

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

**Estudo do comportamento de estacas escavadas em solo arenoso  
submetidas ao carregamento transversal**

**Bruna Spricigo**

Porto Alegre  
2019

BRUNA SPRICIGO

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS  
ESCAVADAS EM SOLO ARENOSO SUBMETIDAS AO  
CARREGAMENTO TRANSVERSAL**

Dissertação 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 Mestre em  
Engenharia.

Orientação: Prof. Dr. Techn. Marcelo Maia Rocha  
Prof. Ph.D. Fernando Schnaid

Porto Alegre  
2019

**BRUNA SPRICIGO**

**ESTUDO DO COMPORTAMENTO DE ESTACAS  
ESCAVADAS EM SOLO ARENOSO SUBMETIDAS AO  
CARREGAMENTO TRANSVERSAL**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de mestre 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, 30 de abril de 2019

**Prof. Marcelo Maia Rocha**  
Dr. Techn. pela Universität Innsbruck  
Orientador

**Prof. Fernando Schnaid**  
Ph. D. pela University of Oxford  
Co-orientador

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

**BANCA EXAMINADORA**

**Prof. Vítor Pereira Faro**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul

**Prof. Edgar Odebrecht**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul

**Prof. Samir Maghous**  
Ph.D. pela Université de Marne La Vallée,  
França

**Prof. Cesar Alberto Ruver**  
D.Sc. pela Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul

Dedico este trabalho ao meu eterno porto seguro:  
Débora, Vera e Orlando Spricigo.

## **AGRADECIMENTOS**

Antes de mais nada, agradeço à Deus, por iluminar e guiar meu caminho frente às decisões e dificuldades.

Agradeço às bases de minha fundação, educação e valores. Obrigada pais e família pelo apoio incontestável e inabalável durante todos esses anos e, principalmente, a compreensão, força e energia encaminhadas no decorrer do mestrado.

Agradeço aos amigos de longa data, que mesmo distantes deram suporte durante os tempos difíceis e proporcionaram momentos mais leves e agradáveis quando compartilhamos histórias e guardamos memórias. Ainda quero a visita de todos vocês!

Em especial, agradeço à Lúcia Sangalli e Naiara Reginato, pela convivência, compreensão, partilha e amizade nesses anos dividindo nosso apê 23.

Agradeço, por além de todo carinho e companheirismo, aos colegas e amigos do meu ano de mestrado. Em especial: Daniel Faria, por conviver e compartilhar a vida de laboratório e pesquisa experimental no último ano; Samuel Bandeira, pela ternura sempre distendida e parceria mais que garantida para todas as situações; Matheus Benincá, por ser aquele que sempre chega mais atrasado do que eu nas festas do grupo e por me apresentar quem hoje também tenho muito a agradecer. Matheus, és incrível e mereces o mundo com tamanha competência e ética. Augusto Bopsin Borges, por estar sempre presente e disponível, ajudar a encontrar soluções para diversos problema e se mostrar uma pessoa maravilhosa para todas as situações; Gonçalo Sonaglio, aquele que está sempre se colocando à disposição para tudo com todo o coração. Obrigada pelas sempre boas parcerias e toda ajuda distendida. Luciana Prado e Matheus Wanglon, por serem esse casal tão amigo e presente. Que o que o PPGEC uniu ninguém separe! Hugo, por ter se disponibilizado sempre que possível (e algumas vezes que nem eram) para auxiliar nas coisas de laboratório e partilhar conhecimento; às meninas e amigas do PPGEC Camila, Luísa, Betina e Mariana, ótimas companhias sempre.

Agradeço ainda aos colegas do PPGEC: Felipe Quevedo, por ser o criador das melhores teorias e por tentar unir o grupo sempre; Mozara, Mariana, Lukas, e todo o grupo do nosso vôlei de todas as terças (do ano passado); Dionatas, por me ajudar a desbravar o mundo da elétrica e eletrônica durante as fases experimentais; Vinicius Godoy, por ser parceiro até na hora da

academia e desde os tempos de intercâmbio; Aos musculosos salvadores da pátria (lê-se: areia): Dionatas, Daniel, Eclesielter, Gonçalo, Hugo e Ricardo, por realocarem minhas bombonas de areia frente às dificuldades, ao calor e a falta de água daquele dia de verão; Andres, pelas conversas e aprendizados, por aturar meus choros sem sentido e até pra virar eletricitista e salvar minha secagem numa sexta-feira à noite; aos demais colegas de laboratório, por fazerem dias melhores; à galera do RU, a melhor companhia pra almoço possível!; ao grupo animado das comemorações de aniversário, fins de disciplina ou simplesmente fins de semana, para o qual se somam: Marcelinho, Dudus, Mateus Forcelini, Natália, Cássio, Bianca e Monique.

Agradeço aos bolsistas sem os quais estaria secando e peneirando solo até os dias de hoje. Estou devendo milhares de cachorros-quentes para vocês! Mariana Medeiros e Samuel também foram meus anjinhos no início dessa jornada de secagem e transporte de material.

Agradeço aos mestres que tornaram possível meu caminho até aqui, em especial à Edgar Odebrecht, Sandra Krüger, Andreza Kalbush e Wagner Minikowski. Do programa de pós-graduação, não tenho como não agradecer e não admirar cada dia mais o professor Fernando Schnaid, principalmente por aguentar meus textos longos e prazos apertados. Você é um profissional incrível! Ao professor Marcelo Maia Rocha, por distender seu tempo em desenvolver o atuador utilizado para esta pesquisa e me auxiliar com todas as questões relacionadas à modelagem física e numérica, e aos problemas relacionados a isso. Espero não vos ter decepcionado durante este tempo, mas agradeço imensamente a disponibilidade de sempre.

Agradeço à Fernando Mantaras, Vítor Faro e Cesar Ruver pela enorme ajuda durante toda a fase de implementação e análise dos dados, assim como o auxílio de Carlos Emmanuel Lautenschläger.

Aos funcionários do PPGEC, Ana Luísa e Gabriel, e aos vigilantes da Escola de Engenharia, por todo tempo de atenção, de domingo a domingo.

Agradeço à Gabriel Johansson Azeredo, por comprovar que nada vem por acaso em nossas vidas, e me dar todo o suporte e carinho possíveis em todos os momentos. Que tenhamos logo nosso tão merecido lugar ao sol. Agradeço também à Rejane, por abrir os braços e coração para mim nesses meses, e se mostrar uma pessoa maravilhosa; e ao Théo, pelas lambidas mais cheias de amor.

Agradeço à Porto Alegre, por ter me recebido tão bem com seus parques, dias ensolarados e cultura no ano que aqui cheguei.

Ao amigo da geologia e com nome de dicionário, Aurélio Fagundes, pelos melhores pães de queijo e aquela tranquilidade contagiante, e aos amigos que Porto Alegre me deu: Eduardo e Rominho.

Agradeço à Capes, ao CNPq, e ao Estado, por me proporcionarem estudo gratuito e de qualidade e uma bolsa que permitiu a minha total dedicação aos estudos nesses anos de mestrado.

Enfim, agradeço a todos que de alguma forma me proporcionaram momentos de ajuda, alívio e felicidade no decorrer desses dois anos.

“E aprendi que se depende sempre

De tanta, muita, diferente gente

Toda pessoa sempre é as marcas

das lições diárias de outras tantas pessoas.

É tão bonito quando a gente entende

Que a gente é tanta gente

Onde quer que a gente vá.

É tão bonito quando a gente sente

Que nunca está sozinho

Por mais que pense estar...”

*(Caminhos do coração – Gonzaguinha.)*



*Alexandre Beck*

*Sapere aude*

*Horácio*

## RESUMO

SPRICIGO, B. **Estudo do comportamento de estacas escavadas em solo arenoso submetidas ao carregamento transversal**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O adequado dimensionamento de fundações profundas submetidas a carregamentos transversais exige a compreensão dos mecanismos de transferência de carga entre solo e estaca, que depende das múltiplas não-linearidades e interações observadas no conjunto no decorrer da aplicação do carregamento e em profundidade. Desta forma, o problema de carregamento lateral foi avaliado neste estudo para estacas escavadas em solo arenoso a partir da implementação de um modelo numérico e dois modelos analíticos, considerando para o solo critérios de ruptura de Mohr Coulomb (modelo numérico) e a teoria da reação horizontal do solo em conjunto ao método de curvas  $p$ - $y$  proposto pelo API (2002, 2014) e simplificado por uma análise do estado limite (modelos analíticos). O elemento estrutural teve seu comportamento adotado como elástico linear, considerando-se a ruptura de acordo com as normas NBR 6122 (ABNT, 2010) e BS 8004 (BSI, 2015). Os modelos foram verificados e aferidos com casos descritos na literatura para diferentes condições de ensaio e rigidez relativa. Ao final, os modelos foram utilizados para a aferição dos parâmetros do solo de ensaios em escala reduzida a  $1 \times g$  de estacas predominantemente rígidas de mesmo diâmetro, assentes em solo arenoso em condição medianamente compacta. O solo é proveniente do Campo Experimental de Araquari, que serve como referência ao presente trabalho. Duas estacas-modelo em alumínio maciço, com dimensões representativas às estacas hélice-contínua do campo experimental, com  $D=1,27\text{cm}$  e  $L_{\text{útil}}=18,25\text{m}$  e  $36,5\text{cm}$ , foram carregadas lateralmente de forma monotônica, com duplicidade de ensaios, e posteriormente cicladas em dois sentidos de carregamento, em um total de cinco ciclos. Os modelos apresentaram boa representatividade para com os resultados físicos para deslocamentos de até  $10\%D$ , embora a rigidez calculada nos modelos analíticos não tenha representado adequadamente os resultados experimentais ao se considerar a constante de reação horizontal do solo proposta pelo API (2002). A partir do uso de um acelerômetro e giroscópio no topo das estacas e a consideração de rotação constante em profundidade, foram retroanalisados os dados de ensaio da estaca de menor comprimento, possibilitando a representação dos diagramas de esforços e deslocamentos e as curvas  $p$ - $y$  respectivos ao ensaio.

**Palavras-chave:** carregamento transversal; estacas escavadas; solo arenoso; interação solo-estrutura; mecanismos de transferência de carga; modelagem numérica; modelagem analítica; modelagem física.

## ABSTRACT

SPRICIGO, B. **Analysis of the behavior of laterally loaded piles drilled in sand.** 2019. Master Thesis in Civil Engineering – Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Proper design of deep foundations subjected to transversal loading requires the understanding of load transfer mechanisms between soil and pile, which depends on the multiple nonlinearities and interactions observed during the load application and along the pile depth. Therefore, lateral load problem was evaluated in this master research for drilled piles in sand. The study focused on the use of a numerical and two analytical models and considered Mohr-Coulomb theory (numerical model) and the theory of subgrade reaction added to API (2002, 2014) p-y curves model and simplified by a limit state analysis (analytical models) for soil failure criteria. The implemented models were verified and calibrated with literature experimental data for different test conditions and pile-soil relative stiffness. After this phase, the models were used to calibrate soil parameters of physical tests conducted at *1x g* in rigid and intermediate piles with same diameter, embedded in medium dense sand. The physical model's soil comes from the Araquari Experimental Testing Site and serves as reference to the present work. Two model piles were used to represent the geometric properties of continuous flight auger piles executed at the Araquari experimental site, and were constructed of solid aluminum, with diameter of 1,27cm and embedded lengths of 18,25cm and 36,5cm. The model piles were unilaterally loaded, with duplicity of tests, and subsequently cycled in two-way loading, for a total of five cycles. The analysis models presented good prediction of soil-pile response when compared with the physical tests for displacements up to 10% of the pile diameter, although the stiffness calculated in the analytical models did not adequately represent the experimental results when considering the constant of subgrade reaction proposed by API (2002). Considering use of an accelerometer and gyroscope at the top of the piles and a constant rotation in depth, the data of the physical modelling of the smallest pile were back analyzed, making possible the representation of the stress and displacement diagrams and the respective p-y curves.

**Keywords:** lateral load; drilled piles; cohesionless soil; pile-soil interaction; load transfer mechanisms; numerical analysis; analytical analysis; physical modelling.

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO .....</b>	<b>25</b>
1.1	PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA .....	25
1.2	OBJETIVOS.....	28
1.2.1	Objetivo Geral .....	28
1.2.2	Objetivos Específicos .....	28
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA .....</b>	<b>29</b>
2.1	CONSIDERAÇÕES SOBRE O CARREGAMENTO TRANSVERSAL DE ESTACAS .....	29
2.1.1	Previsão do comportamento da estaca sob efeito de carregamento transversal .....	30
2.1.2	Previsão do comportamento do solo sob efeito de carregamento transversal no topo do elemento estrutural.....	35
2.2	TEORIA DA REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO .....	40
2.2.1	Hipótese de Winkler .....	40
2.2.2	Coefficientes e módulos de reação horizontal do solo.....	41
2.3	CURVAS P-Y .....	52
2.3.1	Características das curvas p-y .....	54
2.3.2	Curvas p-y para solos arenosos .....	57
2.4	EQUACIONAMENTO DO PROBLEMA DE UMA ESTACA VERTICAL SUJEITA A ESFORÇOS TRANSVERSAIS.....	63
2.5	MÉTODOS DE PREVISÃO DO COMPORTAMENTO E CAPACIDADE DE CARGA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTACA PARA CARREGAMENTOS LATERAIS DO TIPO ATIVO .....	64
2.5.1	Métodos embasados no Estado Limite Último.....	65
2.5.2	Métodos embasados na Teoria da Elasticidade .....	66
2.5.3	Métodos Numéricos para cálculo de carregamento lateral de estacas.....	66
2.5.3.1	Métodos das Diferenças Finitas (MDF) .....	66
2.5.3.2	Método de Elementos Finitos (MEF) .....	68

2.6	MODELOS FÍSICOS E ANÁLISE DIMENSIONAL.....	70
2.6.1	Análise dimensional para casos de carregamento lateral em estacas .....	71
2.6.2	Efeitos de escala e o problema de uma estaca sob carregamento transversal .....	73
2.6.2.1	Efeitos devido ao tamanho da partícula de solo .....	74
2.6.2.2	Efeitos devido ao nível de tensões do solo .....	75
2.6.2.3	Efeitos de borda .....	76
2.6.2.4	Efeitos de rugosidade .....	77
2.6.2.5	Efeitos devido à rigidez da estaca .....	78
2.6.2.6	Efeitos devido à reconstituição do solo junto ao tanque .....	78
2.6.2.7	Comparação entre modelos físicos em centrífugas geotécnicas e em campo de aceleração igual à gravidade .....	80
<b>3</b>	<b>PROGRAMA E METODOLOGIA DE PESQUISA .....</b>	<b>82</b>
3.1	MODELOS ANALÍTICOS .....	85
3.1.1	Modelo em Diferenças Finitas.....	86
3.1.2	Modelo pelo Método dos Deslocamentos .....	88
3.2	MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL.....	92
3.3	MODELOS EM ESCALA REDUZIDA EM LABORATÓRIO .....	96
<b>4</b>	<b>VALIDAÇÃO DOS MODELOS ANALÍTICOS E NUMÉRICO .....</b>	<b>104</b>
<b>5</b>	<b>ESTUDO DE CASO: SOLO ARENOSO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI .....</b>	<b>117</b>
5.1	CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI.....	117
5.2	DEFINIÇÃO DA ESTACA-PROTÓTIPO .....	120
5.3	DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO CONJUNTO SOLO-ESTACA MODELO .....	121
5.3.1	Parâmetros e propriedades da estaca .....	121
5.3.2	Parâmetros e propriedades do solo .....	122
5.4	MODELO DE LABORATÓRIO .....	124
5.4.1	Preparo e reconstituição do solo junto ao tanque de ensaio .....	124
5.4.2	Preparo e instalação das estacas-modelo .....	128
5.4.3	Execução de ensaio de carregamento lateral monotônico .....	132
5.4.4	Execução de ensaio de carregamento lateral cíclico completo.....	132
5.5	ANÁLISE DOS RESULTADOS FÍSICOS E CALIBRAÇÃO ENTRE MODELOS PARA CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO MONOTÔNICO.....	133

5.5.1	Comportamento carga-deslocamento de topo .....	133
5.5.1.1	Resultados do modelo físico para carregamento lateral monotônico .....	133
5.5.1.2	Simulações numéricas e analíticas .....	135
5.5.1.3	Aferição entre modelos.....	138
5.5.2	Diagramas de esforços e deslocamentos .....	143
5.5.2.1	Simulações não experimentais.....	143
5.5.2.2	Retroanálise dos dados obtidos por modelagem em escala reduzida .....	147
5.5.3	Determinação das curvas p-y.....	150
5.5.4	Cunhas de ruptura.....	155
5.6	ANÁLISE DOS RESULTADOS FÍSICOS PARA CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO CÍCLICO COMPLETO.....	155
5.6.1	Comportamento carga-deslocamento para o primeiro ciclo completo .....	156
5.6.2	Comportamento carga-deslocamento dos cinco ciclos completos .....	157
5.6.2.1	Análise do comportamento cíclico da estaca de menor comprimento, E2.....	157
5.6.2.2	Análise do comportamento cíclico da estaca de maior comprimento, E1 .....	160
5.6.3	Simulação dos ciclos por modelagem não-experimental .....	163
<b>6</b>	<b>CONSIDERAÇÕES FINAIS.....</b>	<b>164</b>
6.1	CONCLUSÕES .....	164
6.2	SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	168
	<b>REFERÊNCIAS .....</b>	<b>170</b>
	<b>ANEXO A .....</b>	<b>177</b>
	<b>ANEXO B .....</b>	<b>180</b>
	<b>ANEXO C.....</b>	<b>183</b>
	<b>APÊNDICE A .....</b>	<b>184</b>
	<b>APÊNDICE B.....</b>	<b>204</b>
	<b>APÊNDICE C .....</b>	<b>205</b>
	<b>APÊNDICE D .....</b>	<b>207</b>
	<b>APÊNDICE E.....</b>	<b>208</b>
	<b>APÊNDICE F.....</b>	<b>211</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: comportamento da linha elástica e momento fletor ao longo da estaca após aplicação de carga lateral, conforme classificação da estaca por rigidez relativa. ....	31
Figura 2.2: diagramas de momentos fletores e esforços cortantes para estacas rígidas. ....	32
Figura 2.3: mecanismos de ruptura para estacas de topo engastado e topo livre. ....	33
Figura 2.4: distribuição de tensões por unidade de comprimento no entorno de uma estaca carregada transversalmente. Modelo aproximado. ....	35
Figura 2.5: comportamento simplificado da pressão horizontal do solo – coeficientes de empuxo passivo, ativo e neutro. ....	37
Figura 2.6: distribuições mais aceitas na literatura para a resistência última horizontal do solo em função da profundidade ....	38
Figura 2.7: variação da pressão horizontal última de solo friccional em função da profundidade normalizada, conforme diversas abordagens. ....	39
Figura 2.8: aproximação do comportamento de reação do solo a partir da Hipótese de Winkler ....	41
Figura 2.9: Comparação entre o coeficiente de reação horizontal do solo $k_h$ e o módulo de reação horizontal, $K_h$ . ....	42
Figura 2.10: variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade. ....	44
Figura 2.11: análise qualitativa das resistências frontais e laterais de uma estaca submetida a esforços transversais. ....	49
Figura 2.12: Representação das curvas p-y para uma estaca sob carregamento transversal ....	52
Figura 2.13: processo de integração e derivação para obtenção das reações ao longo da estaca durante carregamento transversal no topo. ....	54
Figura 2.14: formatos de curvas p-y típicas para carregamentos transversais: ....	54
Figura 2.15: cunha de ruptura do solo coesivo ....	56
Figura 2.16: resistência de solos granulares no trecho superior da estaca ....	56
Figura 2.17: família de curvas p-y características do método para areias de Reese <i>et al.</i> ....	58
Figura 2.18: coeficientes A e B* para correção da resistência última e intermediária do solo, em função da profundidade adimensional e do tipo de ensaio. ....	59
Figura 2.19: constantes para modelo API de curvas p-y em solos arenosos: ....	61
Figura 2.20: Análise de uma coluna de viga sob carregamentos laterais e axiais (). ....	63

Figura 2.21: análise de uma estaca sob carregamento lateral a partir do método de Diferenças Finitas Centrais (Adaptado de: ISENHOWER; WANG, 2012).....	67
Figura 2.22: dependências entre o nível de tensões e o ângulo de atrito de solos arenosos.....	76
Figura 3.1: parâmetros geométricos adotados para o conjunto solo-estaca para aplicação de carregamento lateral $V_v$ .....	84
Figura 3.2: considerações do modelo pelo Método dos Deslocamentos:.....	89
Figura 3.3: exemplos da degradação da rigidez do solo e evolução das tensões do solo e linha elástica calculados a partir do modelo pelo Método dos Deslocamentos e Análise Limite.....	91
Figura 3.4: exemplo de distribuição de tensões na direção vertical junto ao sistema após passo geostático.....	93
Figura 3.5: condições de contorno adotadas para a simulação .....	94
Figura 3.6: exemplo de refinamento da malha de elementos finitos nos espaços bi e tridimensionais, respectivamente.....	96
Figura 3.7: estrutura do ensaio reduzido: pluviador de madeira sobre tanque principal.....	97
Figura 3.8: sistema de atuação de dados do modelo reduzido: .....	102
Figura 3.9: sistema de atuação carga-deslocamento:.....	102
Figura 3.10: acelerômetro e giroscópio MPU-6050.....	103
Figura 3.11: esquema de modelo reduzido a $1 \times g$ a ser utilizado para carregamento lateral	103
Figura 4.1: curvas carga-deslocamento para validação do Caso 1.....	107
Figura 4.2: diagramas de esforços e deslocamentos para validação do caso 1, para força de topo de 1304kN. ....	108
Figura 4.3: diagramas de reação do solo e deslocamento para as respectivas forças últimas do caso de validação 2.....	109
Figura 4.4: curvas carga-deslocamento para as três densidades do caso de validação 2. ....	110
Figura 4.5: calibrações das curvas carga-deslocamento dos modelos para o caso real 3.....	113
Figura 4.6: curvas p-y para caso de validação 3.....	114
Figura 4.7: diagramas de momento e deslocamento para caso de validação 3. ....	115
Figura 5.1: localização do Campo Experimental de Araquari.....	118
Figura 5.2: perfil geotécnico do Campo Experimental de Araquari embasado em ensaios SPT .....	118
Figura 5.3: parâmetros iniciais para o solo de Araquari, provenientes dos ensaios CPTu.....	119
Figura 5.4: planta de locação das estacas e pontos de investigação geotécnica do Campo Experimental de Araquari .....	120

Figura 5.5: montagem de tela para homogeneidade da queda de grãos no processo de pluviação. Tela de 5mm com moldura em madeira. ....	125
Figura 5.6: chapa de madeira com furos de 10mm sobre estrutura do pluviador e tela metálica, para definição da intensidade de queda dos grãos. ....	126
Figura 5.7: recipientes de amostragem e exemplo de uma das configurações de distribuição no fundo do tanque. ....	127
Figura 5.8: camada do solo de Araquari em tanque após processo de pluviação, sem nivelamento. ....	127
Figura 5.9: Vista superior e corte da distribuição das estacas-modelo junto ao tanque de ensaio. Valores em centímetros. ....	130
Figura 5.10: preparo e instalação das estacas-modelo: (a) detalhe da estaca, com marcações para nível final do solo e ponto de aplicação de carga com parafuso; (b) fixação das estacas para simulação de escavação. ....	131
Figura 5.11: conjunto solo-estaca e sistema de atuação e aquisição de dados para simulação de carregamento lateral em modelagem reduzida. ....	131
Figura 5.12: curva carga-deslocamento normalizado para estacas de $L_{\text{útil}}=18,25$ cm (E2, E4) e $L_{\text{útil}}=36,5$ cm (E1, E3) submetidas à carregamento lateral monotônico. ....	134
Figura 5.13: rupturas geotécnicas para ensaios de carregamento monotônico segundo NBR 6122 e BS 8004. ....	135
Figura 5.14: comportamento carga-deslocamento a partir da simulação por modelos analíticos considerando $n_h$ previsto pelo API e igual à $33330 \text{ kN/m}^3$ ....	136
Figura 5.15: comportamento carga-deslocamento a partir da simulação por modelos numéricos considerando faixas do módulo de deformabilidade do solo ( $E_s$ ) de acordo com relações da literatura e em função do $n_h$ proposto pelo API ....	137
Figura 5.16: calibração do comportamento carga-deslocamento para estacas pares ( $L=18,25\text{cm}$ ) a partir da simulação por modelos analíticos variando-se a constante $n_h$ . ....	139
Figura 5.17: calibração do comportamento carga-deslocamento para estacas ímpares ( $L=36,5\text{cm}$ ) a partir da simulação por modelos analíticos variando-se a constante $n_h$ . ....	140
Figura 5.18: comportamento carga-deslocamento para estacas pares a partir da simulação por modelos analíticos com variando-se o ângulo de atrito de pico conforme relação proposta por Bolton (1986) $n_h=2400 \text{ kN/m}^3$ . ....	141
Figura 5.19: comportamento carga-deslocamento para estacas pares a partir da simulação por modelos numéricos variando-se o ângulo de atrito de pico conforme relação proposta por Bolton (1986). ....	142

Figura 5.20: comportamentos carga-deslocamento das estacas E1 à E4 ensaiadas em escala reduzida e calibrados pelos modelos numérico e analíticos.....	144
Figura 5.21: diagramas de deslocamentos e esforços para estacas pares ( $L_{\text{útil}}=18,25\text{cm}$ ), considerando $\phi 40^\circ$ e $n_h 2400 \text{ kN/m}^3$ , a partir do modelo por Diferenças Finitas.....	143
Figura 5.22: diagramas de deslocamentos e esforços para estacas ímpares ( $L_{\text{útil}}=36,5\text{cm}$ ), considerando $\phi 34,2^\circ$ e $n_h 1300 \text{ kN/m}^3$ , a partir do modelo por Diferenças Finitas.....	145
Figura 5.23: comparação dos diagramas de deslocamento para as estacas pares obtidos pelos modelos não-experimentais para diversos níveis de força, e definição do ponto de deflexão nula. ....	145
Figura 5.24: comparação dos diagramas de deslocamento para as estacas ímpares obtidos pelos modelos não-experimentais para diversos níveis de força, e definição do ponto de deflexão nula. ....	146
Figura 5.25: diagramas de deslocamento para a estaca par E2 obtidos em ensaio físico a partir da consideração de uma rotação constante ao longo da profundidade.....	148
Figura 5.26: comparação das linhas elásticas para a estaca E2 simuladas por modelos numérico, experimental e analíticos. ....	148
Figura 5.27: diagramas de esforços e deslocamentos para modelo reduzido a partir do processo de derivação e integração. ....	149
Figura 5.28: comparação dos diagramas de reação linear do solo para uma força de topo de 20,09N para os diversos modelos.....	150
Figura 5.29: curvas p-y retroanalizadas para os níveis de solo mobilizados da estaca E2.....	151
Figura 5.30: ajustes das curvas p-y, $\phi 40$ . ....	154
Figura 5.31: comparação entre curvas p-y propostas para a estaca E2 por Reese <i>et al.</i> (1974), API (2002, 2014) e ajustadas de acordo com a retroanálise do ensaio em escala reduzida. ..	154
Figura 5.32: ciclo 1 completo para a estaca E1 .....	156
Figura 5.33: ciclo 1 completo para a estaca E2 .....	157
Figura 5.34: comportamento carga-deslocamento para os cinco ciclos completos realizados na estaca E2.....	158
Figura 5.35: normalização da curva carga-deslocamento por $H_{\text{UC1A}}$ para os ciclos de carregamento CA da estaca E2.....	159
Figura 5.36: correção da curva carga-deslocamento normalizada para a estaca E2, em função da taxa de aplicação.....	159
Figura 5.37: normalização das curvas de carregamento e retorno para a estaca E2, para $H_u$ respectivo a cada etapa. ....	160

Figura 5.38: comportamento carga-deslocamento para os cinco ciclos completos realizados na estaca E1.....	161
Figura 5.39: normalização da curva carga-deslocamento por $H_u$ C1A para os ciclos de carregamento CA da estaca E1.....	162
Figura 5.40: correção da curva carga-deslocamento normalizada para a estaca E1, em função da taxa de aplicação.....	162
Figura A.1: comparação dos diagramas resultantes para o exemplo idealizado.....	186
Figura A.2: comparação das curvas carga-deslocamento entre os modelos analíticos para o exemplo idealizado.....	187
Figura A.3: curvas p-y conforme modelos analíticos para os níveis 0,95; 1,90; 2,85 e 3,80 metros do conjunto-exemplo fictício.....	187
Figura A.4: Diagramas de deslocamento, momento e reação do solo ao longo da profundidade para diferentes forças aplicadas, considerando método API original (MDF). ....	188
Figura A.5: comparação da resposta solo-estaca na consideração de uma cunha de ruptura tridimensional: resultados para o exemplo fictício considerando o coeficiente de majoração $C_1$ nulo ou equivalente ao proposto pelo método do API (2002, 2014).....	189
Figura A.6: comparação da resposta solo-estaca a para a variação de ângulos de abertura da cunha de ruptura tridimensional: .....	190
Figura A.7: tensões horizontais atuantes no maciço após aplicação de deslocamento no topo da estaca, vista frontal - Modelo numérico tridimensional. ....	194
Figura A.8: tensões horizontais atuantes no maciço após aplicação de deslocamento no topo da estaca, vista superior - Modelo numérico tridimensional.....	194
Figura A.9: tensões desvio atuantes no elemento estrutural após aplicação de deslocamento no topo da estaca, plano de simetria - Modelo numérico tridimensional. ....	195
Figura A.10: verificação dos modelos numéricos a partir de resultados apresentados por Faro (2014). ....	196
Figura A.11: curvas carga-deslocamento para diversas considerações de $n_h$ e $E_s$ para os Modelos por Diferenças Finitas e Numérico.....	199
Figura A.12: distribuição das tensões horizontais e tensões limites para simulações dos modelos numérico e teórico-analíticos considerando parâmetros do modelo-base (Faro, 2014) para um deslocamento $y=3\%D$ aplicado na superfície.....	203

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: classificação de conjuntos solo-estaca submetidos a carregamento transversal em função da rigidez. ....	34
Tabela 2.2: valores da constante do coeficiente de reação horizontal do solo $n_h$ para solos arenosos, em MN/m <sup>3</sup> . ....	45
Tabela 2.3: valores do coeficiente de reação horizontal do solo $k_{s1}$ para solos coesivos sobreadensados segundo Terzaghi (1955), em MN/m <sup>3</sup> *. ....	45
Tabela 2.4: valores para coeficientes de reação horizontal do solo, $k_h$ , segundo Bowles (1997). ....	47
Tabela 2.5: principais referências para formulação de curvas p-y conforme solo e condição de inundação.....	57
Tabela 2.6: síntese dos procedimentos para obtenção das curvas p-y para solos arenosos de acordo com o método de Reese <i>et al.</i> (1974). ....	60
Tabela 2.7: síntese dos procedimentos para obtenção das curvas p-y para solos arenosos de acordo com o método do API. (2002, 2014). ....	62
Tabela 3.1: condições de contorno e equilíbrio para nós – Método das Diferenças Finitas (MDF) Centrais.....	87
Tabela 4.1: referências e condições de ensaio para casos de validação dos modelos não-experimentais.....	105
Tabela 4.2: propriedades do elemento estrutural e resultados de força e deslocamento últimos adotados para cada caso de validação.....	106
Tabela 4.3: parâmetros finais de calibração para casos de validação e condição de ruptura de $y=10\%D$ .....	108
Tabela 4.4: parâmetros de densidade e resistência para o solo ensaiado por Prasad e Chari (1999), Caso 2. ....	109
Tabela 5.1: parâmetros de entrada referentes as estacas modelo e protótipo para o estudo de caso do Campo Experimental de Araquari. ....	122
Tabela 5.2: parâmetros de base iniciais para o solo de Araquari em estado fofo, denso e referente às condições da modelagem física.....	124
Tabela 5.3: valores de tensões normais máximas obtidas a partir de simulação numérica ( $E_s=476$ e 238 kPa) e correção de ângulo de atrito proposta por Bolton (1986), para estacas de menor comprimento.....	140

Tabela 5.4: classificação do elemento estrutural quanto à rigidez do conjunto solo-estaca segundo o proposto por Davisson (1970). .....	147
Tabela 5.5: constantes de ajuste hiperbólico para as curvas p-y retroanalizadas para a estaca E2 e variáveis correlacionadas. ....	152
Tabela 5.6: resistências limites ajustadas para a retroanálise do modelo físico em comparação aos valores propostos por Reese <i>et al.</i> (1974) e API (2002, 2014). ....	153
Tabela A.1: parâmetros de entrada para o modelo teórico-analítico simplificado (idealizado). ....	184
Tabela A.2: Comparação de resultados obtidos para exemplo fictício simplificado com uso dos modelos teórico analíticos: influência de a, c1, e da variação de $\alpha$ no comportamento solo-estaca. ....	191
Tabela A.3: parâmetros de entrada para o modelo numérico-base (Faro).....	193
Tabela A.4: relações entre $n_h$ e $E_s$ para o modelo-base de Faro (2014). ....	198
Tabela A.5: comparação das cargas últimas estimadas pelas simulações teórico-analíticas e numéricas, em função da variação dos valores de $n_h$ e $E_s$ respectivos a cada modelo.....	200

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
API	American Petroleum Institute
ASTM	American Society for Testing and Materials
CPTu	Piezocone Penetration Test
DI	Intensidade de Deposição do solo durante processo de pluviação
HF	Altura de queda do solo durante processo de pluviação
LMT	Sistema de grandezas fundamentais: Comprimento, Massa e Tempo
MD	Modelo pelo Método dos Deslocamentos
MDF	Método das Diferenças Finitas
MEF	Método dos Elementos Finitos
MN	Modelo Numérico
NBR	Norma Brasileira Registrada
NSPT	Número de golpes do SPT para penetração de 30cm da sonda
SDMT	Seismic Dilatometer
SPT	Standard Penetration Test
[F]	Unidade de Força
[L]	Unidade de Comprimento
[T]	Unidade de Tempo
$\alpha, \beta$	Ângulos de abertura da cunha de ruptura em relação à horizontal e vertical
$\delta$	Comprimento de cada trecho de incremento para métodos de análise
$\delta$	Deslocamento horizontal do topo do elemento estrutural
$\Delta$	Variação
$\varepsilon$	Deformação interna do elemento
$\phi$	Ângulo de atrito interno do solo
$\phi_{cs}$	Ângulo de atrito interno do solo no estado crítico
$\phi_m$	Ângulo de atrito mobilizado
$\gamma$	Peso específico do solo
$\lambda$	Fator de escala da análise dimensional
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\Pi$	Número adimensional do teorema de Buckingham
$\theta$ ou S	Giro da estaca sob carregamento lateral

$\sigma_A$	Tensão horizontal ativa do maciço
$\sigma_N$	Tensão horizontal neutra do maciço
$\sigma_P$	Tensão horizontal passiva do maciço
$\sigma_v$	Tensão vertical do maciço
$\psi$	Ângulo de dilatância
'	Referente a tensões efetivas
A	Fator de correção empírica para carregamentos estáticos e cíclicos durante cálculo da resistência limite do solo de Reese <i>et al.</i> (1974) e API(2002)
B*	Fator de correção empírica de Reese <i>et al.</i> (1974) para carregamentos estáticos e cíclicos durante cálculo da resistência limite do solo
c	Coesão do solo
C, n	Coefficientes para cálculo da parábola das curvas p-y método de Reese <i>et al.</i> (1974)
Cc	Coefficiente de curvatura
CiX	Terminologia adotada para carregamento número i (1 a 5) na direção X
D ou B	Diâmetro da estaca
d <sub>10</sub>	Diâmetro de grão equivalente à 10% de solo retido no peneiramento
d <sub>50</sub>	Diâmetro de grão equivalente à 50% de solo retido no peneiramento
D <sub>r</sub>	Densidade relativa
e	Índice de vazios do solo
e <sub>máx</sub>	Índice de vazios máximo
e <sub>mín</sub>	Índice de vazios mínimo
E <sub>50</sub>	Módulo secante equivalente à 50% da tensão última do solo
E <sub>p</sub>	Módulo de deformabilidade do elemento estrutural
E <sub>p</sub> I <sub>p</sub>	Rigidez Flexural da estaca
E <sub>i</sub>	Terminologia utilizada para descrever a Estaca de número i (1 a 4)
E <sub>s</sub>	Módulo de deformabilidade do maciço
E <sub>s</sub>	Módulo de deformabilidade secante
ET	Estaca do Campo Experimental de Araquari destinada à carregamento axial
f <sub>s</sub>	Razão de atrito do ensaio CPTu
F <sub>a</sub>	Força ativa do solo
F <sub>p</sub>	Força passiva do solo
F <sub>w</sub>	Fatores de forma para coeficiente horizontal definidos por Bowles (1997)
g	Aceleração da gravidade

$g$	Sufixo representativo ao conjunto global
$G$	Módulo de deformabilidade cisalhante
$G_s$	Peso específico relativo dos grãos
$h$	Altura livre entre a superfície e o ponto de aplicação da carga na estaca
$H$ ou $V_v$	Carga horizontal
$H_u$	Capacidade de carga do conjunto solo-estaca
$i$	Posição do nó
$I_p$	Momento de inércia do elemento estrutural
$k$	Inclinação inicial das curvas p-y ao longo da profundidade
$K_0$	Coefficiente de empuxo ao repouso
$K_A$	Coefficiente de empuxo ativo
$K_c$	Fator de capacidade de carga ao carregamento lateral – parcela coesiva
$k_h$	Coefficiente de reação horizontal
$k_{h0}$	Constante para cálculo do $k_h$ em função do tipo de solo e capacidade de carga
$k_{h1}$	Coefficiente para cálculo do $k_h$ em função da profundidade
$K_h$	Módulo de reação horizontal
$K_P$	Coefficiente de empuxo passivo
$K_q$	Fator de capacidade de carga ao carregamento lateral – parcela de sobrecarga/ pressão vertical efetiva
$L$	Profundidade da estaca
$L_{crit}$	Comprimento crítico
$L_{útil}$	Profundidade útil da estaca, descontando parcela acima do solo
$M$	Momento fletor
$M_p$	Momento fletor de plastificação do material
$M_y$	Momento fletor de escoamento do material
$m$	Inclinação da reta intermediária para método de Reese <i>et al.</i> (1974)
$m_h$	Taxa de crescimento do coeficiente horizontal do solo $k_h$
$n$	Expoente de ajuste do coeficiente horizontal do solo $k_h$
$n, N$	Incrementos de subdivisão da estaca pelos métodos de análise
$N$	Coefficiente adimensional da resistência do solo
$n_h$	Constante do coeficiente horizontal do solo $k_h$
$p$	Tensão média de confinamento
$p$	Reação do solo por unidade de comprimento

$p_{st}$	Resistência horizontal última do solo teórica devido à formação de cunha de ruptura (camadas superiores)
$p_{sd}$	Resistência horizontal última do solo teórica considerando fluxo horizontal
$p_u$	Resistência limite do solo por unidade de comprimento
$P_x$	Carregamento axial aplicado na estaca
$Q$	Esforço cortante na estaca
$Q$	Coefficiente função da mineralogia dos grãos, Bolton (1986)
$q$	Pressão lateral do solo
$q_o$	Resistência lateral do solo inicial, antes de qualquer mobilização
$q_t$	Resistência real mobilizada no ensaio CPTu
$q_u$	Pressão limite do solo
$R$	Estacas de reação para carregamento axial junto ao Campo Experimental de Araquari, definidas como protótipos para modelo deste trabalho
$R$	Esforços ou forças nodais
$R_iX$	Terminologia adotada para o retorno ao centro $i$ (1 a 5) da direção $X$ (A ou B)
$R_p$	Resistência de ponta
$S$ ou $\sigma$	Componente de tensão
$S_i$	Tensão horizontal da face interna do modelo por MD
$S_e$	Tensão horizontal da face externa do modelo por MD
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não-drenada
$t$	Espessura do elemento estrutural
$T$	Comprimento característico ou fator de rigidez estaca-solo
$u_e$	Graus de liberdade de translação e rotação de viga
$u$	Poropressão medida no ensaio CPTu
$u_o$	Poropressão hidrostática do solo
$w$	Força peso
$W$	Carregamento distribuído ao longo do comprimento da estaca
$y$	Deflexão no topo da estaca sob carregamento lateral
$y_t$	Deslocamento horizontal no topo do elemento estrutural
$y_u$	Deslocamento horizontal máximo antes da ruptura
$z$ ou $x$	Profundidade em relação à superfície do terreno
$z_w$	Nível de profundidade do lençol freático
$z_s(1)$	Nível do terreno



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 PROBLEMÁTICA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

Embora a parcela de carga axial seja avaliada na maioria dos projetos de fundações, existem casos especiais que necessitam a verificação da influência de cargas transversais à estaca. Essa condição impõe a necessidade de metodologias específicas para obras sujeitas a esse tipo de carregamento (e.g. POULOS; DAVIS, 1980; MATLOCK; REESE, 1961; REESE *et al.*, 1975; GUO, 2001; API, 2014; RANDOLPH; GOURVENEC, 2017).

De acordo com Viggiani *et al.* (2012), a diferença entre o comportamento de uma estaca sob carregamento vertical e de outra submetida a esforços horizontais é significativa. Segundo os autores, os esforços verticais submetem a seção estrutural da estaca a uma compressão confinada, sendo o nível de tensões gerado pela carga normalmente muito inferior ao nível resistido pelo material. Dessa forma, a ruptura do conjunto solo-estaca sob carregamento vertical tende a ocorrer na interface entre os materiais, não sendo as propriedades da estaca geralmente determinantes na capacidade de carga do sistema. No caso de uma fundação submetida a esforços horizontais, em contrapartida, os momentos fletores e esforços cisalhantes aplicados e gerados na estrutura fazem com que o dimensionamento de sua seção seja fator fundamental na análise dos limites últimos do sistema, sendo necessário avaliar a ruptura estrutural da estaca, além da geotécnica.

Como principais exemplos de projetos sujeitos a carregamentos transversais, podem-se citar plataformas de exploração de petróleo e gás natural (*nearshore* e *offshore*), sujeitos aos esforços da maré e do vento; aerogeradores (*onshore* e *offshore*) e torres de transmissão elétrica sob a ação do vento; obras portuárias sujeitas a colisões e forças de arrancamento; subestruturas de pontes sob ação das correntes d'água, do empuxo da terra (efeito Tschebotarioff) e da frenagem e aceleração dos veículos; além de edificações com altura, esbeltez ou/e posição geográfica os quais possibilitem grandes esforços transversais decorrentes do vento ou de abalos sísmicos (BOWLES, 1997; POULOS; DAVIS, 1980; ALONSO, 1989; REESE; VAN IMPE, 2011).

