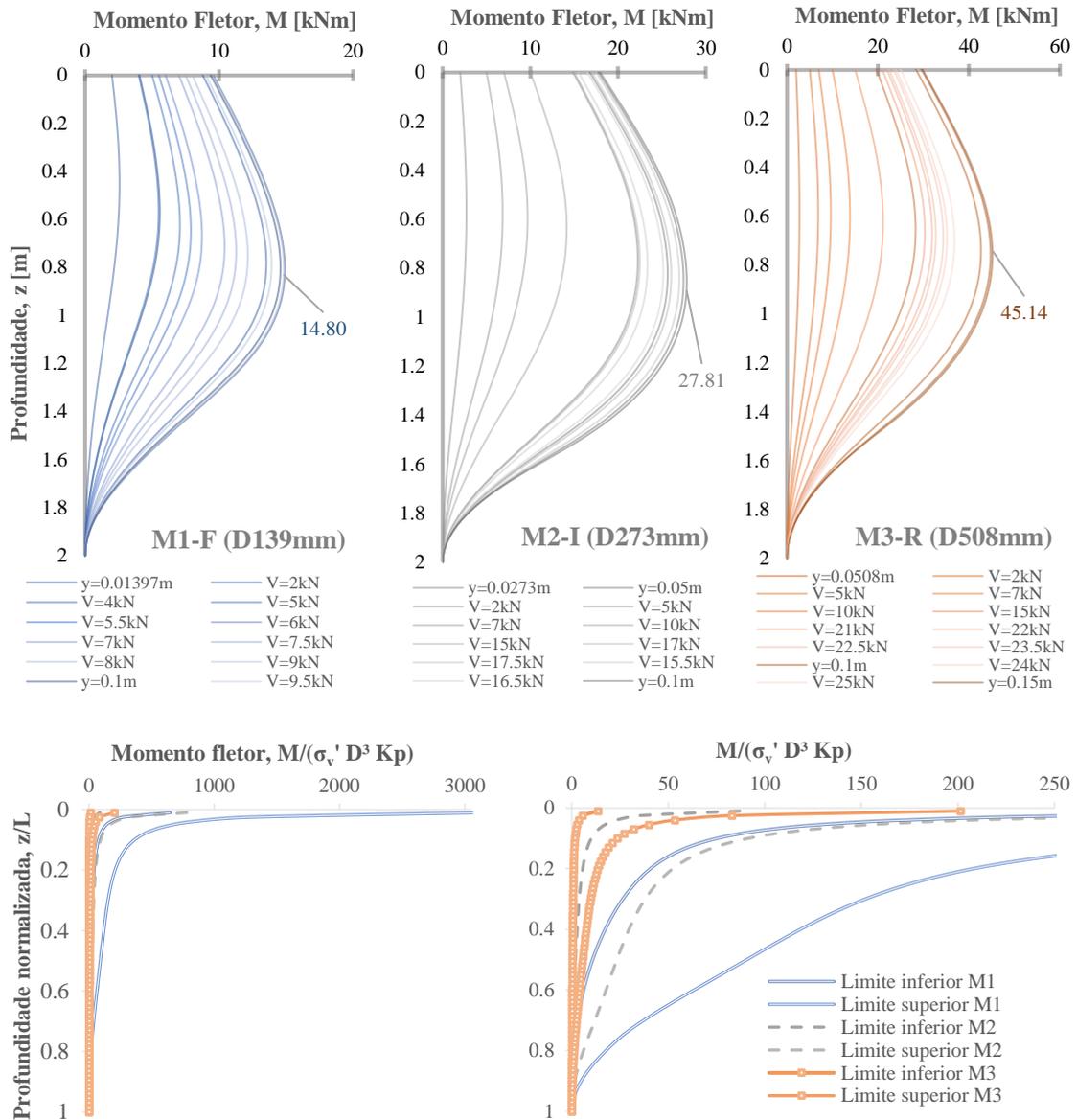


Figura F.0.4. Previsão analítica - API: distribuição dos momentos fletores em profundidade.

Como variável de grande interesse para o estudo do comportamento-resposta de monoestacas submetidas a esforços transversais, é necessário avaliar a reação horizontal do solo p para os conjuntos em análise.

A distribuição da reação horizontal do solo em profundidade estimada a partir das previsões analíticas pode ser visualizada na Figura F.0.5. A partir dessa figura, pode ser observada uma variação de tendência da reação horizontal junto à face frontal da estaca para as tipologias M1F

e M2I. A causa está correlacionada aos limites do coeficiente de ajuste A (equação 1.16) para o cálculo de previsão das resistências última (p_u) e atuante do solo (p) de acordo com o método recomendado pelo API (2002).