Para o adequado dimensionamento de fundações profundas submetidas a carregamentos laterais no estado de limite de serviço e no estado de limite último, exige-se a compreensão do comportamento carga-deslocamento da estrutura. Contudo, a reação do solo mobilizado e o deslocamento do elemento estrutural são dependentes entre si. Desta forma, a resposta de uma estaca sob carregamento lateral mostra-se um problema complexo de interação solo-estrutura, iterativo, sem solução analítica simples (ISENHOWER; WANG, 2012, RANDOLPH, 2013, RUIGROK, 2010).

De acordo com Randolph (2013), para que modelos geotécnicos consigam reproduzir o comportamento do conjunto solo-estaca, e assim representar o fenômeno de carregamento lateral, precisam considerar o caráter tridimensional da reação lateral do solo, a variabilidade dos parâmetros mecânicos e geométricos envolvidos e a não linearidade inerente do comportamento do maciço. Segundo Khari *et al.* (2013), dois parâmetros são destacados como críticos: a resistência última lateral do sistema e o módulo de reação horizontal do solo.

Entretanto, o módulo de reação horizontal do solo ( $K_h$ ) e o comportamento solo-estaca dependem de inúmeros fatores, como a profundidade, a relação e comportamento entre os grãos, a densidade ou compactidade do solo, o tipo e intensidade de carregamento e deslocamento aplicados sobre o conjunto, o atrito entre a estaca e o solo, além da seção transversal da fundação (TERZAGHI, 1955; ALONSO, 1989; GUO, 2001; DFI, 2013).

Por isso, embora diversos métodos tenham sido desenvolvidos para determinar esses parâmetros ao longo dos anos, sejam empíricos, teórico-analíticos, ou numéricos, as abordagens de previsão são frequentemente distintas e contrastantes, dificultando a probabilidade de um projeto final realista e otimizado.

De acordo com Reese e Van Impe (2011), soluções lineares de equações diferenciais estão disponíveis para solucionar problemas de carregamento horizontal. Porém, funcionam de forma aproximada. Considerar o solo e, em alguns casos, o material da estaca como não lineares traz soluções matemáticas complexas, mas passíveis de solução com uso de métodos numéricos e com resultados aceitáveis quando comparados a experimentos em escala real.

Tratando-se da resistência lateral última do conjunto solo-estaca, Randolph e Gourvenec (2017) afirmam que o parâmetro é mais difícil de ser analisado em solos puramente friccionais do que em coesivos, uma vez que os mecanismos de plastificação de areias não são simples de serem

formulados e compreendidos. Assim, métodos para estimar a pressão limite lateral do solo com a profundidade para estacas em solo arenoso tendem a ser empíricos, e verificados contra dados de campo ou ensaios de modelos reduzidos.

Al-Jazaairry e Sabbagh (2017) afirmam ainda que a validação de forma realista de qualquer aproximação teórica depende da verificação dos resultados previstos com observações experimentais. Entretanto, o banco de dados de fundações submetidas à carregamentos inclinados e horizontais é limitado, principalmente para provas de carga instrumentadas a fim de medir a real pressão transferida ao solo, ao longo do fuste da estaca.

Dessa forma, este trabalho dá início a um conjunto de pesquisas a serem desenvolvidas pelo grupo PPGE/UFRRGS com a finalidade de melhor compreender o comportamento e os mecanismos de interação entre solo arenoso e estaca escavada, em situações de carregamento transversal do tipo ativo. Entende-se por carregamento lateral ativo aquele no qual uma força externa é aplicada perpendicularmente ao elemento estrutural vertical.

Neste estudo, em particular, buscou-se estudar as mais relevantes metodologias existentes para a estimativa e compreensão do comportamento solo-estaca para situações de carregamento transversal, com a posterior implementação e verificação de modelos representativos nas formas analíticas e numérica e uma validação final por meio de modelagem reduzida em laboratório.

O modelo físico utilizado tem como objeto final a análise de provas de carga laterais a serem executadas no solo arenoso do Campo Experimental de Araquari (Araquari, Santa Catarina). Nesta fase inicial do projeto foram executados ensaios em estacas-modelo predominantemente rígidas e solo do Campo Experimental na sua condição medianamente compacta e seca, fazendo-se uso de campo de aceleração igual à gravidade ( $1 \times g$ ), de modo a reduzir as variáveis referentes à deflexão e deformação do elemento estrutural e tornar possível a calibração do solo e a validação dos modelos não-experimentais. As possíveis limitações dos modelos também foram avaliadas tendo como base o uso da análise dimensional.

A continuidade do estudo prevê, em fase posterior a esta dissertação, a realização de modelos físicos considerando como protótipo estacas do referido campo experimental, a previsão de capacidade de carga do protótipo a partir dos modelos já implementados e uma prova de carga lateral em escala real *in situ*, a fim de verificar e validar os modelos implementados durante toda a fase de pesquisa.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

Este trabalho teve como objetivo geral entender o comportamento e os mecanismos de transferência de carga entre solo arenoso e estacas escavadas submetidas à ação de carregamento transversal ativo, a partir de simulações numéricas e analíticas aplicadas a estacas predominantemente rígidas em escala reduzida em laboratório.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo principal, foram estabelecidos como objetivos específicos:

- a) Compreender o comportamento carga-deformação de estacas carregadas lateralmente de forma monotônica em solo friccional através da aplicação de modelagens analíticas e numéricas com metodologias conhecidas no meio geotécnico, validadas a partir de aferição com casos reais existentes na literatura;
- b) Desenvolver, montar e ensaiar um modelo reduzido de carregamento transversal monotônico e cíclico a  $1 \times g$  para o solo friccional de Araquari, considerando estacas-modelo de mesmo diâmetro com rigidez intermediária a infinita, e uma densidade do estrato medianamente compacta;
- c) Identificar as limitações e divergências dos modelos analíticos e numéricos na interpretação de estacas em modelo reduzido.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONSIDERAÇÕES SOBRE O CARREGAMENTO TRANSVERSAL DE ESTACAS

Muito além do que suportar os carregamentos pré-determinados da superestrutura, o comportamento estrutural de um conjunto de fundações também é afetado pelo seu próprio movimento, conforme o nível de tensões a ele aplicado. Por conseguinte, as tensões e os movimentos gerados no conjunto pela superfície, solo e outras fundações no seu entorno afetam as cargas impostas pela estrutura, tornando inevitável uma interação ente a superestrutura, a fundação e o solo (POULOS; DAVIS,1980).

Assim, para um adequado dimensionamento do conjunto como um todo, é necessário ter o conhecimento tanto da capacidade de carga  $H_u$  do sistema, como também do seu comportamento tensão-deformação ( $p$ - $y$ ) nos estados limites de serviço e último, sob ação de diferentes forças, e de como esse comportamento poderá modificar as fundações adjacentes.

Diferentemente do comportamento da estrutura em geral, entretanto, o solo tende a se comportar de forma complexa e variável, dificultando soluções teóricas e analíticas simples e exatas para verificar a interação solo-estaca

De acordo com Ruigrok (2010), o problema de carregamentos laterais em estacas é complexo devido à presença de múltiplas não-linearidades. Primeiramente, a rigidez do solo é não linear: para pequenas deformações, o solo reage de forma mais rígida do que para maiores deformações. Além disso, a resistência limite do solo e a sua rigidez aumentam de forma não linear com a profundidade e dependem ainda da geometria da estaca. Assim, a própria mobilização da resistência do solo ao longo do comprimento da fundação se desenvolve não linearmente, sendo que quanto maior a deformação gerada no topo da estaca, camadas de solo cada vez mais profundas tornam-se ativas.

Broms (1964a) e Poulos e Davis (1980), cujas metodologias – ainda utilizadas nos dias atuais - para estimativa da resistência lateral última de estacas foram base fundamental para os avanços e atual compreensão do problema de carregamentos transversais, já reforçavam a importância das dimensões do elemento estrutural, uma vez que estão diretamente associadas à rigidez do

conjunto. Segundo os autores, para estacas com comportamento considerado rígido, a ruptura do solo ocorre antes da falha estrutural, e o elemento rotaciona como um todo até se atingir a falha geotécnica ou uma deflexão considerada excessiva. Para estacas de comportamento flexível, de outra forma, tornam-se possíveis rupturas estruturais no material da fundação antes da completa mobilização da resistência última do solo, com a formação de rótulas plásticas no elemento.

Com isso, e considerando neste trabalho apenas o carregamento lateral ativo, no qual uma força externa é aplicada ao elemento estrutural vertical, as soluções para o problema de interação solo-estaca intercambiam em três tópicos: a capacidade de carga limite da fundação ( $H_u$ ), a resistência última do solo ( $p_u$ ), e a deflexão horizontal máxima da estaca ( $y_{máx}$ ).

### 2.1.1 Previsão do comportamento da estaca sob efeito de carregamento transversal

Conforme sucintamente abordado no subitem anterior, o comportamento do sistema solo-estaca durante a aplicação de uma carga lateral é influenciado pelas condições de rigidez do elemento estrutural em comparação à rigidez do maciço.

O conjunto é dito rígido quando as deflexões e momentos do elemento estrutural não representam o principal problema da interação, e o dimensionamento do projeto é em função da resistência limite do estrato. Sistemas flexíveis, de outra forma, tendem a apresentar momentos de flexão superiores ao suportado pelo material estrutural ( $M_p$ ,  $M_y$ ) e deflexões críticas, requerendo para a verificação do projeto uma análise dos efeitos tensão-deflexão (FARO, 2014). Assim, a análise da capacidade última da estaca tende a ser baseada em uma decisão entre o estado limite (limite superior e inferior) para falha estrutural ou uma deflexão excessiva. (ISENHOWER; WANG, 2012)

Diferenças entre estacas rígidas e flexíveis podem ser observadas também no formato da linha elástica após o carregamento horizontal puro. Nas denominadas flexíveis, a resistência do solo junto à base inferior é nula, enquanto nas rígidas a resistência de ponta é significativa e contribui no equilíbrio de forças, conforme demonstrado na Figura 2.1 para estacas de topo livre (ALONSO, 1989; BROMS, 1964a,b; DAVISSON, 1970).

O diagrama de momentos fletores e esforços cortantes ao longo do fuste da estaca também varia de acordo com a rigidez do elemento estrutural. Entretanto, diferentemente da consolidação no

meio geotécnico de que os valores da reação do solo na ponta de estacas rígidas são expressivos, a significância dos momentos fletores e esforços cortantes nessa posição para esse tipo de estacas são discutíveis e variam conforme autores e metodologias.

Davisson (1970) e Alonso (1989), por exemplo, assumem como importantes os esforços cortantes e momentos fletores atuantes na ponta do elemento estrutural rígido (Figura 2.1 b). Para Broms (1964b), de outra forma, o momento da ponta de estacas de base livre é assumido como nulo, sejam estas rígidas ou flexíveis.

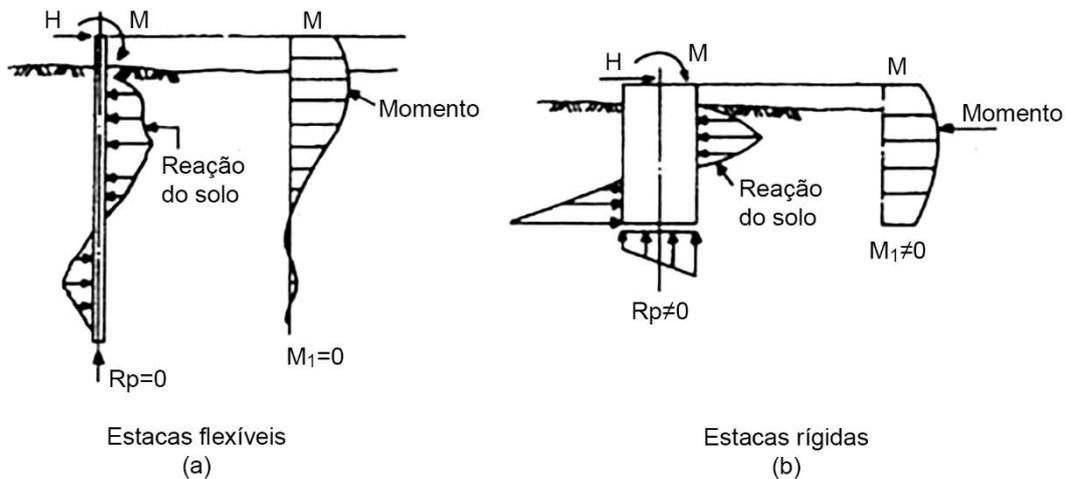


Figura 2.1: comportamento da linha elástica e momento fletor ao longo da estaca após aplicação de carga lateral, conforme classificação da estaca por rigidez relativa: (a) flexível; (b) rígida (Adaptado de ALONSO, 1989).

Exemplos práticos, como o ensaio em centrífuga realizado por Georgiadis *et al.* (1992) para uma estaca protótipo de 1,092m de diâmetro e 9,05m de comprimento útil (Figura 2.2 a e b) e o ensaio em campo de Haldar *et al.* (2000) para uma estaca de diâmetro médio igual a 0,755m e  $L_{\text{útil}}$  de 3,20 metros (Figura 2.2 c), mostram esforços próximo à base inferior consideravelmente inferiores aos máximos medidos, com uma tendência à nulidade.

Para estacas flexíveis, de forma consolidada, passa a existir uma profundidade a partir da qual os momentos são considerados desprezíveis, e o valor de momento máximo tende a aparecer no terço superior do comprimento do fuste (Figura 2.1 a).

Outra variável de grande influência para o comportamento do elemento estrutural durante o carregamento transversal e a sua classificação quanto à rigidez é a sua respectiva condição de topo. Dentre as condições de topo existentes, uma estaca pode ser considerada com topo fixo,

quando há imposição de uma rotação nula junto à superfície do terreno devido ao acréscimo de rigidez ou fixação do elemento estrutural, ou com topo livre, quando a cabeça da estaca permite uma rotação.

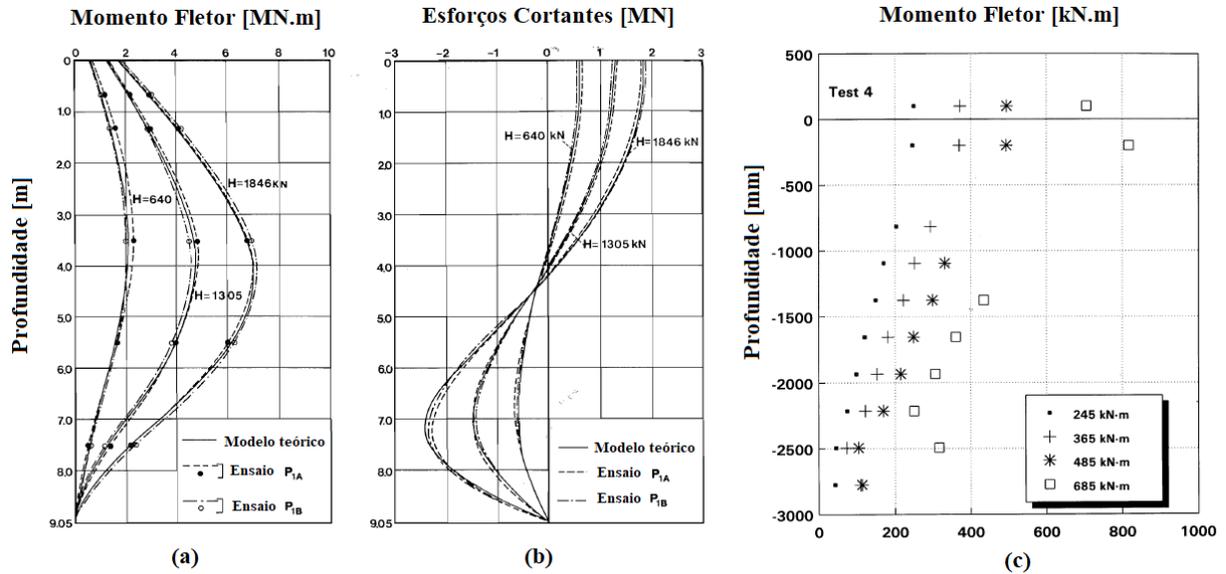


Figura 2.2: diagramas de momentos fletores e esforços cortantes para estacas rígidas (a, b adaptados de GEORGIADIS *et al.*, 1992), (c adaptado de HALDAR *et al.*, 2000).

Segundo a metodologia adotada por Broms (1964a,b), para estacas com topo livre, o sistema se comportará como rígido quando o momento máximo atuante for inferior ao momento de plastificação do elemento estrutural, e o elemento tenderá a rotacionar por inteiro (Figura 2.3 e). Caso a ação da força transversal gere um momento equivalente ao de plastificação da estaca, essa apresentará uma rótula de plastificação no ponto de maior momento, tendendo a rotacionar na parte antecedente a esse ponto e se manter estável abaixo do mesmo. A geração de uma rótula plástica no conjunto o classifica como flexível (Figura 2.3 d).

Para um conjunto com topo restringido, como diferença do comportamento do sistema de topo livre, uma rótula plástica tenderá a se formar na seção em que o corpo da estaca se torna livre para rotação. Nesse caso, será configurada situação de rigidez intermediária quando, abaixo dessa rótula, a estaca inteira rotacionar (Figura 2.3 a), e um sistema flexível quando a rotação se limitar a uma segunda rótula plástica (Figura 2.3 b). Caso o elemento estrutural se desloque sem rotação e formação de rótula para casos de topo fixo, é caracterizado como um sistema rígido (Figura 2.3 c) (BROMS, 1964a,b).

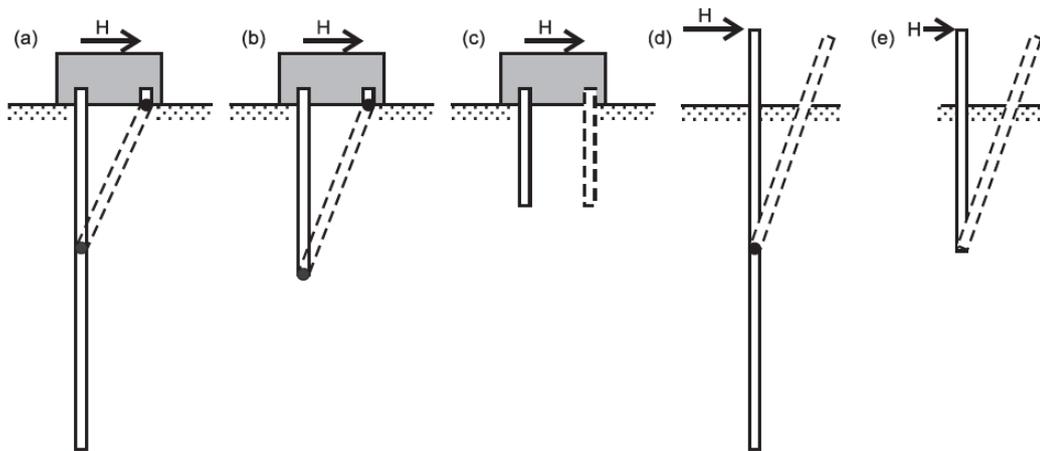


Figura 2.3: mecanismos de ruptura para estacas de topo engastado (a, b, c) e topo livre (d, e).

Assim sendo, vários autores criaram fatores para conseguir quantificar a rigidez relativa do sistema solo-estaca e classificá-las como rígidas ou flexíveis. Dentre eles, aparecem os trabalhos de Vesic (1961), US. Navy<sup>1</sup>, Davisson e Robinson<sup>2</sup>, Broms<sup>3</sup>, Davisson<sup>4</sup> e Werner<sup>5</sup>.

Uma das formas mais utilizadas para caracterizar esse comportamento é definida por Matlock e Reese (1961), os quais relatam que a influência do solo para com o sistema é considerável apenas até um comprimento característico  $\lambda$  ou, até sua inversa, rigidez equivalente  $T$ . A classificação do conjunto pode ser feita pelo seu comprimento adimensional  $T/L_{\text{útil}}$  (ARAÚJO, 2013), dos quais:

$T$  – fator de rigidez do conjunto estaca-solo ou inversa do comprimento característico ( $T=1/\lambda$ ), em  $L$ . Equacionado como:

$$T = \sqrt[4]{\frac{E_p I_p}{K_h}}, \quad (2.1)$$

para solos argilosos pré-adensados, quando o módulo de reação do solo  $K_h$  tende a ser constante com a profundidade. Também encontrado na literatura como  $R$ ;

$$T = \sqrt[5]{\frac{E_p I_p}{n_h}}, \quad (2.2)$$

para solos argilosos normalmente-adensados ou granulares, nos quais o módulo de reação do solo varia com a profundidade a uma taxa  $n_h$ ;

<sup>1</sup>U.S. Navy. Design Manual: Soil Mechanics, Foundation and Earth Structures. NAVDOCKS DM-7. Washington. 1962.

<sup>2</sup>Davisson, M. T.; Robinson, K. E. Bending and buckling of partially embedded piles. 6th ICSMFE, vol. 2, 1965.

<sup>3</sup>Broms, B.B. Design of laterally loaded piles. Journal of Soil Mechanics and Foundation Division, ASCE, SM3, 1965

<sup>4</sup>Davisson, M.T. Estimating buckling loads for piles. II Panamerican Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Sao Paulo. 1963.

<sup>5</sup>Werner. Biogemont elastisch eigesonnter phahle. Beton und Stahlbetonbau, n.2, pp.39-43. 1977

$L_{\text{útil}}$  – comprimento da estaca abaixo do nível do terreno, em L;

sendo:

$E_p I_p$  – rigidez flexional da estaca, em FL<sup>2</sup>;

$K_h$  – módulo de reação horizontal do solo, em FL<sup>-2</sup>.

$n_h$  – constante do coeficiente de reação horizontal do solo, em FL<sup>-3</sup>;

Os coeficientes  $K_h$  e  $n_h$  serão detalhados nos subcapítulos subsequentes deste trabalho.

A partir desses comprimentos característicos, um conjunto solo-estaca pode ser classificado quanto à sua rigidez e em função do seu comprimento adimensional como (DAVISSON, 1970):

Tabela 2.1: classificação de conjuntos solo-estaca submetidos a carregamento transversal em função da rigidez.

<i>Condição</i>	<i>Classificação quanto à rigidez relativa</i>
$L_{\text{útil}}/T \leq 2$	Estaca rígida
$2 < L_{\text{útil}}/T < 4$	Estaca intermediária
$L_{\text{útil}}/T \geq 4$	Estaca flexível

Fonte: Davisson (1970).

Alguns autores não contemplam em seus métodos a classificação de estacas intermediárias, considerando-as simplesmente como rígidas ( $L_{\text{útil}}/T < 4$ ).

Nesse contexto, existirá um comprimento crítico  $L_{\text{crit}}$  a partir do qual o deslocamento e o momento máximo da estrutura manter-se-ão constantes e independentes dos esforços aplicados em seu topo. Este fator indica que, a partir de determinada profundidade, o comprimento da estaca não é influente no processo de composição de resistência do conjunto (ISENHOWER; WANG, 2012).

Por essa razão, o  $L_{\text{crit}}$  é fator de grande influência na análise e dimensionamento de estacas submetidas a carregamentos transversais, sendo prática de projeto utilizar um comprimento do elemento estrutural tal qual superior ao comprimento crítico do sistema, de forma a buscar um comportamento flexível do conjunto (SU *et al.*, 2018).

Entretanto, o valor desse comprimento crítico tende a aumentar com o acréscimo das deflexões aplicadas ao sistema, assim como diminuir com o acréscimo da altura livre entre a superfície e o ponto de aplicação de carga.

Assim sendo, o dimensionamento da seção estrutural torna-se um importante fator para a análise da interação solo-estaca, uma vez que a rigidez do elemento influencia não só a resistência limite da estrutura ( $p_u$ ), como também o comportamento tensão-deformação ( $H x y$ ) e a forma de ruptura do conjunto (BORN, 2015).

### 2.1.2 Previsão do comportamento do solo sob efeito de carregamento transversal no topo do elemento estrutural

Considera-se uma fundação profunda estática e submersa em um substrato homogêneo. Após sua instalação ou execução e antes de ser carregada horizontalmente, atuará junto à face de contato entre estaca e solo, a qualquer profundidade, uma pressão  $q_o$  aproximadamente equivalente à pressão do subsolo ao repouso, para o caso de estacas escavadas, ou superior à essa, caso cravadas. A Figura 2.4 (b) representa essa fase de pré-carregamento, assumindo que nenhum momento ou torção ocorreu na estrutura durante sua instalação. Reese *et al.* (1974) acreditam que tal aproximação possa ser tomada como aceitável e sem erros consideráveis para a maioria das situações práticas.

A partir do instante em que uma força horizontal é imposta ao topo da estaca, a sua face posterior passa a ter um alívio considerável na pressão de contato, tendendo a um valor inferior à pressão ativa do solo de modo que pode ser aproximado à zero. A face frontal, de forma oposta e como resultado do mesmo deslocamento e das forças cisalhantes e normais atuantes no sistema, tem sua pressão de contato acrescida a um valor superior ao de repouso (Figura 2.4 c).

De acordo com Terzaghi (1955), o valor do deslocamento horizontal  $y$  necessário para gerar essa variação de pressões é tão ínfimo que pode ser desconsiderado.

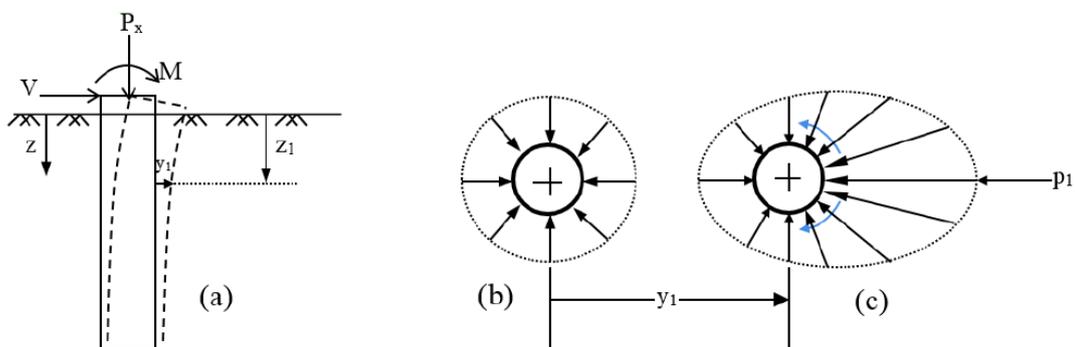


Figura 2.4: distribuição de tensões por unidade de comprimento no entorno de uma estaca carregada transversalmente. Modelo aproximado (ROCSCIENCE, 2018).

Para estacas verticais ou vigas submetidas a carregamentos horizontais, a pressão passiva atuante na face frontal em um longo instante de tempo,  $q_p$  ( $t=\infty$ ), pode assumir valores inúmeras vezes superior à pressão horizontal do solo no instante  $t=0^+$ . Assim, é comumente assumido que  $q_0'=0$ , e a pressão atuante passa a ser considerada simplesmente como  $q$ .

Esse acréscimo de pressão é suportado pelo solo até atingir um valor equivalente à resistência limite do maciço ( $q_u$ , em kN/m<sup>2</sup> ou  $p_u$ , em kN/m), acima do qual ocorre a ruptura do estrato.

De acordo com Elson (1984, CIRIA Report) a resistência lateral última de uma estaca não é normalmente mobilizada, mas pode ser estimada a partir dos mecanismos de falha envolvidos, considerando o desenvolvimento de uma cunha de ruptura próxima à superfície e de um fluxo plástico ao redor do elemento estrutural a maiores profundidades.

Essa resistência limite é função do tipo do solo e está diretamente associada ao empuxo ou pressão do maciço  $K$ , à tensão vertical efetiva  $\sigma_v'$  ( $\gamma'z$ ), para solos que apresentam fricção, e à resistência cisalhante não drenada  $S_u$  ou à própria coesão  $c'$ , para solos coesivos. A intensidade das cargas e deslocamentos atuantes no conjunto, bem como as condições de topo e rigidez e as dimensões da estaca, também acabam por influenciar esse valor.

De uma maneira geral, portanto, a resistência última a uma determinada profundidade  $p_u(z)$ , em FL<sup>-1</sup>, pode ser expressa por (HANSEN, 1961 *apud* ELSON, 1984, CIRIA REPORT):

$$p_u(z) = q_u B = \gamma' z B K_q(z) + c' B K_c(z) \quad (2.3)$$

tal que:

$\gamma'$ - peso específico efetivo do solo em uma profundidade  $z$ , em FL<sup>-3</sup>;

$B$  – dimensão transversal da estaca, em L;

$K_q(z)$  – coeficiente de empuxo do solo devido à pressão vertical efetiva gerada, função da razão  $z/B$  e do ângulo de atrito efetivo  $\phi'$ , adimensional;

$K_c(z)$ - coeficiente de empuxo do solo devido à coesão, em função da razão  $z/B$  e do ângulo de atrito efetivo  $\phi'$ , adimensional;

Considerando-se uma parede rígida e condições de deformação plana, o comportamento da resistência do solo em função de tensões geradas horizontalmente pode ser simplificado como na Figura 2.5. Nessa, verificam-se as condições limites para a plastificação do solo: um limite mínimo, devido à expansão e comumente representado pelo coeficiente de empuxo ativo ( $K_a$ ),

e um limite máximo, devido à compressão do maciço e governado pelo coeficiente de empuxo passivo ( $K_p$ ). A condição do solo em repouso é representada por  $K_o$ , ou coeficiente de empuxo neutro.

Os valores dos coeficientes de empuxo e as tensões limites máxima (tensão passiva,  $\sigma_p$ ) e mínima (tensão ativa,  $\sigma_a$ ) para solos com atrito e coesão podem ser calculados conforme a Teoria de Rankine. Ao atingir as condições limites de tensão, ocorre a ruptura ou plastificação do maciço em determinados pontos críticos.

$$K_p = \tan^2 \left( 45 + \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.4)$$

$$\sigma_p = \sigma_v K_p + 2c\sqrt{K_p} \quad (2.5)$$

$$K_a = \tan^2 \left( 45 - \frac{\phi}{2} \right) \quad (2.6)$$

$$\sigma_a = \sigma_v K_a - 2c\sqrt{K_a} \quad (2.7)$$

O coeficiente de empuxo em repouso, por sua vez, é comumente estabelecido de acordo com a equação de Jacky (areias):

$$K_o = 1 - \text{sen}(\phi) \quad (2.8)$$

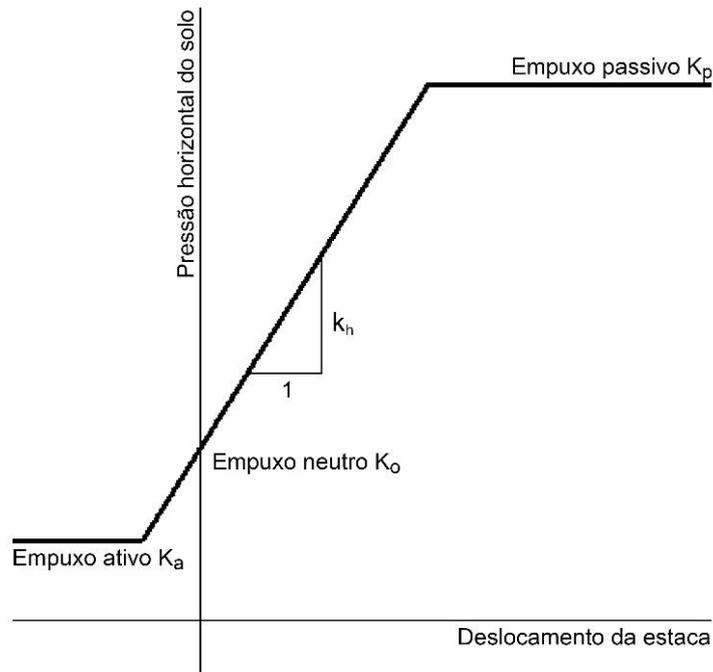


Figura 2.5: comportamento simplificado da pressão horizontal do solo – coeficientes de empuxo passivo, ativo e neutro (Adaptado de RUIGROK, 2010).

Para elementos estruturais não mais infinitamente rígidos e sem condições de deformações planas, como o caso de estacas, a relação entre a resistência do solo e a tensão gerada pela estrutura não será homogênea com a profundidade. De acordo com Randolph e Gourvenec (2017), essa relação tende a um valor próximo ao empuxo passivo de Rankine,  $K_p$ , quando próximo à superfície, uma vez que a estaca é comparável a uma parede de contenção a profundidades rasas. Porém, a pequenas profundidades já se desenvolvem cunhas de ruptura na seção lateral, gerando um acréscimo gradual da resistência do solo com a profundidade.

Diversas abordagens, critérios e simplificações são utilizados na literatura geotécnica para estimar esses valores limites e suas distribuições para com a profundidade. Para solos friccionais, Broms (1964b), por exemplo, equaciona a pressão máxima por comprimento de estaca ( $FL^{-1}$ ) para um material homogêneo, isotrópico e perfeitamente plástico como:

$$p_u (\text{solos friccionais}) = 3\gamma' z_f B K_p \quad (2.9)$$

sendo  $K_p$  o empuxo passivo do solo determinado a partir da teoria de Rankine, e  $z_f$  a profundidade em função do ponto de plastificação do solo, no nó de maior momento fletor. Para estacas curtas,  $z_f$  equivale ao comprimento total da estaca abaixo do nível do terreno,  $L_{útil}$ .

De acordo com Elson (1984, CIRIA REPORT), os valores equacionados por Broms (1964b) para solos granulares tendem a ser conservadores, principalmente para elevados ângulos de atrito. Para esse tipo de estrato, são valores mais aceitos os equacionados por Barton (1982, Figura 2.6):

$$p_u (\text{solos friccionais}) = \gamma' z B K_p^2 \quad (2.10)$$

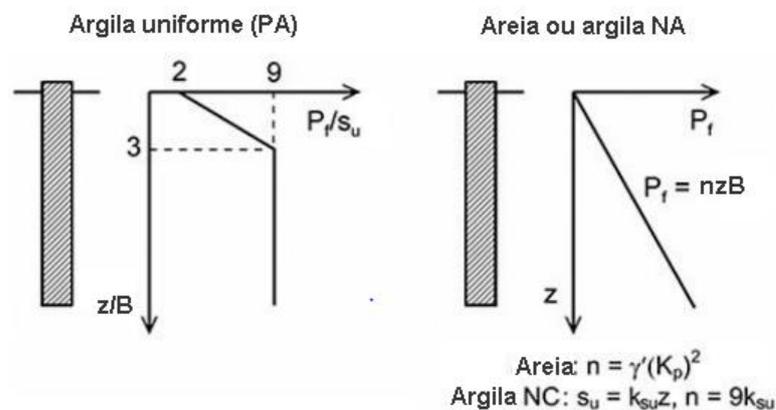


Figura 2.6: distribuições mais aceitas na literatura para a resistência última horizontal do solo em função da profundidade (RANDOLPH; GOURVENE, 2017)

Contudo, Randolph e Gourvenec (2017) salientam que a limitação da resistência lateral em areias é mais difícil de se analisar do que em argilas, uma vez que os mecanismos de plastificação não são simples de serem formulados e compreendidos. De acordo com os autores, a influência combinada pelo peso próprio e as tensões criadas pela carga da estaca impedem a construção de campos simples de tensão para esse solo. Qualquer mecanismo de falha profunda deveria ocorrer em volume constante para ser cinematicamente admissível. Este requisito, entretanto, não pode ser satisfeito por qualquer solução derivada para areia, uma vez que a dilatação deve ocorrer nesse tipo de solo conforme a densidade relativa.

Outra forma de analisar a resistência lateral de um solo é de maneira adimensional. Para o caso de solos não-coesivos, de acordo com Randolph e Gourvenec (2017), o coeficiente é dado pela razão entre resistência última  $q_u = p_u/B$  e a tensão vertical efetiva do solo, de modo que seja obtido um coeficiente adimensional  $N$ , função do ângulo de atrito interno efetivo do solo.

$$N = \frac{p_u}{B \sigma'_v} \quad (2.11)$$

Assim, para Broms (1964b), o coeficiente  $N$  seria equivalente à  $3K_p$ , e quanto para Barton (1982),  $N=K_p^2$ . Algumas distribuições da resistência última do solo adotados no meio da Engenharia Geotécnica são comparados na Figura 2.7.

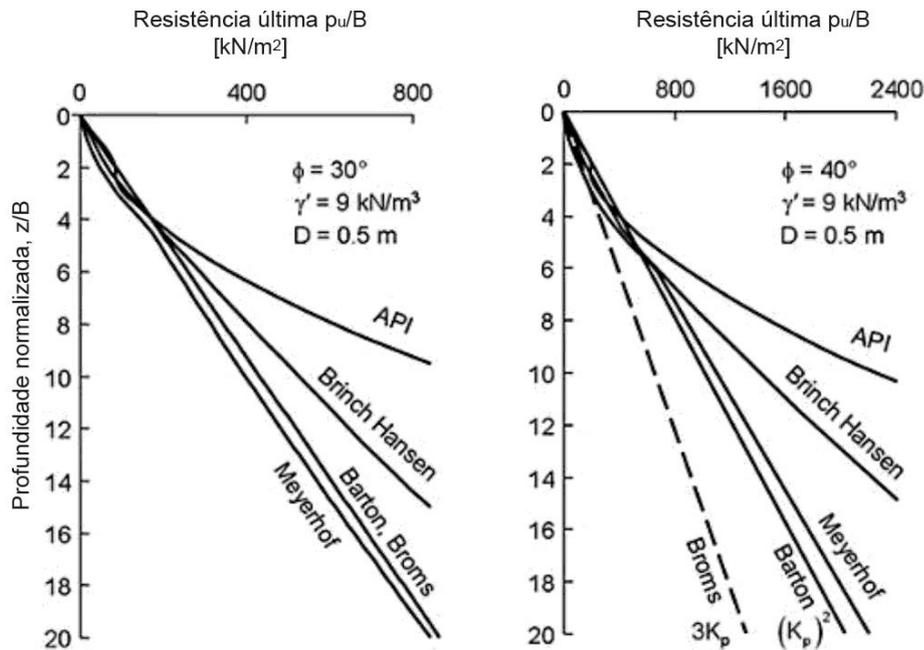


Figura 2.7: variação da pressão horizontal última de solo friccional em função da profundidade normalizada, conforme diversas abordagens (RANDOLPH; GOURVENE, 2017).

## 2.2 TEORIA DA REAÇÃO HORIZONTAL DO SOLO

A fim de tentar reproduzir a interação do sistema solo-estaca para cargas transversais, alguns modelos assumem a resposta elástica do solo como uma série de molas horizontais independentes (Teoria de Winkler, ou Teoria da Reação Horizontal do Solo). Essas teorias acabam por desconsiderar a real interconexão entre os elementos da massa de solo, mas permitem uma simplificação do custo computacional e das adaptações do método, como o uso de diferentes camadas de estrato (POULOS; DAVIS, 1980).

Assim, através da análise do Coeficiente de Reação Horizontal do Solo ( $k_h$ ), surgem meios para estimativa da reação do solo e do comportamento tensão-deflexão do conjunto durante a aplicação de cargas e ao longo da profundidade. A análise da tensão-deflexão do sistema pode ser detalhada a partir de curvas  $p$ - $y$ , enquanto a resistência limite suportada pelo solo é relacionada diretamente com os coeficientes e módulos de reação horizontal considerando a Hipótese de Winkler, proposta em 1867 (ARAÚJO, 2013).

Por alcançarem acurácia razoável com uma metodologia simples de aplicar, os métodos da Reação Horizontal do Solo e das Curvas  $p$ - $y$  são vastamente utilizados. Entretanto, o efeito das propriedades fundamentais do solo (como resistência, rigidez e características de variação volumétrica), segundo Fan e Long (2005), e das propriedades da estaca (rigidez e diâmetro) não consegue ser apropriadamente representado em resposta à interação solo-estrutura durante a aplicação de carga lateral.

### 2.2.1 Hipótese de Winkler

A Hipótese de Winkler, proposta em 1867, simplifica o comportamento da fundação tratando-a como uma viga assente em um conjunto de molas idênticas e independentes entre si, igualmente espaçadas e com comportamento elástico linear.

Desta maneira, segundo Poulos e Davis (1980), surge uma proporcionalidade linear entre o carregamento lateral e o deslocamento gerado na estaca, de modo que a reação do solo atuante em um ponto específico depende apenas do deslocamento no mesmo ponto, e uma deformação só ocorre onde é gerada uma tensão de contato.

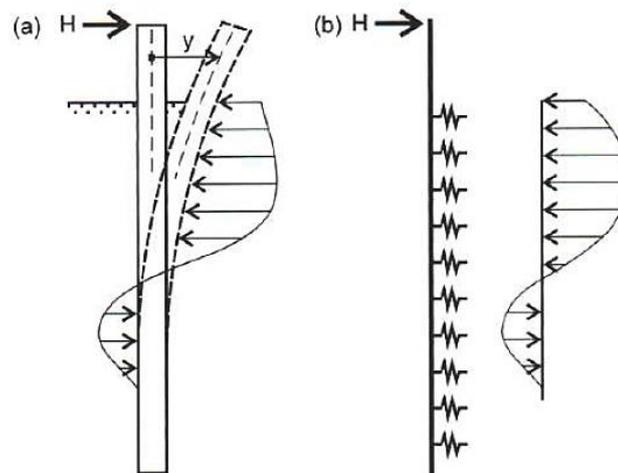


Figura 2.8: aproximação do comportamento de reação do solo (a) a partir da Hipótese de Winkler (b) (VELLOSO; LOPES, 2012).

A equação que governa a Hipótese de Winkler é dada pela relação entre a pressão lateral do solo ( $q$ ), em  $FL^{-2}$ , e a deflexão da estaca ( $y$ ), em  $L$ , correlacionadas com a rigidez do sistema, ou coeficiente de reação horizontal do solo ( $k_h$ ), em  $FL^{-3}$ :

$$q = k_h y \quad (2.12)$$

Essa relação é então observada em conjunto ao comportamento real do sistema solo-estaca, explicitado nos itens 2.1.1 e 2.1.2.

### 2.2.2 Coeficientes e módulos de reação horizontal do solo

O coeficiente de reação horizontal do solo ( $k_h$ ) foi denominado por Terzaghi (1955) como a relação entre a tensão horizontal exercida pelo elemento de fundação a qualquer ponto da superfície de contato e o respectivo deslocamento horizontal, conforme demonstrado em (2.12).

Entretanto, o coeficiente  $k_h$  não pode ser considerado uma propriedade intrínseca do solo, uma vez que depende das dimensões da estaca, das propriedades do solo e do próprio deslocamento gerado. Alonso (1989, p. 67-68) reforça ainda que “a distribuição da pressão  $q$  não é constante ao longo da face em contato com o solo e, portanto, o valor do coeficiente  $k_h$  em uma determinada profundidade varia de ponto a ponto dessa seção”, embora Terzaghi (1955) mostre como simplificação da teoria da reação do solo a suposição de que a razão  $k_h$  seja independente da pressão  $q$ .

Devido a essas dependências e da sua não necessária constância com a profundidade, os valores encontrados na literatura respectivos ao coeficiente  $k_h$  tendem a variar com frequência para cada tipo de solo, sendo difícil desse ser corretamente determinado.