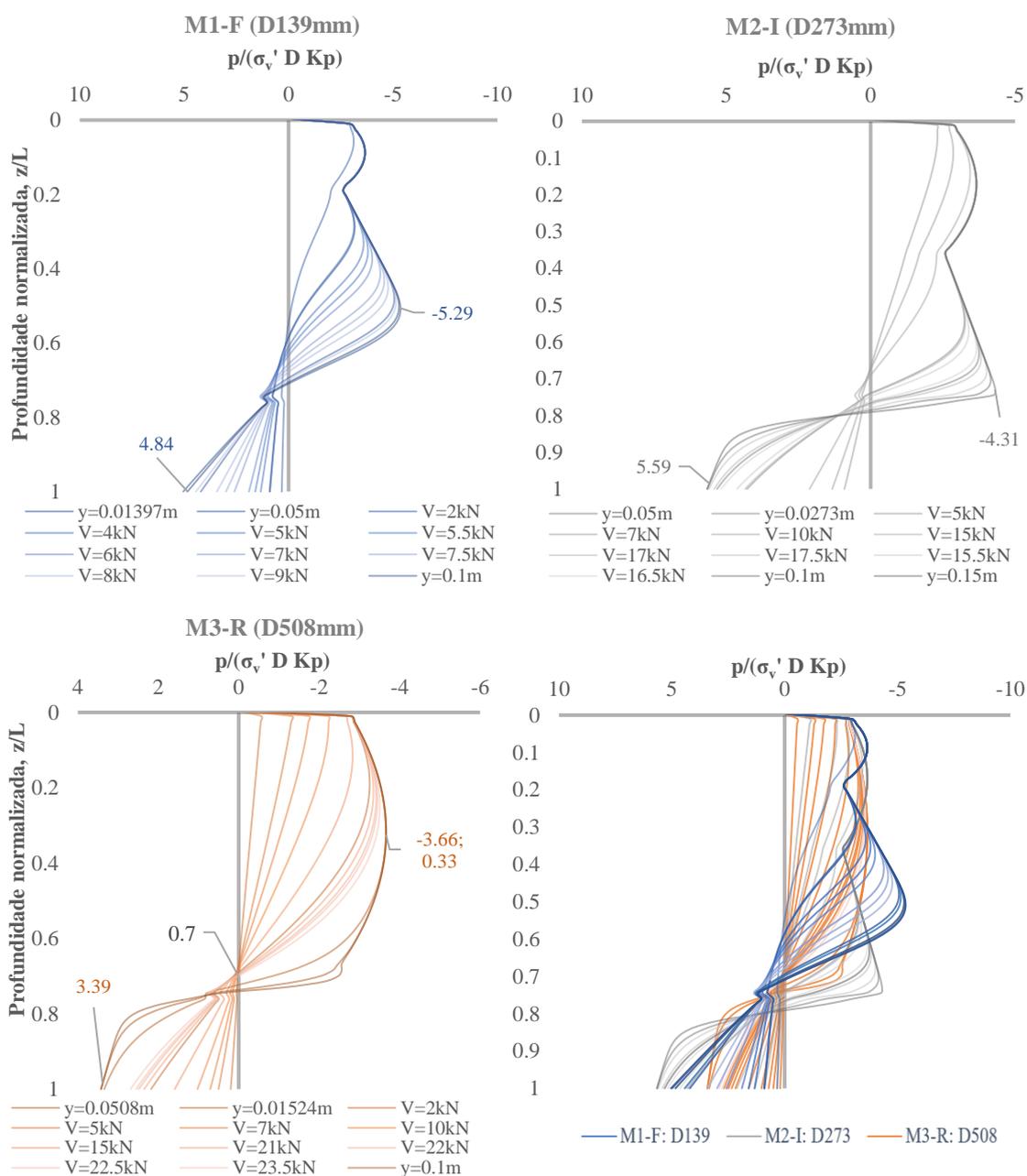


Figura F.0.5. Previsão analítica - API: distribuição da reação horizontal em profundidade.

Uma variação da distribuição da reação horizontal do solo também é percebida próxima à $z/L=0.75$, sendo devida à redução das propriedades resistentes do solo ao atingir-se o nível freático, estipulado na cota 1.5 metro.

Essa oscilação também se aproxima do(s) ponto(s) de equilíbrio das monoestacas proposto(s) por Prasad e Chari (1999), em que valores de pressão nula e deslocamento nulo convergem para uma mesma profundidade, a qual condiz com o ponto de rotação do elemento quando perfeitamente rígido. Uma variação desta profundidade z_0 passa a ser observada quando o comportamento estrutural da estaca se torna flexível ou intermediário.

Nesse aspecto, confirma-se a tendência de comportamento rígido para a estaca M3R, quando, à exceção de deslocamentos em superfície superiores à 10% do seu diâmetro, todos os valores nulos de p se estabelecem em uma única profundidade z/L . As monoestacas M1F e M2I não apresentam profundidade z_0 constante com o acréscimo dos esforços, quando se observa valor de z_0 crescente proporcionalmente ao esforço de topo aplicado.

Conforme detalhado na Tabela 2-3, a resistência horizontal do solo conforme as metodologias preconizadas pelo API (2002) está diretamente associada aos valores limites de empuxo do solo (K_{ult}), em soma ao diâmetro D , aos deslocamentos atuantes v , à reação horizontal do solo n_h e à própria profundidade z .

A análise conjunta entre os gráficos de distribuição da reação horizontal do solo p atuante em profundidade e as curvas $p-v$ permite a avaliação da mobilização da resistência última do solo arenoso conforme o método API (2002).

A Figura F.0.6 expõe as curvas relacionando a reação horizontal do solo com o respectivo deslocamento horizontal para distintos níveis de profundidade para cada monoestaca. Conforme previamente explanado, estas curvas formam a base das metodologias de dimensionamento e previsão de comportamento atualmente recomendadas pelas principais normas internacionais, muito embora tenham sido calibradas para estacas de comportamento flexível e diâmetros inferiores à realidade das monoestacas *offshore*.

A partir das curvas $p-v$ previstas para cada profundidade e monoestaca analisada em conjunto à distribuição de p da Figura F.0.5, podem ser verificadas tendências à mobilização da resistência última do solo, tanto na face frontal de todas as monoestacas (limitado a $z=0.75\text{m}$ para M3, $z=1.25\text{m}$ para M1 e $z=1.05\text{m}$ para M2) quanto na face interna de M2 e M3, junto às pontas.

Uma redução da rigidez das curvas $p-v$ também é observada em profundidade devido à variação da resistência do solo quando atingido o nível freático.

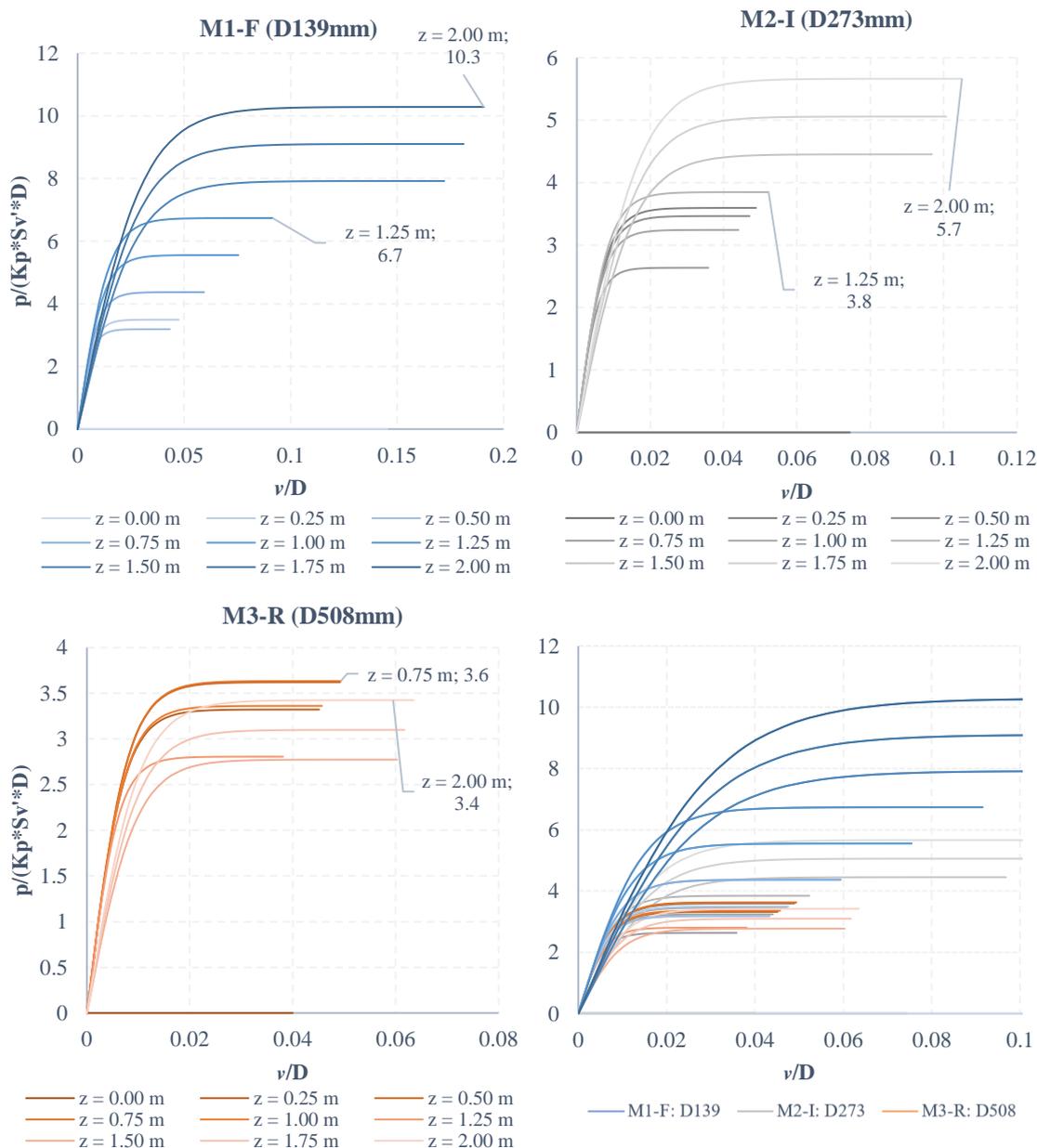


Figura F.0.6. Previsão analítica - API: curvas p - v normalizadas.