Uma das maneiras encontradas para equalizar e nortear os valores de solos padrões e retirar o efeito de escala da análise fez surgir o termo Módulo de Reação Horizontal do Solo, denominado  $K_h$ . Esse módulo passa a equacionar não mais a tensão do solo, e sim a sua reação por unidade de comprimento,  $p$ , com o respectivo deslocamento do conjunto. Ou seja,  $K_h$  será dado em unidades de  $FL^{-2}$  e seus valores não dependerão diretamente da dimensão transversal ( $B$ ) da fundação. Ainda assim, o módulo  $K_h$  não pode ser admitido como propriedade do solo, uma vez que continua variável com a profundidade.

$$K_h = \frac{p}{y} \quad [FL^{-2}] \quad (2.13)$$

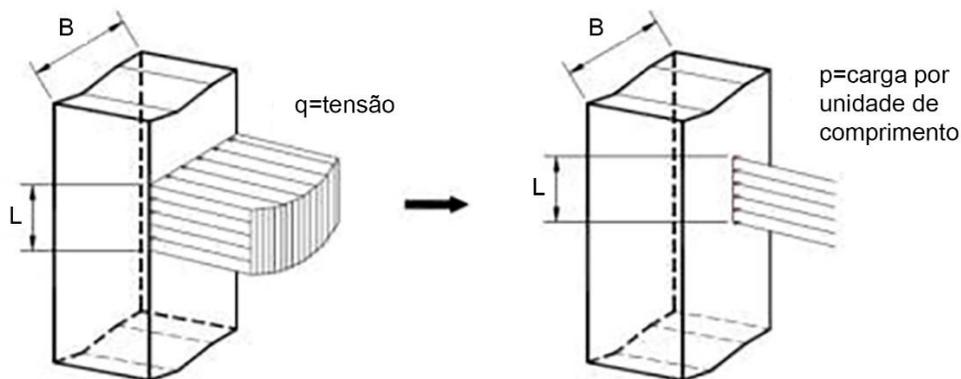


Figura 2.9: Comparação entre o coeficiente de reação horizontal do solo  $k_h$  e o módulo de reação horizontal,  $K_h$  (Adaptado de: Alonso, 1989).

Ashour *et al* (1998) já consideravam que a variação do módulo de reação horizontal do solo  $K_h$  com a profundidade é função do fator geométrico relacionado à cunha de ruptura tridimensional formada durante o carregamento na face frontal, do nível de tensões atuantes no solo, da variação do módulo de deformabilidade  $E_s$ , e da linha de deflexão elástica correspondente a cada incremento de carga aplicado.

Em termos rigorosos, o módulo de reação horizontal do solo  $K_h$  só pode ser igualado à multiplicação entre o coeficiente horizontal  $k_h$  e o comprimento transversal  $B$  da fundação para o caso particular em que a tensão  $q$  possa ser considerada constante ao longo da face de contato (ALONSO, 1989). Para essa circunstância, e aproximada às demais:

$$K_h = k_h B \quad (2.14)$$

Sabendo da tendência dos coeficientes e módulos horizontais variarem com inúmeros fatores, foram estabelecidas diversas equações para tentar representar adequadamente seus valores para projeto.

De acordo com Terzaghi (1955), as características de deformabilidade de um solo argiloso rijo mostram-se de certa forma independentes da profundidade do sistema, fazendo com que a distribuição da reação do solo  $q$  seja praticamente uniforme sobre a face frontal da estaca. Desta forma, pode-se considerar que o coeficiente de reação horizontal do solo também será constante com a profundidade.

Para solos coesivos normalmente adensados sob carga constante, levando-se em consideração a sua progressiva consolidação e assentamento, o valor do deslocamento  $y$  irá aumentar com o tempo, ao passo que a pressão se manterá a mesma. Pela equação que rege a Hipótese de Winkler, portanto, o coeficiente horizontal  $k_h$  decrescerá com o tempo, aproximando-se de seu valor limite, assim como a deflexão gerada na estaca.

Já para o caso de solos não-coesivos, diferentemente, os deslocamentos tendem a ocorrer nos primeiros instantes de aplicação da carga, fazendo com que os valores de  $y$  e  $k_h$  sejam praticamente independentes do tempo. Todavia, o módulo de elasticidade de uma areia tende a aumentar com a profundidade de modo quase proporcional. Desta forma, tende-se a assumir sem maiores erros que a pressão  $q$  necessária para produzir o mesmo deslocamento  $y$  em solos friccionais aumente de forma diretamente proporcional à profundidade  $z$ .

Além da variação para com a profundidade da estaca, o coeficiente de reação horizontal do solo também é dependente da dimensão transversal  $B$  da fundação, conforme já abordado anteriormente. De acordo com Terzaghi (1955), o módulo de elasticidade de solos tanto coesivos quanto granulares tende a ser constante ao longo da horizontal, ficando o comportamento da estaca dependente horizontalmente apenas do comprimento do bulbo de pressões, que cresce proporcionalmente à espessura da estaca.

Das correlações entre o comportamento de cada solo e a equação de Winkler, Terzaghi conclui então que a dependência de  $k_h$  é representada por:

$$k_h^{argila PA} = cte; \quad k_h^{argila NA, areia} = m_h z = \frac{n_h z}{B} \quad (2.15)$$

Segundo Terzaghi (1955), o fator  $m_h$ , admitido constante para solos como areias limpas e com unidade em  $FL^{-4}$ , depende da densidade da areia e da área de influência da reação do solo.  $n_h$ , por sua vez, foi denominado como a constante do coeficiente de reação horizontal do solo, e considera a dimensão transversal da estaca ao representar a taxa de crescimento de  $k_h$ :  $n_h = m_h B$ , dado em  $FL^{-3}$ .

A mesma fórmula pode ser reescrita em termos do módulo de reação horizontal  $K_h$ , aceitando um comportamento constante da tensão ao longo da face:

$$K_h^{argila PA} = cte ; (k_h B) = (m_h B)z \rightarrow K_h^{argila NA; areia} = n_h z \quad (2.16)$$

Davisson e Guill (1963 *apud* ARAUJO, 2013), de forma diversa à considerada por Terzaghi (1955), afirmam que um módulo de reação horizontal constante com a profundidade é improvável até mesmo para solos coesivos, e uma linearidade de seu crescimento ao longo da vertical para solos granulares será real apenas a pequenas profundidades (Figura 2.10).

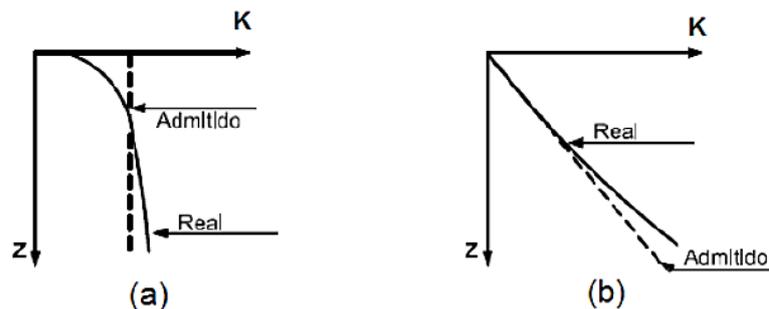


Figura 2.10: variação do módulo de reação horizontal do solo com a profundidade para (a) solos coesivos; (b) solos não coesivos (Cintra, 1981 *apud* ARAÚJO, 2013).

Todavia, a estimativa do módulo de reação horizontal a partir dessas equações apresentam poucos erros para com a realidade, não tornando justificáveis métodos complexos (Cintra, 1981 *apud* ARAUJO, 2013). Até porque, a maior importância ao valor do módulo horizontal deve ser dada nos primeiros metros de profundidade, uma vez que os solos superficiais são os mais solicitados quando submetidos a carregamentos transversais.

Não sendo algo de fácil previsão, os valores dos coeficientes e módulos horizontais tendem a ser estimados por meio de provas de carga estáticas em escala real, ensaios de placa e correlações empíricas com outras propriedades do solo, obtendo-se diversos valores e relações para os tipos de solo (POULOS; DAVIS, 1980).

A partir de resultados empíricos de ensaios de placa e ensaios laboratoriais de compressão simples, Terzaghi (1955) sugeriu valores para os coeficientes de reação horizontal para solos granulares e coesivos, considerando ainda sua condição de inundação e fazendo relações com a densidade relativa (para caso de solos arenosos) e o peso específico do solo. Esses valores encontram-se na Tabela 2.2 e Tabela 2.3, e são aconselhados pelo autor para representar tensões de até 50% da tensão última do solo, considerando situações nas quais os movimentos são de longo prazo (comportamento drenado). Os valores de  $n_h$  e  $k_h$  propostos por Terzaghi (1955) são tomados como um limite inferior.

Tabela 2.2: valores da constante do coeficiente de reação horizontal do solo  $n_h$  para solos arenosos, em MN/m<sup>3</sup>.

Condição de Inundação	Densidade	Terzaghi (1955)*	Reese <i>et al.</i> (1974)
<i>Acima do Nível Freático</i>	<i>Fofa</i>	2,20	6,80
	<i>Med. Compacta</i>	6,60	24,40
	<i>Densa</i>	17,60	61,00
<i>Abaixo do Nível Freático</i>	<i>Fofa</i>	1,25	5,40
	<i>Med. Compacta</i>	4,40	16,30
	<i>Densa</i>	10,70	34,0

\*Valores obtidos a partir de ensaios com placa de 0,30m (1ft). Para estacas de dimensão transversal B, multiplicar os valores por 0,3/B

\*Conversão de medidas considerando 1ton=2000lb, 1lb/ft<sup>3</sup>=0,1571kN/m<sup>3</sup>

Tabela 2.3: valores do coeficiente de reação horizontal do solo  $k_{s1}$  para solos coesivos sobreadensados segundo Terzaghi (1955), em MN/m<sup>3</sup> \*.

Consistência	Rija	Muito Rija	Dura
$q_u$ (Compressão Simples, MPa)	0,1 a 0,2	0,2 a 0,4	>0,4
$k_h$ (MN/m <sup>3</sup> )	16 a 32	32 a 64	>64
$k_h$ médio (MN/m <sup>3</sup> )	24	48	96

\*Valores obtidos a partir de ensaios com placa de 0,30m (1ft). Para estacas de dimensão transversal B, multiplicar os valores por 0,3/B

\*Conversão de medidas considerando 1ton=2000lb, 1lb/ft<sup>3</sup>=0,1571kN/m<sup>3</sup>

Fonte: adaptado de Terzaghi (1955).

Segundo Poulos e Davis (1980), os ensaios de placa trazem incerteza devido à necessidade de extrapolação dos resultados a uma estaca. Os autores sugerem como método mais conveniente a extração de  $k_h$  pela retroanálise da linha elástica e da rotação da estaca em ensaios de carga estática instrumentados e em escala real.

A partir de ensaios de carregamento lateral em campo realizados por Reese *et al.* (1974) para solos arenosos e estacas escavadas, os autores observaram que o coeficiente horizontal  $n_h$  calculado por meio das recomendações de Terzaghi em função do peso específico e da densidade da areia mostrou resultado 2,5 vezes inferior ao obtido para casos estáticos e 3,9 vezes inferior aos casos cíclicos. Novos valores para o coeficiente horizontal de solos friccionais foram então sugeridos pelos autores, conforme Tabela 2.2.

Utilizando comparações de ensaios de carga e métodos analíticos, Bowles, em 1968 (BOWLES, 1997), por sua vez, assume como a expressão para o coeficiente de reação horizontal do solo:

$$k_h = k_{h0} + k_{h1}z^n \quad (2.17)$$

tal que:

$k_{h0}$  – constante em função do tipo de solo e capacidade de carga;

$k_{h1}$  – coeficiente para a variação com a profundidade;

$z$  – profundidade de interesse abaixo da superfície;

$n$  – expoente de ajuste de  $k_h$  (no caso de provas de carga ou dados reais disponíveis), entre 0,4 e 0,6.

Segundo o autor, tanto  $k_{h0}$  quanto  $k_{h1}$  podem assumir valores nulos: para o nível da superfície de solos não coesivos e normalmente adensados,  $k_{h0}$  é assumido como zero, embora para qualquer outra profundidade já apresente valores positivos. Para sapatas e lajes em geral,  $k_{h0} > 0$  e  $k_{h1} = 0$ . Para solos não coesivos, o autor sugere ainda a multiplicação dos coeficientes  $k_{h0}$  e  $k_{h1}$  por fatores de forma.

A Tabela 2.4 traz os valores médios de  $k_h$  sugeridos por Bowles (1997) para os diversos solos, e devem ser utilizados apenas como guias para valores obtidos através de métodos mais precisos. Os valores tabelados tendem a ser representativos de  $k_{h0} + k_{h1}$  para profundidades entre 3 e 6 metros e estacas com comprimentos transversais inferiores a 0,5 metro e deslocamentos do topo iguais à 1”.

Tabela 2.4: valores para coeficientes de reação horizontal do solo,  $k_h$ , segundo Bowles (1997).

Solo*	$k_h$ (MN/m <sup>3</sup> )**
Pedregulho arenoso denso	220-400
Areia grossa medianamente compacta	157-300
Areia média	110-280
Areia fina ou siltosa	80-200
Argila rija (úmida)	60-220
Argila rija (saturada)	30-110
Argila média (úmida)	39-140
Argila média (saturada)	10-80
Argila mole	2-40

\*valores válidos tanto para solos secos quanto úmidos, em caso de não especificação.

\*\*faixa de valores considerando estacas com diâmetros de até 0,5m e prof. entre 3 e 6m.

Fonte: adaptado de Bowles (1997).

Reese e Cox (1968 *apud* REESE; VAN IMPE, 2011), a partir de dados de instrumentação no topo de estacas carregadas lateralmente, reforçam que o módulo de reação do solo está relacionado ao coeficiente de reação horizontal do solo e à profundidade de acordo com a equação sugerida por Bowles no mesmo ano. Como alteração, a fórmula teria  $k_{h0}$  nulo para solos granulares ou argilas normalmente adensadas, representando uma resistência ao nível do solo tendendo a zero, e  $n$  igual à unidade para solos coesivos sobreconsolidados.

Como métodos com abordagens analíticas embasadas em uma viga de comprimento infinito em meio elástico e com correlações com parâmetros do sistema, aparecem as expressões de Biot (1937) e Vesic (1961), originalmente desenvolvidas para estacas-prancha (Bowles, 1997).

Biot (1937) correlacionou a Teoria da Elasticidade e a Hipótese de Winkler, equacionando os momentos máximos de uma viga de comprimento infinito submersa em um solo elástico, homogêneo, isotrópico e semi-infinito e submetida a uma força concentrada. A equação consagrada pelo autor foi desenvolvida a partir da análise do solo contínuo em três dimensões:

$$K_{\infty}^{Biot} = \frac{0,95 E_s}{(1-\nu_s^2)} \left[ \frac{E_s B^4}{(1-\nu_s^2) E_p I_p} \right]^{0,108} \quad (2.18)$$

Seguindo as mesmas abordagens analíticas de Biot, Vesic (1961) igualou as equações dos deslocamentos máximos, obtendo:

$$K_{\infty}^{Vesic} = 0,65^{12} \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}} \left( \frac{E_s}{1-\nu_s^2} \right) \quad (2.19)$$

Apesar das expressões (2.25) e (2.26) serem consideradas para vigas de comprimento infinito, Vesic (1961) assume que os erros passam a ser desprezíveis para comprimentos característicos  $L/T > 2,25$ , e válidos mesmo para solos não perfeitamente elásticos e para valores de módulo  $E_s$  determinados em laboratório ou em escala reduzida.

Guo (2001) afirma que essas duas expressões de módulo de reação  $\mathbf{K}$  são frequentemente usadas para análises de estacas maciças, oleodutos e até mesmo sapatas, e reescreve as equações de Biot e Vesic considerando o módulo cisalhante  $G_s$  do solo e o efeito do coeficiente de Poisson  $G^*$ :

$$K^{Guo-Biot} = \frac{1,9 G^*}{(1+0,75\nu_s)(1-\nu_s)} \left[ \frac{128 G_s}{\pi(1-\nu_s^2) E_p} \right]^{0,108} \quad (2.20)$$

$$K^{Guo-Vesic} = \frac{1,3 G^*}{(1+0,75\nu_s)(1-\nu_s)} \left[ \frac{128 G_s (1+\nu_s)}{\pi E_p} \right]^{1/12} \quad (2.21)$$

$$G^* = \left( 1 + \frac{3\nu_s}{4} \right) G_s \quad (2.22)$$

Bowles (1997) assume que a equação determinada por Vesic para estacas-pranchas pode ser utilizada para estacas carregadas transversalmente com resultados aceitáveis caso seu valor venha a ser duplicado:

$$K_h^{Vesic^*} = 1,3^{12} \sqrt{\frac{E_s B^4}{E_p I_p}} \left( \frac{E_s}{1-\nu_s^2} \right) \quad (2.23)$$

A majoração propõe representar o cisalhamento transversal desenvolvido à medida que o eixo da estaca se move lateralmente sob carga, ambos suportando o solo na frente e cortando o solo em partes dos lados, conforme Figura 2.11.

Para estacas com um pequeno diâmetro  $B$  projetado e topo livre, o cisalhamento lateral provavelmente estaria próximo à face atuante, fazendo com que a rigidez do solo fosse

suportada por toda a face frontal e meias faces laterais, alcançando o fator 2. Essa declaração não seria verdadeira para comprimentos transversais maiores, uma vez que o cisalhamento lateral tende a um valor limite após o qual a frente fornece a resistência de carga (BOWLES, 1997).

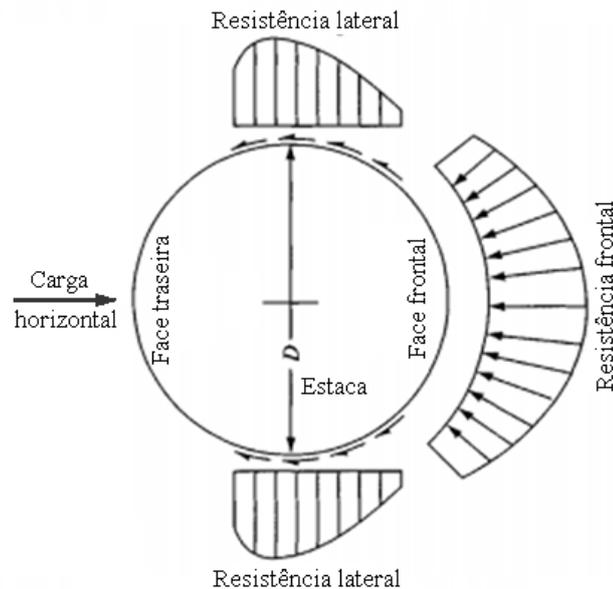


Figura 2.11: análise qualitativa das resistências frontais e laterais de uma estaca submetida a esforços transversais (Adaptado de: BOWLES, 1997).

Ao analisar as expressões desenvolvidas para  $K_h$  a partir de uma viga em meio elástico (Biot, Vesic, Baguelin *et al.*) e compará-las com o comportamento real de estacas carregadas transversalmente, Guo (2001) destacou que os valores obtidos pelas equações não são adequados, principalmente se tratando de estacas rígidas. Em alguns casos de estacas flexíveis, boas previsões foram obtidas ao dobrar o valor de  $K_h$  proposto por Vesic (Guo, 2001).

Outro problema abordado por Guo (2001) é a de que, embora o módulo  $K_h$  possa ser obtido com relevância de soluções numéricas rigorosas, este reage de forma diversa às diferentes reações aplicadas, como é o caso de uma deflexão ou momento em uma viga ou estaca. De acordo com o autor, inúmeros estudos demonstraram que o deslocamento no entorno de uma fundação solicitada transversalmente é significativamente díspar daquele gerado ao redor de uma viga situada em espaço elástico. Assim, diferentes módulos para vigas e estacas deveriam ser adotados.

Como análises correlacionando o valor do módulo ou coeficiente de reação do solo, a partir de dados empíricos de ensaios geotécnicos, surgem as expressões de Broms (1964), Davisson e

Robinson<sup>2</sup>, Skempton<sup>6</sup>, Pyke e Beikae<sup>7</sup>, API (2002) e Elson (1984, CIRIA Report) para solos coesivos, Pyke e Beikae<sup>7</sup>, Reese *et al.* (1975), Décourt<sup>8</sup> e Lopes *et al.*<sup>9</sup> para solos granulares, e expressões gerais como a de Bowles (1997) - inicialmente desenvolvida observando casos de carregamento axial.

$$\left. \begin{array}{l} \text{solos coesivos} \\ (\text{análise não drenada, longo prazo}) \end{array} \right\} \begin{array}{l} K_h^{Broms} = 1,67E_{50} \\ K_h^{Skempton} = 80Su \sim 320Su \\ K_h^{Davisson \& Robinson} = 67Su \\ K_h^{Pyke \& Beikae} = 1,8E_s \end{array} \quad \begin{array}{l} (2.24) \\ (2.25) \\ (2.26) \\ (2.27) \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{solos coesivos} \\ (\text{análise drenada, curto prazo}) \end{array} \right\} \begin{array}{l} K_h^{API} = 360 C_m c, \text{ caso } c < 50kPa \\ K_h^{CIRIA} = 200Su \sim 400 Su \end{array} \quad \begin{array}{l} (2.28) \\ (2.29) \end{array}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{solos não - coesivos} \\ (\text{análise drenada, curto prazo}) \end{array} \right\} \begin{array}{l} K_h^{Pyke \& Beikae} = 1E_s \\ k_h^{Reese \text{ et al}} = 190 Dr^{1,16} \\ k_h^{Décourt \text{ submerso}} = 1000N_{SPT} \\ k_h^{Décourt \text{ seco}} = 1600N_{SPT} \\ K_h^{Lopes \text{ et al}} = 2000N_{SPT} \text{ (cíclicos)} \end{array} \quad \begin{array}{l} (2.30) \\ (2.31) \\ (2.32) \\ (2.33) \end{array}$$

sendo:

$K_h$  – módulo de reação horizontal do solo ( $FL^{-2}$ );

$k_h$  – coeficiente de reação horizontal do solo, para areias ( $FL^{-3}$ )

$E_{50}$ - módulo secante equivalente à 50% da tensão última do solo em um ensaio não drenado ( $FL^{-2}$ );

$E_s$ - módulo secante proveniente de ensaio triaxial para deformações próximas a 0,01 ( $FL^{-2}$ );

$Su$  – resistência cisalhante não drenada ( $FL^{-2}$ );

$c$  – coesão em termos efetivos ( $FL^{-2}$ ).

Elson (1984, CIRIA Report) cita ainda diversos estudos comparando modelos de solo utilizando a Hipótese de Winkler e modelos Elásticos, a partir dos quais encontra-se uma faixa de proporções usuais entre o módulo de reação horizontal do solo e o módulo de Young. Esse intervalo abrange análises variando o método de comparação (deflexão ou momento) e as condições de topo adotadas, e continua empregado como valor de referência em análises atuais

<sup>6</sup>Skempton, A.W. The bearing capacity of clays. Building Research Congress, London Institution of Civil Engineers, I, p.180. 1951

<sup>7</sup>Pyke, R; Beikae, M. A new solution for the resistance of single piles to lateral loading. ASTM STP n.835, 1983.

<sup>8</sup> Décourt, L. Load-deflection prediction for laterally loaded piles based on N-SPT values. Proceedings of the 4th International Conference on Piling and Deep Foundations, A.A. Balkema, v.01, 1991, p.549-555.

(e.g. FARO, 2014):

$$K_h \cong 0,8E_s \text{ a } 1,8 E_s , \quad (2.34)$$

sendo  $E_s$  o módulo de elasticidade secante do solo correspondente à metade da tensão máxima admitida pelo solo.

De acordo com Bowles (1997), uma vez que a rigidez flexional  $E_p I_p$  da estaca é várias ordens de grandeza maior que a do solo, os valores considerados para o coeficiente horizontal  $k_h$  não são tão relevantes caso estejam em uma faixa de cerca de 50 a 200% corretos. Porém, o deslocamento na linha da superfície é fortemente dependente de  $k_h$ . Assim, o autor reforça que a estaca deve ser rígida ao mesmo tempo em que a carga lateral pequena o suficiente para que qualquer deslocamento lateral, calculado ou real, seja tolerável.

Devido à sensibilidade do coeficiente de reação horizontal à deflexão sofrida pela estaca, ainda, Araújo (2013) reforça a importância da escolha do deslocamento admissível à fundação, devendo este estar correlacionado à dimensão transversal da estaca. De acordo com o autor, os valores do coeficiente horizontal tornam-se muito elevados para pequenas deflexões, referentes ao trecho inicial da curva carga por deslocamento horizontal.

No caso de solos granulares, para níveis de maior mobilização, observa-se uma redução no coeficiente de reação horizontal para a metade ou um terço do valor do coeficiente considerado para pequenas deformações (POULOS; DAVIS, 1980).

Apesar das desvantagens, o uso do coeficiente de reação horizontal do solo continua popular entre os geotécnicos, em parte por causa de sua simplicidade; em parte porque, caso utilizado de forma adequada, retorna respostas pelo menos tão próximas à realidade quanto alguns dos métodos mais complexos; e, mais importante, porque  $k_h$  é tão fácil (embora não necessariamente preciso) de estimar quanto o módulo tensão-deformação  $E_s$  e o coeficiente de Poisson do solo (BOWLES, 1997).

Outros valores obtidos a partir de ensaios pressiométricos, dilatométricos e outras correlações podem ser encontradas em livros texto como de Poulos e Davis (1980); Bowles (1997); Reese e Van Impe (2011); Guo (2013), e nos mais diversos trabalhos correlacionados ao assunto.

## 2.3 CURVAS P-Y

Diferentemente da Teoria de Reação Horizontal do Solo, o modelo das curvas p-y assume a Hipótese de Winkler considerando a não linearidade do solo. Introduzem-se então na análise constantes de mola com comportamento definido por curvas reação horizontal do solo ( $p$ , em  $FL^{-1}$ ) versus deslocamento da estaca ( $y$ , em L), definidas localmente para cada profundidade da interface (VELLOSO; LOPES, 2012).

Desta forma, o solo é representado por uma série de curvas p-y que variam com a profundidade e com a tipologia do solo, sendo independentes entre si, conforme mostra a Figura 2.12.

As curvas p-y, conforme visualizado na Figura 2.12, têm formato não linear, e são caracterizadas por uma inclinação inicial equivalente ao módulo de reação horizontal do solo  $K_h$ , e uma assíntota horizontal correspondente à resistência lateral última do maciço,  $p_u$  (RANDOLPH, 2013).

O produto entre o módulo  $K_h$  e o deslocamento  $y$  em um nó equivale a uma força nodal similar a uma força de mola computada para o modelo de vigas e barras em casos estruturais, na forma  $K \cdot x$ .

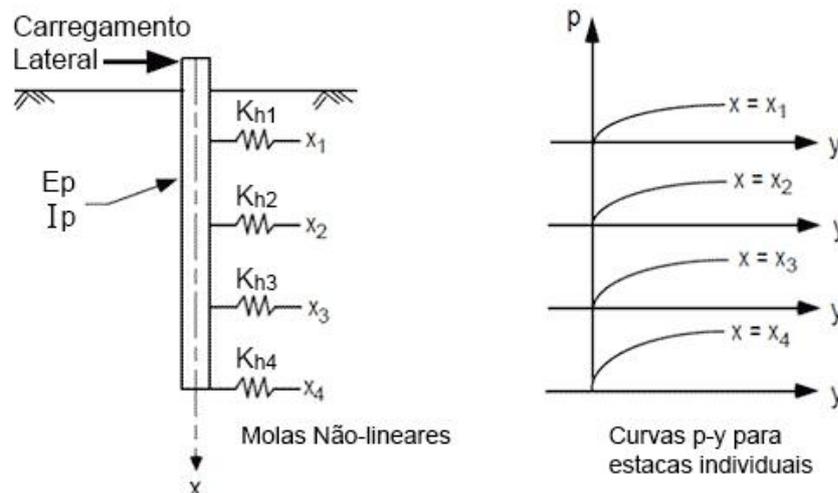


Figura 2.12: Representação das curvas p-y para uma estaca sob carregamento transversal (Adaptado de FHWA, 2010 *apud* DFI, 2013).

Embora o módulo  $K_h$  seja apenas um parâmetro para conveniência no uso de modelos computacionais, para uma solução particular prática o termo é modificado ponto a ponto ao longo do fuste da estaca durante o processo de iteração. Assim, o processo de análise

compatibiliza a deflexão do elemento estrutural e a resistência do solo, permitindo equalizar ambos os fatores com uma curva contínua (REESE; VAN IMPE, 2011).

Apesar da independência da resistência do solo por profundidade não ser completamente verídica, Reese *et al.* (1974) já confirmaram por resultados práticos que sua variação é função principalmente da deflexão atuante no mesmo ponto, e não dos deslocamentos gerados em pontos acima e abaixo do analisado.

O formato da curva p-y depende diretamente de parâmetros de resistência do solo e do nível de tensões do entorno. Desta forma, Ruigrok (2010) afirma que o modelo se torna fácil de aplicar, uma vez que pouca informação do solo é requerida (RUIGROK, 2010).

Contrário a isso, diversos estudos comprovam que a curva p-y para um ponto em particular de uma estaca é função, mesmo que indiretamente, de inúmeros fatores, como: o tipo de solo; o tipo de carregamento aplicado; o comprimento e a seção transversal do elemento estrutural; o coeficiente de atrito entre a estaca e o solo; o comprimento da estaca abaixo da superfície do terreno; as condições de topo e os métodos construtivos da fundação; os efeitos de interação em grupo; entre outros (DFI, 2013).

Não tendo o conhecimento da influência precisa de cada um desses fatores, as curvas p-y tendem a ser desenvolvidas empiricamente por retroanálise de provas de carga em escala real.

Na prática, quando um ensaio de carga lateral é retroanalisado para obter curvas p-y, somente uma curva representa dados reais, uma vez que apenas a deflexão no topo da estaca (acima ou na linha da superfície) tende a ser conhecida, a não ser que seja instalada instrumentação compatível ao longo do fuste.

Caso a deflexão nodal não seja conhecida, é necessário o uso de técnicas numérico-computacionais para desenvolver uma curva p-y, sendo neste caso apenas uma aproximação da realidade (BOWLES, 1997).

A formulação de curvas p-y proveniente da prática experimental normalmente segue um processo de dupla derivação e dupla integração da curvatura da estaca medida por instrumentação interna em campo: conhecida a curvatura da estaca para um determinado deslocamento de topo ou carga aplicada, as deflexões, rotações e os momentos fletores ao longo do elemento podem ser calculados considerando a equação de viga elástica e técnicas numéricas de diferenças finitas ou elementos finitos.

A carga axial aplicada na estaca, quando existente, é assumida por muitos pesquisadores como constante com a profundidade, uma vez que tem muito pouco efeito sobre a deflexão e o momento fletor do elemento estrutural (DFI, 2013).

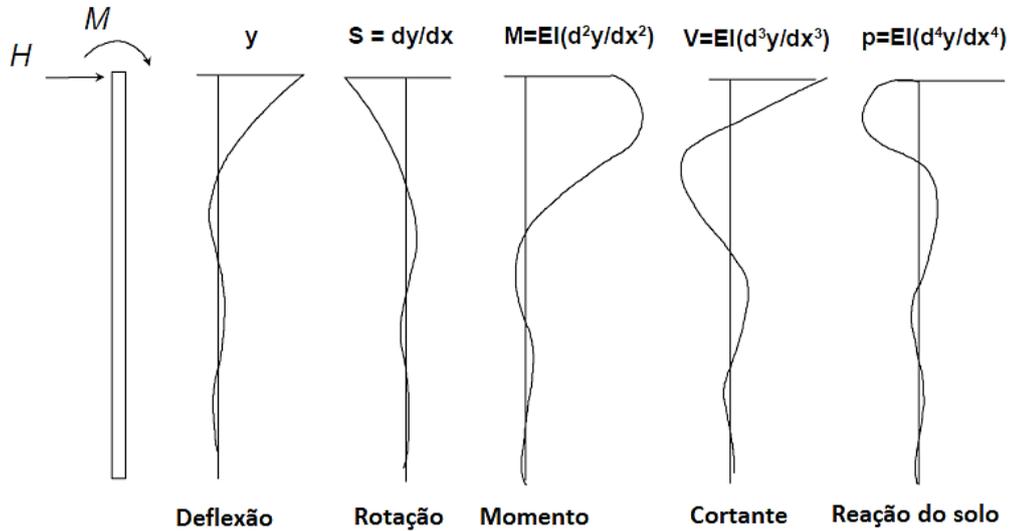


Figura 2.13: processo de integração e derivação para obtenção das reações ao longo da estaca durante carregamento transversal no topo (Adaptado de REESE; VAN IMPE; 2001).

### 2.3.1 Características das curvas p-y

Ruigrok (2010) reproduz curvas p-y típicas para carregamentos laterais do tipo estático (1), cíclico (2) e contínuo (3), conforme explicitado na Figura 2.14.

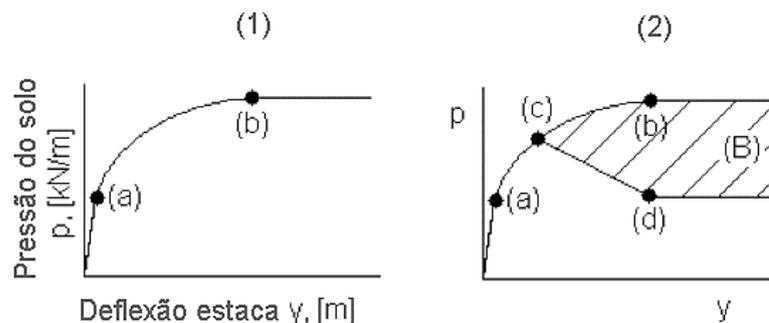


Figura 2.14: formatos de curvas p-y típicas para carregamentos transversais: (1) estáticos e monotônicos; (2) cíclicos (Adaptado de RUIGROK, 2010).

Segundo o autor, para um carregamento monotônico e estático (Figura 2.14.1), o solo é reproduzido com comportamento elasto-plástico: o trecho inicial da curva tem seu início no

zero e segue como reta até o ponto  $a$ , assumindo que a resistência do solo é proporcional à deflexão da estaca de forma linear para pequenas deformações; O trecho entre  $a$  e  $b$  já demonstra uma redução da taxa de acréscimo da resistência do solo devido à deflexão da estaca quando comparado ao trecho inicial. Nessa fase, portanto, passa a ser simulado o comportamento não linear do solo; O trecho final, após o ponto  $b$ , é dado por uma curva horizontal, representando o comportamento plástico do solo e sua resistência final.

Um carregamento cíclico (Figura 2.14.2) segue similar ao monotônico até o ponto  $c$  a partir do qual, diferentemente à (1), sofre um decréscimo de  $p$  devido ao efeito do carregamento. Essa redução é representada como a parte sombreada (B), e demonstra que pequenas cargas cíclicas geram pouco ou nenhum efeito sobre o comportamento do solo (RUIGROK, 2010).

Conforme já explicitado anteriormente, a porção inicial elástica da curva  $p$ - $y$  (até o ponto  $a$ ), pode ser obtida a partir da rigidez horizontal do solo para pequenas deformações (o próprio  $K_h$ ), enquanto o ponto  $b$  representa a resistência última do solo,  $p_u$ .

Das referências citadas acima, sabe-se que a determinação do módulo de reação do solo não é simples, sendo função da resistência cisalhante não drenada para solos com coesão, e da pressão de confinamento para solos granulares (RUIGROK, 2010).

A determinação da resistência limite, por sua vez, é separada em dois modelos de acordo com a profundidade do ponto a ser analisado. Segundo Ruigrok (2010), um verifica a parte superior da estaca, a qual está submetida aos maiores deslocamentos do sistema de iteração e na qual o solo reage como uma cunha tridimensional; enquanto outro analisa a resistência abaixo do ponto o qual a mobilização do solo costuma se apresentar de forma apenas bidirecional.

Para que o sistema não alcance a ruptura devido ao limite de resistência do solo, as forças que agem no entorno da estaca devem estar em equilíbrio. Na parte de trás do elemento estrutural, ainda, a tensão deve ser igual ou maior do que a pressão ativa mínima do solo, uma vez que o solo nesse trecho exerce uma força na mesma direção do movimento da estaca e pode romper por desmobilização e desintegração das partículas (REESE; VAN IMPE, 2011).

Solos com coesão garantem maior estabilidade dessa camada devido a sua estrutura e relação interna. Por isso, segundo Ruigrok (2010), solos que possuem tanto coesão como ângulo de atrito tendem a anular o efeito da pressão ativa (parcela devido ao ângulo de atrito) com a parcela de resistência ao deslizamento (parcela devido à coesão).

No caso de solos coesivos, a área de mobilização do trecho superior tende a um formato oval, mas costuma ser considerado retangular para fins práticos de cálculo. Assim, a cunha de ruptura é modelada com forças atuando para cima e para fora do solo, levando em consideração as forças tangenciais nas três faces da cunha e ao longo do eixo da estaca (Figura 2.15).

A mobilização dos solos granulares, de forma mais complexa, é considerada também ao longo do plano horizontal, assumindo que a condição de ruptura de Mohr Coulomb é satisfeita em todas as faces da cunha, e que a resistência ativa do solo  $F_a$  é dada através da teoria de Rankine.

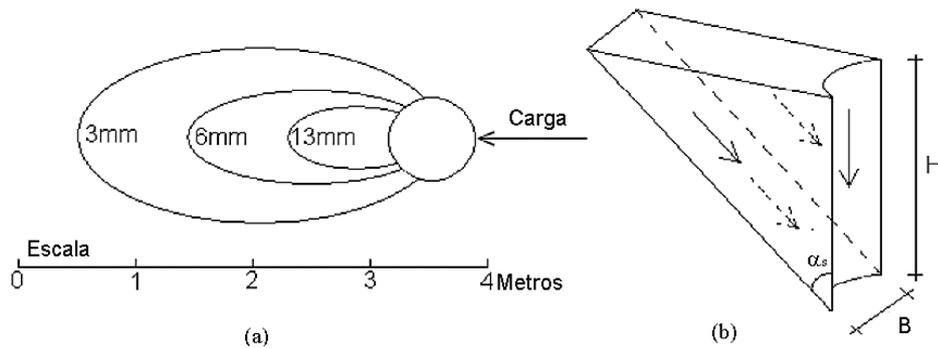


Figura 2.15: cunha de ruptura do solo coesivo: (a) aproximação do formato na prática; (b) representação para cálculo (Adaptado de RUIGROK, 2010).

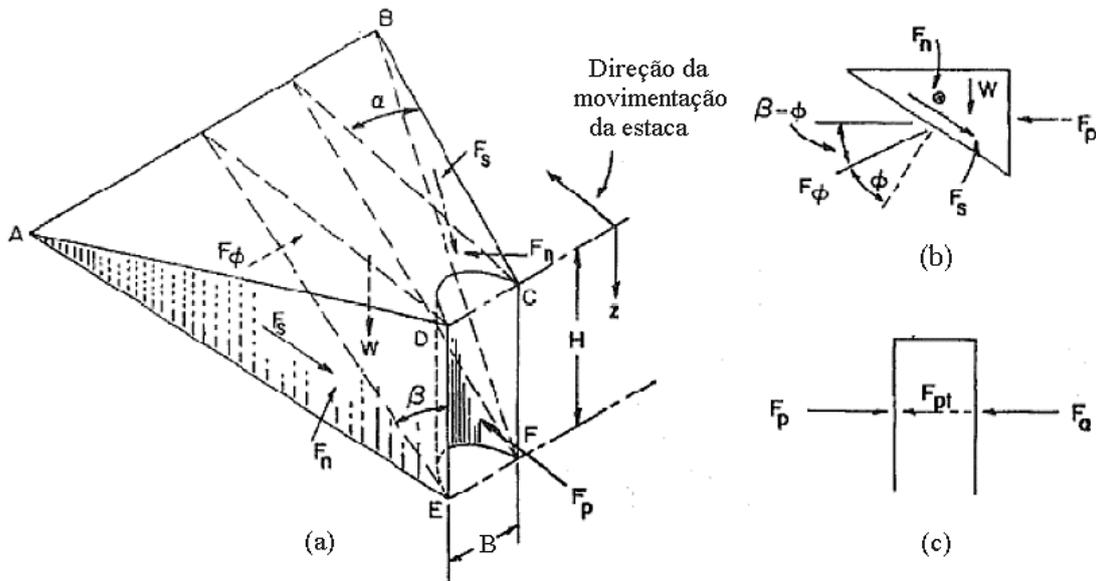


Figura 2.16: resistência de solos granulares no trecho superior da estaca (Adaptado de RUIGROK, 2010).

De acordo com Rocscience (2018), a escolha adequada do modelo do solo (curva p-y) é um dos mais importantes problemas a serem resolvidos pelo engenheiro geotécnico. Devido a isso, diversas formulações empíricas são propostas para casos em que não é possível se realizarem ensaios experimentais em escala real. A Tabela 2.5 resume os principais trabalhos e referências utilizados para cada tipo de solo.

A seguir são mostrados os modelos mais utilizados na literatura geotécnica para formulação das curvas p-y de estacas carregadas transversalmente para solos arenosos.

Algumas sugestões específicas podem ainda ser encontradas nos trabalhos de L. Reese e W. Van Impe (2011) e nos manuais de *offshore* e gás vigentes desenvolvidos pelo API.

Tabela 2.5: principais referências para formulação de curvas p-y conforme solo e condição de inundação.

Solo e condição de inundação	Referência
<i>Argilas moles abaixo do nível d'água</i>	Matlock, 1970
<i>Argilas rijas abaixo do nível d'água</i>	Reese et al., 1975
<i>Argilas rijas acima do nível d'água</i>	Welch e Reese, 1972; Reese e Welch, 1975
<i>Areias acima e abaixo do nível d'água</i>	Reese et al., 1974; API RP 2A
<i>Rochas fracas</i>	Reese e Nyman, 1978; Reese, 1997
<i>Rochas resistentes</i>	Nyman, 1980
<i>Loess</i>	Johnson et al., 2006
<i>Areias em liquefação</i>	Rollins et al., 2005
<i>Solos c-phi (siltes)</i>	Evans e Duncan, 1982; Reese e Van Impe, 2001

Fonte: adaptado de Rocscience (2018).

### 2.3.2 Curvas p-y para solos arenosos

Dentre os modelos de curvas p-y disponíveis na prática da engenharia geotécnica para solos friccionais, dois são os mais aceitos e utilizados: Reese *et al.* (1974) e API RP 2A, conforme exposto na Tabela 2.5.

As curvas p-y propostas por Reese *et al.* (1974) para solos arenosos foram desenvolvidas a partir de ensaios de carga lateral em escala real, monotônicos e cíclicos, junto à Ilha de Mustang, no Texas. O experimento consistia em duas estacas de 24” (0,6 metro) de diâmetro com ponta aberta, escavadas em solo arenoso fino e denso, e com nível freático acima do nível da superfície, com a finalidade de simular situações *offshore*.