F.2 PREVISÃO CLASSE A (MODELO NUMÉRICO)

A previsão Classe A foi obtida a partir de modelo numérico explicado no capítulo 3.1, sendo avaliados comportamentos-resposta para deslocamentos horizontais a nível de superfície (v_{sup} iguais a 1%D, 3%D e 10%D, assim como deslocamentos de topo (v_t) iguais a 10%D e 150mm.

Os resultados gráficos em termos de carga aplicada-deslocamento ($H:v_t$ e $H:v_{sup}$, e perfis de deslocamento em profundidade e reação horizontal do solo obtidos a partir do modelo numérico

são apresentados a seguir, tendo como base de sua normalização as premissas destacadas neste trabalho.

Em termos do comportamento carga-deslocamento de topo e superfície previsto para os pares de campo (Tabela F-0-2), correções foram realizadas a fim de compatibilizar a altura livre representativa de cada tipologia de monoestacas frente àquela idealizada, similarmente ao realizado para as modelagens analíticas.

Tabela F-0-2. Previsão numérica: curvas carga-deslocamento normalizadas
(v_{topo} e v_{sup})

Deslocamento adotado			$v_{\text{sup}}=1\%D$	$v_{\text{sup}}=3\%D$	$v_t=10\%D$	$v_{\text{sup}}=10\%D$	$v_t=150\text{mm}$
M1-F (D139mm)	H	[kN]	1.7	3.7	4.7	8.2	20.2
	v_t	[mm]	4.0	10.4	14.0	31.1	150.0
	v_{sup}	[mm]	1.4	4.2	5.6	14.0	76.7
Corresp.	H (h real)	[kN]	1.9	4.0	5.1	8.9	22.0
h real _{med}	v (h real)	[mm]	3.8	9.8	13.4	29.6	144.3
M2-I (D273mm)	H	[kN]	5.8	11.0	15.7	20.9	34.6
	v_t	[mm]	5.1	14.2	27.3	47.8	150.0
	v_{sup}	[mm]	2.7	8.2	15.8	27.3	98.5
Corresp.	H (h real)	[kN]	6.5	12.2	17.4	23.2	38.5
h real _{med}	v (h real)	[mm]	4.8	13.7	26.2	46.0	145.0
M3-R (508mm)	H	[kN]	13.5	23.9	32.2	39.7	49.5
	v_t	[mm]	8.2	25.3	50.8	84.2	150.0
	v_{sup}	[mm]	5.1	15.2	30.1	50.8	90.6
Corresp.	H (h real)	[kN]	14.7	25.9	35.0	43.1	53.9
h real _{med}	v (h real)	[mm]	8.0	24.6	48.5	81.9	146.4

*condição topo (H_t , v_t) modelada para $h_{\text{livre}}=1\text{m}$. Valores de esforços e deslocamentos correspondentes à condição real de cada conjunto ensaiado foram apresentados nas linhas hachuradas.

Em termos de deslocamentos horizontais em profundidade (Figura F.0.7), observa-se um comportamento estrutural predominantemente rígido da monoestaca de maior diâmetro, um comportamento preponderantemente flexível da monoestaca de menor diâmetro, e um comportamento intermediário entre os anteriores para a monoestaca M2 ($D=273\text{mm}$). Ressalta-se que o modelo numérico não considera a variação da rigidez do elemento estrutural em função dos esforços e deslocamentos atuantes no corpo da monoestaca, e apenas o comportamento elástico foi considerado, tanto para o aço quanto para o graute de preenchimento. Assim, tende-se a uma superestimativa da real rigidez do conjunto para maiores níveis de carregamento, principalmente para as estacas com tendência à flexão – uma vez que estas, diferentemente de estacas perfeitamente rígidas, mostram-se dependentes da rigidez relativa do conjunto.

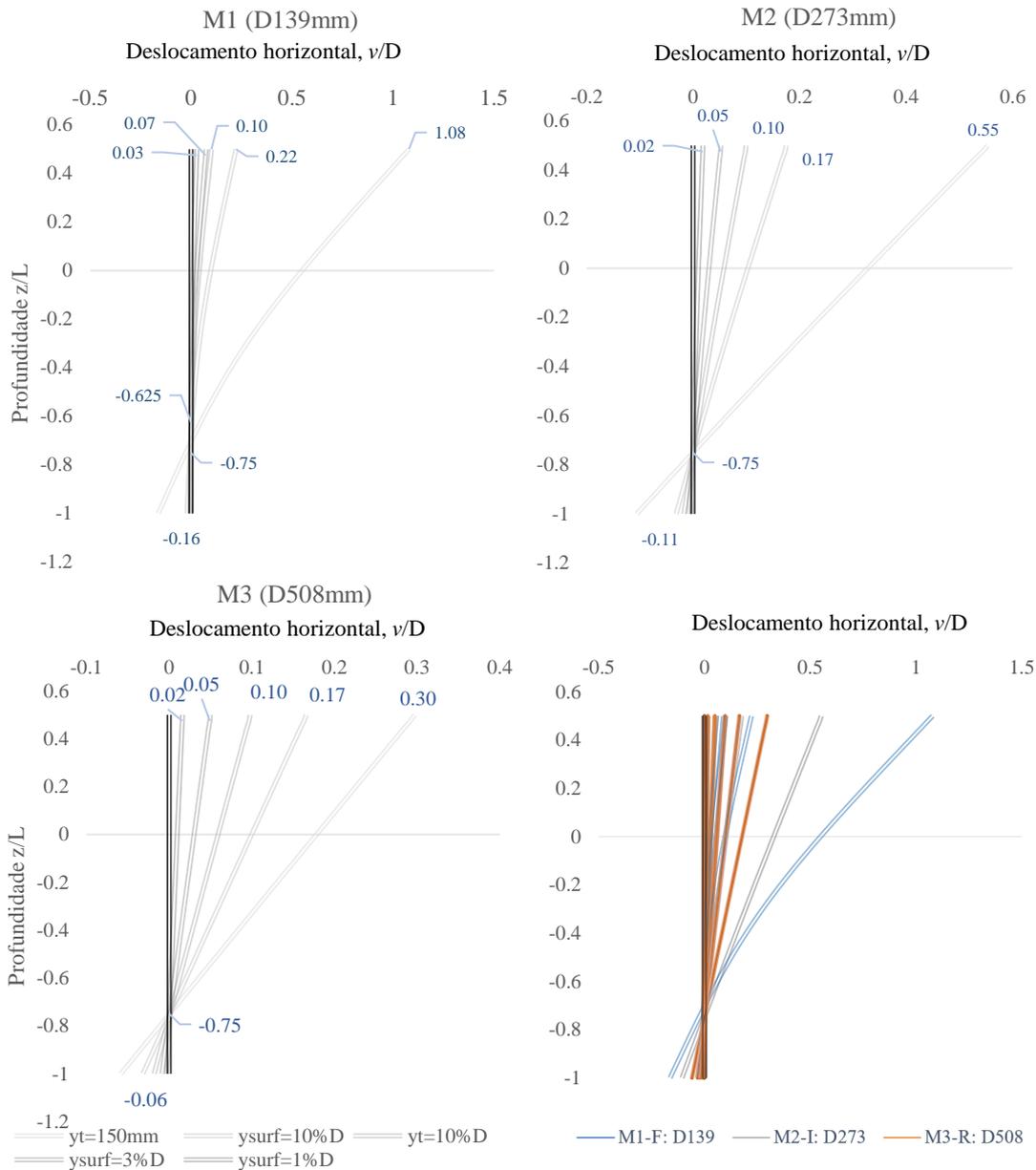


Figura F.0.7. Previsão numérica: distribuição do deslocamento horizontal normalizado em profundidade.

O comportamento normalizado das curvas carga-deslocamento (*Figura F.0.8*) mostra-se condizente entre o modelo numérico e o modelo analítico. Entretanto, devido à não consideração da degradação da rigidez flexural e de comportamentos não-elásticos dos materiais estruturais, o modelo numérico apresenta resultados sempre crescentes de carga-deslocamento, diferentemente da tendência à deslocamentos crescentes para um mesmo patamar de carga (ruptura) observada pelo modelo analítico. Essa diferença, apenas representativa a deslocamentos de topo superiores à 10%D, mostra-se mais acentuada quanto mais flexível a monoestaca.

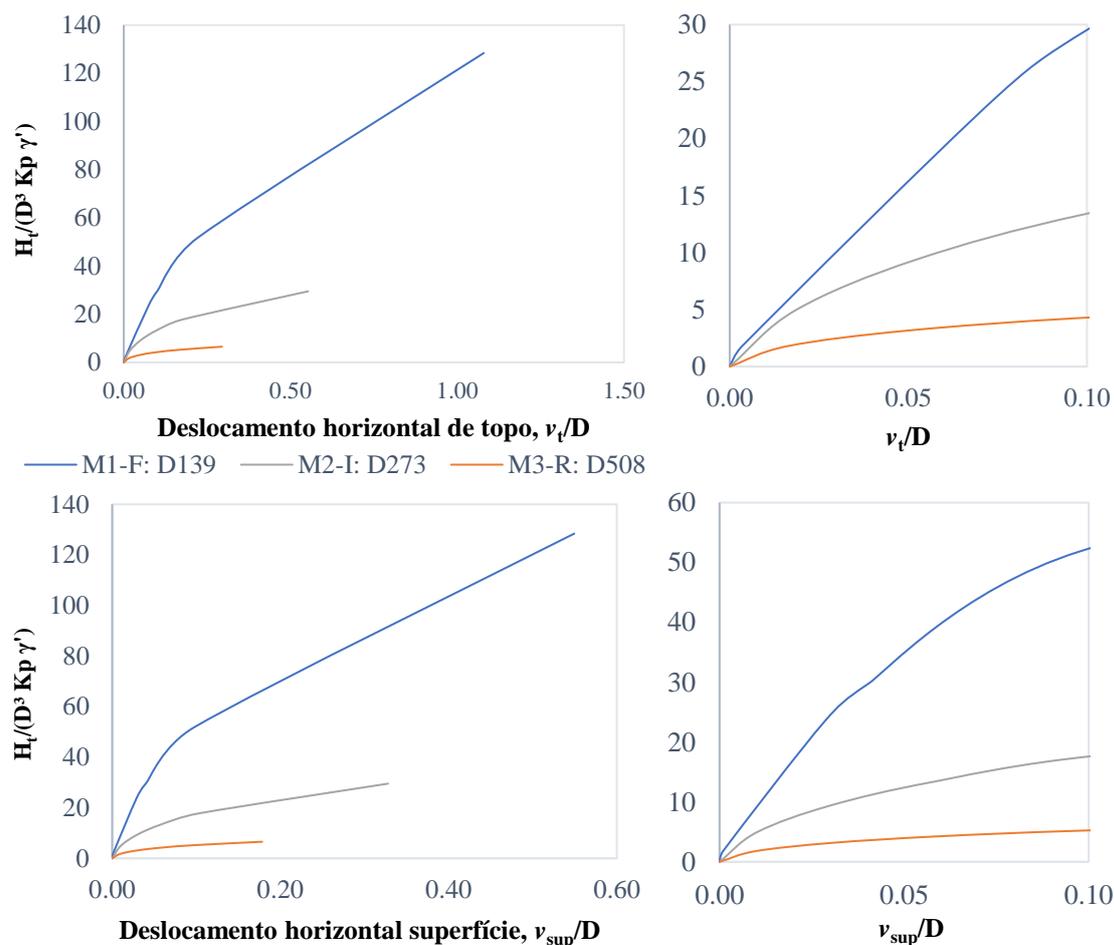


Figura F.0.8. Previsão numérica: curvas carga-deslocamento normalizadas (v_t e v_{sup}).

A distribuição da reação horizontal p do solo em profundidade (Figura F.0.9) mostrou-se, de forma geral, convergente entre as monoestacas e em comparação ao modelo analítico, com mobilização do solo na parte mais superficial frontal à estaca e na parte interna das monoestacas junto às pontas.

Ainda, a partir da Figura F.0.7 e da Figura F.0.9, percebe-se uma convergência das previsões de campo às considerações de Prasad e Chari (1999) - sobre profundidades coincidentes em termos de deslocamentos e reação horizontal do solo nulos -, bem como da profundidade do ponto de rotação observado nas modelagens numéricas de Ahmed e Hawlader (2016), com uma razão entre profundidade de rotação e comprimento embutido z_0/L de aproximadamente 0.7.

A normalização da reação horizontal do solo em função das tensões verticais realça uma maior resistência do solo a pequenas profundidades, muito embora a distribuição da reação horizontal não normalizada apresente maiores valores próximo à ponta. Essa diferença reforça a influência

do nível de tensões associado ao solo a cada profundidade, com resistência limite do solo crescente em função de z .