O formato característico da curva p-y proposta por Reese *et al.* (1974) verifica-se fortemente não-linear, e pode ser descrito por três trechos lineares e outro parabólico, conforme visto na Figura 2.17.

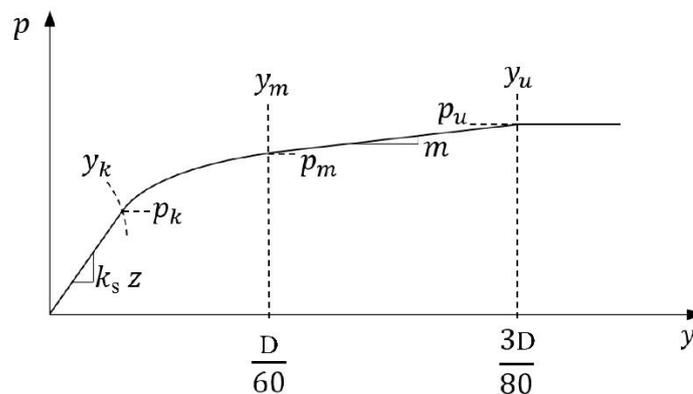


Figura 2.17: família de curvas p-y características do método para areias de Reese *et al.* (1974).

A construção da curva p-y proposta por Reese *et al.* (1974) envolve a estimativa do módulo de reação horizontal do solo, conforme valores sugeridos pelos próprios autores na Tabela 2.2 e equação regente (2.16), e a reação última do maciço, calculada a partir do equilíbrio de forças ativas e passivas ao redor do fuste.

Tendo-se conhecimento da forma de mobilização do solo arenoso com a profundidade, a formação de uma cunha de ruptura é considerada até uma altura característica estimada ( $p_{st}$ ), de acordo com a Figura 2.16. A partir desse ponto, Reese *et al.* (1974) adotam uma análise de fluxo do solo apenas na direção horizontal, simplificando o modelo e assumindo a estaca como um bloco rígido ( $p_{sd}$ ).  $D$  representa o diâmetro da estaca.

Para ajustar os valores estimados aos obtidos de forma experimental, os autores introduziram um fator de ajuste  $A$  na resistência última do solo, apresentado na Figura 2.18. Similarmente, foi adicionado um parâmetro  $B^*$  para a correção do cálculo da resistência em um ponto intermediário  $m$ ,  $p_m$  (Figura 2.18).

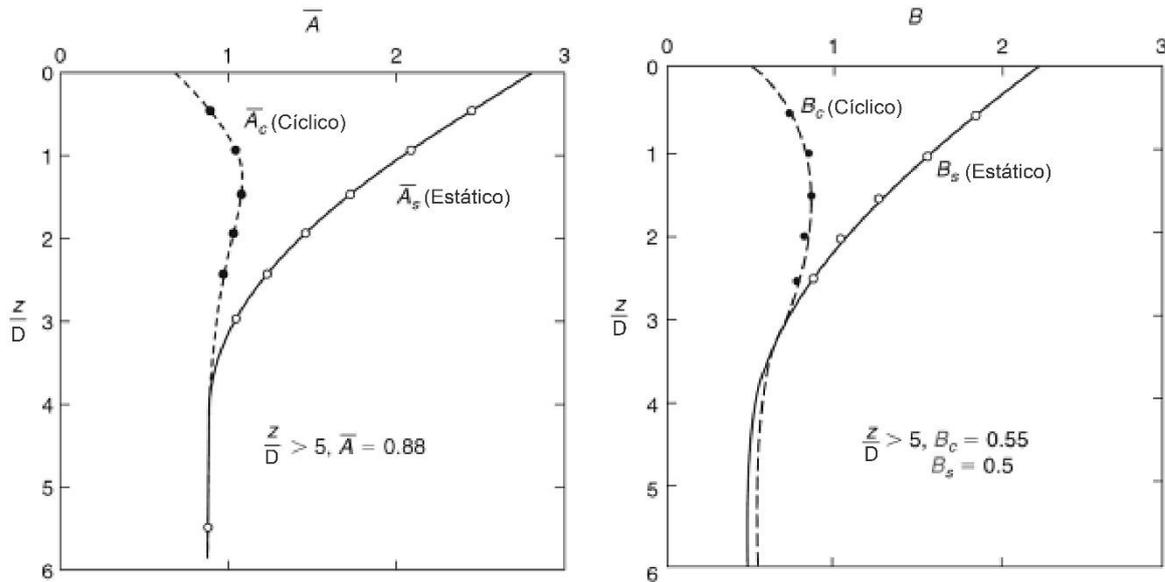


Figura 2.18: coeficientes A e B\* para correção da resistência última e intermediária do solo, em função da profundidade adimensional e do tipo de ensaio (REESE *et al.*, 1974).

As equações desenvolvidas por Reese *et al.* (1974) para a resistência de cada trecho estão especificadas na Tabela 2.6, juntamente com as equações para delinear a curva p-y. Para a formulação da resistência última, os autores utilizaram conceitos da Teoria de Rankine. Os ângulos  $\alpha$  e  $\beta$  representam a inclinação da cunha para com a vertical e horizontal, respectivamente (vide Figura 2.16).

De acordo com Reese *et al.* (1974), ângulos  $\alpha$  para carregamentos laterais foram verificados como equivalentes à  $\phi$  no entorno da estaca (valor típico de areias densas para ensaios de placa) e próximos à  $\phi/3$  (valor típico de areias fofas) para carregamentos estáticos. O valor de  $3\phi/4$  foi observado para carregamentos cíclicos na área de solo frontal à estaca.

O coeficiente horizontal ao repouso do solo ( $K_o$ ), por sua vez, depende do índice de vazios ou da densidade relativa da areia e do processo de formação e sedimentação do solo.

Na falta de métodos precisos para análise da densidade do solo, os autores sugerem um  $K_o$  de 0,4 e um ângulo  $\alpha = \phi/2$ . O desenvolvimento do método para o ensaio de Mustang foi realizado a partir desses valores, sendo o ângulo de atrito interno considerado igual a 39 graus.

A montagem da curva se dá a partir da intersecção entre os trechos equacionados, sendo que o trecho linear final se inicia no valor de  $y_u = 3D/80$  com pressão constante e igual à resistência última  $p_u$ . Em algumas instâncias, poderá não haver intersecção entre a parábola e o trecho

linear da curva p-y. Assim, a equação básica  $p = (n_h z) y$  representará a curva por completo. Ainda pode haver circunstâncias em que  $y_k$  terá valor superior à  $y_u$ , deixando a curva do tipo bi linear (ISENHOWER; WANG, 2012).

Tabela 2.6: síntese dos procedimentos para obtenção das curvas p-y para solos arenosos de acordo com o método de Reese *et al.* (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 <u>teórica</u> , devido à formação de cunha de ruptura (camadas superiores), $p_{st}$ [FL <sup>-1</sup> ]	$p_{st} = \gamma' z \left[ \frac{K_o z \tan(\phi) \operatorname{sen}(\beta)}{\tan(\beta - \phi) \cos(\alpha)} + \frac{\tan(\beta)}{\tan(\beta - \phi)} [D + z \tan(\beta) \tan(\alpha)] + K_o z \tan(\beta) [\tan(\phi) \operatorname{sen}(\beta) - \tan(\phi)] - K_a D \right]$
Resistência horizontal última do solo <u>teórica</u> , considerando um fluxo horizontal (camadas inferiores), $p_{sd}$ [FL <sup>-1</sup> ]	$p_{sd} = \gamma' z K_a D (\tan^8 (\beta - 1)) + \gamma' z K_o D \tan(\phi) \tan^4 (\beta)$
Resistência horizontal última do solo <u>teórica</u> geral, $p_s$ [FL <sup>-1</sup> ]	$p_s = \min (p_{st}; p_{sd})$
Resistência horizontal última do solo, $p_u$ [FL <sup>-1</sup> ]	$p_u = A p_s \text{ (} A_s \text{ para carregamentos estáticos, } A_c \text{ para cíclicos)}^1$
Resistência do solo para $y=D/60$ , $p_m$ [FL <sup>-1</sup> ]	$p_m = B^* p_s \text{ (} B^*_s \text{ para carregamentos estáticos, } B^*_c \text{ para cíclicos)}^1$
Equação trecho linear inicial da curva p-y	$p = (n_h z) y$
Equação trecho parabólico da curva p-y	$p = C y^{\frac{1}{n}}; C = \frac{p_m}{y_m^{\frac{1}{n}}}; n = \frac{p_m}{m y_m}; m = \frac{p_u - p_m}{y_u - y_m}; y_k = \left( \frac{C}{k_h z} \right)^{\frac{n}{n-1}}$

<sup>1</sup> Valores de A e B retirados da Figura 2.18

D = diâmetro da estaca

Fonte: Reese *et al.* (1974).

O'Neill e Murchison (1983 *apud* API, 2014) simplificaram a metodologia de Reese *et al.* (1974) para o cálculo da resistência horizontal última de solos arenosos fazendo uso de relações trigonométricas, e modificaram a função de forma das respectivas curvas p-y para uma equação de tangente hiperbólica. Os resultados mostraram-se com boa acurácia comparados aos originais, e essa sugestão foi então adotada pelo *American Petroleum Institute* (API), e incorporada em seus manuais de recomendações práticas de projeto API RP 2A e 2GEO/ISO 19901-4 desde 1987.

A segunda recomendação abrange somente situações *offshore*, por isso aborda o método considerando apenas solos submersos e saturados. Para solos arenosos acima do lençol freático, os coeficientes podem ser retirados do API RP 2A.

Os ensaios base para o estudo de O'Neill e Murchison (1983 *apud* API, 2014) foram realizados em estruturas *offshore* com topo livre, com relação L/D superior à 20 e diâmetros inferiores a dois metros. Os solos foram caracterizados como areias limpas, com ângulos de atrito entre 34° e 42°, determinados a partir de ensaios triaxiais drenados ou de cisalhamento direto.

A partir dos novos ensaios, o comprimento das equações para determinar a resistência última teórica dos solos arenosos desenvolvido inicialmente por Reese *et al.* (1974) foi simplificado com o uso de três coeficientes ( $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$ ), funções diretas do ângulo de atrito do solo e relacionados nos gráficos da Figura 2.19 a.

A constante do coeficiente de reação horizontal inicial do solo  $n_h$  também foi reformulada e, conforme visto na Figura 2.19 b, é relacionada diretamente ao ângulo de atrito efetivo do solo.

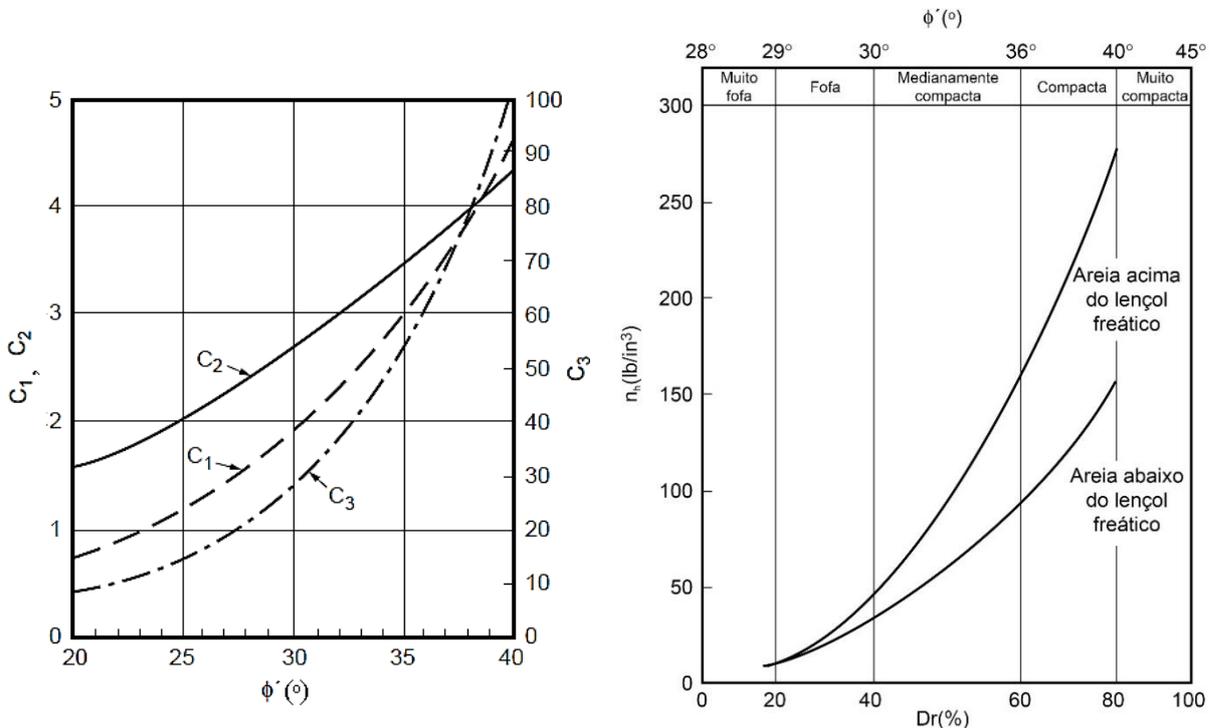


Figura 2.19: constantes para modelo API de curvas p-y em solos arenosos: (a) coeficientes  $C_1$ ,  $C_2$  e  $C_3$  em função do ângulo de atrito interno efetivo; (b) coeficiente de reação horizontal inicial  $n_h$ , (API, 2002).

Como última alteração entre os métodos, o modelo do API simplificou o fator de ajuste  $A$  utilizando uma equação linear, trazendo resultados para a resistência última do solo sutilmente mais conservadores aos obtidos pelo modelo desenvolvido por Reese *et al.* (1974).

A Tabela 2.7 apresenta o passo a passo para a obtenção das curvas p-y de solos arenosos de acordo com o modelo adotado pelo API.

Tabela 2.7: 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 <u>teórica</u> , devido à formação de cunha de ruptura (camadas superiores), $p_{st}$ [FL <sup>-1</sup> ]	$p_{st} = (C_1 z + C_2 D) \gamma' z$
Resistência horizontal última do solo <u>teórica</u> , considerando um fluxo horizontal (camadas inferiores), $p_{sd}$ [FL <sup>-1</sup> ]	$p_{sd} = C_3 D \gamma' z$
Resistência horizontal última do solo <u>teórica</u> geral, $p_s$ [FL <sup>-1</sup> ]	$p_s = \text{mín}(p_{st}; p_{sd})$
Resistência horizontal última do solo, $p_u$ [FL <sup>-1</sup> ]	$p_u = A p_s$
Determinação do coeficiente de ajuste $A$	$A = \left(3 - 0,8 \frac{z}{D}\right) \geq 0,9$ para carregamentos estáticos, $A = 0,9$ para carregamentos cíclicos
Equação característica da curva p-y hiperbólica	$p = p_u \tanh \left[ \frac{n_h z}{p_u} y \right]$

<sup>1</sup> Valores de  $C_1$ ,  $C_2$ ,  $C_3$  e  $n_h$  retirados da Figura 2.19  
D = diâmetro da estaca

Fonte: API (2002, 2014).

Segundo o API (2014), a extrapolação destes dados para solos além do limite experimental deve ser tratada com cautela, principalmente para solos com ângulos de atrito inferiores a 30° ou com presença considerável de frações argilosas.

Para estacas com diâmetros superiores à 2 metros, Yang *et al.* (2016) verificaram uma superestimativa do método ao serem comparados com resultados numéricos, a qual aumenta proporcionalmente ao acréscimo do diâmetro.

Segundo Ruigrok (2010), devido a uma maior rigidez do maciço assumida para os modelos recomendados pelo API (2002, 2014) para solos arenosos, este método traz curvas p-y mais otimistas do que as sugeridas por Reese *et al.* (1974). Para solos coesivos, os resultados tornam-se aproximadamente iguais.

Os métodos para solos argilosos desenvolvidos por esses autores podem ser vistos nos trabalhos Reese *et al.* (1975) e nas próprias diretrizes API RP 2A (API, 2002) e 2GEO/ISO 19901-4 (API, 2014).

Nenhuma resistência do solo é observada para o nível da superfície para ambos os modelos de curvas p-y para maciços arenosos.

## 2.4 EQUACIONAMENTO DO PROBLEMA DE UMA ESTACA VERTICAL SUJEITA A ESFORÇOS TRANSVERSAIS

A determinação da equação diferencial para uma estaca submetida a esforços transversais foi inicialmente desenvolvida por Timoshenko e outros escritores, em 1941. E em 1946, Hetenyi apresentou soluções à equação comparando o comportamento do sistema solo–fundação ao de uma viga ou barra em meio elástico (REESE; VAN IMPE, 2011).

A suposição inicial feita por Hetenyi (1946) foi a de que uma barra em uma fundação elástica estaria sujeita a um carregamento vertical  $P_x$  e a um par de forças de compressão horizontal  $V$ , agindo no centro de gravidade das seções transversais finais da barra (Figura 2.20).

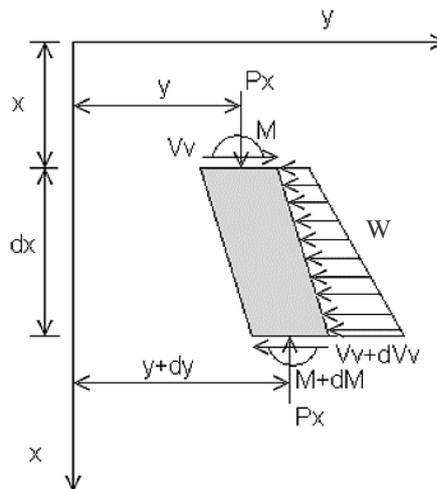


Figura 2.20: Análise de uma coluna de viga sob carregamentos laterais e axiais (RUIGROK, 2010).

Somando a esses efeitos a aplicação de um momento fletor  $M$ , um possível carregamento distribuído ao longo do comprimento da estaca  $W$ , e a própria pressão lateral gerada pelo solo,

a equação diferencial completa de carregamento a ser solucionada para uma estaca imersa em um meio elástico será (REESE *et al*, 2006, apud RUIGROK, 2010):

$$E_p I_p \frac{\partial^4 y}{\partial z^4} + P_x \frac{\partial^2 y}{\partial z^2} - p + W = 0 \quad (2.35)$$

para qual:

$E_p I_p$  = rigidez à flexão da estaca [FL<sup>2</sup>];

$y$  = deflexão lateral da estaca no ponto  $x$  ao longo do comprimento da mesma [L];

$P_x$  = carregamento axial aplicado na estaca [F];

$p$  = reação do solo por unidade de comprimento [FL<sup>-1</sup>];

$W$  = carregamento distribuído ao longo do comprimento da estaca [FL<sup>-1</sup>].

Apesar da reação do solo ser dependente de inúmeras variáveis, como as propriedades reológicas do solo e da própria estaca, o nível de deslocamento da estrutura, a profundidade de análise e o tipo de carregamento aplicado, é comum utilizar-se da Hipótese de Winkler para simplificar o problema e permitir uma solução com resultados contundentes (ARAÚJO, 2013).

Desta forma, a reação do solo é assumida como proporcional ao deslocamento horizontal, seguindo a equação (2.13):  $p$  (*força externa*) =  $K_h y$ .

Assim, para a análise do problema como um todo, mesclam-se os conceitos fundamentados na Teoria de Reação do Solo para a estimativa da capacidade de carga do solo (módulo  $K_h$ ) e do comportamento tensão-deflexão (curvas p-y) do conjunto.

## 2.5 MÉTODOS DE PREVISÃO DO COMPORTAMENTO E CAPACIDADE DE CARGA DA INTERAÇÃO SOLO-ESTACA PARA CARREGAMENTOS LATERAIS DO TIPO ATIVO

Para tentar reproduzir e solucionar a combinação das não-linearidades do sistema solo-estrutura para o caso de fundações profundas verticais e isoladas sob carregamento lateral ativo, diversos métodos de análise e dimensionamento são propostos na literatura geotécnica. De acordo com o *Deep Foundations Institute* (DFI,2013) e Fan e Long (2005), essas abordagens podem ser divididas em:

- Métodos do Estado Limite, utilizando a Teoria do Estado Limite Último, que tratam da capacidade de carga última do sistema;
- Métodos da Elasticidade, fazendo uso da Teoria da Elasticidade e permitindo a análise de tensões e deformações limites;
- Métodos embasados na Teoria de Winkler ou no Coeficiente de Reação Horizontal do Solo, que têm por objetivo analisar as deformações do sistema e as reações do solo por modelos distintos;
- Métodos Numéricos, subdivididos em Métodos de Elementos Finitos e Métodos de Diferenças Finitas, que possibilitam uma análise completa de deformações e cargas últimas e de serviço.

### 2.5.1 Métodos embasados no Estado Limite Último

Adotando relação tensão-deformação rígida perfeitamente plástica, o modelo da resistência lateral limite ( $p_u$ ) assume que a interface da estaca suporta um valor limite de tensão normal acima do qual o conjunto entra em ruptura, independentemente do deslocamento existente. Esse valor é governado pela pressão passiva do solo adjacente à fundação e pela resistência à plastificação do material da estaca, e varia conforme a profundidade atual e total da subestrutura.

Para esta abordagem, apenas a resistência última do solo é considerada, tornando esse método o mais simplificado dentre os acima mencionados (DFI, 2013). Entretanto, segundo Poulos e Davis (1980), essa teoria desconsidera os detalhes de ruptura ao longo do solo, levando em consideração apenas a interface entre o estrato e a fundação, embora seja possível ajustar teorias para o comportamento do solo junto à base da estaca. A heterogeneidade das camadas do maciço e possíveis efeitos de carregamentos axiais são dificilmente considerados, bem como a influência de outras fundações próximas.

Apesar das limitações e simplificações, Viggiani *et al.* (2012) consideram os métodos de capacidade de carga por análise do Estado Limite Último os mais utilizados para cálculos da estimativa da capacidade de carga de fundações sob carregamento lateral, devido a sua fácil aplicação.

Como exemplos de teorias que seguem o Método do Estado Limite Último aparece o estudo desenvolvido por Broms (1964 a,b).

## 2.5.2 Métodos embasados na Teoria da Elasticidade

Os métodos com base na Elasticidade consideram a continuidade do material, tratando o solo como elástico linear, homogêneo e isotrópico, tendo como parâmetros principais um Módulo elástico  $E$  e um coeficiente de Poisson (DFI,2013), os quais variam com o nível de tensões.

Nessa análise a estaca é idealizada como uma viga de largura desprezível, com propriedades representativamente elásticas, assim como é assumida a resposta do conjunto à ação da carga lateral.

Sabendo que o comportamento real do solo é normalmente visto como elasto-plástico, com deformações não recuperáveis por completo e dependentes do tempo, o método da elasticidade só consegue se aproximar de casos reais para pequenas deformações, não sendo válido para o cálculo da resistência lateral última do conjunto (DFI, 2013; POULOS; DAVIS, 1980).

Apesar da limitação, o método pode ser utilizado para fornecer soluções para diferentes módulos com a profundidade e para sistemas de várias camadas de estrato.

Como modelos que incluem a continuidade do solo de forma elástica, destacam-se: Banerjee e Davies (1978), Poulos (1971), Poulos e Davis (1980), entre outros.

## 2.5.3 Métodos Numéricos para cálculo de carregamento lateral de estacas

Dentre as ferramentas numéricas mais aplicadas para a resolução do sistema de carregamento lateral em estacas, aparecem os métodos das Diferenças Finitas (MDF) e de Elementos Finitos (MEF) (RUIGROK, 2010). Esses aliam-se aos métodos de capacidade de carga e tensão-deformação baseados no Coeficiente de Reação Horizontal do Solo, citados anteriormente.

### 2.5.3.1 Métodos das Diferenças Finitas (MDF)

Uma das técnicas mais utilizadas para resolver equações diferenciais de estacas verticais sob ação de carregamento transversal considerando a Hipótese de Winkler, é o Método das Diferenças Finitas (MDF) Centrais, apresentado inicialmente por Hetenyi (1946).

Neste método, as derivadas de qualquer ordem são substituídas por diferenças finitas aproximadas, reduzindo-se a equação diferencial próxima a um nó a uma equação algébrica. Assim, o problema que era originalmente diferencial e contínuo, torna-se um sistema de equações para cada ponto (LIMA,2015), simplificado para estacas verticais, seções uniformes

e materiais homogêneos, com limites proporcionais de tensão e de deformação e pequenas deflexões transversais (HETENYI, 1946).

Discretizando o sistema com uso das Diferenças Finitas Centrais, a estaca (ou viga) é subdividida em  $n$  incrementos de comprimento  $\delta$ , e utilizam-se pontos anteriores ( $i-1, i-2$ ) e posteriores ( $i+1, i+2$ ) ao nó em questão para se conhecer outras incógnitas associadas (Figura 2.21), sendo requeridos ao todo quatro nós imaginários para resolução das equações.

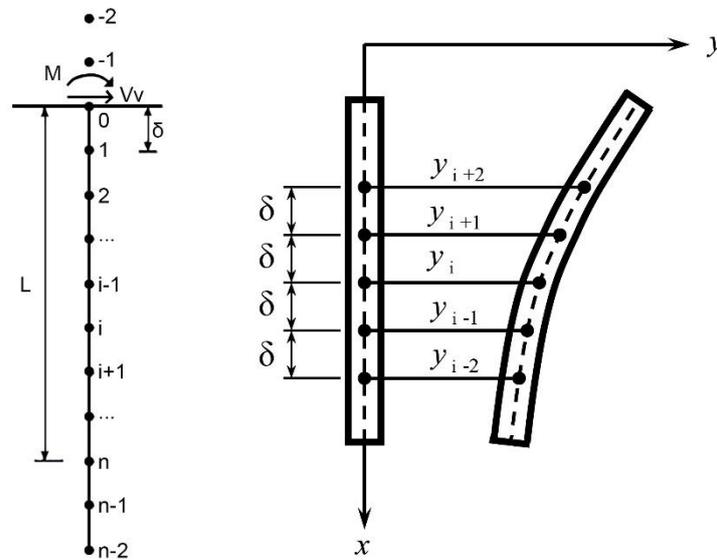


Figura 2.21: análise de uma estaca sob carregamento lateral a partir do método de Diferenças Finitas Centrais (Adaptado de: ISENHOWER; WANG, 2012).

Desta forma, conhecendo-se o deslocamento  $y_i$  sofrido pela estaca em um determinado nó, é possível obter os valores da rotação (derivada primeira), do momento fletor (segunda derivada), da cortante (terceira derivada) e da pressão lateral do solo (derivada de quarta ordem) nesta mesma posição.

A equação diferencial (2.35) pode ser reescrita para cada nó real da Figura 2.21, obtendo-se  $n+1$  equações e  $n+5$  incógnitas:

$$E_p I_p (i-1) y_{i-2} + \{P_x \delta^2 - 2E_p I_p (i-1) - 2E_p I_p (i)\} y_{i-1} + \{E_p I_p (i-1) + 4E_p I_p (i) + E_p I_p (i+1) - 2P_x \delta^2 - K_h (i) \delta^4\} y_i + \{P_x \delta^2 - 2E_p I_p (i) - 2E_p I_p (i+1)\} y_{i+1} + \{E_p I_p (i+1)\} y_{i+2} + \{W * \delta^4\} = 0 \quad (2.36)$$

As quatro incógnitas faltantes para resolver o sistema são fornecidas pelas equações de contorno de topo e de ponta, variando para cada caso.

Para estacas flexíveis, a partir das explicações anteriores a este capítulo, subentende-se que não haverá uma rotação total da estaca, mas sim a formação de rótula plástica, abaixo da qual a estrutura permanece estática. Assim, supõe-se que o Momento e a Cortante na ponta inferior de uma estaca flexível sejam nulos, criando-se as duas primeiras condições de contorno necessárias:

$$\begin{cases} \Sigma M_{ponta} = 0 \\ \Sigma Q_{ponta} = 0 \end{cases} \quad (2.37)$$

Para estacas rígidas alguns autores também consideram condições de cortante e momento nulos na base inferior, embora outros assumam a existência de esforços consideráveis na ponta (vide item 2.1.1), de forma que essas condições de contorno não seriam mais válidas para se atingir a solução da equação de carga lateral em estacas por meio das diferenças finitas centrais.

Neste trabalho, foram desconsiderados valores de esforço cortante e momento fletor na ponta de estacas rígidas, embora recomendem-se maiores averiguações para estudos posteriores.

### 2.5.3.2 Método de Elementos Finitos (MEF)

Dhatt *et al.* (2012) explicam o método dos elementos finitos como uma simples aproximação das equações diferenciais em equações algébricas, na qual cada elemento de um conjunto é representado por uma matriz elementar de rigidez, e relacionado de forma nodal para com as condições de deslocamento e equilíbrio de forças. A solução do sistema se dá de forma algébrica, verificando-se cada nó da estrutura sob diferentes formas de carregamento, deslocamento, ou/e condição de contorno.

Assim, devem ser satisfeitas três condições para solucionar o problema, tanto a nível local (no elemento), quanto a nível global (conjunto): o equilíbrio de forças, a compatibilidade dos deslocamentos, e a conservação das relações tensão-deformação existentes no material.

Podendo-se abordar o estudo tensão-deformação tendo como incógnita a tensão ou a deformação do conjunto, os pontos nodais são submetidos a uma ação conhecida (deslocamento ou força) e, considerando o meio contínuo e finito, são então calculadas as incógnitas (a ação não aplicada). O uso do deslocamento como dado de entrada é o mais utilizado dentro do meio geotécnico (BORN, 2015), uma vez que garante uma linearidade das deformações da estaca durante o desenvolvimento dos esforços e da interação solo-estaca, fazendo com que o modelo convirja mais facilmente.

O conjunto de elementos e pontos nodais é regido pela equação:

$$[\Delta R_G] = [K_G] \cdot [\Delta \delta_G] \quad (2.38)$$

tal que:  $[\Delta R_G]$  é o vetor de esforços ou força nodal global,  $[K_G]$  a matriz de rigidez global, e  $[\Delta \delta_G]$  o vetor incremental do deslocamento nodal global.

A equação também é válida para representar a relação de cada elemento para com suas propriedades e comportamento e, a partir das equações principais, torna-se possível calcular as variáveis secundárias de tensão ( $\sigma$ ) e deformação ( $\epsilon$ ) internas ao elemento.

Caso as constantes elásticas sejam dependentes dos deslocamentos  $\delta$ , o comportamento tensão-deformação é considerado não linear, sendo necessário o uso de métodos numéricos que desdobrem essa linearidade ou sejam resolvidos de forma iterativa.

Como solução para lidar com a continuidade e o comportamento não linear do solo, é possível modelá-lo por meio de elementos finitos em duas ou três dimensões. Para problemas de carregamento transversal, entretanto, não é possível utilizar soluções de axissimetria. O modelo tridimensional aparece como o mais indicado e utilizado, uma vez que permite uma análise mais realista das cunhas de ruptura.

A partir desse método, torna-se possível calcular tanto as deformações momentâneas quanto a resistência lateral última a ser resistida pelo conjunto solo-estaca. Os deslocamentos e tensões gerados na estaca podem ser resolvidos a partir da equação clássica da flexão da viga (Método de Winkler) acrescida da metodologia das curvas p-y, e de diversos métodos numéricos desenvolvidos até então para essa finalidade.

Embora a abordagem de elementos finitos proporcione resultados abrangentes, é necessário considerável gasto computacional e tempo de modelagem, e sua acurácia é altamente dependente do modelo constitutivo utilizado para o solo, da calibração e dos parâmetros adotados no modelo para o conjunto solo-estaca (DFI, 2013).

*Softwares* como ABAQUS, FLAC e PLAXIS são alguns dos utilizados no meio geotécnico e acadêmico para solucionar problemas de carregamento lateral em estacas a partir de métodos numéricos (DFI, 2013).

## 2.6 MODELOS FÍSICOS E ANÁLISE DIMENSIONAL

Embora provas de carga horizontais e instrumentadas em campo tenham produzido resultados válidos para a compreensão e análise da interação solo-estrutura, esses ensaios tendem a ser usualmente custosos, e os resultados existentes aparecem limitados a certas propriedades e características de conjunto (SU; ZHOU, 2015). Como alternativa, ensaios em escala reduzida permitem uma extensiva investigação dos parâmetros do sistema, como comprimento útil, densidade do solo, condições de contorno (...), além de questões relacionadas a estacas em grupo, como o espaçamento e número adequado de elementos estruturais.

Assim, modelos físicos em centrífuga e em campos de aceleração igual à gravidade ( $1 \times g$ ) têm sido utilizados a fim de investigar a interação solo-estrutura sob diferentes condições.

A maioria dos modelos físicos tende a ser construída com escalas muito inferiores as reais, de modo a obterem-se informações mais rápidas e com um maior controle das condições de contorno e dos detalhes de ensaio do que seria em escala real (WOOD *et al.*, 2002).

Porém, a similitude entre modelo e protótipo só ocorrerá, segundo Motta (1972), quando condições de semelhança relativas à geometria, às forças atuantes e ao comportamento dos materiais forem respeitadas.

Desta forma, a elaboração de um modelo físico deve se basear nos axiomas da análise dimensional e no princípio de homogeneidade dimensional, o qual afirma que “toda equação que exprima uma lei física ou descreva um processo físico deve ser homogênea relativamente a cada grandeza” (CARNEIRO, L. F., 1993, p.1).

Para isso, dividem-se as grandezas dimensionais em independentes (básicas/fundamentais) e derivadas. As grandezas fundamentais são: o comprimento L, a massa M, o tempo T e a Temperatura  $\Theta$ , essa última nem sempre necessária. As grandezas derivadas, de outra forma, são todas aquelas subordinadas às unidades básicas, e podem ser escritas em função delas nas chamadas fórmulas dimensionais:

$$[x] = L^{\alpha L} M^{\beta M} T^{\gamma T} \quad (2.39)$$

onde  $\alpha L$ ,  $\beta M$  e  $\gamma T$  representam os expoentes da grandeza  $x$  na base LMT.

De acordo com Carneiro (1993), as equações dimensionais devem continuar válidas ao se substituir um sistema de unidades por outro, uma vez que as leis e processos físicos independem das grandezas básicas adotadas.

Tendo como base o princípio da homogeneidade dimensional, é possível ainda reduzir uma equação de  $n$  parâmetros em uma equação com  $n - r$  grupos adimensionais e independentes entre si, sendo  $r$  o número de grandezas básicas e independentes estritamente necessárias para descrever o processo. A cada relação possível, existirá uma expressão adimensional denominada de número  $\Pi$ .

Essa expressão pode ser obtida a partir do Teorema de Buckingham ou utilizando o método de Rayleigh (KAVITHA *et al.*, 2017). Ambos os métodos proporcionam a mesma relação entre as variáveis físicas, e asseguram o aspecto quantitativo da semelhança entre protótipo e modelo.

### 2.6.1 Análise dimensional para casos de carregamento lateral em estacas

Para casos de estacas individuais submetidas a carregamentos transversais, LeBlanc *et al.* (2010) afirmam que os parâmetros regentes do problema devem considerar a geometria da estaca, as propriedades do material da estaca e do solo, a carga aplicada e a rotação e o deslocamento lateral gerados no elemento, a partir de uma relação de rigidez elástica.

De acordo com Caliendo e Anderson (1996) e Kavitha *et al.* (2017), podem ser numeradas como principais variáveis físicas envolvidas para o problema de interação solo-estaca: a deflexão da estaca  $y$  [L]; a profundidade de análise,  $z$  [L], o carregamento lateral aplicado  $H$  [F]; o diâmetro externo do elemento estrutural  $D$  [L]; o comprimento útil da estaca  $L_{\text{útil}}$  [L], ou seja, o comprimento abaixo do nível do terreno; a altura de aplicação da carga acima do nível do terreno (altura livre)  $h$  [L]; a rigidez flexural da estaca  $E_p I_p$  [FL<sup>2</sup>]; a constante do coeficiente de reação horizontal do solo,  $n_h$  [FL<sup>-4</sup>]; a resistência cisalhante não drenada do solo  $S_u$  [FL<sup>-2</sup>] para solos coesivos; e a tensão vertical efetiva do solo  $\sigma'_{vi}$  [FL<sup>-2</sup>] no caso de solos friccionais.

Aplicando o teorema de Buckingham, o problema de carregamento lateral para o caso de solos friccionais considerando as variáveis acima descritas pode ser definido como função de números adimensionais, na forma:

$$\frac{y}{D} = f\left(\frac{z}{D}, \frac{HD^2}{E_p I_p}, \frac{L_{\text{útil}}}{D}, \frac{h}{D}, \frac{D}{T}, \frac{\sigma'_{vi} D^4}{E_p I_p}\right) \quad (2.40)$$

sendo  $T$  o fator de rigidez do conjunto solo-estaca para solos granulares definido pela equação (2.2), função de  $n_h$ .

Como será confirmado no decorrer deste trabalho, a relação  $D/T$  será o adimensional que governa o problema de carregamento transversal das estacas assentes sobre solos arenosos respectivas ao estudo, associado à tensão vertical e ao módulo de deformabilidade do solo.

Após estabelecerem-se as dependências e regências do modelo, a análise dimensional segue definindo-se os fatores de escala do problema, ou seja, a proporção entre uma determinada propriedade observada no modelo e a sua reprodução no protótipo.

Diversos autores trouxeram trabalhos discutindo os principais fatores de escala para modelos genéricos e geotécnicos. Segundo Wood *et al.* (2002), quatro são certamente requeridos para a análise geral do comportamento do solo: o fator comprimento ( $\lambda_l$ ), o fator densidade ( $\lambda_\rho$ ), o fator rigidez ( $\lambda_G$ ), e o fator aceleração ( $\lambda_g$ ).

Segundo Wood *et al.* (2002), para um problema com todas as variáveis semelhantes, o fator da aceleração  $\lambda_g$  deve ser fixado obrigatoriamente de acordo com o campo de aceleração do modelo utilizado: centrífuga ou  $1x g$ . Contudo, a gravidade pode ser um fator não preponderante para a análise de algumas situações, e admite-se, em alguns casos, ficar essa fora de escala sem gerar maiores erros ao problema.

Outros fatores de escala são então deduzidos dos principais a partir da análise dimensional e das relações de dependência, como é o caso dos fatores de tensão, deformação e deslocamento.

Fixando como fatores principais o comprimento, a densidade e a rigidez do elemento estrutural, torna-se possível a independência da espessura  $t$  da parede da estaca e, conseqüentemente, o momento de inércia  $I_p$  de sua seção transversal. Com isso, é possível variar a espessura da parede a fim de controlar a rigidez  $E_p I_p$  do modelo.

Esse controle também pode ser feito alterando-se o módulo de elasticidade do elemento estrutural. Todavia, um baixo módulo  $E_p$  também reduz a resistência ao escoamento do material e sua estabilidade contra rupturas (CALIENDO; ANDERSON, 1996)

O fator rigidez do solo,  $G$  (de certo modo também representado no problema de carregamento lateral como o módulo de reação horizontal do solo,  $K_h$ ), é trazido como independente dos

demais fatores em algumas análises dimensionais, considerando-se uma relação não linear entre a rigidez  $G$  e a pressão horizontal atuante no solo (WOOD *et al.*, 2002).

Para a análise da estaca como elemento único, de outra forma, a similitude entre rigidez e respostas como momentos fletores e curvaturas é verificada, mesmo que para comportamentos não lineares (HAMADA; TSUCHIY, 2004).

Para este trabalho a abordagem da análise dimensional seguirá a linearidade entre rigidez e nível de tensões do solo proposta a partir da Hipótese de Winkler.

### 2.6.2 Efeitos de escala e o problema de uma estaca sob carregamento transversal

Além das leis de análise dimensional, Taylor (1995) descreve também como questão chave para o êxito de uma modelagem física os erros derivados de efeitos devido à escala reduzida, quando não se consegue reproduzir de forma fiel o comportamento do protótipo.

De acordo com Wood *et al.* (2002), uma impossibilidade de equivalência plena é corriqueira em casos geotécnicos, principalmente, segundo Arshad e O'Kelly (2014), para problemas de estruturas *offshore*, que apresentam interações solo-estrutura concomitantes aos mais diversos carregamentos.

Nestes casos, podem ser caracterizados modelos distorcidos, quando são adotadas escalas diferentes para grandezas de mesma expressão dimensional, mas que ao mesmo tempo mantêm a similitude de primeira ordem. Estes modelos são necessários quando uma escala equivalente implicaria em imprecisões na medição dos resultados, em mudança do comportamento físico do problema, ou ainda, na modificação da lei morfológica que rege o protótipo (MOTTA, 1972).

Conforme o mesmo autor, alguns modelos reduzidos apresentam ainda erros intrínsecos, quando nem todas as variáveis podem ser controladas. Outra possibilidade ocorre quando forças muitas vezes pouco influentes ou aspectos que não sejam totalmente desprezíveis afetam as forças preponderantes de um modelo, acarretando certo erro. Esses erros obtidos em consequência da impossibilidade da semelhança simultânea de todas as forças são então classificados como efeitos de escala, e cabe ao pesquisador ter conhecimento desses efeitos e buscar alternativas para evitá-los ou considerá-los adequadamente na análise final do problema.

Como principais influências e cuidados para uma adequada análise da interação solo-estrutura de modelos geotécnicos em centrífuga catalogadas por Garnier *et al.* (2007), encontram-se: leis fundamentais de estática e fatores de escala do tempo; taxa de carregamento; efeitos devido ao tamanho do grão; efeitos de escala provenientes da mecânica do meio contínuo; distribuição da densidade e tensão ao longo do perfil; condições não saturadas; condições dinâmicas, fluxo do fluido em amostras saturadas (...) e até o processo de erosão e sedimentação do solo.

#### 2.6.2.1 Efeitos devido ao tamanho da partícula de solo

Para o caso específico de solos ou sedimentos, os diâmetros das partículas normalmente permanecem constantes entre protótipo e modelo, uma vez que sua modificação alteraria a lei de regência de cada tipo de solo. Segundo Garnier e König (1998 *apud* RAKOTONINDRIANA *et al.*, 2010), a redução do diâmetro da estaca quando comparada ao diâmetro do grão gera o aumento da resistência do modelo para uma mesma tensão de compressão observada em campo, gerando o que se denomina de efeito de escala devido ao tamanho do grão. Consequentemente, também será observado um maior atrito face-face no modelo físico.

Arshad e O’Kelly (2014) confirmaram que a distorção da análise dimensional devido ao tamanho do grão pode introduzir forças indesejadas no sistema, a não ser que uma certa razão mínima entre a dimensão média do grão ( $d_{50}$ ) e a dimensão característica (diâmetro da estaca,  $D$ ) seja mantida, uma vez que, quanto maior a razão  $D/d_{50}$ , mais próximo o modelo está do real.