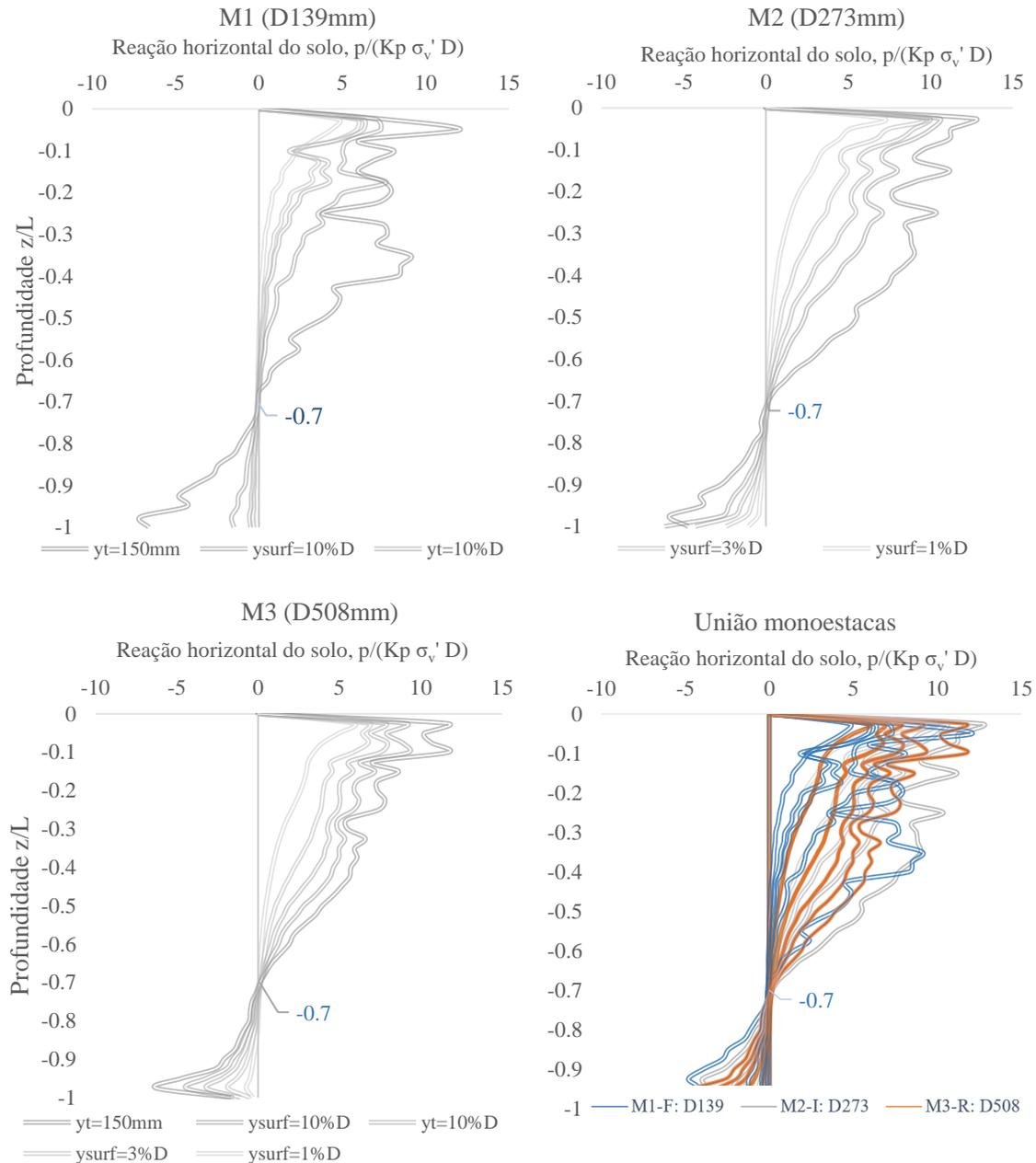


Figura F.0.9. Previsão numérica: distribuição da reação horizontal do solo normalizada em profundidade (y = deslocamento horizontal v).

É importante frisar que o modelo contínuo numérico não considera valores de resistência limites do solo em profundidade compatíveis àqueles calculados a partir de recomendações normativas e de guias técnicos (e.g. API, 2002; DNV, 2014).

Uma vez que esforços mais significativos foram gerados para a monoestaca flexível M1-F, em comparação ao valor de seu diâmetro (150mm), pode-se observar para essa monoestaca uma

mudança no comportamento da distribuição de p com o acréscimo de carregamento. Para os esforços iniciais, até 3%D em superfície, os esforços horizontais do solo não foram mobilizados significativamente próximo à ponta da monoestaca M1.

A partir de um deslocamento de 10%D junto ao topo, entretanto, uma mobilização representativa passa a ser observada em profundidade. Essa situação vai ao encontro da mobilização de ponta observada para essa estaca a partir dos gráficos de distribuição dos deslocamentos horizontais para maiores esforços – mais visível para um deslocamento de topo máximo, de 150mm. Cabe ressaltar que esse deslocamento representa mais do que 100% do diâmetro da estaca M1-F, e, portanto, a ruptura estrutural deve ter sido atingida. Essa afirmação é verificada pela previsão analítica, em que o momento máximo atinge o momento resistente do material estrutural e uma não convergência do modelo passa a ocorrer para deslocamentos de topo acima de 100mm.

A partir das verificações analíticas, observa-se que apenas a estaca de menor diâmetro é passível de atingir a plastificação do aço. As demais monoestacas apresentam previsão de momentos máximos muito aquém daqueles normatizados para esse material levando a uma ruptura geotécnica prévia à estrutural.

Uma vez que o modelo numérico foi desenvolvido tridimensionalmente, foi possível avaliar a influência das tensões e deslocamentos ao longo do maciço, tanto em profundidade quanto ao entorno de cada monoestaca, prevendo-se a adequada distância entre estacas para a execução e ensaio de campo sem que haja sobreposição do bulbo de tensões e impacto no comportamento-resposta das monoestacas em estudo.

A verificação da mobilização das tensões e deslocamentos foi realizada tanto de forma gráfica quanto por análise dos dados, sendo apresentada no item 4.3.3. Imagens representativas das distribuições de tensões e deslocamentos horizontais em profundidade e em superfície são expostas a seguir.

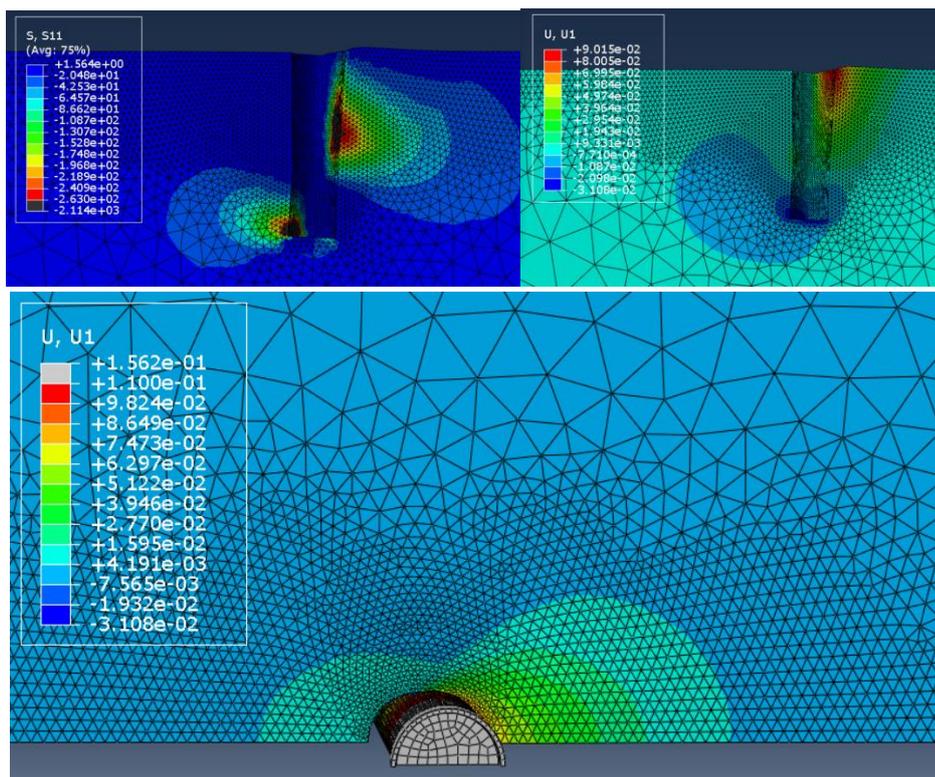


Figura F.0.10. Previsão numérica: cunhas de influência de tensões e deslocamentos horizontais para a monoestaca M3-R.