De acordo com a catalogação de Garnier *et al.* (2007), esses efeitos devido ao tamanho do grão passam a não ser significativos para casos de carregamento lateral quando:

$$\frac{D}{d_{50}} > 44 \text{ (Nunez et al.}^{10}\text{ ) ou } 60 \text{ (Remaud}^{11}\text{ )} \quad (2.41)$$

Para casos mais genéricos da geotecnia, de acordo com Rakotonindriana *et al.* (2010), aparecem ainda razões superiores à 250 (Balachowski<sup>12</sup>), 100 (Garnier e König<sup>13</sup>) e 50 (Fioravante<sup>14</sup>). Esses valores variam conforme o tipo e compacidade do solo.

Para estudos de penetração com CPT em solos não coesivos e uso de centrífugas, Bolton *et al.*

<sup>10</sup>Nunez, I. L. *et al.* Driving and tension loading of piles in sand on a centrifuge. In: Centrifuge. 1988. p. 353-362.

<sup>11</sup>Remaud, D. Pieux sous charges latérales: étude expérimentale de l’effet de groupe. These de doctorat (genie civil), 1999.

<sup>12</sup>Balachowski, L. Différents aspects de la modélisation physique du comportement des pieux: Chambre d’Etalonnage et Centrifugeuse. 1995. Tese de Doutorado. Grenoble INPG, 1995.

<sup>13</sup>Garnier, J. and König, D. Scale effects in piles and nail loading tests in sand. In: Proceedings International Conference Centrifuge. vol. 1, Tokyo, 1998. p. 205-210.

<sup>14</sup>Fioravante, V. On the shaft friction modelling of non-displacement piles in sand. Soils and foundations, v. 42, n. 2, p. 23-33, 2002.

(1999) encontraram razões  $B/d_{50}$  entre 28 e 90 para areias densas, e Balachowski (2007) verificou que essa razão pode ser reduzida para solos arenosos de menor compactidade.

Teoricamente, se não há efeitos de escala devido ao tamanho do grão, o valor da tensão de resistência do solo será o mesmo entre modelo e protótipo, considerando as conversões necessárias para a correta análise dimensional (RAKOTONINDRIANA *et al.*, 2010).

Entretanto, outros efeitos da escala reduzida afetam as tensões do material geotécnico modelado.

#### 2.6.2.2 Efeitos devido ao nível de tensões do solo

As leis constitutivas descrevem o comportamento tensão-deformação do solo como dependente do nível de tensões, o que implica para condições  $1 \times g$  que pontos homólogos do solo junto ao modelo podem apresentar respostas de deformação diferentes ao protótipo.

No caso de areias, a resposta tensão-deformação das estruturas é governada, além de outros fatores, pela magnitude da pressão confinante efetiva. Segundo LeBlanc *et al.* (2010), o nível de tensões isotrópicas alcançada em ensaios de laboratório é pequeno, resultando em maiores ângulos de atrito ao mesmo tempo em que menores rigidezes cisalhantes em comparação a ensaios em escala real, uma vez que a envoltória de ruptura desse maciço tende a uma não linearidade mais expressiva em sua parcela inicial.

Bolton (1986), ao analisar a resistência e dilatância de areias em diversos modos de cisalhamento, densidades relativas ( $D_r$ ) e níveis de tensão ( $p'$ ), reforça a dependência do ângulo de atrito máximo  $\phi'_{m\acute{a}x}$  de um solo arenoso para com essas variáveis, e os relaciona conforme a equação (2.42), sendo o coeficiente  $A$  representativo da forma de cisalhamento aplicado, e o coeficiente  $Q$  função da mineralogia do grão.

$$\phi'_{m\acute{a}x} = \phi'_{cv} + A[D_r(Q - \ln p') - 1] \quad (2.42)$$

A relação inversamente proporcional entre a tensão efetiva média ( $p'$ ) e o ângulo de atrito mobilizado  $\phi'_m$  pode ser verificada na Figura 2.22.

Lau e Bolton (2011), ao analisarem a variação de tensões e ângulos de atrito de solos friccionais densos por análises numéricas e ensaios em modelagem reduzida, verificaram uma perda de  $7^\circ$  no ângulo de atrito para cada acréscimo da tensão média  $p'$  em 10 vezes. Ainda, os autores

assumem que solos mais fofos, por estarem mais próximos ao estado crítico, tendem a apresentar uma menor sensibilidade aos efeitos devido à variação do nível de tensão.

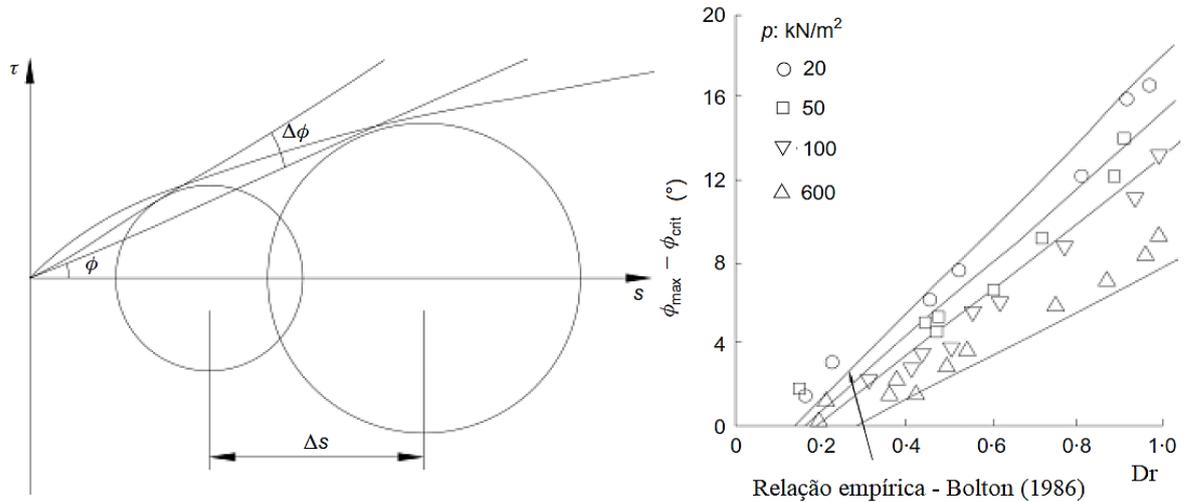


Figura 2.22: dependências entre o nível de tensões e o ângulo de atrito de solos arenosos: (a) círculo de Mohr típico para areias (LAU; BOLTON, 2011); (b) relação empírica de Bolton para dados de ensaios triaxiais da areia de Berlin (Adaptado de DE BEER, 1965).

Assim, modelos físicos em condições de aceleração natural ( $1 \times g$ ) em solos arenosos devem ser expostos a menores densidades relativas do que as observadas junto ao protótipo, como forma de tentar reproduzir um mesmo ângulo de atrito e levar em conta a dilatação do solo. (LEBLANC *et al.*, 2010). Ainda, a análise da envoltória de ruptura do material deve ser analisada para as tensões esperadas no ensaio, de forma a estimar o ângulo de atrito a ser de fato considerado.

Para a análise de resistência cisalhante não drenada  $Su$  de solos coesivos, de outra forma, Corté *et al.* (1991 *apud* GARNIER *et al.*, 2007) mostraram que, para uma faixa de gravidades de  $1 \times g$  à  $100 \times g$ , a aceleração da gravidade não tem influência, pois a resistência varia proporcionalmente à tensão vertical.

### 2.6.2.3 Efeitos de borda

A zona de influência devido ao confinamento do solo ao longo do fuste durante sua instalação e mobilização por carregamento lateral também são pertinentes a efeitos denominados efeitos de borda.

De acordo com Corrêa (2016), deve-se ter um cuidado em relação à distância entre o fuste e a parede lateral interna do tanque, bem como entre a ponta e a superfície inferior da estrutura do modelo, de modo a respeitar a distância influente a esse confinamento do solo.

Para os efeitos das bordas laterais do tanque durante o carregamento de estacas em modelagem reduzida, as zonas de influência observadas a partir do centro da estaca variam entre: seis vezes o diâmetro da estaca (6D, MEYERHOF, 1959 *apud* CORRÊA, 2016); e 10 diâmetros (BOLTON *et al.*, 1999). Outros estudos trouxeram valores como 8D (KISHIDA, 1963) e 8,5D (DAVIE; SUTHERLAND, 1978; RAO *et al.*, 1996; *apud* ARSHAD; O'KELLY, 2014).

Para as condições de contorno inferiores, de outra forma, Caliendo e Anderson (1996) trazem como solução garantir que a ponta da estaca-modelo não esteja situada a menos do que três vezes o seu diâmetro (3D) da base do tanque. Robinsky e Morrison (1964) já alteram essa altura livre para uma faixa entre 3D e 4,5D para solos arenosos medianamente densos, e 2,5D a 3,5D para solos arenosos de baixa compactação.

#### 2.6.2.4 *Efeitos de rugosidade*

Outro fator de influência na análise do comportamento solo-estaca é a rugosidade das superfícies do modelo (tanque) e da própria estaca.

Uma das influências da rugosidade da face da estaca se dá para com a espessura da zona do solo ao redor do elemento estrutural a qual controla a mobilização e o valor final da resistência devido ao atrito do conjunto. Para solos arenosos, segundo a revisão de trabalhos analisada por Fioravante e Giretti (2010), essa espessura pode variar entre 2 a 5 vezes a dimensão média do grão ( $d_{50}$ ) para estacas lisas, e até 10 a 15  $d_{50}$  para estacas de superfície áspera.

Desta maneira, a instalação da estaca e a rugosidade relativa da interface solo-estrutura interferirão no comportamento do solo, de modo a dilatá-lo ou contraí-lo como resultado da imposição de cargas (FIORAVANTE; GIRETTI, 2010).

Outro efeito gerado no sistema devido à rugosidade se dá devido ao atrito solo-paredes do tanque. Corrêa (2016) sugere que esse atrito lateral pode ser reduzido lubrificando-se as paredes rígidas com uma graxa resistente à água, no caso de ensaios com solos coesivos. Para solos arenosos, o autor indica o uso de uma folha de acetato ou látex entre a massa de solo e a parede do tanque. O autor reforça ainda a importância de uma superfície-base plana, rígida e uniforme de modo que evite perturbações durante a preparação, montagem e execução dos ensaios.

#### 2.6.2.5 Efeitos devido à rigidez da estaca

A possível alteração do material do modelo a fim de alcançar um fator de rigidez EI adequado ao estudo acaba por influenciar nas propriedades de resistência última do elemento estrutural. Nestes casos, pode ocorrer com que, a grandes deformações, o comportamento reproduzido no modelo seja distinto do que seria visualizado junto ao protótipo, gerando um erro devido a efeitos de escala. Para isso, torna-se importante conhecer a calibrar o comportamento da curvatura do elemento estrutural para com os deslocamentos aplicados, procurando materiais que apresentem comportamento semelhante ao esperado pelo protótipo.

#### 2.6.2.6 Efeitos devido à reconstituição do solo junto ao tanque

A reconstituição de solos granulares junto ao tanque do modelo também aparece como fonte para efeitos e possíveis erros de análise, uma vez que precisam representar adequadamente as propriedades impostas em campo, ou então, reproduzir a homogeneidade de um estrato a fim de se retirarem parâmetros e conclusões contundentes.

A fim de reconstruir as amostras de areia em um modelo de laboratório, inúmeros métodos foram desenvolvidos, dentre eles, aparecem a vibração, compactação e a pluviação. Segundo Khari *et al* (2013), o preparo das amostras por meio de pluviação garante uma amostra com densidade homogênea ao longo do tanque de ensaio. Já a técnica de compactação promove uma densidade não uniforme junto ao modelo.

Devido ao interesse de serem representadas densidades relativas homogêneas representativas a cada camada de solo, a maioria dos ensaios e modelos busca a utilização da pluviação como meio de preparo das amostras junto ao tanque.

A partir de uma reconstituição por pluviação, aparecem efeitos devido à intensidade de deposição do solo e à altura de queda, as quais influenciam significativamente a densidade relativa final do tanque (TABAROEI *et al.*, 2017).

Choi *et al.* (2010 *apud* TABAROEI *et al.*, 2017), Gade e Dasaka (2015) e diversos outros autores reforçam ainda a influência da uniformidade da chuva de areia, a porosidade do sistema de difusão e peneiras, a técnica de abertura e o espaço livre para a pluviação ocorrer.

Segundo Choi *et al.* (2010 *apud* TABAROEI *et al.*, 2017), a altura de queda (HF) representa a distância entre a superfície final da areia junto ao tanque e o ponto mais baixo em que esta é pluviada.

Estudos realizados por Vaid e Negussey (1988 *apud* TABAROEI *et al.*, 2017) demonstram que o impacto da velocidade das partículas aumenta de forma não linear com o aumento da altura de queda, até que uma velocidade crítica seja encontrada. A esta velocidade, então, um acréscimo da altura de queda não mais afetará a densidade relativa do solo reconstituído. Os autores também trazem a influência do aumento da dimensão do grão, que cresce de forma quase linear à magnitude dessa velocidade crítica.

Tabaroei *et al.* (2017) verificaram uma variação significativa da densidade relativa (*Dr*) para baixas alturas de queda de ensaio, enquanto os efeitos de variação da *Dr* se mostraram irrelevantes para alturas de queda superiores à 600mm.

Khari *et al.* (2013, 2014) garantiram o alcance da velocidade crítica em seus ensaios fazendo uso de uma altura de queda constante de 700mm acima do nível da superfície final do solo.

A intensidade de deposição do solo (DI), de outra forma, representa a massa de solo que cai junto ao tanque por unidade de área e de tempo, e é controlada, segundo Lo Presti *et al.* (1992) pela área efetiva de abertura proposta pelo equipamento de pluviação.

Segundo Gade e Dasaka (2015), para uma certa altura de queda HF, a elevados valores de DI, o volume da areia que deixa o equipamento de pluviação é muito maior, aumentando a chance com que as partículas do solo colidam umas com as outras antes de se depositarem no tanque. Para baixos valores de intensidade de deposição, de forma oposta, as partículas caem livremente, com uma interferência mínima, conseguindo atingir a velocidade crítica e alcançando densidades muito superiores (VAID; NEGUSSEY, 1988 *apud* TABAROEI *et al.*, 2017).

Assim sendo, a altura de queda (HF) e a intensidade de deposição (DI) influenciam a densidade relativa de um solo arenoso reconstituído de formas opostas: Quanto maior a altura de queda e menor a intensidade de deposição, maior a compactação obtida pela pluviação.

Garnier (2001 *apud* GARNIER *et al.*, 2007) reforça ainda que, utilizando técnicas e equipamentos adequados, a pluviação de areias permite uma uniformidade tal qual a variação do peso específico seco pode variar menos do que  $\pm 0.5\%$ , ou  $\pm 0.1 \text{ kN/m}^3$ .

### 2.6.2.7 Comparação entre modelos físicos em centrífugas geotécnicas e em campo de aceleração igual à gravidade

Existem diversas discussões a respeito da representatividade dos resultados obtidos por modelos de laboratório que utilizam a aceleração do modelo igual à aceleração do protótipo ( $1 \times g$ ), quando comparados à modelos em centrífugas ( $N \times g$ ).

Para Wood et al. (2002), há três vantagens do modelo  $1 \times g$ : a primeira se dá com o controle e boa definição das condições de contorno, proporcionando dados confiáveis para alimentar modelos numéricos e retro-análises; a segunda é referente à liberdade de escala do modelo, permitindo ensaios limitados apenas pelo espaço do ambiente e das condições de carga. Assim, o grau de extrapolação necessário para soluções numéricas pode ser baixo, e efeitos indesejáveis associados ao uso de pequenas escalas podem ser evitados; por fim, por permitir grandes modelos, o espaço disponível para os atuadores e a instrumentação também é facilitado, possibilitando carregamentos mais constantes e facilmente controlados, distúrbios dos equipamentos menos influentes e observações do comportamento do conjunto ao longo da aplicação da carga (ou deslocamento) mais palpáveis.

Como crítica ao modelo com campo de aceleração natural, os autores questionam a validade dos resultados extrapolados para respostas do conjunto submetido a carregamentos não monotônicos. De acordo com Crewe (1998 *apud* WOOD et al., 2002), os movimentos impostos em ensaios  $1 \times g$  não conseguem, a primeira instância, reproduzir movimentos de sismos reais, um dos principais objetivos ao utilizarem-se modelos físicos para análise de cargas horizontais.

De acordo com Hamada e Tsuchiy (2004) e conforme já expresso anteriormente, o campo gravitacional de  $1 \times g$  também não é capaz de reproduzir as altas pressões geradas no solo em escala real. Para Basack (2010), a necessidade de recriar o gradiente de tensões *in situ* e o histórico de tensões do solo real é crucial para representar todas as condições do protótipo submetido a carregamento lateral, principalmente nos primeiros metros de profundidade.

Assim, o instrumento ideal para conduzir esse tipo de ensaio em escala reduzida seria uma centrífuga geotécnica, na qual é possível reproduzir acelerações várias vezes superiores à gravidade  $g$ . Entretanto, por falta dessas facilidades em laboratório, modelos em aceleração natural são conduzidos por inúmeros pesquisadores, como Purkayastha e Meyerhof, Narasimha Rao et al., e Douri & Poulos (BASACK, 2010).

Contudo, a modelagem em centrífuga geotécnica também traz críticas: de acordo com Basack (2010), o campo de aceleração é variável radialmente, embora os erros comparados à aceleração uniforme do protótipo sejam facilmente calculados e minimizados. Corrêa (2016) cita ainda a dificuldade de representar todos os detalhes do protótipo, uma vez que a escala do modelo tende a ser limitada a pequenos valores.

Embora ambas as formas de modelagem física tragam possíveis erros na comparação com o protótipo, é claramente importante ter conhecimento das limitações e efeitos de cada modelagem. Com isso, torna-se possível evitar ou considerar esses erros com fatores corretivos durante a análise final, favorecendo resultados semelhantes e representativos do modelo em escala real.

### 3 PROGRAMA E METODOLOGIA DE PESQUISA

Tendo o conhecimento da não linearidade do problema de carregamento lateral em estacas, bem como da limitação da estimativa e análise da resistência lateral em areias, procurou-se, nessa dissertação, dar início à análise da interação solo-estaca em solos granulares.

Para isso, o programa de pesquisa foi concebido de modo a revisar, compreender e verificar as principais metodologias utilizadas no meio geotécnico para este âmbito, fazendo-se uso de modelos na forma analítica e numérica. Estes estudos são então aplicados em conjunto à modelagem física de estacas modelo em laboratório, como forma de fortalecer conceitos e embasar os estudos que darão continuidade a este projeto.

Para se alcançar o objetivo geral, a pesquisa foi dividida em duas fases, precedidas da devida compreensão dos métodos e parâmetros de interesse, domínio do *softwares* utilizados e implementação e verificação dos modelos analíticos e numéricos (Apêndice A):

**Fase 1** – Validação dos modelos analíticos e numéricos, a partir da aferição com casos reais de provas de carga em estacas carregadas lateralmente, assentes em solo predominantemente arenoso;

**Fase 2** – Estimativa do comportamento tensão-deflexão de estacas rígidas em modelos reduzidos em laboratório, subdividida em quatro etapas:

- A) definição das condições de ensaio para modelagem física, abrangendo:
  - a. resolução do atuador e da instrumentação (capacidade e sensibilidade);
  - b. escala (tamanho do modelo);
  - c. material utilizado para representar estaca-modelo (devido à rigidez necessária ao modelo conforme escala definida);
  - d. forma de reconstituição e definição da densidade do solo;
  - e. espaço e condições de contorno (dimensões da câmara de calibração).
  
- B) preparo e execução de ensaios de carregamento lateral monotônico em quatro estacas predominantemente rígidas com diâmetro constante, incluindo duas variações do comprimento útil, em condição medianamente compacta e seca;

- C) execução de ensaio de carregamento lateral cíclico completo (processo de carga-descarga realizado para dois lados diametralmente opostos ao centro da estaca), em duas das quatro estacas previamente ensaiadas, com diâmetro constante e dois comprimentos;
- D) análise dos resultados dos ensaios físicos para calibração do modelo e compreensão do comportamento tensão-deformação do respectivo conjunto solo-estaca.

Buscando iniciar a análise do problema de carregamento lateral para os conjuntos solo-estaca existentes no Campo Experimental de Araquari (Araquari, SC), foi considerado como protótipo para a modelagem física a estaca executada em hélice contínua, com 23 metros de profundidade útil e diâmetro de 0,80 metros, a ser ensaiada futuramente em campo e melhor explicitada no capítulo 5.

Como forma de retirar da análise a influência da variação da deflexão da estaca com a profundidade, foram utilizados materiais com comportamento estrutural predominantemente rígido, não mantendo a rigidez flexural  $E_p I_p$  do protótipo equivalente em modelo.

Sendo as estacas rígidas, a ruptura considerada em todos os modelos foi geotécnica, pois a estaca está, em teoria, trabalhando em comportamento puramente elástico. Ou seja, as cargas transversais impostas pelo sistema serão suportadas pelo material e rigidez da fundação até o fim do ensaio. Assim, o comportamento da estaca é representado como puramente elástico e linear, com rigidez constante durante a aplicação de cargas e deslocamentos.

Para a verificação dos modelos computacionais, a ruptura geotécnica foi considerada ao atingir-se um deslocamento da estaca no ponto de aplicação de carga equivalente à 3% do seu diâmetro. Esse limite aproxima-se daquele proposto pela norma NBR 6122 (ABNT, 2010) para provas de carga axiais e pelo deslocamento último adotado por Reese *et al.* (1974) em sua metodologia para curvas p-y, sendo comumente referenciado e utilizado na literatura geotécnica respectiva ao tema (LAUTENSCHLAGER; 2010; FARO; 2014; BORN, 2015).

Para as fases de validação de casos reais e dos ensaios em modelagem reduzida, os limites geotécnicos utilizados foram os propostos por:

- NBR 6122 (ABNT, 2010), sendo o limite de deslocamentos aceitáveis para o topo da estaca definido para provas de carga axiais, tal qual  $y_{t,u}=3,33\%$  do diâmetro  $D$  do elemento estrutural, acrescidos da parcela de encurtamento elástico;

- Código inglês BS 8004 (BSI, 2015), Eurocode 7 e código de práticas RP2A-WSD (API, 2002), os quais sugerem como deslocamento último, para carregamentos laterais em estacas, o total de  $y_{t,u}=10\%D$ ;

É importante reportar que não existem normas brasileiras que orientem a execução de carregamentos transversais em fundações profundas, sendo utilizados na prática as diretrizes de códigos e referências internacionais, e, em muitos casos, diretrizes definidas para provas de carga axiais, mesmo que apresentem comportamentos distintos

Os parâmetros geométricos básicos considerados para todos os modelos são resumidos na Figura 3.1. Os pontos principais de análise referentes ao deslocamento do sistema também são representados.

Todos os modelos foram implementados considerando o elemento estrutural com condição de topo livre, e as tensões e esforços observados na interface solo-estaca.

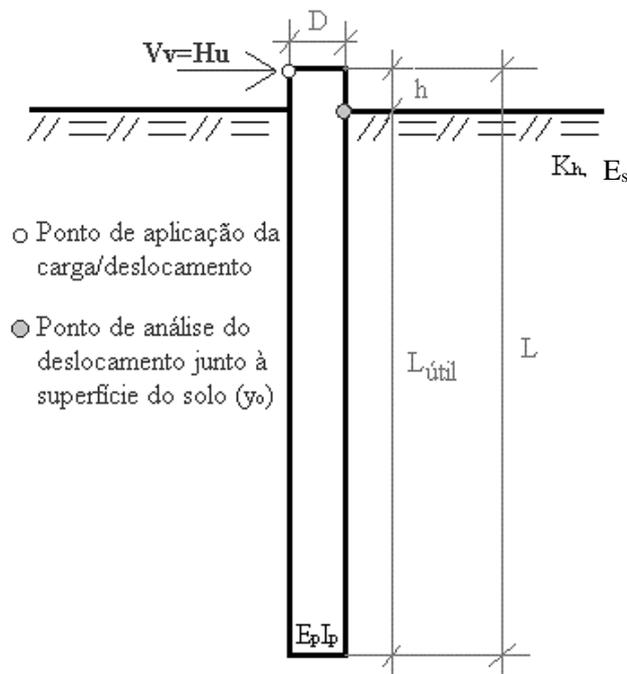


Figura 3.1: parâmetros geométricos adotados para o conjunto solo-estaca para aplicação de carregamento lateral  $V_v$ .

$D$  – diâmetro equivalente à seção circular,  $L$ ;

$L$  – comprimento total da estaca,  $L$ ;

$L_{\text{útil}}$  – comprimento da estaca situado abaixo no nível do terreno,  $L$ ;

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

$H$  – carga horizontal aplicada no ponto  $h$  acima da superfície do solo, em F;

$E_p$  – módulo de elasticidade flexural do elemento estrutural, em FL<sup>-2</sup>;

$I_p$  – momento de inércia do elemento estrutural, L<sup>4</sup>;

$K_h$  – módulo de reação horizontal do solo, FL<sup>-2</sup>

\*para a modelagem numérica, o módulo de reação horizontal do solo não é utilizado como variável de entrada, substituído pelo módulo de elasticidade flexural do maciço,  $E_s$ .

### 3.1 MODELOS ANALÍTICOS

Os seguintes métodos foram usados na modelagem de estacas submetidas a carregamento lateral: Métodos das Diferenças Finitas Centrais, Curvas p-y de acordo com o API, Método dos Elementos Finitos, Análise limite e Método dos Deslocamentos, e a Hipótese de Winkler.

Para isso, foram utilizadas duas metodologias desenvolvidas no grupo de pesquisa do PPGECC-UFRGS: a primeira, inicialmente elaborada por Mantarás (2015) no *software* Microsoft Excel®, considera o Método das Diferenças Finitas e a teoria das curvas p-y verificadas pelo API (2002, 2014) associada à Hipótese de Winkler. A segunda metodologia foi implementada inicialmente por Rocha (2014), no *software* MATLAB®, levando em consideração o Método dos Elementos Finitos para o comportamento da estaca, o uso da análise limite para o comportamento do solo e a hipótese de Winkler e o Método dos Deslocamentos para a representação da interação entre solo e elemento estrutural.

Ambas as metodologias buscaram considerar os efeitos tridimensionais do bulbo de tensões, adotando o critério sugerido pelo API (2002, 2014) para o cálculo da resistência última do solo.

Os modelos foram aprimorados durante o desenvolver da dissertação, de modo a melhor se ajustarem aos parâmetros de entrada e às atualizações normativas, e possibilitarem a representação de um problema de carregamento lateral em estacas. Como principal diferença entre eles, está a representação do comportamento do solo, considerado elasto-plástico no modelo em diferenças finitas, e simplificado como elástico perfeitamente plástico no modelo dos métodos dos deslocamentos, com uso da análise limite.

### 3.1.1 Modelo em Diferenças Finitas

O modelo desenvolvido em Excel® combina o uso do Método das Diferenças Finitas Centrais, para o cálculo e iteração entre rigidez e tensões da estaca e a rigidez do solo, e a metodologia recomendada pelo API (2002) para o comportamento geotécnico durante a aplicação de carga lateral (curvas p-y) em acréscimo à Hipótese de Winkler.

Como forma de padronizar o modelo para diferentes comprimentos de estacas, todo elemento estrutural teve seu comprimento dividido em 20 partes (21 nós reais, i).

Uma vez que a subdivisão simplifica os pontos nodais ao longo da profundidade, o modelo considera a superfície do terreno como início da estaca. Ou seja, o comprimento total da estaca para o modelo é representado pelo seu comprimento útil. Neste nó atuarão a força horizontal  $V_v (H)$  aplicada no topo do elemento, uma possível carga vertical  $P_x$ , e um momento fletor  $M$ , cujo braço de alavanca se equivale à altura livre entre o ponto real de aplicação da carga e o nível adotado como zero.

O modelo-base considera como conhecida a força horizontal  $V_v (H)$ , e desenvolve o sistema para resolver a incógnita deslocamento ( $y$ ), embora permita conceitualmente a inversão destas variáveis e de todo o equacionamento do problema. Uma vez que a relação entre  $y$  e  $V_v (H)$  é de mútua dependência (Hipótese de Winkler e Curvas p-y), faz-se necessário o uso de iterações para convergência dos resultados.

Para os 21 nós reais mais 4 virtuais ( $n=25$ ), portanto, o modelo seguiu a relação:

$$[A][y] = [B] \quad (3.1)$$

[A] - matriz rigidez do sistema,  $n \times n$ ;

[y] - vetor deslocamentos de cada nó i, incógnita,  $n \times 1$

$$[y] = [A]^{-1}[B] \quad (3.2)$$

[A]<sup>-1</sup> – matriz inversa de [A],  $n \times n$ ;

[B] - vetor resultado das condições de contorno ou equilíbrio,  $n \times 1$ .

As condições de contorno e equilíbrio e a equação regente para cada nó da relação (3.1) são expressas na Tabela 3.1, e a resolução do problema é encontrada a partir da aplicação das Diferenças Finitas Centrais (item 2.5.3.1).

As condições de contorno adotadas foram idênticas para estacas de comportamento rígido e flexível, embora um estudo mais aprofundado e crítico sobre a real significância de momentos e cortantes na base inferior do elemento estrutural seja sugerido para trabalhos futuros.

Tabela 3.1: condições de contorno e equilíbrio para nós – Método das Diferenças Finitas (MDF) Centrais.

Nó (linha)	Condição de contorno/equilíbrio
$n-2$	$\Sigma F_h(Q)$ topo ( $n=0$ ) da estaca = Força $V_v$
$n-1$	$\Sigma M$ topo ( $n=0$ ) da estaca = $M_{topo}$
$0,i$	$E_p I_p \{dy^4/dx^4\} + P_x \{dy^2/dx^2\} + K_h y + W = 0$
$n+1$	$\Sigma M$ base ( $n=n$ ) da estaca = 0
$n+2$	$\Sigma V_v(Q)$ base ( $n=n$ ) da estaca = 0

Para o solo, o valor da resistência limite e atual para cada nó discretizado real foi calculado conforme recomendado pelo método do API (2002, 2014) e sumarizado na Tabela 2.7, e a rigidez  $K_h$  foi calculada de forma iterativa a partir do deslocamento nodal resultante, conforme relação proposta pela Hipótese de Winkler e expressa na equação (2.13).

Buscando melhor reproduzir os casos reais em solos arenosos com cimentação ou frações coesivas, quando necessário, a resistência limite do maciço estimada a partir do API para solos friccionais foi acrescida pela resistência sugerida pela mesma referência para solos coesivos, seguindo o proposto por Reese e Van Impe (2001).

O valor da constante do coeficiente horizontal  $n_h$  seguiu inicialmente o proposto pelo API, de acordo com o ângulo de atrito e a condição de inundação respectiva a cada nó discretizado, embora tenha sido ajustado durante a fase de validação e modelagem física para melhor representar os resultados reais. Possíveis diferenças entre os valores adotados e sugeridos pelo API serão discutidas nos capítulos de validação e resultados.

Assim, são parâmetros de entrada para o modelo em MDF: o comprimento útil  $L$ , o diâmetro  $D$ , a Rigidez Flexural  $E_p I_p$ , e a altura livre  $h$  do elemento estrutural; o nível freático  $z_w$  junto ao campo; o peso específico  $\gamma$ , o ângulo de atrito de pico efetivo  $\phi'$  e a coesão  $c'$  de cada camada do solo; e as ações de carga horizontal  $V_v(H)$  e vertical  $P_x$  atuantes no topo da estaca.

A partir do vetor resultado  $[y]$  e pelo uso das Diferenças Finitas Centrais como forma de derivação, tornou-se possível o cálculo dos momentos fletores, cortantes, rotações e da pressão lateral do solo atuantes em cada nó real ( $n$  0 a 20) discretizado para o conjunto.

Os esforços e deslocamentos referentes ao topo do elemento estrutural podem ser obtidos por interpolação dos resultados entre os nós reais e os nós imaginários superiores, ou extrapolados caso a altura livre da estaca seja superior à  $2L_{\text{útil}}/20$  (comprimento entre dois nós).

Para uso das Diferenças Finitas, a espessura do elemento estrutural é assumida como unitária, e os resultados obtidos já representam a resultante dos esforços ao longo de toda a sua seção transversal.

Cabe reforçar que o método recomendado pelo API (2002, 2014) foi criado tendo como base ensaios em plataformas *offshore* com topo livre,  $L/D > 20$  e diâmetros nominais inferiores à dois metros (YANG *et al.*, 2016).

### 3.1.2 Modelo pelo Método dos Deslocamentos

O Modelo para cálculo de estacas carregadas lateralmente implementado no software MATLAB® considerou a não linearidade do problema através da combinação entre a Hipótese de Winkler, elástica-linear, e uma análise limite, perfeitamente plástica. A relação constitutiva para o solo torna-se então elástica perfeitamente plástica, tal como ilustrado na Figura 3.2, considerando tensões e deslocamentos ativos (A), passivos (P) e neutros (N).

O modelo pelo Método dos Deslocamentos foi implementado para permitir a aplicação de carga ou deslocamento conhecido, criando-se *scripts* diferentes para cada situação. O uso de deformações controladas possibilita uma convergência mais rápida do problema, uma vez que o acréscimo de forças por iteração torna-se decrescente durante a imposição de deslocamentos, oposto ao que ocorre às deflexões no caso de carga como dado de entrada.

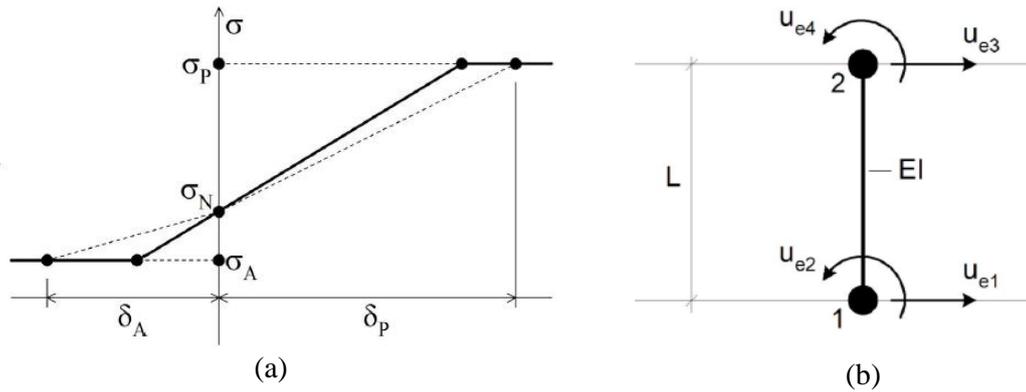


Figura 3.2: considerações do modelo pelo Método dos Deslocamentos: (a) modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico do solo, relacionados à Teoria de Rankine e à análise de equilíbrio limite; (b) representação da estaca por meio de elemento de viga, com dois graus de liberdade (ROCHA, 2014).

Para a correta implementação do modelo, é necessário fornecer como parâmetros de entrada: comprimento total da estaca,  $L$ ; diâmetro equivalente,  $D$ ; Momento de inércia  $I_p$ ; Módulo flexural  $E_p$ ; nível do lençol freático  $z_w$ ; número de iterações desejadas  $N$ ; e as propriedades do perfil geotécnico, por camada: cota de fundo  $z_s$ ; peso específico do solo  $\gamma$ , ângulo de atrito interno  $\phi$ , coesão  $c$  e os parâmetros  $k_0$  e  $k_1$  para calcular o horizontal  $k_h$ , além da carga ou deslocamento aplicado e sua posição respectiva (alterada junto ao *solver*).

O modelo representa a altura livre do conjunto, quando o caso, com uma camada inicial de propriedades nulas, iniciando o nível do terreno abaixo desta cota de fundo  $z_s(1)$ .

O coeficiente de reação horizontal do solo é então considerado conforme a simplificação da equação (2.17) sugerida por Reese e Cox (1968 *apud* REESE; VAN IMPE, 2011), adotando  $k_{h0}$  nulo e  $n$  unitário para solos arenosos. Uma vez que a altura livre da estaca também é representada pelo modelo, a profundidade de cálculo é tida como a diferença entre a base da estaca ( $z=L$ ) e o nível do terreno,  $z_s(1)$ .

$$k_h = k_{h0} + k_{h1}z^n \rightarrow k_h^{areias} = n_h[L - z_s(1)]^1 \quad (3.3)$$

O valor de  $k_{h1}$  representa, na realidade de solos arenosos, a constante do coeficiente de reação horizontal,  $n_h$ , e foi adotado de acordo com o sugerido pelos códigos do API (2002, 2014) e ajustado para cada caso real, procurando valores aproximados aos utilizados pelo modelo em Diferenças Finitas.

Diferentemente do adotado pelo modelo em Diferenças Finitas deste trabalho, o modelo pelo Método dos Deslocamentos e Análise Limite considera a seção transversal real da estaca durante as iterações, separando os esforços nodais para as faces interna e externa da estaca (em visão bidimensional), e utiliza para resolução do problema as reações do solo em  $FL^{-2}$ .

Portanto, de forma a replicar o equacionamento da resistência última sugerido pelo método das curvas p-y do API (2002, 2014), este modelo divide as equações da resistência (Tabela 2.7) em função das tensões neutra ( $\sigma_N$ ), ativa ( $\sigma_A$ ) e passiva ( $\sigma_P$ ) atuantes nas paredes interna e externa à aplicação do carregamento lateral. A resistência última do solo é obtida pela diferença nodal entre a tensão passiva e a tensão ativa atuantes.

As tensões instantâneas atuantes em cada face da estaca ( $\sigma_i, \sigma_e$ ) reproduzem a Hipótese de Winkler conforme a equação (2.12), e a rigidez nodal do solo (assumindo  $K_h = k_h * B$ ) é adicionada à respectiva matriz de rigidez  $\mathbf{K}$  do elemento estrutural para representar a rigidez do conjunto durante o processo de iteração.

Admitindo-se um comportamento elástico perfeitamente plástico do solo e elástico linear para o elemento estrutural, à medida em que o carregamento é aplicado e a resistência limite do solo vai sendo atingida pontualmente, é imposto, nos respectivos nós, uma redução da rigidez  $\mathbf{K}_h$  do solo. Assim, ocorrerá uma redistribuição das tensões para os pontos que atingirem o valor limite, representada por uma modificação no coeficiente de reação horizontal do solo – calculado para cada face -, dado por:

$$k_{h,A} = \frac{\sigma_N - \sigma_A}{|\delta_A|} \quad (3.4)$$

$$k_{h,P} = \frac{\sigma_P - \sigma_N}{|\delta_P|} \quad (3.5)$$

Os nós em que a condição última não foi alcançada permanecem com suas rigidezes inalteradas.

O esforço resultante para o eixo do elemento é então obtido subtraindo-se os esforços externos ( $\sigma_e$ ) aos internos ( $\sigma_i$ ), para cada nó discretizado.

O uso da linguagem MATLAB permite de modo simples o acréscimo ou redução do número de iterações (N) desejadas para a resolução do problema, sendo que, de forma geral, fora observado um mínimo de 500 iterações para uma convergência apropriada, embora os resultados devam ser cuidadosamente analisados para cada caso.

A impossibilidade de convergência do modelo indica a instabilidade do sistema e a necessidade de alteração do projeto.

O modelo possibilita ainda, de maneira simples e rápida, a análise do comportamento de cada variável do problema após cada iteração e para cada nó discretizado ao longo da profundidade. Como exemplo, podem ser observadas a degradação da rigidez do solo, a evolução das respectivas tensões, e a evolução da linha elástica do elemento estrutural em função da profundidade  $z$  (Figura 3.3). As linhas contínuas representam os resultados para o incremento final, e as cores vermelhas e azuis para o solo representam a variação dos parâmetros analisados para as faces externa e interna, respectivamente.

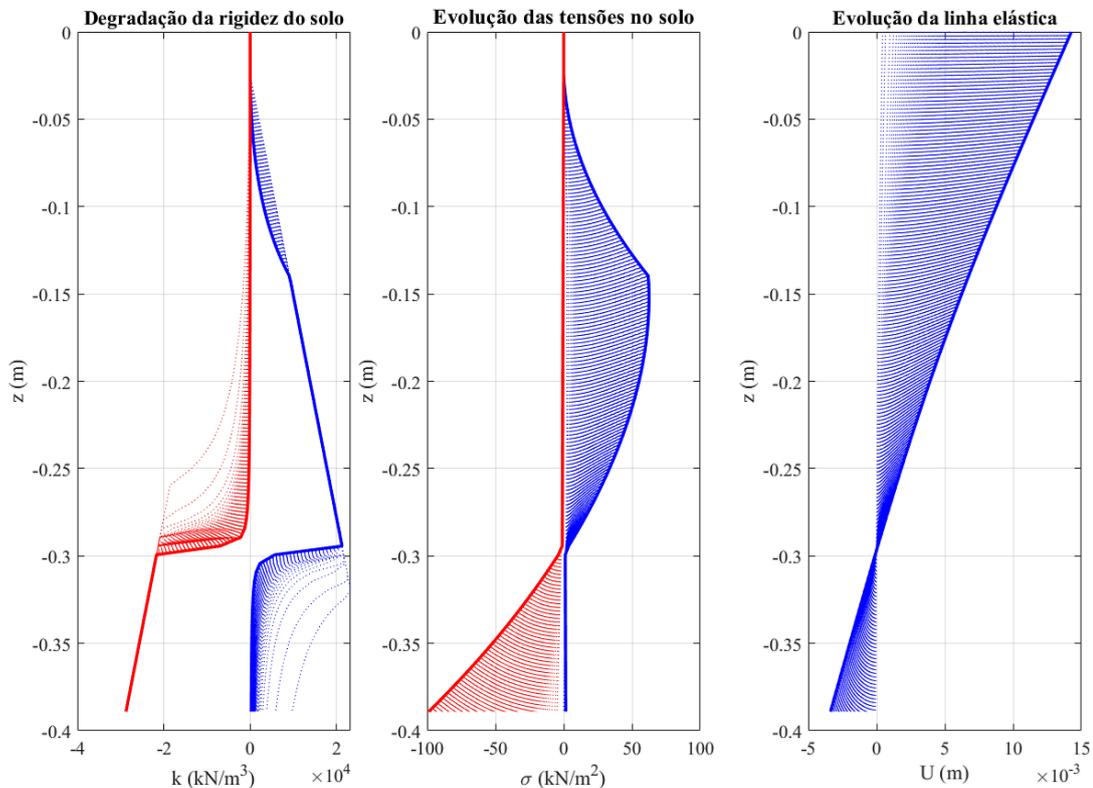


Figura 3.3: exemplos da degradação da rigidez do solo e evolução das tensões do solo e linha elástica calculados a partir do modelo pelo Método dos Deslocamentos e Análise Limite.

O conjunto de códigos-base utilizado para solucionar o problema de carregamentos laterais em estaca, considerando aplicação de carga, está disponível em Rocha (2018).

Embora os modelos por Diferenças Finitas e pelo Método dos Deslocamentos considerem de forma distinta o comportamento do solo e sua consequente pressão horizontal instantânea, empregam os mesmos coeficientes de reação horizontal ( $k_h$ ) e resistências limites últimas. Com

isso, torna-se possível trabalhar com fatores sobre o mesmo tema e comparar resultados e distribuições de tensões ao longo do solo e da estaca.

### 3.2 MODELO NUMÉRICO-COMPUTACIONAL

Para a análise do problema de carregamento lateral em estacas por meio de Métodos Contínuos e de Elementos Finitos, fez-se uso do software Abaqus/CAE 2017, com simulações realizadas na forma bidimensional e tridimensional.

A partir do modelo numérico, o problema de carregamento lateral foi observado por meio da aplicação de um deslocamento conhecido, uma vez que, como explicitado anteriormente, permite maior precisão e controle do instante em que a resistência do conjunto atinge seu limite, facilitando a convergência do modelo.

O deslocamento foi aplicado de forma incremental, em 5 etapas com incrementos iniciais de 1 micrometro.

Para uma correta representação e aplicação do deslocamento junto ao sistema, foram realizados dois passos prévios: o passo de contato, que permitiu o melhor acoplamento e aderência entre o material da estaca e o material do solo, e o passo geostático, que aplicou as tensões verticais devido ao peso específico do sistema em condições de repouso.

Para a formulação dos passos da simulação, assume-se um excesso de poropressão nulo após a instalação do elemento estrutural e o contato perfeito entre solo-estaca ao início da análise.

A interação entre a estaca e o solo foi simulada utilizando elementos de interface do tipo penalidade para o comportamento friccional: sem limitação da tensão tangencial e com coeficiente de atrito representativo do ângulo de atrito crítico para cada caso real, ou igual à 0,15 para simulações-teste. Para o comportamento normal de contato, foi considerado o método direto, com penetração nula. A discretização das superfícies se deu a partir da técnica superfície-superfície, considerando o solo como superfície escrava, e a estaca como superfície mestre. De tal modo, foi possível simular o efeito de descolamento entre solo arenoso e estaca no decorrer do ensaio.

A tensão geostática foi verificada *a priori*, garantindo a similaridade com as tensões verticais teóricas (Figura 3.4). Os deslocamentos verticais gerados pela ação da gravidade foram ínfimos, por isso desconsiderados neste trabalho.

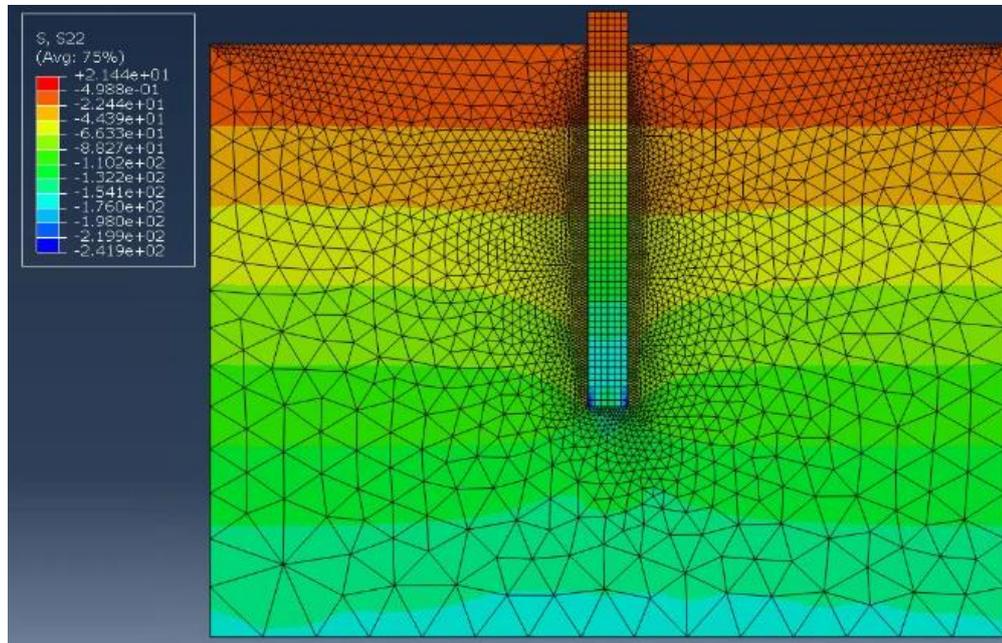


Figura 3.4: exemplo de distribuição de tensões na direção vertical junto ao sistema após passo geostático.

Considerando uma ruptura geotécnica, o comportamento da estaca foi representado por um modelo puramente elástico, com parâmetros de entrada necessários: módulo de elasticidade ( $E_p$ ) e coeficiente de Poisson ( $\nu$ ). Os valores utilizados devem considerar, quando o caso, a interação entre o concreto e a armadura, tornando o material único para a análise.

O solo, por sua vez, foi representado por meio do modelo constitutivo de Mohr-Coulomb com fluxo não associado, acrescido ao Modelo Elástico, com os parâmetros: módulo de elasticidade ( $E_s$ ); coeficiente de Poisson ( $\nu$ ); ângulo de atrito efetivo de pico ( $\phi'$ ); coesão efetiva ( $c'$ ); e ângulo de dilatância ( $\Psi$ ).

Verificou-se a necessidade de considerar o módulo de elasticidade  $E_s$  do solo para o modelo numérico, diferentemente da implementação dos modelos analíticos, alimentados pelo coeficiente de reação horizontal do solo. Diversas relações entre os módulos  $E_s$  e  $K_h$  podem ser obtidos a partir das equações demonstradas no capítulo 2.2.2.

O uso de uma coesão efetiva e de um ângulo de dilatância não nulos auxilia na convergência da simulação, enquanto sua nulidade não é aceita pelo *software*. Por isso, algumas adaptações

foram consideradas para a análise e comparação com os outros métodos. Foram utilizados os valores de 2 kPa a fim de representar valores nulos de coesão, enquanto a dilatância mínima ficou estabelecida como  $0,1^\circ$ .

Também foram adicionados aos materiais do solo e da estaca a densidade do material, de modo que o peso específico do conjunto seja considerado pelo modelo junto à fase geostática de aplicação da gravidade, anteriormente explicitado.

O coeficiente de Poisson  $\nu$  do solo foi mantido como 0,25 em todas as simulações numéricas realizadas, buscando-se representar o comportamento drenado dos solos. Com isso, o coeficiente de empuxo ao repouso teve seu valor médio para todo o conjunto como 0,33.

Para representar a continuidade do maciço, as condições de contorno da simulação foram representadas por engaste junto à superfície inferior, liberdade de movimentos verticais nas superfícies laterais externas (evitando distorções devido à ação do peso próprio), e liberdade de movimentos verticais e laterais e de rotações no sentido da aplicação da carga para o plano seccional de simetria (Figura 3.5).

Os limites geométricos foram cuidadosamente escolhidos de modo a não causarem efeitos de borda junto ao conjunto analisado, ao mesmo tempo em que não proporcionarem um gasto computacional excessivo. Para isso, foram verificadas as influências de limites entre 4 a 20 vezes o diâmetro da estaca para as superfícies laterais, considerando o centro do elemento estrutural, e entre 5 a 10 diâmetros além do comprimento útil da fundação, para a superfície inferior.

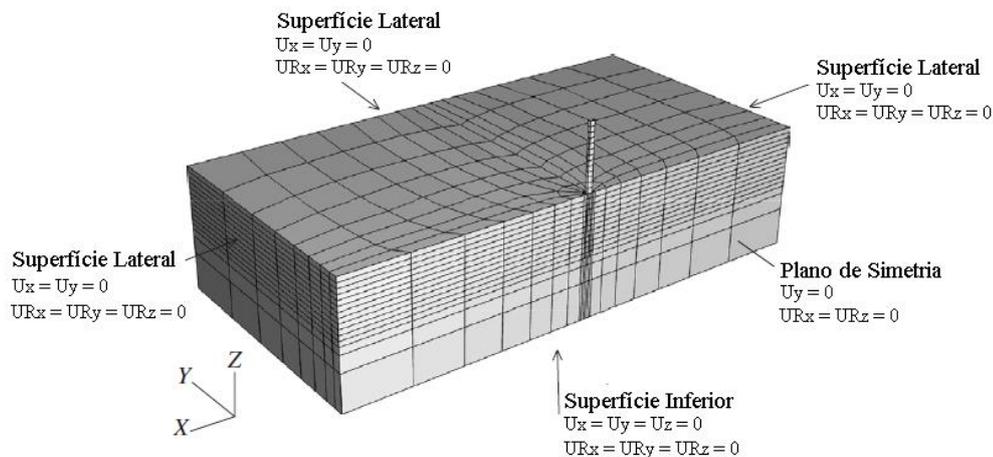


Figura 3.5: condições de contorno adotadas para a simulação (Adaptado de HELWANY, 2007).

Os valores de 10 vezes o diâmetro (10D) e um comprimento efetivo somado a 5D ( $L_{util}+5D$ ) foram considerados como padrões aceitáveis para os limites das superfícies laterais e inferior, respectivamente, dando validade aos valores de referência expostos no item 2.6.2.3.

A compreensão do modelo numérico foi feita por meio de simulações bidimensionais e tridimensionais, considerando o sistema puramente elástico e, após a convergência e compreensão deste, a implementação de parâmetros de plasticidade de acordo com a teoria de Mohr Coulomb.

Os modelos tridimensionais consideraram a simetria do problema a partir do plano vertical paralelo à aplicação de forças, sendo a estaca representada em meia seção. Desta forma, o resultado de força última alcançado deve ser duplicado para representar a resistência total da estaca ao deslocamento aplicado.

Os modelos bidimensionais, de outra forma, assumiram condições planas com elementos deformáveis, sendo os resultados obtidos por unidade linear de espessura do elemento. Para representar as condições reais tridimensionais, a espessura do plano tensão/deformação deve ser tal qual proporcione à estaca uma rigidez equivalente

Por ser um problema de carregamento transversal, não há condições de axissimetria.

O comportamento de interação solo-estaca é fortemente influenciado pelo nível de discretização e distorções da malha utilizada para o sistema.

Para o modelo tridimensional, foram consideradas malhas estruturadas para a estaca, 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 com o intuito de reduzir significativamente o tempo de processamento de cálculo do sistema, e a qualidade dos resultados foi assegurada pelo refinamento da malha nas proximidades do contato entre solo e estaca e pela verificação desta quanto a distorções e valores limites.

O modelo bidimensional foi formulado levando em consideração os mesmos princípios da simulação tridimensional, com elementos quadriláteros para a estaca (CPE4R) e triangulares para o solo (CPE3).

A Figura 3.6 mostra um exemplo das malhas utilizadas para a realização das simulações numéricas no espaço bidimensional e tridimensional, respectivamente.

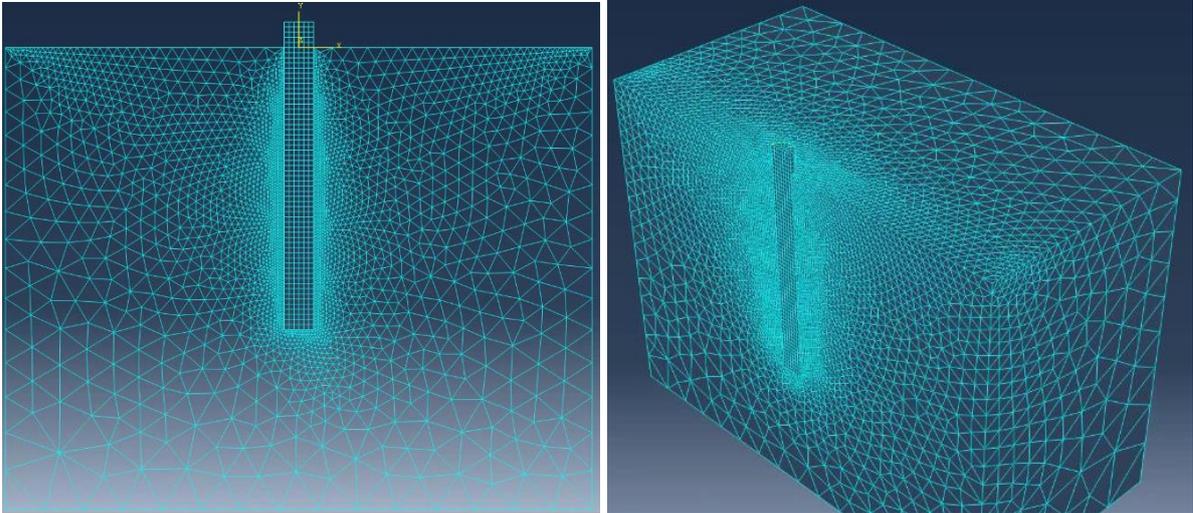


Figura 3.6: exemplo de refinamento da malha de elementos finitos nos espaços bi e tridimensionais, respectivamente.

A análise paramétrica não será aqui descrita por equivaler-se à realizada por Faro (2014) e por Lautenschläger (2010) em seus respectivos trabalhos, embora tenha sido cuidadosamente verificada na fase prévia, comprovando maiores influências no comportamento solo-estaca com a variação do ângulo de atrito efetivo do solo do módulo de elasticidade dos materiais. O ângulo de dilatação não mostrou influência significativa para carregamentos transversais.

### 3.3 MODELOS EM ESCALA REDUZIDA EM LABORATÓRIO

Como anteriormente abordado, um modelo físico tenta reproduzir condições de campo em laboratório, de modo a possibilitar o estudo de comportamentos e mecanismos de maneira controlada e com menores custos associados.

Sabendo das limitações físicas e os maiores custos necessários para a simulação em centrífuga geotécnica, optou-se nessa pesquisa por se construírem modelos físicos com campo de aceleração igual à gravidade.

A escolha da câmara de calibração e das propriedades da estaca-modelo foram definidas considerando o conjunto-protótipo do Campo Experimental de Araquari (vide capítulo 5), em

condições de máxima resistência (condição densa), escala mínima e elevado nível de deformação.

Foram então simulados, pelos modelos analíticos e numéricos anteriormente explicitados, os esforços, deslocamentos e zonas influenciadas ao longo da horizontal e profundidade do conjunto, verificando a abrangência dos efeitos de borda e possibilitando a definição das escalas e materiais adequados a serem utilizados no modelo reduzido.

Partindo dos pressupostos de se reaproveitar um tanque de acrílico já existente no laboratório da Universidade, utilizar a menor escala possível para o conjunto de modo a evitar efeitos de escala, ao mesmo tempo em que fazer uso da análise dimensional, foi escolhido um tanque com dimensões internas de 0,80m de comprimento, 0,80m de largura, e 1,1m de altura, dividido entre um tanque principal com altura de 0,7m e uma extensão de outros 0,40m.

Constituído de acrílico, com espessura de 15mm e reforço nas partes superiores e inferiores com bordas de 45mm de espessura, o tanque utilizado pode ser visualizado na Figura 3.7, sem uso de sua extensão.



Figura 3.7: estrutura do ensaio reduzido: pluviador de madeira sobre tanque principal, com dimensões de 80 x 80 x (70 + 40) centímetros (comprimento x largura x altura).

A partir do tanque escolhido, permitem-se ensaios sem interferência das condições de contorno em escalas modelo-protótipo equivalentes de até 1:30, e ensaios diversos com geometrias máximas limitadas em 4 centímetros de diâmetro/largura transversal e comprimentos úteis de 110 – 6B centímetros. Foram consideradas condições de contorno aceitáveis iguais a 10 diâmetros do eixo da estaca e 6 diâmetros após a sua ponta.

A escolha de menores escalas entre modelo e protótipo reduz a possibilidade de a dimensão real do grão de solo afetar a interação solo-estrutura para esse tipo de carregamento. Além disso, maiores dimensões do modelo facilitam seu manuseio, execução e aplicação de carga, embora exijam maior quantidade de solo e tempo de trabalho.

A fase subsequente se dá na aplicação da análise dimensional, fixando três fatores principais e obtendo as propriedades e respostas coerentes ao sistema-modelo. Passam a ser conhecidas as escalas de força, tensão e rigidez dos elementos, substanciais para a definição do material da estaca, caso modelo equivalente, e da capacidade dos sistemas de atuação e aquisição de dados.

Entretanto, o comportamento do solo junto ao tanque em modelagens reduzidas à  $1 \times g$  para caso de carregamentos laterais, devido à redução das tensões verticais do sistema associada à não-linearidade do conjunto, não segue por completo a previsão dimensional, não podendo ser adequadamente previsto pelos modelos numérico e analíticos.

Dentre os três fatores de escala fixos necessários para se trabalhar no sistema LMT da análise dimensional, apenas um é de fato conhecido: o fator de comprimento. Os outros dois fatores, assim como suas escalas, só podem ser corretamente definidos após a compreensão do comportamento solo-estaca no desenvolver do ensaio.

Por este motivo, os ensaios em escala reduzida desta dissertação foram realizados com elementos estruturais predominantemente rígidos, permitindo relacionar toda deformação e tensão do conjunto diretamente ao comportamento do solo.

Excluindo-se as variáveis em função das deformações da estaca, torna-se então possível a definição dos fatores de regência do comportamento do solo, a calibração do modelo físico em função das simulações computacionais, e, por conseguinte, a compreensão da análise de similaridade necessária para representar, futuramente, modelos equivalentes das estacas de Araquari.

O material escolhido para representar as estacas rígidas foi a liga de alumínio AL 6351, com módulo de elasticidade igual à 69GPa. A escavação da estaca é representada de maneira ideal, considerando-se a colocação do modelo estrutural previamente ao enchimento do tanque com o solo de Araquari.

Não fora avaliada nesta fase da pesquisa a influência da rugosidade e atrito entre estaca e solo, sendo desta forma não utilizada similitude dimensional entre os materiais do protótipo e modelo.

Para uma adequada reprodutibilidade do comportamento do solo junto ao tanque, por sua vez, a sua forma de reconstituição aparece como preponderante, e deve ser cuidadosamente definida para cada ensaio. Para a modelagem reduzida deste estudo, optou-se pela técnica de pluviação a seco, garantindo maior homogeneidade dos grãos e permitindo-se atingir, em teoria, grandes e pequenas densidades relativas.

Considerando uma altura livre mínima entre a borda superior do tanque e o nível do solo igual a 5 centímetros, em função do nivelamento da última camada e do espaço para o sistema de atuação, e que a estrutura seria suportada pelo próprio tanque de acrílico anteriormente definido, o projeto do pluviador para chuva de areia foi então realizado, conforme detalhes do Apêndice B. Construído em madeira, o pluviador (Figura 3.7) possui altura útil de 57,5 centímetros e estrutura interna para apoio das malhas e chapas variadas conforme cada densidade a ser ensaiada.

Com o intuito de futuramente representar a heterogeneidade do solo em campo e inicialmente compreender cada camada de solo, optou-se, para todo o projeto, por alcançarem-se pesos específicos distintos variando-se apenas a intensidade de queda das partículas. A altura de queda ( $HF$ ) deve então ser mantida constante, e fixada de modo a superar a velocidade crítica do problema e favorecer a homogeneidade da chuva de grãos, conforme revisado no item 2.6.2.6.

Considerando o uso do próprio solo arenoso do Campo Experimental de Araquari, com um diâmetro médio do grão  $d_{50}$  igual à 0,15mm (conforme melhor identificado no capítulo 5), e já definida a escala do modelo, deve ser verificada a relação  $D/d_{50}$  do conjunto, tal qual sejam evitados efeitos devido à dimensão do grão.

Para respeitar as relações  $D/d_{50}$  mínimas definidas na equação (2.41), estabelecidas propriamente para carregamentos laterais em estacas, admitem-se diâmetros mínimos para o elemento estrutural de 9 milímetros.

Referindo-se à forma de execução e ao sistema de atuação do ensaio, foi definida a aplicação de um deslocamento controlado no topo da estaca, sendo a variável força medida de forma contínua por meio de instrumentação no mesmo ponto. O uso de um deslocamento conhecido garante maior controle na aquisição e percepção dos dados.

A fim de estimar a escala de forças e proporcionar o dimensionamento do equipamento de carga para o correto nível de tensões e deslocamentos a serem medidos junto ao modelo durante toda fase de pesquisa foi realizada uma análise dimensional inicial, assumindo como grandezas fundamentais o comprimento, a aceleração da gravidade e a massa específica. Foram ainda consideradas relações lineares entre a resistência do solo e sua rigidez e a equivalência entre modelo e protótipo, conforme Anexo C, considerando escala mínima admissível para o tanque.

Considerando uma força estimada para o conjunto reduzido de 0,1 kN, é de fundamental importância escolherem-se fusos de melhor precisão, como os fusos de esferas, e de menores passos, garantindo pequenos deslocamentos impostos tal qual torne possível a identificação do instante de ruptura do sistema.

Assim, um atuador foi montado a partir de um conjunto para CNC, com motor de passo NEMA 17, de 2,5A, com torque estático de 5kg.cm e resolução de 1,8 graus, e um driver A4988. O conjunto motor-driver foi acoplado a um fuso de esferas de passo 2mm, 20 centímetros de comprimento e respectiva castanha. O conjunto é então apoiado por mancais em um suporte composto por duas cantoneiras de alumínio, podendo ser encaixado no topo do tanque.

A partir da castanha, prendeu-se uma chapa com comprimento suficiente para alcançar o ponto de atuação do carregamento, e rígida o bastante para reproduzir os deslocamentos gerados pela castanha no topo da estaca sem deformar seu próprio material e trazer momentos consideráveis ao conjunto.

A instrumentação de topo foi instalada junto à chapa rígida de maneira que seu ponto de maior sensibilidade e protuberância equivalha ao local de aplicação de carga desejado, e conta com uso de duas células de carga com capacidade para até 50kg, de modo a formar uma ponte de Wheatstone completa e permitindo a medição das cargas atuantes em ambos os lados da chapa.

O sistema funciona de modo que, a cada comando acionado pelo conjunto *driver* e motor de passo, o fuso rotaciona um micropasso, fazendo com que a castanha seja movimentada no sistema 0,02mm de forma linear. A movimentação da castanha levará, automaticamente, a um deslocamento do topo da estaca, a partir do contato entre a estaca modelo e a célula de carga.

A aquisição de dados das células de carga e do número de micropassos é feita a partir de uma placa Arduíno MEGA. As leituras são mostradas simultaneamente em um *display* junto ao sistema de aquisição, e salvas em um cartão SD por comandos do usuário. O mesmo *display* comanda ainda a forma de funcionamento do atuador, permitindo o deslocamento rápido ou lento para quaisquer dos dois lados, a tara dos dados lidos pelos sensores e, como já comentado, a gravação dos dados em cartão SD. Os sistemas de aquisição e atuação recebem energia a partir de uma bateria externa de 13V.

O sistema de aquisição foi também preparado para guardar os dados provenientes da leitura de até três extensômetros situados ao longo do fuste da estaca-modelo, fundamentais para ensaios em estacas de comportamento flexível.

Devido à escolha de se utilizarem estacas com comportamento predominantemente rígido para esta dissertação, e em função das limitações de custo e tempo, optou-se por não instrumentar o fuste da estaca para análise de suas deformações e esforços durante o carregamento transversal. Como será visto no capítulo de resultados, esta escolha acabou por limitar as análises e compreensões do modelo, principalmente para as estacas com rigidez intermediária.

A Figura 3.8 demonstra o sistema de aquisição utilizado para leitura das forças e micropassos, enquanto o conjunto para a aplicação do deslocamento controlado pode ser visualizado na Figura 3.9, assim como a bateria externa e as células de carga de topo. Ambas as células de carga para leitura das forças de topo foram calibradas previamente aos ensaios, para cargas de até 10 kgf e com repetibilidade de dados (3 ensaios considerando carga e descarga do atuador) de forma a garantir a qualidade das constantes obtidas.

Durante os ensaios em modelagem reduzida, ainda, foi adicionada como forma de instrumentação um acelerômetro e giroscópio MPU-6050, para medição da rotação do topo da estaca-modelo. As leituras do MPU-6050 foram realizadas por meio de um Arduíno UNO, e ligados a um computador externo e independente do sistema de aquisição inicial. O conjunto é exposto na Figura 3.10.

Um esquema do modelo reduzido pode ser visualizado na Figura 3.11.

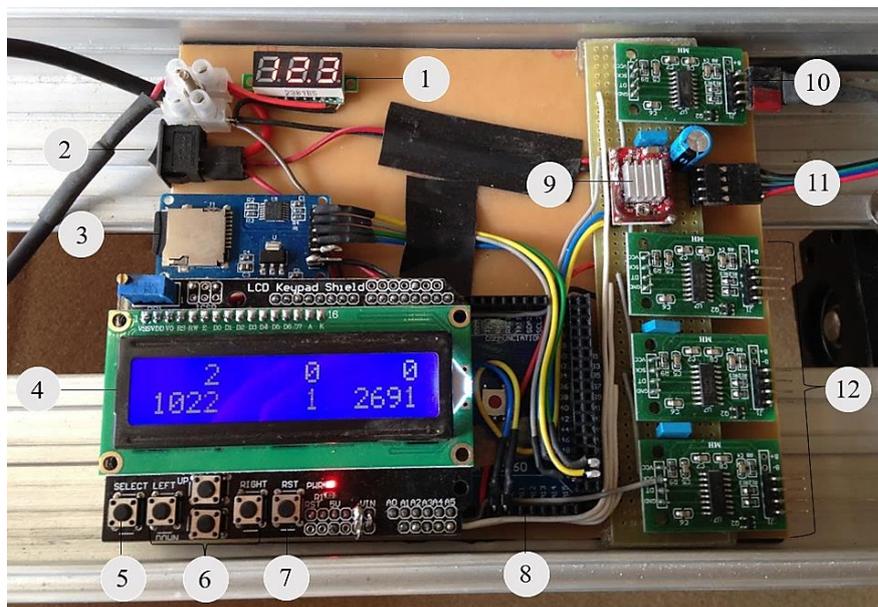


Figura 3.8: sistema de atuação de dados do modelo reduzido: 1) Indicação da tensão da bateria; 2) botão liga-desliga; 3) cartão SD para arquivamento dos dados; 4) display indicando: o número de micropassos (1022), a leitura dos extensômetros (0,1,0) e a leitura do conjunto de células de carga de topo (2691 bites); 5) abre e salva arquivos de dados; 6) movimento do conjunto motor-fuso-castanha para direita/esquerda, nas velocidades rápida ( $\leftrightarrow$ ) ou lenta ( $\downarrow$ ); 7) zera as leituras; 8) arduino MEGA; 9) driver com dissipador e capacitor; 10) ligação entre sistema de atuação, energia e conjunto células de carga; 11) ligação sistema-motor; 12) ligação sistema-extensômetros

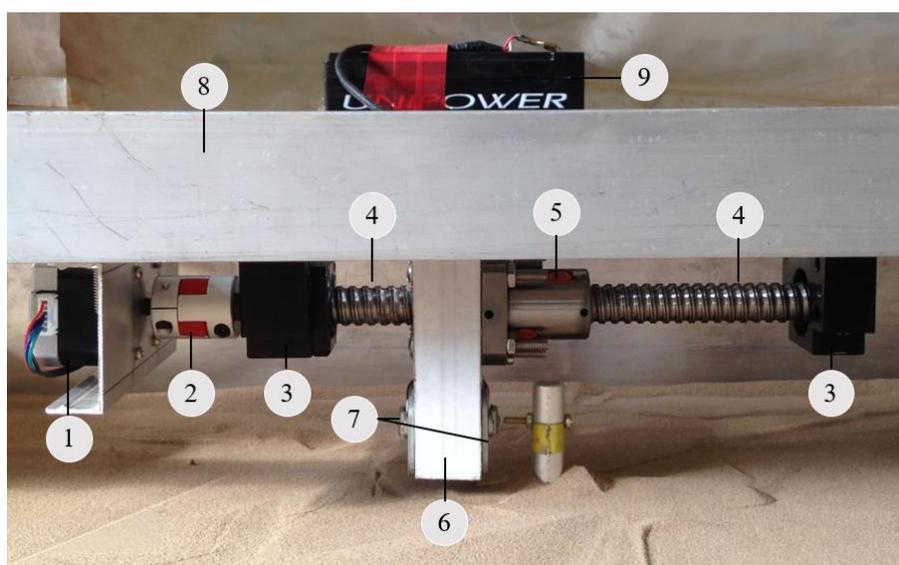


Figura 3.9: sistema de atuação carga-deslocamento: 1) motor de passo; 2) conector entre eixo do motor e fuso de esferas 3) mancais; 4) fuso de esferas; 5) castanha; 6) barra rígida 7) células de carga; 8) cantoneiras de alumínio para sustentação do sistema; 9) bateria 13V.

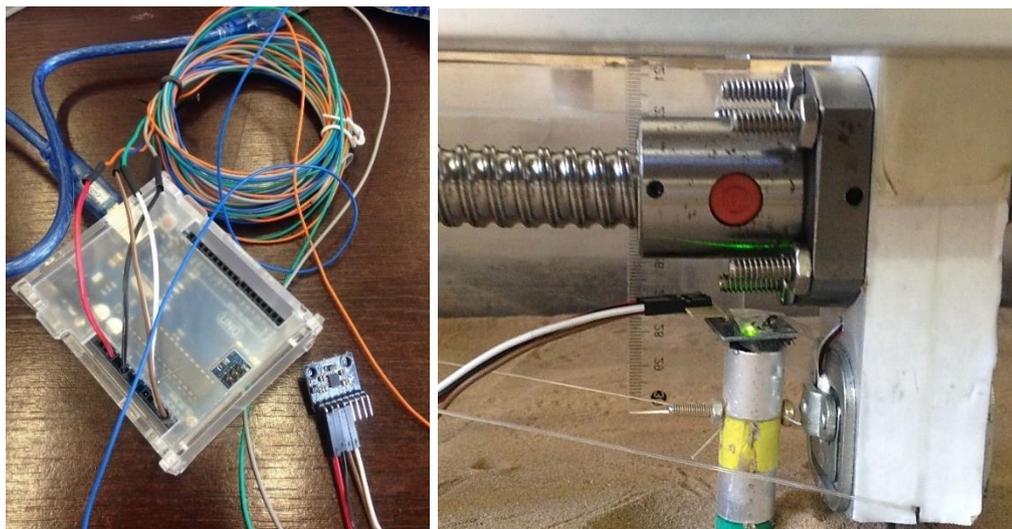


Figura 3.10: acelerômetro e giroscópio MPU-6050 conectado à Arduino UNO (a) e fixado sobre topo da estaca-modelo (b).

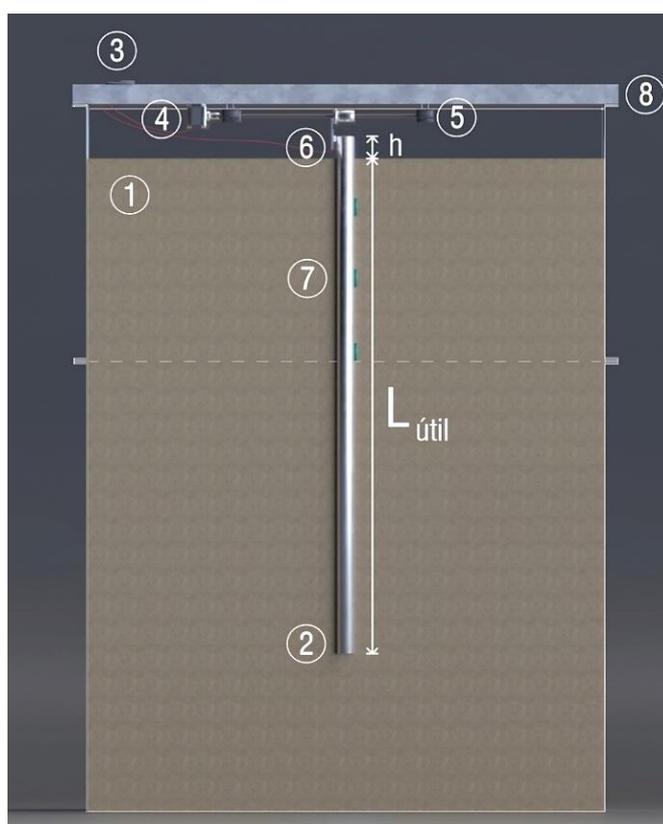


Figura 3.11: esquema de modelo reduzido a  $l \times g$  a ser utilizado para carregamento lateral: 1) solo arenoso de Araquari; 2) estaca-modelo, com acelerômetro fixado no topo; 3) sistema de aquisição dos dados, driver e bateria; 4) motor de passo; 5) conjunto fuso de esferas-castanha e mancais de fixação; 6) barra rígida fixada na castanha e com células de carga na base inferior, em lados opostos; 7) conjunto de extensômetros colados ao longo do fuste para medição do momento fletor (caso de estacas flexíveis – não utilizados nesta dissertação); 8) cantoneiras para apoio e suporte do sistema.

## 4 VALIDAÇÃO DOS MODELOS ANALÍTICOS E NUMÉRICO

Para garantir a abrangência dos modelos analíticos e numéricos na compreensão do comportamento solo-estaca para o carregamento lateral ativo do estudo de caso em conjunto à modelagem física, faz-se necessária a fase de validação.

Essa fase foi precedida pelo estudo e entendimento das principais metodologias existentes na área, pela definição e domínio dos *softwares* de aplicação, e pela verificação de compatibilidade e coerência entre os modelos analíticos e numéricos utilizados.

Na etapa de verificação, além da conferência de similaridade dos esforços (deslocamentos, rotações, cortantes, momentos fletores e reações) gerados na estaca ao longo da profundidade e do comportamento carga-deslocamento de topo entre os diversos modelos, também fora observada influência da coesão e dos efeitos de tridimensionalidade para os casos bidimensionais, e verificadas relações em conformidade à literatura entre os módulos de deformabilidade ( $E_s$ ) e de reação horizontal do solo ( $K_h$ ) necessários para compatibilizar os modelos. Essa etapa prévia é sumarizada no Apêndice A, fazendo uso de um exemplo simplificado para verificação dos modelos analíticos e de uma simulação numérica genérica obtida da literatura para verificação do modelo numérico e posterior comparação com os demais.

A fase de validação dos modelos para carregamento lateral de estacas assentes em solo arenoso, por sua vez, levou em consideração três casos reais encontrados na literatura, buscando-se abranger: diferentes formas de ensaio (em escala real, modelo reduzido à  $1/xg$  e em centrífuga geotécnica); diversas condições de rigidez (estacas de rigidez infinita, intermediária e flexível); e variados níveis de densidade (solo arenoso fofo, medianamente compacto e denso), como resumido na Tabela 4.1. O caso em escala real apresentou solo com fraca cimentação, sendo para este também analisada a influência da coesão nos resultados, seguindo o cálculo da resistência limite proposto por Reese e Van Impe (2001), conforme explicitado no capítulo 3.

Uma vez que o comportamento do conjunto solo-estaca depende da interação dos esforços e deslocamentos de cada um dos componentes e se dá de maneira não linear, observar apenas as condições últimas do ensaio não garante necessariamente uma modelagem representativa daquele sistema, sendo em muitos casos a rigidez inicial da curva carga-deslocamento mais

significante para projetos geotécnicos devido às deflexões permitidas em campo e adotadas para limites de serviço.

Assim, a partir dos dados provenientes da literatura, além de se verificarem os valores últimos de força e deslocamento para cada conjunto de parâmetros adotado para os modelos, puderam ser comparadas e analisadas curvas carga-deslocamento, diagramas de esforços e deslocamentos horizontais e, para o caso 3, as respectivas curvas p-y do sistema.

O conjunto dos principais parâmetros do elemento estrutural e os resultados de força e deslocamento últimos obtidos em cada caso estão resumidos na Tabela 4.2.

Tabela 4.1: referências e condições de ensaio para casos de validação dos modelos não-experimentais.

Caso	Referência	Forma de ensaio	Tipo da estaca	Rigidez estimada da estaca	Condições do solo arenoso ensaiado
1	Georgiadis <i>et al.</i> (1992)	Centrífuga Geotécnica	Metálica	Intermediária	Med. compacto (Dr=60%), condição seca
2A	Prasad e Chari (1999)	Modelagem reduzida 1xg	Metálica	Infinita	Fofo (Dr=25%), condição seca
2B	Prasad e Chari (1999)	Modelagem reduzida 1xg	Metálica	Infinita	Med. compacto (Dr=50%), condição seca
2C	Prasad e Chari (1999)	Modelagem reduzida 1xg	Metálica	Infinita	Compato (Dr=75%), condição seca
3	Juirmarongrit e Ashford (2004)	Escala real	Escavada	Flexível	Solo em condição natural, não submerso e com fraca cimentação

Como caso de estudo 1, foi considerada uma das estacas ensaiadas por Georgiadis *et al.* (1992) na centrífuga da Universidade de Liverpool, com aceleração equivalente à 50g a 1/3 da profundidade do solo. A estaca escolhida, em aço inoxidável, reproduz um protótipo de 1,224 m de diâmetro e 9,05 m de comprimento útil, com rigidez  $E_p I_p$  igual a 2495 MNm<sup>2</sup>, conforme observado na Tabela 4.2.

Tabela 4.2: propriedades do elemento estrutural e resultados de força e deslocamento últimos adotados para cada caso de validação.

Caso	$L_{\text{útil}}$ [m]	h carga [m]	$D_{\text{ext}}$ [m]	$E_p I_p$ [MNm <sup>2</sup> ]	$E_p$ equivalente [GPa]	$H_{\text{ult ensaio}}$ [kN]	$y_{\text{ult ensaio}}$ [mm]
1*	9,05	1,25	1,224	2495	22,65	1304	100
2A	0,612	0,15	0,102	0,4158	78,26	0,62	34,3
2B	0,612	0,15	0,102	0,4158	78,26	1,04	40
2C	0,612	0,15	0,102	0,4158	78,26	1,79	19,8
3	12	0,83	1,2	35300	34,68	2339	85

\*Escala já convertida para protótipo

O solo utilizado para o ensaio de Georgiadis *et al.* (1992) foi uma areia fina e seca, compactada até uma densidade relativa de 60% e peso específico no tanque igual à 16,3 kN/m<sup>3</sup>. O ângulo de atrito do solo foi de 36°, definido a partir de ensaios triaxiais.

O ensaio consistiu na tração do conjunto solo-estaca a partir do uso de um motor ligado a um cabeçote de topo por meio de um cabo de aço. Fez-se uso de instrumentação para aquisição dos dados de carga, momento e deslocamento no decorrer do ensaio.

Como parâmetros necessários para a simulação dos modelos analíticos, além da consideração do peso específico e ângulo de atrito referenciados pelos autores, também foi inicialmente utilizado um  $n_h=15000$  kN/m<sup>3</sup>, tendo como base as aproximações de Georgiadis *et al.* (1992). Outra constante de reação horizontal tomada como base foi a dos autores Qin e Guo (2014), os quais verificaram os dados do ensaio para coeficientes de reação horizontal constantes e variáveis à profundidade, e obtiveram como constantes de reação ótimas os valores de 10 e 3,7 kN/m<sup>3</sup>, respectivamente.

Comparando-se os diagramas de esforços e deslocamentos para uma força de 1304 kN e a curva carga-deslocamento para as variações observadas no Apêndice C, verificaram-se resultados satisfatórios até deslocamentos de (3%D) para os modelos analíticos ao se utilizar uma constante  $n_h=11,5$ MN/m<sup>3</sup>. Após esse valor de deslocamentos, ainda inferior à ruptura considerada no código britânico, um bom comportamento da curva carga-deslocamento continuou sendo observado para o modelo por Diferenças Finitas (MDF) para mesmo  $n_h$ . Entretanto, melhores resultados foram apresentados para o modelo pelo Método dos

Deslocamentos (MD) com um  $n_h=6,5\text{MN/m}^3$ . Ambos os valores aparecem na faixa de constantes verificadas na literatura para descrever este ensaio, sendo considerados satisfatórios para fins de validação dos modelos estudados.

Para o modelo numérico (MN), foi observada boa similaridade com os dados de ensaio para um Módulo  $E_s=35\text{MPa}$ , obtendo-se uma relação de  $n_h=0,33E_s/z$  para com a constante de  $11,5\text{MN/m}^3$ . Uma coesão de  $2\text{kPa}$  foi utilizada para possibilitar a convergência do modelo.

Os melhores ajustes do Caso 1 são expostos na curva carga-deslocamento da Figura 4.1 e nos diagramas da Figura 4.2, e foram resumidos na Tabela 4.3, em conjunto aos demais casos.

O Caso 2, por sua vez, considerou os ensaios físicos a  $1 \times g$  de Prasad e Chari (1999) em uma estaca rígida de aço, com  $102\text{mm}$  de diâmetro externo,  $5,6\text{mm}$  de espessura e  $1135\text{mm}$  de comprimento total. Os ensaios foram realizados em solo arenoso seco e bem graduado. Para uma mesma tipologia de estaca, foram variadas as densidades do solo na câmara de calibração, com parâmetros de peso específico e ângulo de atrito de acordo com a Tabela 4.4.

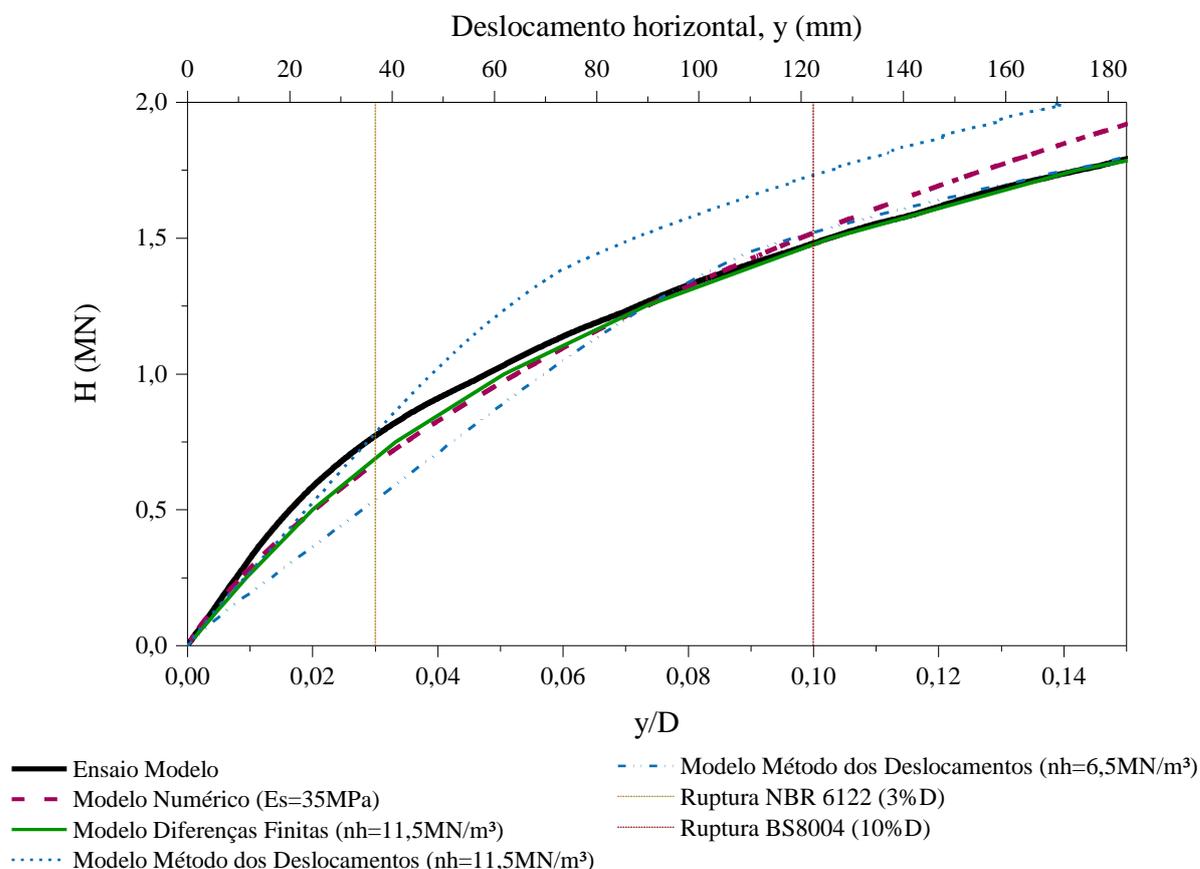


Figura 4.1: curvas carga-deslocamento para validação do Caso 1.