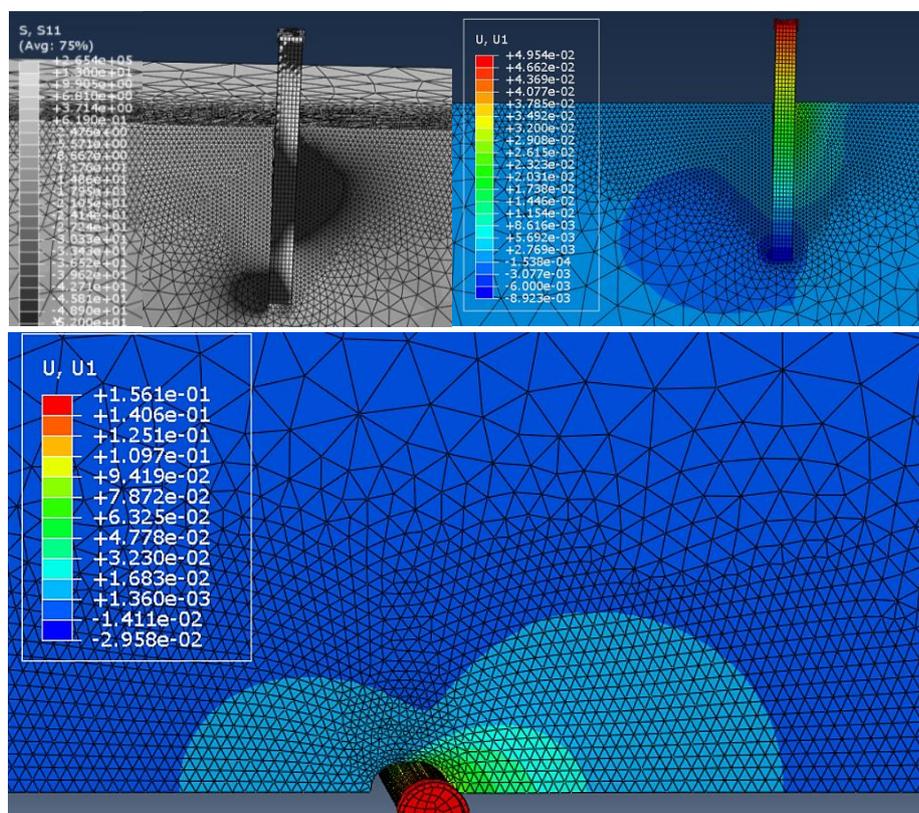


Figura F.0.11. Previsão numérica: cunhas de influência de tensões e deslocamentos horizontais de para a monoestaca M2-I.

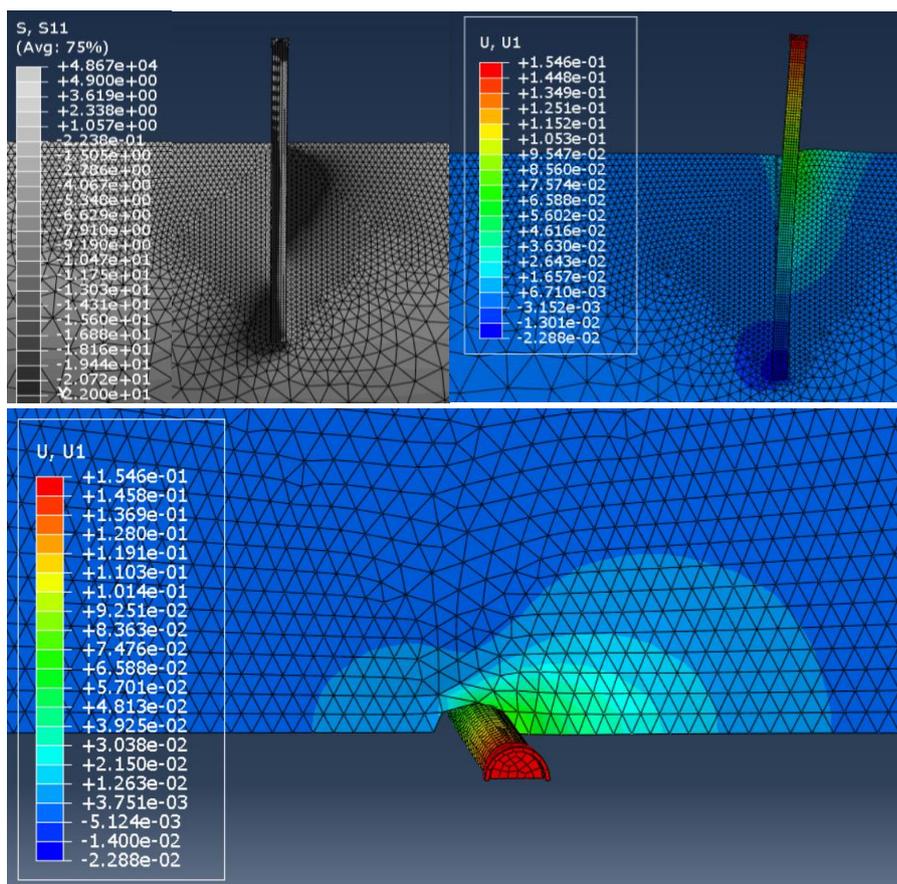


Figura F.0.12. Previsão numérica: cunhas de influência de tensões e deslocamentos horizontais para a monoestaca M1-F.