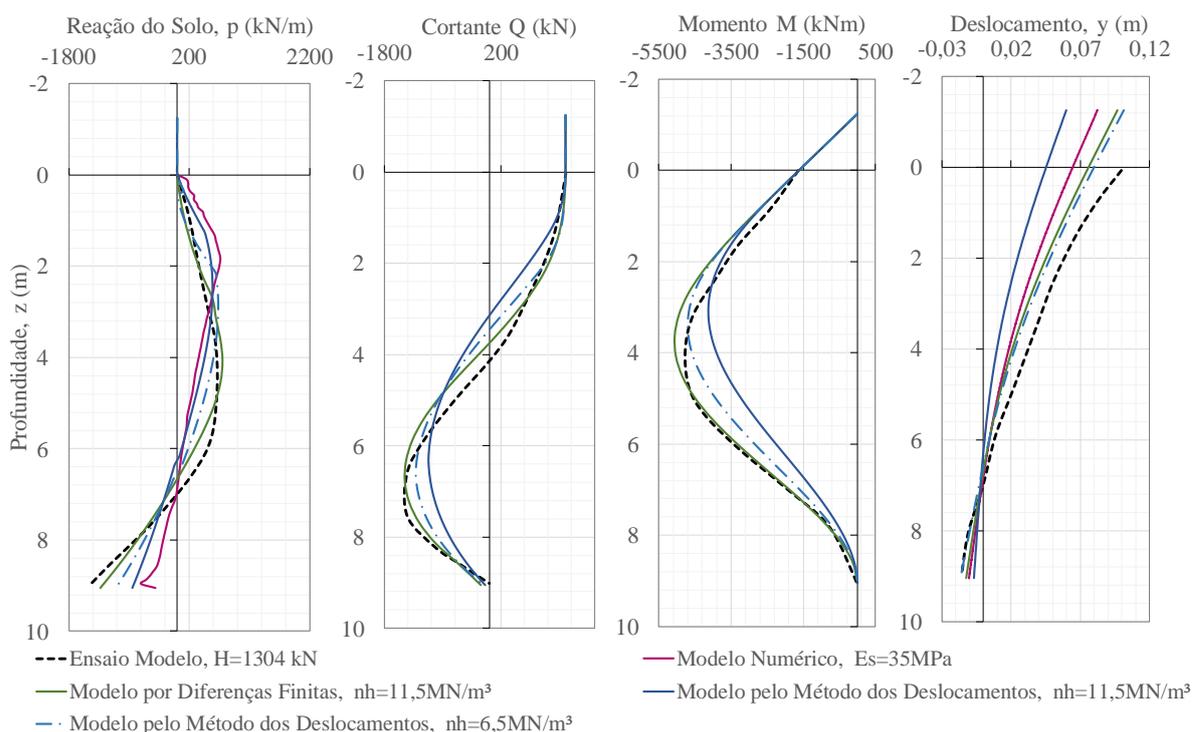


Figura 4.2: diagramas de esforços e deslocamentos para validação do caso 1, para força de topo de 1304kN.

Tabela 4.3: parâmetros finais de calibração para casos de validação e condição de ruptura de  $y=10\%D$ .

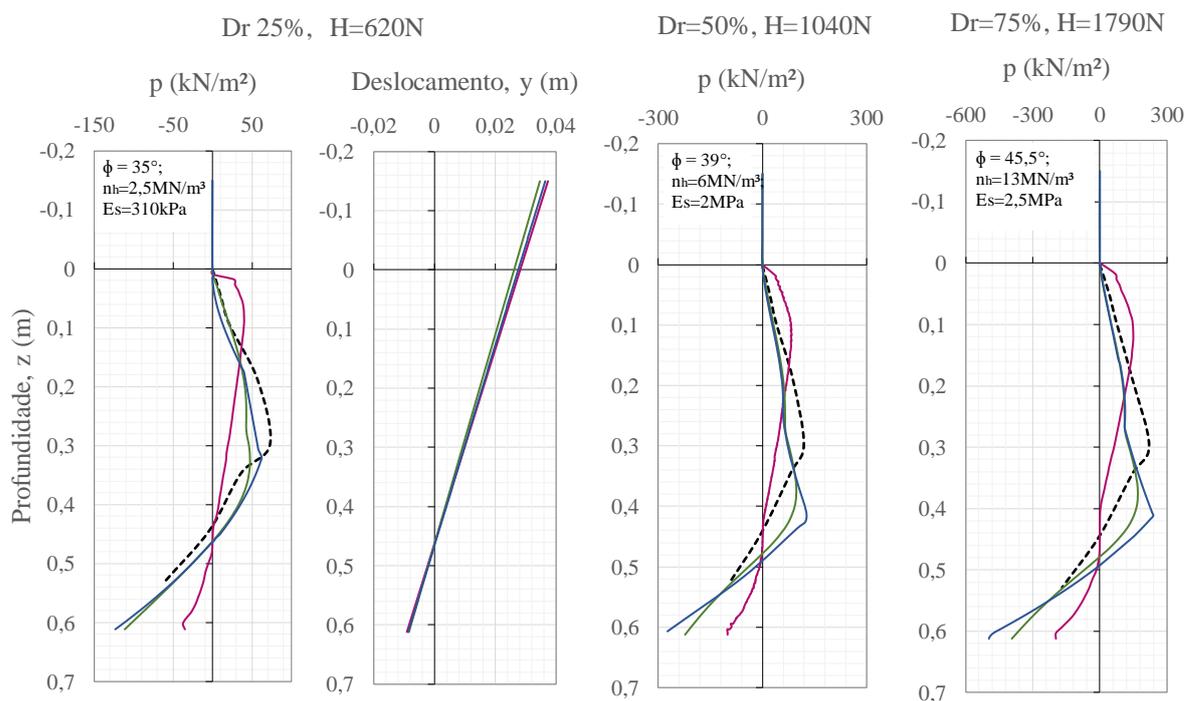
Caso	$\phi'$ [°]	$\gamma'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$c'$ [kPa]	$n_h$ [MN/m <sup>3</sup> ]	$E_s$ [kPa]		$n_h$ API [MN/m <sup>3</sup> ]	$n_h$ sugerido pela literatura [MN/m <sup>3</sup> ]
1	36	16,3	0	11,5	35000	(<3%D para MD, até 10% para demais)	44,44	15 (Georgiadis et al., 1992); 10 e 3,7 ( $k_{cte}$ e $m_h z - Q_{in}$ ; Guo, 2014)
				6,5		(>3%D para MD)		
2A	35	16,5	0	2,5	310		38,33	16,07 (Prasad; Chari, 1999); 3,88 e 0,95 (Qin; Guo, 2014)
2B	39	17,3	0	6	2000		67,78	9,8 (Prasad; Chari, 1999); 12,05 e 4,9 (Qin; Guo, 2014)
							77,78	
2C	45,5	18,3	0	13	2500			14,66 (Prasad; Chari, 1999); 16,96 e 4,85 (Qin; Guo, 2014)
3	42+	17	20	76	140000	(< 0,8%D), curvas p-y	76	76 (Juirnarongrit; Ashford, 2004)
	45							
	32	17	20	21,67	70000			

Tabela 4.4: parâmetros de densidade e resistência para o solo ensaiado por Prasad e Chari (1999), Caso 2.

Caso	$D_r$ (%)	$\gamma'$ ( $kN/m^3$ )	$\phi'$ triaxial ( $^\circ$ )	$\phi'$ cisalhamento direto ( $^\circ$ )
2A	25	16,5	33,3	35
2B	50	17,3	39	41
2C	75	18,3	43	45,5

Os ensaios foram realizados com auxílio de macaco de parafuso, sendo utilizados transdutores de pressão como instrumentação interna, uma célula de carga para medição da força de topo e um potenciômetro para leitura das deflexões na cabeça da estaca.

Para um comprimento útil de 612 mm, os resultados de comparação entre os modelos simulados e os ensaios de referência podem ser visualizados na Figura 4.3 e na Figura 4.4, considerando a utilização dos parâmetros observados na Tabela 4.3.



---Ensaio Modelo —Modelo Numérico —Modelo por Diferenças Finitas —Modelo pelo Método dos Deslocamentos

Figura 4.3: diagramas de reação do solo e deslocamento para as respectivas forças últimas do caso de validação 2.

Diferentemente do proposto pelas normas adotadas neste trabalho, os autores consideraram como carga de ruptura o ponto no qual a curva de carga-deslocamento de topo passa a apresentar

comportamento linear a substancialmente linear, obtendo-se valores últimos de 620N, 1040N, 1790N para cada uma das três densidades adotadas.

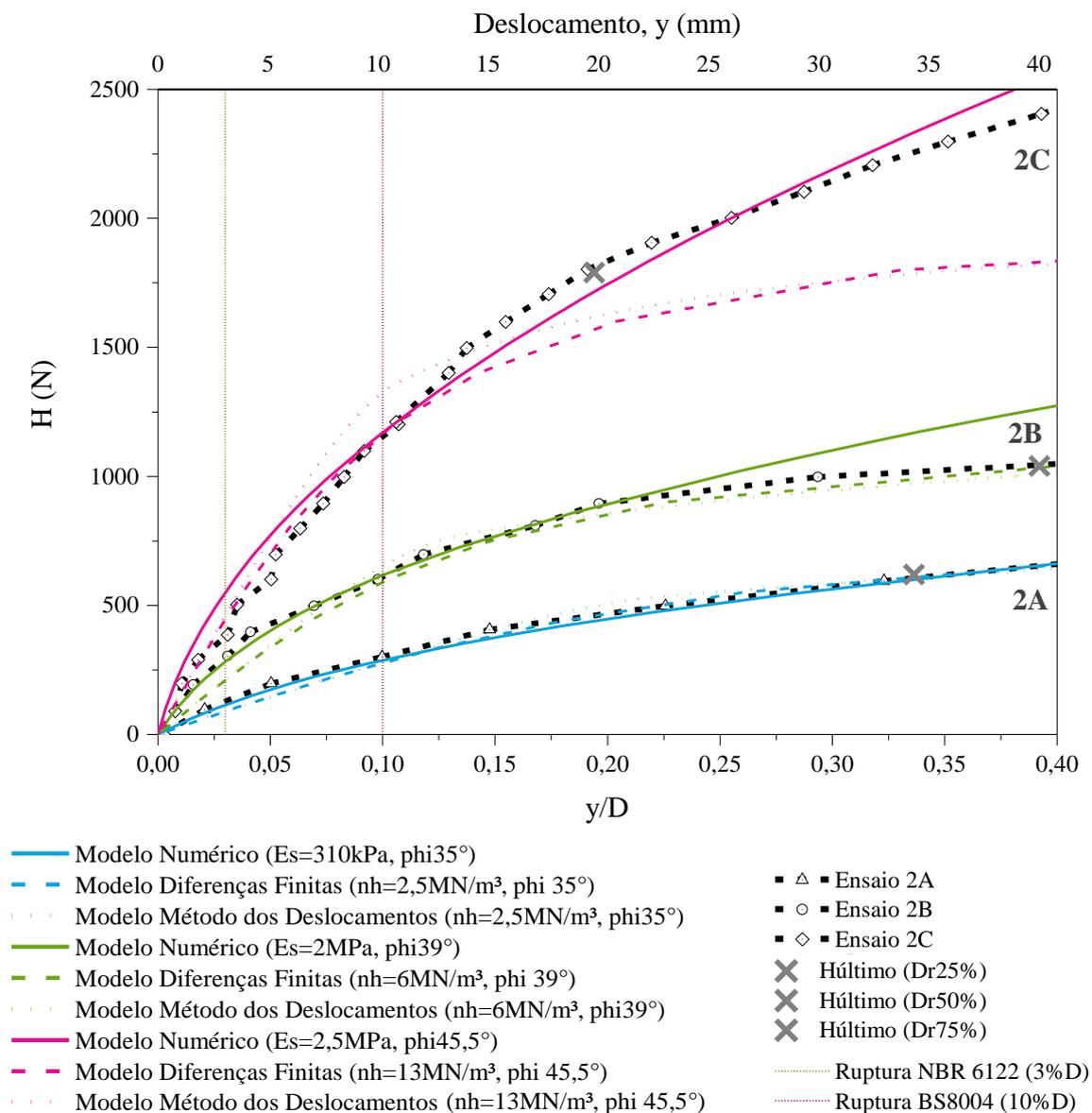


Figura 4.4: curvas carga-deslocamento para as três densidades do caso de validação 2.

A partir da Figura 4.3 e da Figura 4.4, verificam-se resultados equivalentes entre os modelos analíticos, e a boa capacidade de todos os modelos de reproduzirem o comportamento dos respectivos conjuntos solo-estaca dos casos 2A, 2B, 2C para as condições de ruptura normativas (até 10%D) e muito próximas aos valores últimos definidos pelos respectivos autores. O comportamento infinitamente rígido da estaca também é confirmado no diagrama de deslocamentos.

Os valores da constante de reação do solo utilizados para validação dos modelos deste estudo mostraram-se adequados ao compararem-se aos valores utilizados por Prasad e Chari (1999) e Qin e Guo (2014) em suas respectivas aferições.

Além disso, foram observadas influências da escolha do ângulo de atrito utilizado como parâmetro de entrada, verificando-se os modelos a partir dos ângulos definidos na Tabela 4.4. Os melhores resultados foram obtidos para ângulos de atrito provenientes do ensaio de cisalhamento direto, com exceção do Caso 2B, que apresentou resultados mais coerentes com ângulo determinado a partir de ensaio triaxial.

Relações de  $n_h z = 0,1E_s$  foram observadas para o Caso 2, considerando um fator de escala para com o protótipo de 50 para análise do módulo de deformabilidade e a variação linear de  $K_h$  com a profundidade.

Com o intuito de avaliar também casos de estacas flexíveis em escala real (Caso 3), foi utilizada como referência uma das estacas escavadas ensaiadas por Juinarongrit e Ashfort (2004) em escala real no campo da Universidade da Califórnia (São Diego, UCSD).

O solo característico do local de ensaio apresenta camadas predominantes de areia-siltosa intercaladas com camadas silto-arenosas, com condições de umidade natural, não submersa, e fraca cimentação.

Devido à natureza do solo, os parâmetros de resistência e deformabilidade do local foram definidos por ensaios de penetração ou ensaios de cisalhamento direto em amostras deformadas, obtendo-se resultados de coesão de 20kPa e ângulo de atrito médio de  $\phi' = 32^\circ$  a partir de ensaios de cisalhamento direto.

Tendo como base a investigação tipo SPT, de outra forma, o solo local foi subdividido em duas camadas: a primeira, considerando os seis primeiros metros, com ângulo de atrito estimado em  $42^\circ$  e, abaixo desta profundidade, foi estabelecido ângulo médio de  $45^\circ$ . Também embasado nos ensaios SPT, foi atribuído peso específico médio a ambas as camadas de 20 kN/m<sup>3</sup>. Especificações observadas em Juinarongrit e Ashford (2005) também consideram como valor razoável para o peso específico seco médio do solo o valor de 17 kN/m<sup>3</sup>.

Considerando-se os dados obtidos por investigação SPT, os autores propuseram o uso de uma constante de reação horizontal do solo igual à 76 MN/m<sup>3</sup>, conforme proposto pelo API (2002).

A estaca-protótipo escolhida para fins de simulação (Caso 3) possui 12m de comprimento útil, 1,2m de diâmetro e uma altura livre de aplicação de carga aproximadamente igual à 83cm. Foi instalada de forma escavada, com concreto armado com taxa de reforço longitudinal de 2% e de reforço longitudinal igual à 0,6%. As considerações de rigidez equivalentes para concreto e aço são observadas na Tabela 4.2.

O ensaio foi realizado com uso de atuadores hidráulicos e estacas duplas como sistema de carga-reação, e foram utilizados extensômetros junto à armadura longitudinal da estaca com forma de medição dos momentos fletores no decorrer do carregamento lateral.

No que se refere à aferição dos modelos numéricos e analíticos, foram observadas maiores dispersões para o Caso 3, provavelmente devido à heterogeneidade do solo em condições de campo e à existência de cimentação. Ainda, verificou-se influência considerável no comportamento carga-deslocamento com a variação dos parâmetros propostos pelos autores para o solo e a consideração ou não da coesão nos modelos analíticos. A coesão foi considerada em todas as simulações numéricas realizadas para o conjunto respectivo.

Como resultados da aferição para o terceiro caso, observaram-se bons comportamentos carga-deslocamento para os modelos para a composição de camadas e ângulos de atrito de 42° e 45° até os primeiros 10mm de deslocamento (0,8%D), considerando-se  $n_h$  proposto pelo API (2002, 2014) e também sugerido pelos autores do estudo, e um módulo de deformabilidade de 140MPa. Entretanto, a parcela mais significativa do comportamento carga-deslocamento até a ruptura proposta de 10%D foi aferida para o ângulo de atrito definido por cisalhamento direto, e constante de reação horizontal de acordo com o API (2002) para o respectivo ângulo, igual à 21,67MN/m<sup>3</sup>. O módulo de deformabilidade do modelo numérico passou a 70MPa.

Na realidade, a partir do conjunto de casos observados na fase de validação, constatou-se que a rigidez inicial da curva carga-deslocamento na simulação de carregamento lateral pelos modelos não é fortemente influenciada pelo ângulo de atrito de pico do solo, em situação oposta ao verificado para módulo de deformabilidade. Assim sendo, para valores de até 6mm (0,4%D) de deslocamento e forças de 400kN para o Caso 3 obtiveram-se mesmas respostas de comportamento para a variação dos ângulos entre 32° e 42°+45° e módulos  $E_s$  constantes. A variação do peso específico também não apresentou influência considerável para os níveis de deslocamento adotados.

Melhores respostas carga-deslocamento foram observadas para além dos 10mm de deslocamentos ( $>0,008D$ ) considerando a parcela coesiva relacionada ao peso específico de  $17 \text{ kN/m}^3$ , ou uma combinação do peso específico de  $20 \text{ kN/m}^3$  à consideração de coesão nula pelos modelos analíticos, e um ângulo de atrito de  $32^\circ$ .

Os testes de calibração podem ser observados na Figura 4.5, observando-se todas as variações realizadas para casos de modelagem por Método dos Deslocamentos (MD), e a seleção dos melhores resultados provenientes dos modelos analítico por Diferenças Finitas (MDF) e numérico (MN).

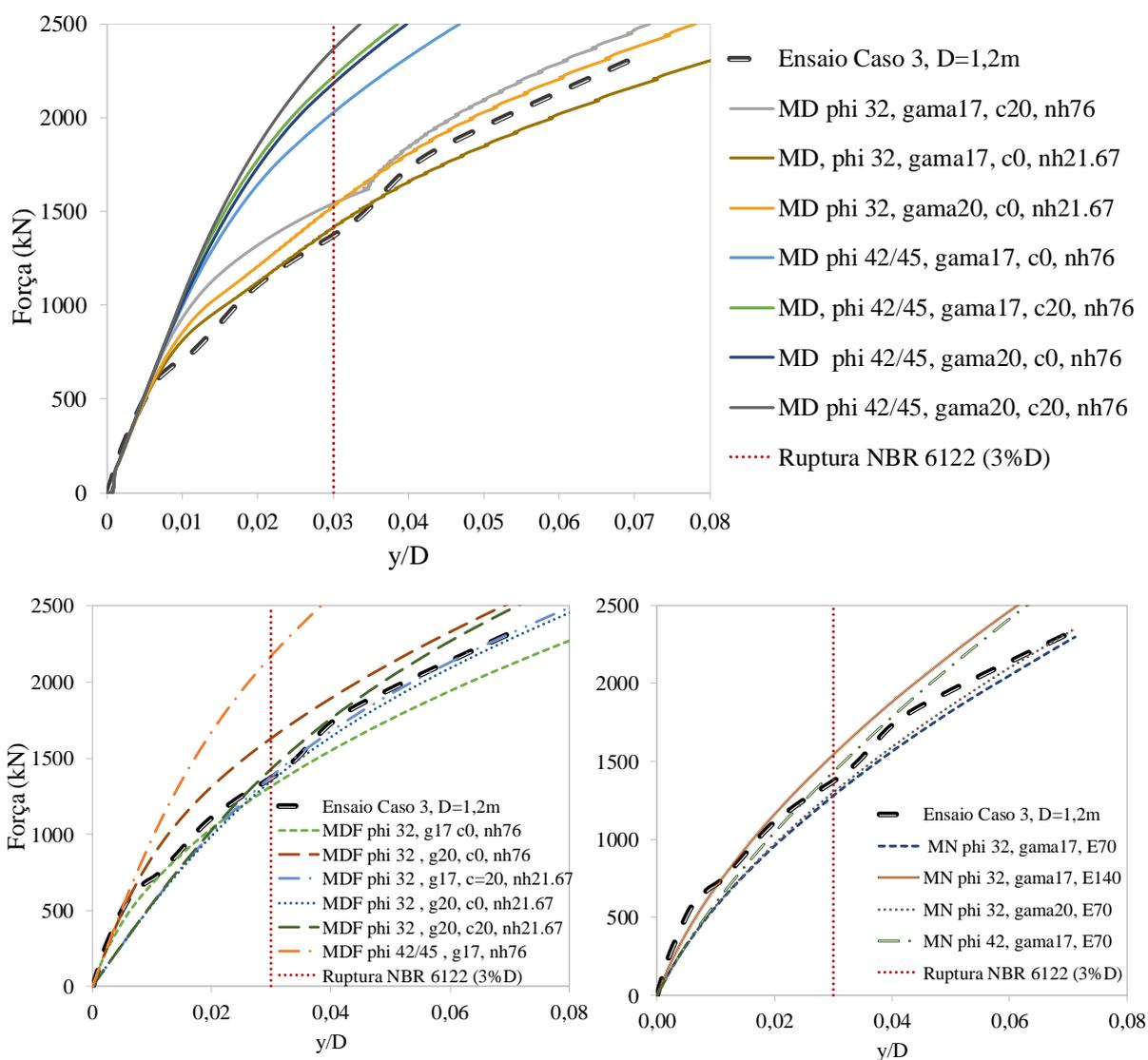


Figura 4.5: calibrações das curvas carga-deslocamento dos modelos para o caso real 3.

Observaram-se relações de  $n_h=0,55E_s/z$  e  $n_h=0,31E_s/z$ , a partir da relação  $K_h=n_h z$ . A ruptura sugerida pelo código britânico BS 8004 (BSI, 1980), de  $10\%D$ , não foi alcançada pelo ensaio real.

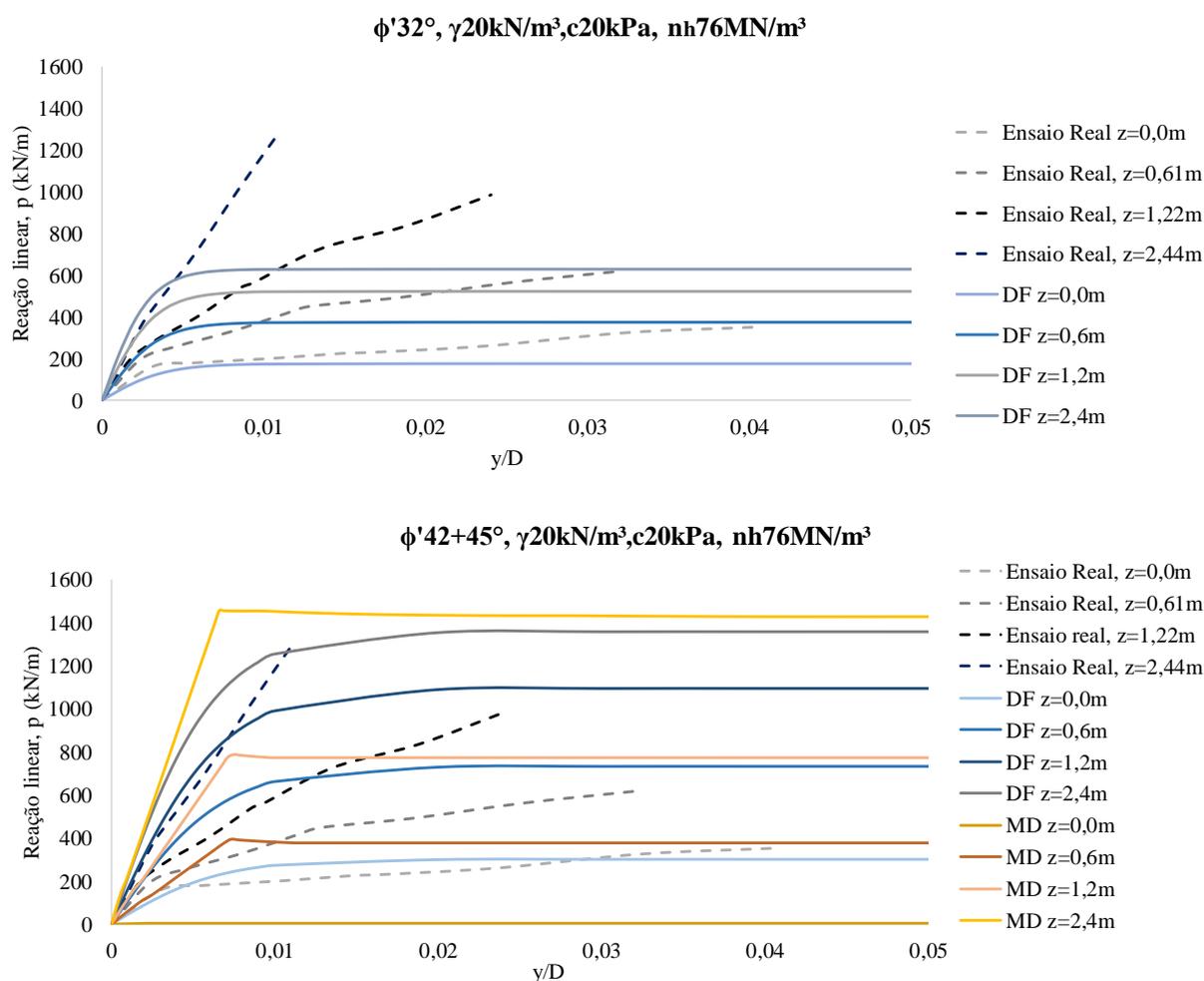


Figura 4.6: curvas p-y para caso de validação 3.

Para a variação dos parâmetros de entrada, também foram avaliadas as curvas p-y sugeridas pelos métodos analíticos embasados na metodologia do API (2002, 2014). A Figura 4.6 compara as curvas p-y reais e modeladas para uma variação do ângulo de atrito, apresentando resultados mais próximos aos observadas pela reotranálise dos dados de prova de carga para condições de ensaio aferidas nos primeiros 10mm ( $>0,8\%D$ ) de deslocamento.

A Figura 4.7 também mostra a boa aplicabilidade das simulações para diagramas de deslocamentos e momento fletor, ao se considerar uma força de topo igual à 1950 kN. Os momentos mais próximos aos observados em campo para a respectiva força foram observados para ângulos de atrito de 42 e 45°, enquanto os deslocamentos de topo mais representativos aos ensaios em escala real foram para um ângulo de 32°. A constante de reação, quando não explicitada, foi adotada em função do ângulo de atrito conforme sugestão do API (2002).

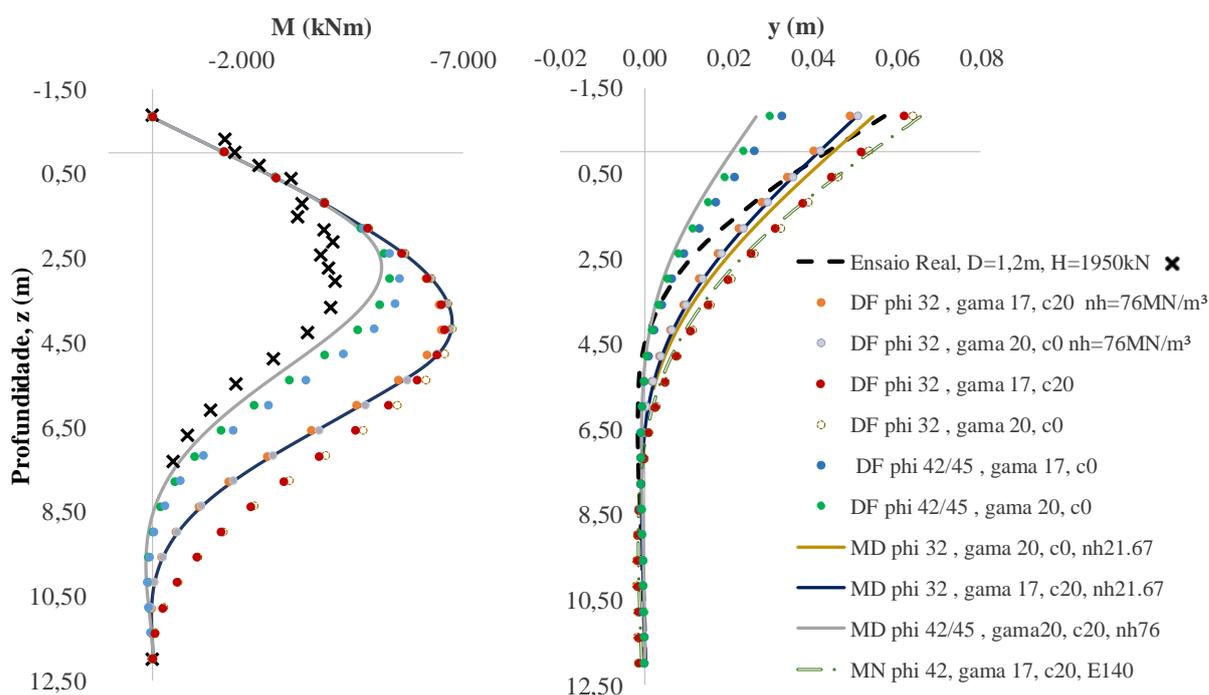


Figura 4.7: diagramas de momento e deslocamento para caso de validação 3.

Os melhores parâmetros para o Caso 3 podem ser visualizados na Tabela 4.3, em conjunto aos resultados dos casos anteriores, considerando como condição de ruptura  $y=10\%D$ .

Como considerações gerais da validação dos modelos, observa-se que os diagramas de esforços e deslocamentos são influenciados pelo comportamento do conjunto na curva carga-deslocamento no respectivo tempo de ensaio e força analisados. Com isso, reforça-se a importância de não se analisarem dados isolados, de forma a proporcionar informações mais completas e fidedignas da resposta real do sistema solo-estaca.

Verificou-se ainda a sensibilidade dos modelos para os parâmetros de resistência e deformabilidade do solo, com menores influências do ângulo de atrito na rigidez inicial da curva carga-deslocamento, em contraposição aos efeitos da constante  $n_h$  ou do módulo  $E_s$ . Confirma-se a idealização do uso de parâmetros representativos a cada profundidade e camada de campo. As tensões utilizadas para os ensaios de caracterização do material em laboratório também podem influenciar no correto ajuste dos parâmetros adotados.

Entretanto, os modelos analíticos para casos em escala reduzida, embasados no equacionamento da resistência limite do solo proposto pelo API (2002, 2014) em função da constante de reação horizontal do solo  $n_h$ , apresentaram uma rigidez da curva carga-deslocamento de topo muito

superior à observada nos ensaios experimentais quando considerada a constante sugerida na própria metodologia. Para correta aferição dos modelos, observaram-se valores na ordem de 4 a 15 vezes inferiores ao proposto pelo API (2002, 2014). Essa divergência não foi observada para o caso 3, cujos dados são provenientes de provas de carga em escala real, quando a resposta do protótipo se mostrou equivalente à simulação para  $n_h$  do API (2002).

Essa variação, também observada ao analisarem-se as constantes definidas por outros autores para os casos da literatura analisados, pode ser consequência dos efeitos de escala e perda de similaridade resultantes de modelos em escala reduzida, justificando a necessidade de calibração e ajuste dos modelos físicos para uma adequada representação de ensaios em escala real.

## 5 ESTUDO DE CASO: SOLO ARENOSO DO CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI

Após a verificação e validação dos modelos analíticos e numérico para diversos problemas de carregamento lateral em estacas assentes em solos friccionais, para casos descritos na literatura, foi escolhido como objeto de estudo o solo arenoso do Campo Experimental de Araquari.

Nesta fase, uma modelagem física foi realizada em conjunto às simulações analíticas e numérica, utilizando-se o próprio elemento geotécnico de campo e uma estaca-modelo predominantemente rígida.

### 5.1 CAMPO EXPERIMENTAL DE ARAQUARI

O Campo Experimental de Araquari é uma parceria entre universidades brasileiras (Universidade Federal do Rio Grande do Sul – UFGRS, Universidade do Estado de Santa Catarina – UDESC, e Universidade Federal do Paraná – UFPR), universidades estrangeiras (Universidade de Napoli, Itália), e diversas empresas de iniciativa privada, como a Petrobrás e a Brasfond. O projeto conta ainda com o apoio da *International Society of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering* (ISSMGE) e da própria Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS).

Situado no município de Araquari, ao norte do estado de Santa Catarina e próximo à rodovia BR 101 (Figura 5.1), é hoje considerado 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).

A partir de um conjunto extensivo de ensaios de investigação de campo do tipo *Standart Penetration Test* (SPT), Piezocone (CPTu) e Dilatométrico (SDMT), bem como da caracterização de amostras em laboratório, foi definido um perfil representativo do solo e a determinação de seus parâmetros de resistência e deformabilidade.

O perfil geotécnico com base nas sondagens SPT pode ser visto na Figura 5.2, e os parâmetros provenientes dos ensaios de piezocone estão reunidos na Figura 5.3. Observa-se que a estratigrafia local é formada predominantemente por material arenoso, com exceção de uma

camada argilosa entre os 18 e 22 metros de profundidade. O nível freático situa-se a cerca de 2 metros abaixo da superfície e, segundo Carneiro e Carneiro (2004 *apud* ALVES, 2016), a areia do local apresenta em sua composição 99,6% de sílica ( $\text{SiO}_2$ ) e 0,1% de argila.

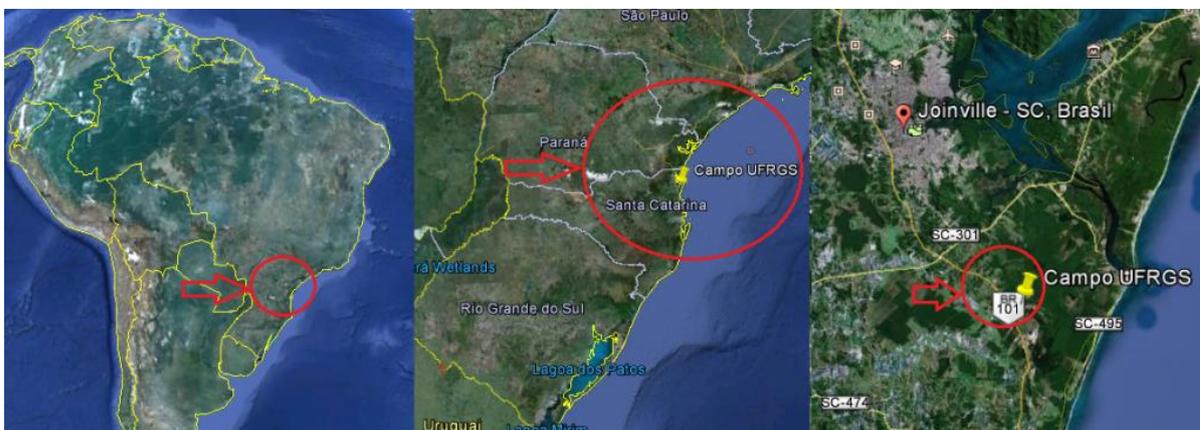


Figura 5.1: localização do Campo Experimental de Araquari (ARAQUARI EXPERIMENTAL TESTING SITE).

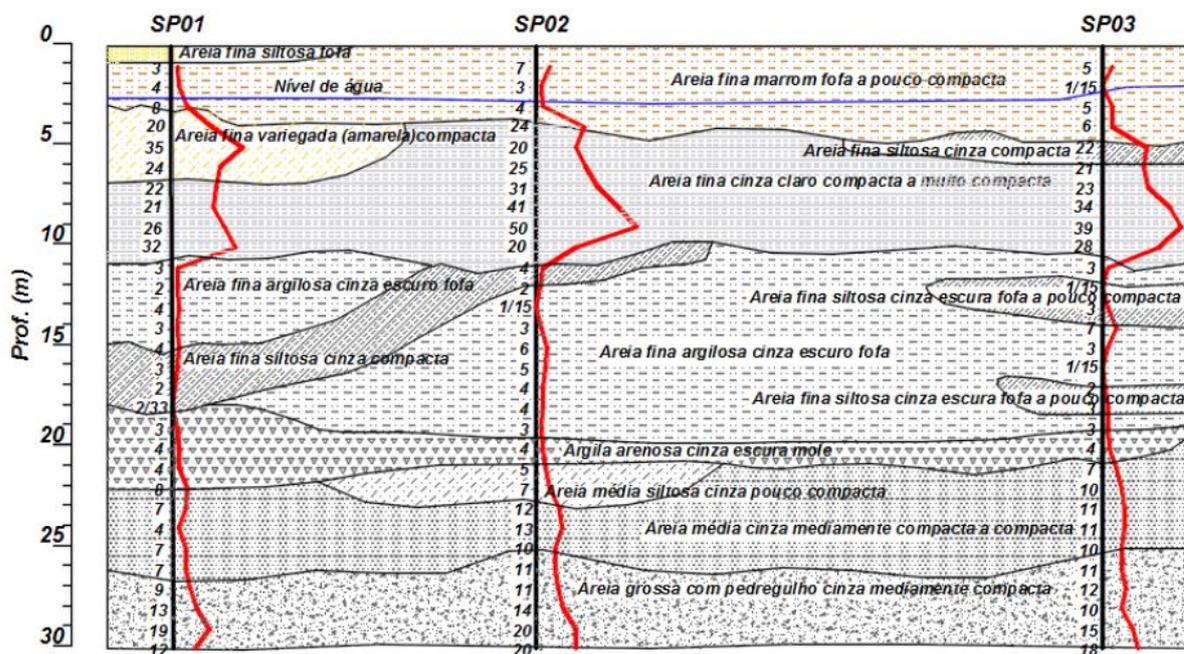


Figura 5.2: perfil geotécnico do Campo Experimental de Araquari embasado em ensaios SPT (NIENOV, 2016).

Com objetivo inicial da realização de provas de carga axiais do tipo viga de reação junto ao Campo Experimental, foram executadas 6 estacas denominadas principais (ET), escavadas ou por hélice contínua, e, circundantes a estas, 14 estacas de reação (R). As estacas principais foram completamente instrumentadas ao longo do fuste, e variaram entre diâmetros de 0,7 a 1,0

metro e comprimentos entre 15 a 24 metros. Todas as estacas de reação para o ensaio axial foram instaladas por meio de Hélice Contínua e possuem 0,8 metro de diâmetro e 24 metros de profundidade.

A locação das estacas e os pontos de investigação geotécnica do Campo Experimental de Araquari podem ser visualizados na Figura 5.4.

Três das estacas principais executadas foram ensaiadas axialmente em campo até a data desta dissertação, e novos ensaios estão sendo viabilizados, incluindo nestes os ensaios de carregamento transversal respectivos às estacas-protótipo do projeto iniciado neste estudo.

Maiores informações sobre o Campo Experimental de Araquari podem ser obtidas no *site* do campo experimental (<<http://www.ufrgs.br/araquari-ets/>>), e nos trabalhos realizados por José Luís Rodriguez Brochero (2014), Fabiano Alexandre Nienov (2016), Darlan Pereira (2016), Débora Fonseca Alves (2016) e Laura Lavalle (2017).

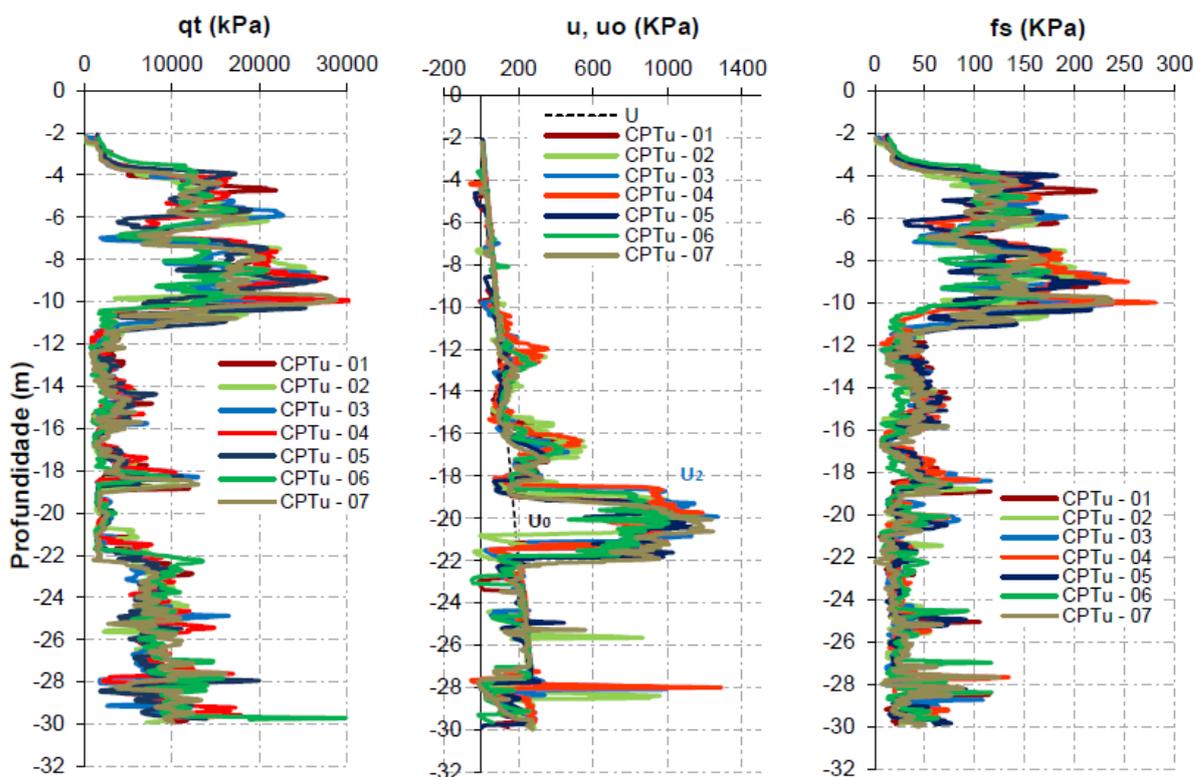


Figura 5.3: parâmetros iniciais para o solo de Araquari, provenientes dos ensaios CPTu (NIENOV, 2016).

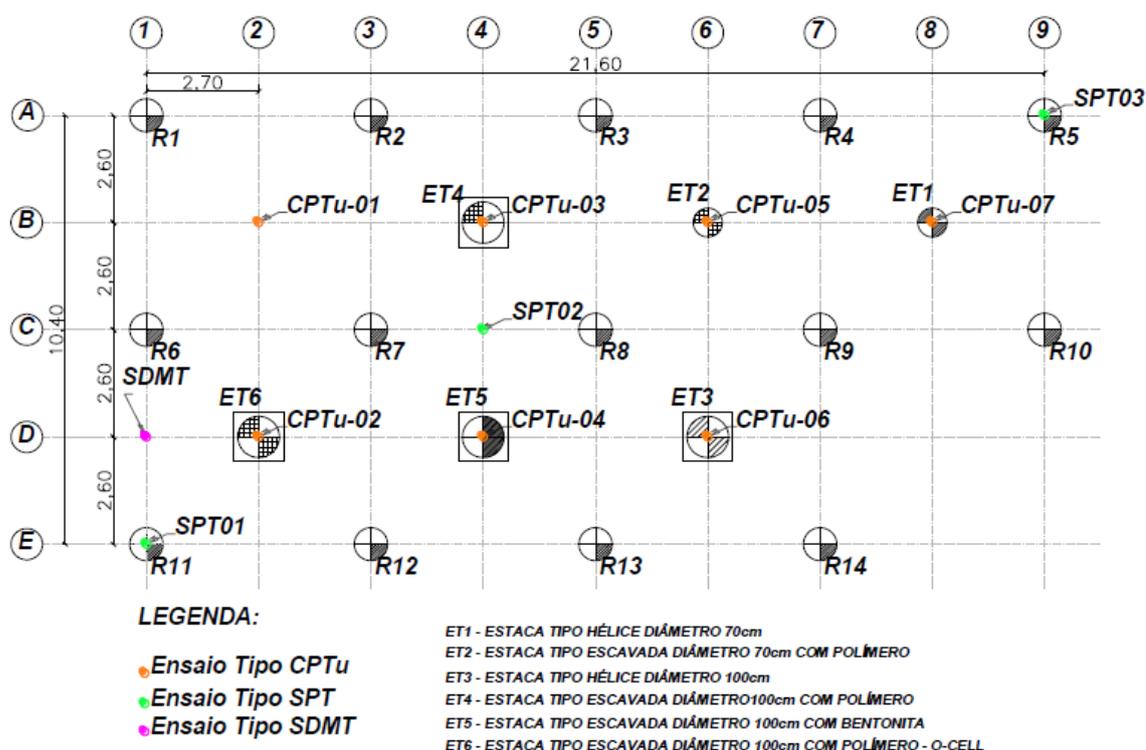


Figura 5.4: planta de localização das estacas e pontos de investigação geotécnica do Campo Experimental de Araquari (NIENOV, 2016).

## 5.2 DEFINIÇÃO DA ESTACA-PROTÓTIPO

Foram escolhidas como base do modelo para representação do sistema solo-estaca do Campo Experimental de Araquari as estacas anteriormente denominadas de reação (Figura 5.4), respeitando a terminologia utilizada para execução das provas de carga axiais. Desta forma, aumenta-se o número de possíveis ensaios de carregamento transversal em escala real, considerando que todas as estacas *R* são similares no ponto de vista construtivo, ao mesmo tempo em que não se desqualifica a qualidade estrutural das estacas *ET* para futuros ensaios axiais. Além disso, simplifica-se o ensaio em questões de suporte e tensão, uma vez que há a possibilidade de se ensaiar lateralmente duas estacas *R* em simultâneo, quando ambas agem como reação uma da outra, ou fazer uso das estacas *ET* como apoios para o carregamento horizontal das estacas *R*.

As estacas definidas como protótipo para a compreensão da interação solo-estaca para carregamento lateral do referido estudo de caso possuem 0,8 metro de diâmetro e 24 metros de profundidade, e foram executadas em hélice contínua. Dos vinte e quatro metros de

comprimento, um metro encontra-se acima da superfície do solo, de modo a facilitar a aplicação de carga lateral e simular situações de topo livre.

Conforme já abordado no capítulo 3.3, apenas a situação geométrica das estacas de reação de Araquari fora aproximadamente representada, sendo a rigidez alterada para não proporcionar rótulas plásticas para o nível de carregamento planejado. A adequada previsão do comportamento do conjunto solo-estaca em escala real será possível em fase futura, após a compreensão do modelo reduzido e subsequente ensaio em modelo equivalente.

### 5.3 DETERMINAÇÃO DAS CARACTERÍSTICAS DO CONJUNTO SOLO-ESTACA MODELO

Para que os modelos representem o comportamento de conjuntos solo-estaca em escala real, as propriedades e características de cada elemento devem ser definidas, em similaridade às condições abordadas na etapa de validação.

#### 5.3.1 Parâmetros e propriedades da estaca

Para o elemento estrutural, além das características geométricas, é necessário fornecer aos modelos os parâmetros de rigidez ( $E_p$ ,  $I_p$ ), coeficiente de Poisson  $\nu_p$ , e peso específico  $\gamma_p$ . No modelo reduzido foram usadas barras redondas maciças de Alumínio de liga AL 6351, com módulo de elasticidade igual à 69GPa e peso específico de 26 kN/m<sup>3</sup>. Dois tipos de estacas foram ensaiados, com diâmetro único de 1/2" (12,7mm) e comprimentos úteis ( $L_{\text{útil}}$ ) de 365mm e 182,5mm, baseados em fatores de escala 1:63 ( $D_{E1,E2}$  e  $L_{\text{útil } E1}$ ) e 1:126 ( $L_{\text{útil } E2}$ ) com o protótipo.

A altura livre ( $h$ ) para ambas as estacas foi adotada igual a 24mm, devido ao espaço mínimo necessário para a instrumentação de topo instalada junto ao atuador, no respectivo ponto de aplicação de carga. Essa altura não reproduz a altura livre equivalente ao protótipo.

Assim, os modelos não representam com exatidão das condições do protótipo, conforme ilustrado na Tabela 6.1, na qual são apresentadas as características do protótipo, das estacas-modelo e, através dos princípios de similaridade, da estaca equivalente (protótipo que seria representado pelas estacas-modelo).

Tabela 5.1: parâmetros de entrada referentes as estacas modelo e protótipo para o estudo de caso do Campo Experimental de Araquari.

Parâmetro	Estaca protótipo real	Estaca protótipo representada (conforme materiais do modelo reduzido)	Estaca modelo tipo 1 (1:63*)	Estacas modelo tipo 2 (1:126*)
<i>Comprimento útil (m) - <math>L_{util}</math></i>	23,0	23,0	<b>0,365</b>	<b>0,1825</b>
<i>Altura livre (m) - <math>h</math></i>	1,0	1,5 (Escala 1:63) e 3 (Escala 1:126)	0,024	0,024
<i>Diâmetro (m) - <math>D</math></i>	0,8	0,8	0,0127 (1/2")	0,0127 (1/2")
<i>Módulo de elasticidade (GPa) - <math>E_p</math> equivalente</i>	26,0	4347,0	69,0	69,0
<i>Coefficiente de Poisson - <math>\nu_p</math></i>	0,15	0,33	0,33	0,33
<i>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>) - <math>\gamma_p</math></i>	25,0	26,0	26,0	26,0

\*Escala referente à  $L_{util}$

### 5.3.2 Parâmetros e propriedades do solo

Para as propriedades do solo de Araquari, foram levados em consideração os ensaios laboratoriais realizados por Lavallo (2017) e Chrusciak (2019), além dos ensaios para peso específico relativo dos grãos e índice de vazios mínimo e máximo realizados no decorrer deste estudo, para fins de verificação de homogeneidade entre amostras.

De acordo com os ensaios realizados por Lavallo (2017), a areia de Araquari possui formato angular em toda a sua estratificação, com um diâmetro médio dos grãos ( $d_{50}$ ) igual a 0,15mm.

Subdividindo-se o solo em camadas de acordo com o nível de compactação, Lavallo (2017) verificou um peso específico relativo dos grãos ( $G_s$ ) de 2,65, e índices de vazios mínimo e máximo de 0,74 e 1,05, respectivamente.

Entretanto, ao se considerar esta faixa limite para o índice de vazios, apenas um dos ensaios de compressão triaxial realizados pela autora para densidades relativas elevadas mostrou resultados de comportamento não-contrátil.

Novos ensaios realizados por Chrusciak (2019) também apresentaram índices de vazios mínimo e máximo e peso específico relativo dos grãos semelhantes aos observados por Lavallo (2017), com valores de 0,84, 1,03 e 2,62, respectivamente, assim como ensaios de cisalhamento direto

referentes ao índice de vazios mínimo normativo (NBR 12051) não resultantes em amostras de comportamento dilatante.

Observou-se também ser possível moldar amostras com índice de vazios mínimo inferior ao normalizado, conforme ensaios de cisalhamento direto realizados por Chrusciak (2019) para amostras com índice de vazios  $e=0,63$  e peso específico aparente seco igual à  $1,605\text{g/cm}^3$ .

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto realizados por Chrusciak (2019) podem ser visualizados no Anexo A, observando-se o comportamento dilatante da amostra com  $e=0,63$  para tensões cisalhantes de 50, 100 e 150 kPa e ângulo de atrito de pico igual a  $36^\circ$ . Ensaios de cisalhamento direto nas mesmas tensões cisalhantes com amostras em índice de vazios de 0,92 e peso específico aparente seco de  $1,366\text{g/cm}^3$  resultaram em envoltória com ângulo de atrito de pico de  $33,3^\circ$  e residual de  $33,2^\circ$ .

Os índices de vazios limites foram também verificados para este trabalho de acordo com a NBR 12051 e NBR 12004, assim como o peso específico relativo dos grãos. Obtendo-se resultados muito próximos aos de Lavalley ( $e_{\text{mín}}=0,75$ ,  $e_{\text{máx}}=1,00$  e  $G_s=2,6$ ) e tendo conhecimento de que os dados obtidos pelo ensaio normativo não caracterizam limites absolutos do material, foi considerado para fins de densidade deste estudo um  $e_{\text{mín}}$  igual ao obtido por Chrusciak em seu ensaio final.

A partir dos ensaios triaxiais, Lavalley (2017) também determinou um ângulo de atrito crítico médio para o solo arenoso de Araquari igual à  $33^\circ$ , desconsiderando o resultado da camada de cinco metros, desconforme às demais medições, e dos resultados correspondentes à profundidade de doze metros, representativa de materiais finos.

A representação dos valores médios de densidade relativa, tensões iniciais e índices de vazios encontradas por Lavalley (2017) para cada camada do solo arenoso do Campo Experimental de Araquari, assim como os parâmetros de resistência obtidos para diferentes profundidades encontram-se no Anexo B, juntamente com as curvas granulométricas detalhadas pela autora.

Os parâmetros de base considerados neste trabalho para as condições fofa e densa do solo de Araquari estão resumidos na Tabela 5.2, embasados nos resultados acima explicitados. Para o peso específico obtido junto ao modelo reduzido – e melhor detalhado posteriormente –, estes dados foram proporcionalmente corrigidos, sendo ainda necessária uma revisão dos parâmetros

$\phi'$ ,  $n_h$  e  $E_s$  iniciais de forma a buscar melhor compatibilidade entre os modelos e a correta aplicação da análise dimensional.

Tabela 5.2: parâmetros de base iniciais para o solo de Araquari em estado fofo, denso e referente às condições da modelagem física.

Parâmetros	Condição	Condição	Condição
	Fofa	Densa	Modelo Reduzido
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> ) - $\gamma_s$	13,7	16,0	14,5
Ângulo de atrito de pico (°) - $\phi'$	33,3	36,0	34,2
Ângulo de atrito do estado crítico (°) - $\phi'_{cs}$	33,0	33,0	33,0
Coesão (kN/m <sup>3</sup> ) - $c'$	0	0	0
Constante do coeficiente de reação horizontal API (kN/m <sup>3</sup> ) - $n_h$	26670	44440	33330
Coeficiente de Poisson (condição drenada) - $\nu_s$	0,25	0,25	0,25
Módulo de elasticidade do solo (MPa) - $E_s$	24	38	30*
<i>Peso específico relativo dos grãos - <math>G_s</math></i>		2,65	
<i>Índice de vazios mínimo - <math>e_{mín}</math></i>		0,63	
<i>Índice de vazios máximo - <math>e_{máx}</math></i>		1,05	

\*valor para escala real de campo.

Maiores informações sobre os ensaios e parâmetros definidos ao solo do Campo Experimental de Araquari podem ser observadas no trabalho de Lavallo (2017) e de Chrusciak (2019).

## 5.4 MODELO DE LABORATÓRIO

### 5.4.1 Preparo e reconstituição do solo junto ao tanque de ensaio

O solo utilizado para modelagem reduzida é proveniente do Campo Experimental de Araquari, extraído de camadas rasas, na umidade natural e, em laboratório, devidamente seco (por meio de lâmpadas de irradiação) e destorroado.

Para o conjunto de materiais adotado, foi verificada uma relação  $D/d_{50} = 85$ , garantindo que os efeitos de escala referentes à dimensão do grão não influenciem o modelo, de acordo com as principais relações expostas no capítulo 2.6.2.1.

Como forma de garantir um diâmetro médio das partículas, uniformizando a seleção de grãos e evitando efeitos de escala, as partículas de solo destorroadas foram então peneiradas em peneira de número #40 (padrão ASTM para areias finas). O total de 1,2 tonelada de solo pronto para ensaios foi então armazenado em local fechado de forma a evitar a variação de umidade da amostragem.

Após a confecção do pluviador e considerando-se uma altura de pluviação constante, 60 centímetros acima da superfície final do solo no tanque, foi realizada uma sequência de ensaios para verificar a homogeneidade e compactidade da areia a partir da técnica escolhida para a reconstituição do solo.

A configuração de pluviação e peso específico utilizados para a modelagem deste estudo foi definida após o enchimento-teste de 13 tanques, variando-se a forma de enchimento (pá ou balde), abertura das telas metálicas (2mm, 5mm e 15mm) e uso de chapas de madeira com furos de diferentes diâmetros (10mm e 19mm) e buscando a relação entre peneiras e diâmetros de furos tais quais proporcionassem uma menor variabilidade de densidade nas direções radial e vertical. Os resultados dos testes de densidade são resumidos no Apêndice D, e exemplos de tela e chapa de madeira na Figura 5.5 e Figura 5.6, respectivamente.

Para se medir e verificar o peso específico da areia foram utilizados como recipientes: cápsulas cilíndricas de alumínio, com paredes finas, 5,5 cm de altura e diâmetros de cerca de 7,5cm; moldes cilíndricos para ensaio Proctor de 1000 cm<sup>3</sup>, com colarinho, com paredes de maior espessura mas uma massa que garanta a sua imobilidade no decorrer do enchimento; e bandeja plástica rígida, com dimensões de 440 x 285 x 82 mm, permitindo maior representatividade da amostragem ao longo da seção transversal.



Figura 5.5: montagem de tela para homogeneidade da queda de grãos no processo de pluviação. Tela de 5mm com moldura em madeira.

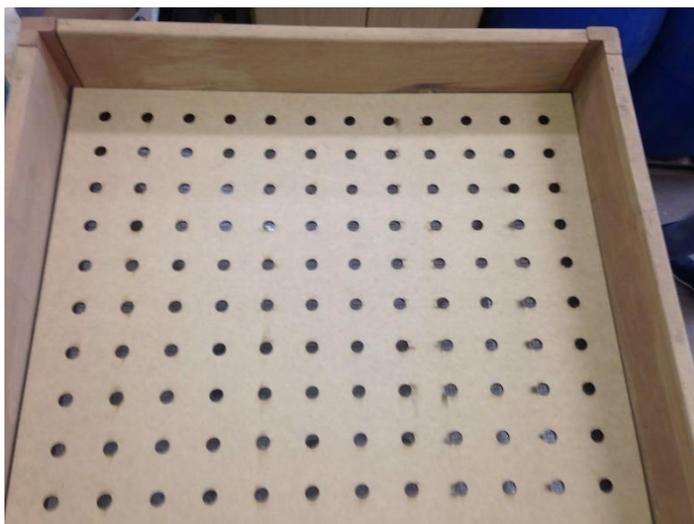


Figura 5.6: chapa de madeira com furos de 10mm sobre estrutura do pluviador e tela metálica, para definição da intensidade de queda dos grãos.

Os amostradores foram distribuídos no tanque de forma a melhor recolher informações durante a chuva de grãos, incluindo toda área transversal do tanque e diversas alturas de análise. Diferentes disposições foram testadas como forma de verificar a homogeneidade e definir do peso específico a ser adotado, obtendo-se de forma geral uma semelhança entre os resultados por diferentes recipientes. Como exemplo, mostra-se a distribuição da Figura 5.7, onde também é possível observar os tipos de amostradores utilizados.

Para os casos de grande divergência entre os tipos de amostradores, observada quando utilizada chapa de madeira furada, percebeu-se maior coerência dos resultados obtidos por amostradores de paredes finas e maior área de coleta, considerando que a área de contato da seção transversal (paredes) exerça grande influência na direção e velocidade da queda de grãos após o contato entre partícula e material. A pesagem completa do material durante o enchimento do tanque confirmou resultados de amostras menos densas do que a realidade para os dados coletados com uso do cilindro de proctor.

No decorrer dos ensaios, percebeu-se que o uso das telas apresenta maior influência na homogeneidade de queda das partículas ao longo da área e altura do tanque, com resultados mais similares quando utilizadas em conjunto (Figura 5.8). A relação entre a abertura dos furos e área de abertura total das chapas de madeira, por sua vez, mostrou-se regente da intensidade de queda das partículas e da densidade final do solo.



Figura 5.7: recipientes de amostragem e exemplo de uma das configurações de distribuição no fundo do tanque.



Figura 5.8: camada do solo de Araquari em tanque após processo de pluviação, sem nivelamento.

Desta forma, foi definida a montagem final do ensaio, com uso de tela metálica de 5mm acoplada a tela metálica de 15mm (separadas pela própria moldura das telas) subjacentes à chapa de madeira com furos de 19mm. A forma de enchimento final do tanque foi realizada por uso de baldes, considerando maior otimização de tempo e homogeneidade de queda das partículas na área transversal.

A estrutura do pluviador foi protegida com plástico transparente resistente de forma a evitar a perda e suspensão das partículas de areia no ambiente externo ao tanque.

Para o tanque referente ao ensaio de carregamento lateral definitivo, o solo foi adicionado em três camadas, com espessuras respectivas de 31,10 cm, 18,25cm e 18,25cm, as duas primeiras equivalendo-se à altura da base inferior de cada um dos dois tipos de estacas. Buscou-se pluviar ao mínimo 1 centímetro de solo extra em altura, como forma de garantir a mesma densidade após nivelamento.

O peso específico final do tanque, de  $14,5 \text{ kN/m}^3$ , foi considerado a partir da pesagem de todo material pluviado, descontando-se as perdas por pluviação e nivelamento. A média de peso específico mostrou-se similar entre as camadas, verificando a homogeneidade testada nos ensaios prévios e uma influência não considerável devido à altura de queda constante.

O peso específico seco escolhido para o ensaio reduzido equivale a um solo com comportamento medianamente compacto, com  $D_r = 47\%$  respeitando a caracterização e dados do item 5.3, considerando  $e_{min}$  de 0,63 obtido por Chrusciak (2019).

Assim, este ensaio pode ser considerado como representativo da camada de maior profundidade de campo, conforme observado na Figura 5.2. Entretanto, a correta representação do conjunto-protótipo exige a representação reduzida de todas as densidades e camadas observadas *in situ*.

Resultados de ensaios triaxiais com amostras de peso específico similares ou superiores realizados por Lavallo (2017) não mostraram comportamento dilatante.

#### 5.4.2 Preparo e instalação das estacas-modelo

Como já abordado no capítulo de metodologias, foram definidos quatro ensaios de carregamento lateral em modelo reduzido para estacas predominantemente rígidas.

Os ensaios foram realizados em dois modelos de estaca, com dimensões de 12,7mm de diâmetro, comprimentos úteis ( $L_{útil}$ ) de 365mm e 182,5mm e altura livre igual à 24mm, conforme Tabela 5.1. Como material de elevada rigidez, foi escolhida a liga em alumínio maciço AL 6351, com módulo de elasticidade igual à 69GPa e peso específico de  $26 \text{ kN/m}^3$ .

A fim de representar a instalação da estaca de modo escavado ideal, considerou-se a colocação do modelo estrutural previamente à pluviação do solo. Desta maneira, foi necessária a fixação

da estaca durante o preenchimento do tanque. Essa ancoragem teve de ser escolhida de forma a evitar a interferência da estrutura de fixação na chuva de grãos, assim como da chuva de grãos na estabilidade da estaca-modelo, optando-se pelo uso de cordas de *nylon* amarradas no entorno da seção de topo da estaca e presas no próprio pluviador.

A fixação foi facilitada pelo uso de um parafuso conectado à estrutura por meio de perfuração do centro geométrico da estaca-modelo no exato ponto de aplicação de carga, inserido com o objetivo de garantir maior precisão do carregamento transversal, tanto na aderência entre os materiais quanto na linearidade e posição da carga, evitando a rotação do elemento estrutural. Foram utilizados parafusos milimétricos de cabeça chata e 3mm de diâmetro, e a verticalidade final das estacas foi verificada com uso de nível.

Para facilitar a correta aplicação de carga, também fora optada pela extensão do comprimento das estacas-modelo em 15mm acima da altura livre e ponto de carregamento.

A disposição das estacas junto ao tanque pode ser visualizada nos esquemas da Figura 5.9, considerando as estacas de menor comprimento como pares e de maior comprimento como ímpares.

O uso de tanque único para o ensaio de todas as 4 estacas foi optado ao considerar-se a área de influência de cada estaca como 10D de seu centro, ou seja, um círculo de 127mm de raio, e a direção de carregamento seguindo o sentido horário. Conforme observado na vista superior da Figura 5.9, as estacas ficaram posicionadas a uma distância mínima de 175mm entre si.

As estacas-modelo, com marcações para a altura final do solo (marcação verde) e ponto de aplicação de carga (marcação amarela e centro do parafuso) podem ser observadas na Figura 5.10, juntamente com o processo de fixação das estacas no tanque.

O conjunto solo-estaca pronto para ser ensaiado aparece na Figura 5.11, assim como o sistema de atuação e aquisição de dados.

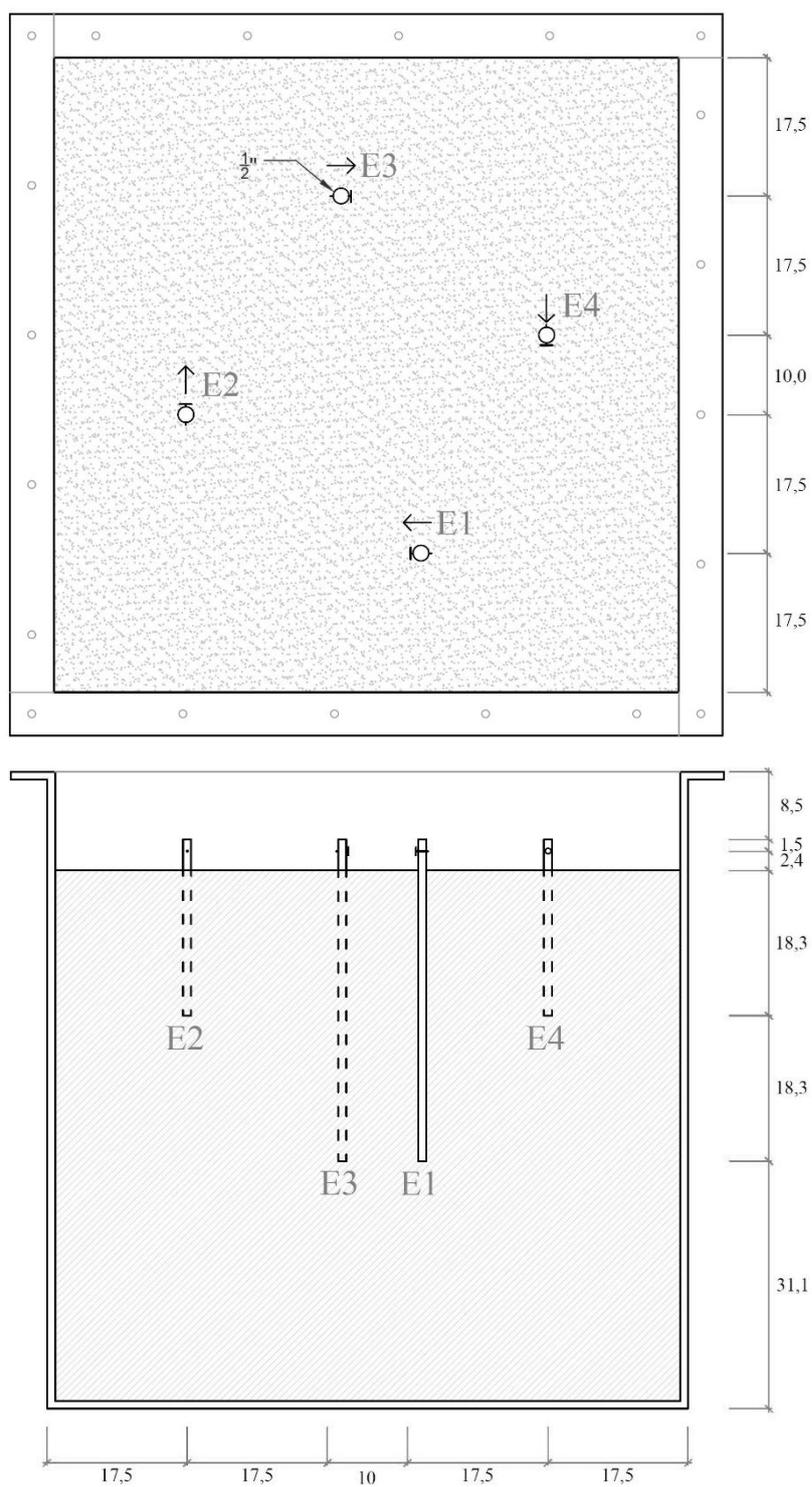


Figura 5.9: Vista superior e corte da distribuição das estacas-modelo junto ao tanque de ensaio. Valores em centímetros.

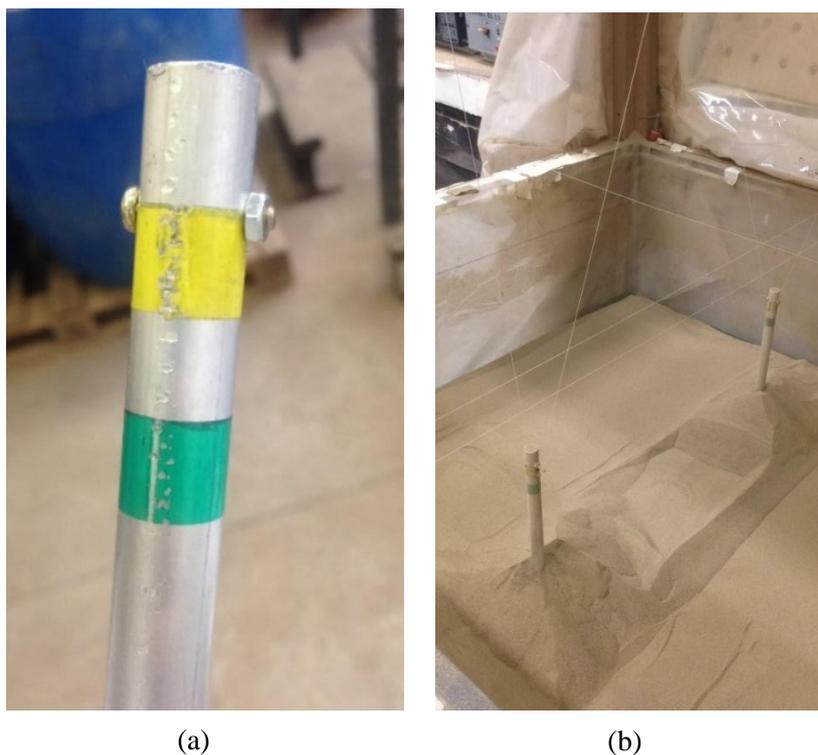


Figura 5.10: preparo e instalação das estacas-modelo: (a) detalhe da estaca, com marcações para nível final do solo e ponto de aplicação de carga com parafuso; (b) fixação das estacas para simulação de escavação.

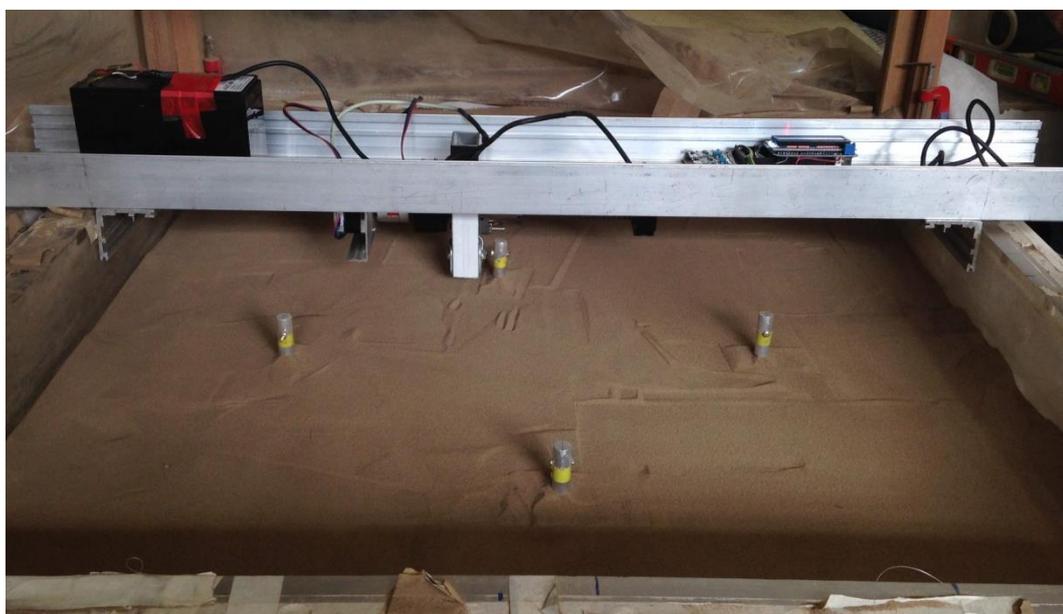


Figura 5.11: conjunto solo-estaca e sistema de atuação e aquisição de dados para simulação de carregamento lateral em modelagem reduzida.

### 5.4.3 Execução de ensaio de carregamento lateral monotônico

Após o devido enchimento do tanque e posicionamento das estacas-modelo foram iniciados os ensaios de carregamento lateral monotônico, com uma taxa de carregamento igual a 2 micropassos/segundo (40 micrometros/segundo).

Todas as estacas foram ensaiadas até os deslocamentos atingirem em torno de 1000 micropassos, instante no qual ficava nítida a rotação do elemento estrutural. Com isso, os deslocamentos do topo resultaram em mais do que 1,5 vezes o diâmetro do elemento estrutural. Estes deslocamentos são maiores que o limite de 10%D, usualmente adotado como condição última da estaca.

### 5.4.4 Execução de ensaio de carregamento lateral cíclico completo

Complementarmente, foi realizada a ciclagem completa de duas das estacas ensaiadas monotonicamente. Uma vez que as estacas já haviam sido carregadas e descarregadas em uma das direções do tanque, cada estaca foi reposicionada e, a partir do mesmo marco inicial, foi repetido o processo de carga-descarga e retorno, em mesma direção e sentido oposto ao carregamento monotônico, procurando aplicar os mesmos valores de deslocamento do carregamento inicial.

Foram realizados um total de 5 carregamentos cíclicos completos. Como nomenclatura, os ciclos foram numerados de 1 a 5, os carregamentos (incluindo fase de descarga) de CA e CB (sentido inicial do carregamento monotônico e sentido oposto), e os retornos ao centro de RA e RB, similarmente aos carregamentos.

Percebendo-se uma possível influência da taxa de carregamento inicial (40 $\mu$ m/s) na resposta do conjunto, esta foi reduzida para 0,5 micropasso/segundo a partir do retorno ao centro R1B da estaca E1, e atualizada para 1 micropasso/segundo (20 $\mu$ m/s) no retorno R2A da mesma estaca. Essa nova taxa 20 $\mu$ m/s foi então adotada para todos os ciclos subsequentes, e para a estaca E2, inclusive.

Ainda durante os ciclos, observaram-se problemas com o sistema de atuação, onde o motor não proporcionava torque suficiente para a rotação do fuso em um micropasso, embora a contagem dos micropassos pelo sistema de aquisição fosse atualizado. Devido a isso, algumas correções tiveram que ser realizadas no sistema, como a troca do motor para um de maior torque (já

especificado corretamente na metodologia), o eventual auxílio manual para rotação do fuso, e a redução do momento-fletor gerado pela estaca com sistema auxiliar de contrapeso junto a barra rígida.

Durante os ensaios cíclicos também fora adicionada a instrumentação de um giroscópio junto ao topo das estacas, visto ser necessária a medição da rotação para a retroanálise dos dados e definição da reação do solo e das curvas p-y do conjunto. Maiores detalhes do sistema de carregamento foram explicitados no capítulo 3.3.

## 5.5 ANÁLISE DOS RESULTADOS FÍSICOS E CALIBRAÇÃO ENTRE MODELOS PARA CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO MONOTÔNICO

### 5.5.1 Comportamento carga-deslocamento de topo

#### 5.5.1.1 Resultados do modelo físico para carregamento lateral monotônico

A partir dos ensaios de carregamento e descarregamento lateral realizados nas estacas E1 à E4, percebeu-se a reciprocidade de comportamento carga-deslocamento entre as estacas de menor comprimento (E2 e E4) e entre as estacas de maior comprimento (E1, E3), e uma resistência superior das estacas E1 e E3 para mesmos deslocamentos quando comparadas às demais, conforme esperado pela revisão teórica.

As cargas obtidas em função dos deslocamentos aplicados no topo das estacas podem ser visualizadas na Figura 5.12, com normalização destes em função do diâmetro do elemento estrutural. Ao final do ensaio, as forças máximas observadas foram de até 20N para as estacas pares e 63N para as estacas ímpares, referentes a deslocamentos de até 1,8 diâmetros (média de 22mm).

Durante o ensaio da estaca E3, verificou-se uma leve rotação do elemento estrutural causada por possível excentricidade de aplicação da carga. Essa rotação levou a descontinuidade no contato entre célula de carga e parafuso, sendo refletida na curva carga-deflexão. De toda forma, o comportamento geral do conjunto mostrou-se coerente quando comparado ao conjunto solo-estaca E1, de mesmas características.

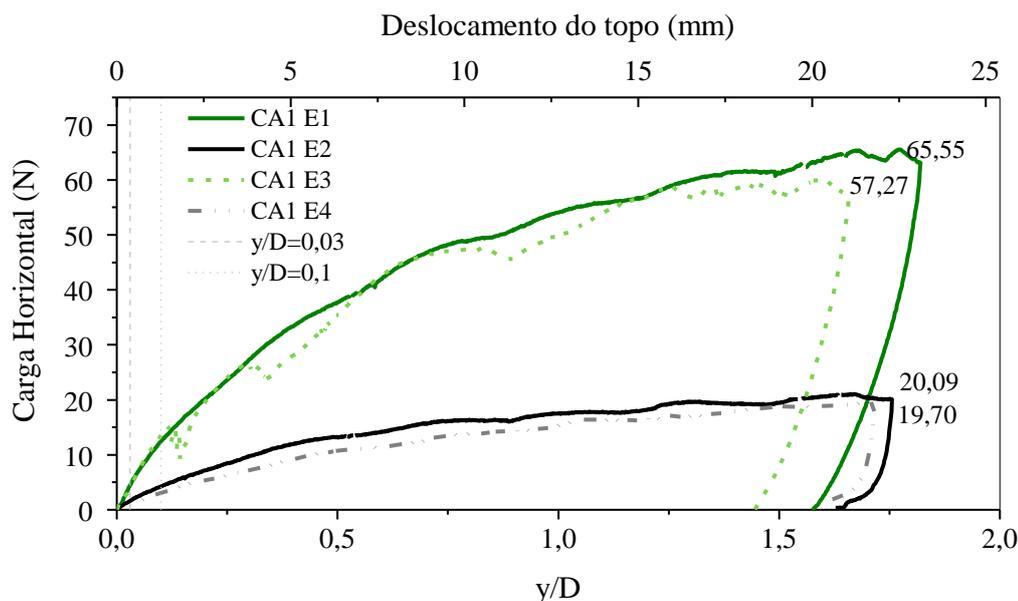


Figura 5.12: curva carga-deslocamento normalizado para estacas de  $L_{\text{útil}}=18,25$  cm (E2, E4) e  $L_{\text{útil}}=36,5$  cm (E1, E3) submetidas à carregamento lateral monotônico.

A similaridade dos resultados entre estacas de mesmo modelo (pares e ímpares) comprovou ainda que a influência das bordas e condições de contorno não afetou o ensaio, assegurando a qualidade dos comportamentos obtidos.

Calculando-se os pontos de ruptura de acordo com o sugerido pela norma NBR 6122 (ABNT, 2010) e pelos códigos BS8004 (BSI, 2015), Eurocode 7 e RP2A-WSD (API, 2003), os valores das forças últimas variaram entre 1,6 e 4,3 N para as estacas pares (comprimento útil de 18,25cm) e entre 4,5 e 12,5 N para as estacas ímpares ( $L_{\text{útil}}$  de 36,5 cm), tomando-se como base as estacas E1 e E2. Os valores podem ser observados na Figura 5.13.

A limitação de deslocamentos horizontais em 25 mm também é prática recorrente e, na escala reduzida para o referido protótipo, representa 0,4mm ou 3,12% do diâmetro da estaca.

Ao observar a fase de descarregamento dos ensaios na Figura 5.12, percebe-se ainda uma plastificação quase completa do solo, com retornos inferiores à 1,5mm para estacas pares e de até 3mm para as estacas ímpares. As estacas ímpares, por apresentarem comportamento menos rígido devido ao seu maior comprimento, tendem a uma maior taxa de recuperação.

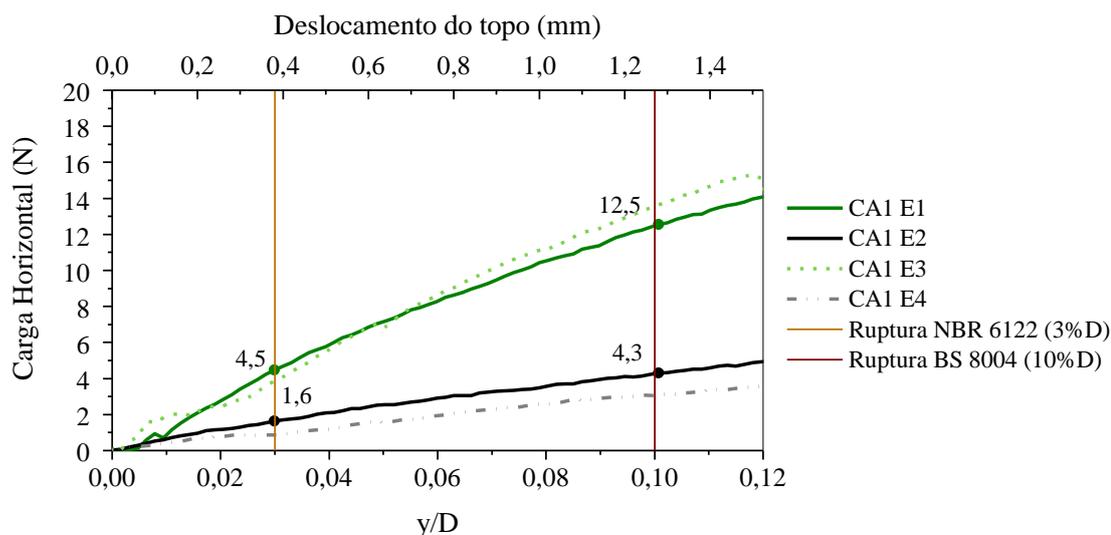


Figura 5.13: rupturas geotécnicas para ensaios de carregamento monotônico segundo NBR 6122 e BS 8004.

### 5.5.1.2 Simulações numéricas e analíticas

Com a intenção de verificar o comportamento carga-deslocamento observado no ensaio reduzido até os limites normativos e calibrar os parâmetros de influência regentes do problema, foram simulados os carregamentos para as mesmas condições (Tabela 5.1 e Tabela 5.2) a partir dos modelos anteriormente validados.

Uma vez que não se sabe a correta relação dimensional entre tensões e resistência do solo em escala real e em escala reduzida, inicialmente foram utilizadas as constantes sugeridas pelo método do API (2002), com  $n_h=33,33\text{MN/m}^3$ , e as relações entre  $K_h$  e  $E_s$  propostas pela literatura. Em conjunto aos resultados físicos, podem ser observados os resultados dos modelos analíticos na Figura 5.14 e do modelo numérico na Figura 5.15, considerando para o último os valores limites calculados para  $E_s$  em função do  $n_h$  do API, de 238kPa a 1190 kPa.

A partir da análise da Figura 5.14, percebe-se uma rigidez inicial muito acentuada para as curvas carga-deslocamento de ambos os modelos de estaca simulados de forma analítica, embora a força horizontal última para as estacas pares e o comportamento da curva ao longo da aplicação do deslocamento para as estacas ímpares tenham se aproximado ao observado experimentalmente.

A elevada rigidez decorrente do uso da constante de reação horizontal do solo proposta pelo método do API (2002, 2012) para os modelos analíticos também foi observada na fase de validação para os casos em escala reduzida, reforçando as incertezas da aplicabilidade do

método sem modificações para casos de modelagem física, e a necessidade de aferição dos parâmetros utilizados.

Apesar de atingir uma rigidez não representativa do ensaio reduzido ao considerar a constante do coeficiente de reação horizontal conforme API (2002) para aplicação dos modelos analíticos, foi possível obter comportamentos similares entre modelo físico e numérico a partir dos módulos de deformabilidade  $E_s$  do solo relacionados a esse  $n_h$ .