ANEXO A - RESULTADO DOS ENSAIOS DE COMPRESSÃO AXIAL: GRAUTE E CALDA DE PREENCHIMENTO (GEOFORMA)

ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/08/2022 a 19/09/2022

Ciente: BRUNA SPRICIGO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

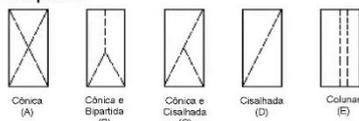
Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
1						20/08/22	29/08/22	9	20	10,0	78,540	184,09	23,4	D	Estaca Tubular (Betoneira 01 R)
2						20/08/22	29/08/22	9	20	10,0	78,540	207,78	26,5	D	Estaca Tubular (Betoneira 01 R)
8						20/08/22	29/08/22	9	20	10,0	78,540	238,88	30,4	D	Estaca Tubular (Betoneira 02 R)
9						20/08/22	29/08/22	9	20	10,0	78,540	276,17	35,2	D	Estaca Tubular (Betoneira 02 R)
17						20/08/22	29/08/22	9	20	10,0	78,540	204,76	26,1	D	Estaca Tubular (Betoneira 03 R)
18						20/08/22	29/08/22	9	20	10,0	78,540	195,79	24,9	D	Estaca Tubular (Betoneira 03 R)
25						20/08/22	29/08/22	9	20	10,0	78,540	199,34	25,4	D	Estaca Tubular (Betoneira 04 R)
26						20/08/22	29/08/22	9	20	10,0	78,540	184,95	23,5	D	Estaca Tubular (Betoneira 04 R)
41						20/08/22	29/08/22	9	20	10,0	78,540	88,70	11,3	D	Estaca Tubular (Betoneira 07)
42						20/08/22	29/08/22	9	20	10,0	78,540	81,90	10,4	D	Estaca Tubular (Betoneira 07)

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Tipo de Ruptura:



Fornecedor Concreto:

Observações: CP 14 (Betoneira 02 R) - módulo de elasticidade (realizado em 04/10/22); CP 23

(Betoneira 03 R) - módulo de elasticidade (realizada no dias 01 a 03/10/22)

ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/08/2022 a 19/09/2022

Ciente: BRUNA SPRICIGO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

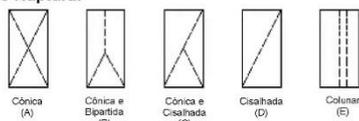
Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
3						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	236,48	30,1	D	Estaca Tubular (Betoneira 01 R)
4						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	247,15	31,5	D	Estaca Tubular (Betoneira 01 R)
10						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	280,66	35,7	D	Estaca Tubular (Betoneira 02 R)
11						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	280,09	35,7	D	Estaca Tubular (Betoneira 02 R)
19						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	234,79	29,9	D	Estaca Tubular (Betoneira 03 R)
20						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	226,31	28,8	D	Estaca Tubular (Betoneira 03 R)
27						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	212,12	27,0	D	Estaca Tubular (Betoneira 04 R)
28						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	207,41	26,4	D	Estaca Tubular (Betoneira 04 R)
43						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	94,02	12,0	D	Estaca Tubular (Betoneira 07)
44						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	86,13	11,0	D	Estaca Tubular (Betoneira 07)
48						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	75,39	9,6	D	Estaca Tubular (Betoneira 08)
49						20/08/22	17/09/22	28	20	10,0	78,540	66,96	8,5	D	Estaca Tubular (Betoneira 08)

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Tipo de Ruptura:



Fornecedor Concreto:

Observações: CP 53 (Betoneira 08) - módulo de elasticidade (realizado em 04/10/22)

ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 11/10/2022 a 11/10/2022

Cliente: BRUNA SPRICIGO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
55						29/09/22	11/10/22	12	20	10,0	78,540	68,94	8,8	D	Estaca Tubular (Betoneira 09)
56						29/09/22	11/10/22	12	20	10,0	78,540	71,85	9,1	D	Estaca Tubular (Betoneira 09)
60						29/09/22	11/10/22	12	20	10,0	78,540	85,21	10,8	D	Estaca Tubular (Betoneira 10)
61						29/09/22	11/10/22	12	20	10,0	78,540	94,73	12,1	D	Estaca Tubular (Betoneira 10)
67						29/09/22	11/10/22	12	20	10,0	78,540	78,46	10,0	D	Estaca Tubular (Betoneira 11)
68						29/09/22	11/10/22	12	20	10,0	78,540	88,08	11,2	D	Estaca Tubular (Betoneira 11)
74						29/09/22	11/10/22	12	20	10,0	78,540	71,72	9,1	D	Estaca Tubular (Betoneira 12 - mais fluido)
75						29/09/22	11/10/22	12	20	10,0	78,540	64,20	8,2	D	Estaca Tubular (Betoneira 12 - mais fluido)
81						29/09/22	11/10/22	12	20	10,0	78,540	80,88	10,3	D	Estaca Tubular (Betoneira 13)
82						29/09/22	11/10/22	12	20	10,0	78,540	85,80	10,9	D	Estaca Tubular (Betoneira 13)

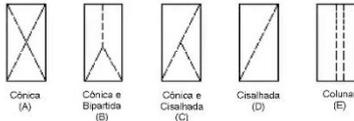
Corpos-de-Prova moldados pela Geofoma Engenharia Ltda.

Fornecedor Concreto: *In loco*.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Observações:

Tipo de Ruptura:



ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/10/2022 a 19/11/2022

Cliente: BRUNA SPRICIGO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
62						29/09/22	27/10/22	28	20	10,0	78,540	79,80	10,2	D	Estaca Tubular (Betoneira 10)
63						29/09/22	27/10/22	28	20	10,0	78,540	88,80	11,3	D	Estaca Tubular (Betoneira 10)
69						29/09/22	27/10/22	28	20	10,0	78,540	74,88	9,5	D	Estaca Tubular (Betoneira 11)
70						29/09/22	27/10/22	28	20	10,0	78,540	94,08	12,0	D	Estaca Tubular (Betoneira 11)
76						29/09/22	27/10/22	28	20	10,0	78,540	76,23	9,7	D	Estaca Tubular (Betoneira 12 - mais fluido)
77						29/09/22	27/10/22	28	20	10,0	78,540	79,35	10,1	D	Estaca Tubular (Betoneira 12 - mais fluido)
83						29/09/22	27/10/22	28	20	10,0	78,540	79,04	10,1	D	Estaca Tubular (Betoneira 13)
84						29/09/22	27/10/22	28	20	10,0	78,540	102,94	13,1	D	Estaca Tubular (Betoneira 13)

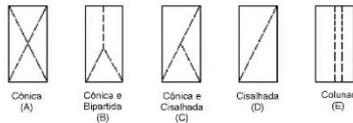
Corpos-de-Prova moldados pela Geofoma Engenharia Ltda.

Fornecedor Concreto: *In loco*.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Observações:

Tipo de Ruptura:



ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/11/2022 a 19/12/2022

Cliente: BRUNA SPRICIGO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
73						29/09/22	04/12/22	66	20	10,0	78,540			D	Estaca Tubular (Betoneira 11)

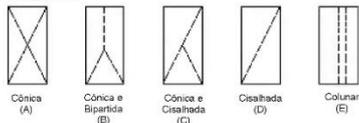
Corpos-de-Prova moldados pela Geofoma Engenharia Ltda.

Fornecedor Concreto: *In loco*.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Observações: CP 73 (Betoneira 11) - módulo de elasticidade (realizado em 04/12/22)

Tipo de Ruptura:



ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/11/2022 a 19/12/2022

Ciente: BRUNA SPRICIGO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
71					29/09/22	05/12/22	67	20	10,0	78,540	89,29	11,4	D	Estaca Tubular (Betoneira 11)	
72					29/09/22	05/12/22	67	20	10,0	78,540	101,99	13,0	D	Estaca Tubular (Betoneira 11)	

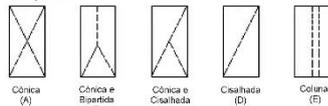
Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto: *In loco*.

Observações:

Tipo de Ruptura:



ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/11/2022 a 19/12/2022

Ciente: BRUNA SPRICIGO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
45					20/08/22	06/12/22	108	20	10,0	78,540	112,43	14,3	D	Estaca Tubular (Betoneira 07)	
46					20/08/22	06/12/22	108	20	10,0	78,540	98,23	12,5	D	Estaca Tubular (Betoneira 07)	
50					20/08/22	06/12/22	108	20	10,0	78,540	66,63	8,5	D	Estaca Tubular (Betoneira 08)	
51					20/08/22	06/12/22	108	20	10,0	78,540	88,74	11,3	D	Estaca Tubular (Betoneira 08)	

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

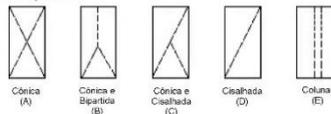
Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto:

Observações: CP 47 (Betoneira 07) - módulo de elasticidade (realizado em 16/12/22) ; CP 53

(Betoneira 08) - módulo de elasticidade (realizado em 04/10/22); CP 54 (Betoneira 08) - módulo de elasticidade (realizado em 16/12/22)

Tipo de Ruptura:



ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/11/2022 a 19/12/2022

Ciente: BRUNA SPRICIGO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
57					29/09/22	12/12/22	74	20	10,0	78,540	77,29	9,8	D	Estaca Tubular (Betoneira 09)	
58					29/09/22	12/12/22	74	20	10,0	78,540	92,60	11,8	D	Estaca Tubular (Betoneira 09)	
64					29/09/22	12/12/22	74	20	10,0	78,540	98,93	12,6	D	Estaca Tubular (Betoneira 10)	
65					29/09/22	12/12/22	74	20	10,0	78,540	100,98	12,9	D	Estaca Tubular (Betoneira 10)	

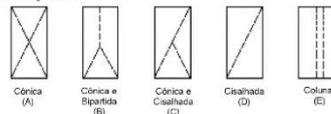
Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto: *In loco*.

Observações:

Tipo de Ruptura:



ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/11/2022 a 19/12/2022

Ciente: BRUNA SPRICIGO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
7					20/08/22	17/12/22	119	20	10,0	78,540				Estaca Tubular (Betoneira 01 R)	
31					20/08/22	17/12/22	119	20	10,0	78,540				Estaca Tubular (Betoneira 04 R)	
40					20/08/22	17/12/22	119	20	10,0	78,540				Estaca Tubular (Betoneira 06 R)	

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto:

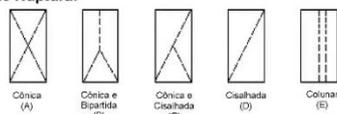
Observações: CP 7 (Betoneira 01 R) - módulo de elasticidade (realizado em 17/12/22 - rompeu com

carga de 26 mil Kg); CP 31 (Betoneira 04 R) - módulo de elasticidade (realizada no dia 17/12/22); CP 39

(Betoneira 06 R) - módulo de elasticidade (realizado em 05/10/22 - lascou a ponta); CP 40 (Betoneira 06

R) - módulo de elasticidade (realizado em 17/12/22 - rompeu com carga de 24,5 mil Kg)

Tipo de Ruptura:



ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/11/2022 a 19/12/2022

Ciente: BRUNA SPRIGIO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
16						20/08/22	18/12/22	120	20	10,0	78,540				Estaca Tubular (Betoneira 02 R)
24						20/08/22	18/12/22	120	20	10,0	78,540				Estaca Tubular (Betoneira 03 R)
36						20/08/22	18/12/22	120	20	10,0	78,540				Estaca Tubular (Betoneira 05 R)

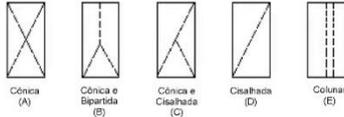
Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto:

Observações: CP 14 (Betoneira 02 R) - módulo de elasticidade (realizado em 04/10/22); CP 16 (Betoneira 02 R) - módulo de elasticidade (realizado em 18/12/22); CP 23 (Betoneira 03 R) - módulo de elasticidade (realizada no dia 01 a 03/10/22); CP 24 (Betoneira 03 R) - módulo de elasticidade (realizada no dia 18/12/22); CP 34 (Betoneira 05 R) - módulo de elasticidade (realizado em 05/10/22); CP 36 (Betoneira 05 R) - módulo de elasticidade (realizado em 18/12/22)

Tipo de Ruptura:



ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/12/2022 a 19/01/2023

Ciente: BRUNA SPRIGIO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
78						29/09/22	22/12/22	84	20	10,0	78,540	90,61	11,5	D	Estaca Tubular (Betoneira 12 - mais fluído)
79						29/09/22	22/12/22	84	20	10,0	78,540	91,46	11,6	D	Estaca Tubular (Betoneira 12 - mais fluído)
85						29/09/22	22/12/22	84	20	10,0	78,540	93,40	11,9	D	Estaca Tubular (Betoneira 13)
86						29/09/22	22/12/22	84	20	10,0	78,540	119,21	15,2	D	Estaca Tubular (Betoneira 13)

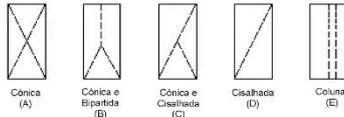
Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto: In loco

Observações:

Tipo de Ruptura:



ENSAIO DE COMPRESSÃO DE CORPOS-DE-PROVA CILÍNDRICOS DE CONCRETO - NBR 5739

REC 539 - 20/12/2022 a 19/01/2023

Ciente: BRUNA SPRIGIO

Obra: Estudo do comport. de monoestacas exec. em areia submet. a carreg. transversal: Campo Exp. Araquari

Slump Test – NBR NM67

Nº CP	Nº NF	Nº Lacre	Abatimento (mm)			Data Moldagem	Data Ruptura	Idade (dias)	Fckesp (MPa)	dm (cm)	At (cm²)	Carga Rupt. (KN)	Resistência à Compressão (MPa)	Tipo Rupt.	Local de Aplicação Concreto
			Dosagem	Chegada	1/3V										
5						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	240,54	30,6	D	Estaca Tubular (Betoneira 01 R)
6						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	266,58	33,9	D	Estaca Tubular (Betoneira 01 R)
12						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	340,14	43,3	D	Estaca Tubular (Betoneira 02 R)
13						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	273,84	34,9	D	Estaca Tubular (Betoneira 02 R)
21						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	276,73	35,2	D	Estaca Tubular (Betoneira 03 R)
22						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	262,10	33,4	D	Estaca Tubular (Betoneira 03 R)
29						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	265,03	33,7	D	Estaca Tubular (Betoneira 04 R)
30						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	340,41	43,3	D	Estaca Tubular (Betoneira 04 R)
32						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	233,29	29,7	D	Estaca Tubular (Betoneira 05 R)
33						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	261,23	33,3	D	Estaca Tubular (Betoneira 05 R)
37						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	229,23	29,2	D	Estaca Tubular (Betoneira 06 R)
38						20/08/22	22/12/22	124	20	10,0	78,540	244,09	31,1	D	Estaca Tubular (Betoneira 06 R)

Corpos-de-Prova moldados pela Geoforma Engenharia Ltda.

Corpos-de-Prova moldados pela empresa contratante

Fornecedor Concreto:

Observações: CP 39 (Betoneira 06 R) - módulo de elasticidade (realizado em 05/10/22 - lascou a ponta)

Tipo de Ruptura:

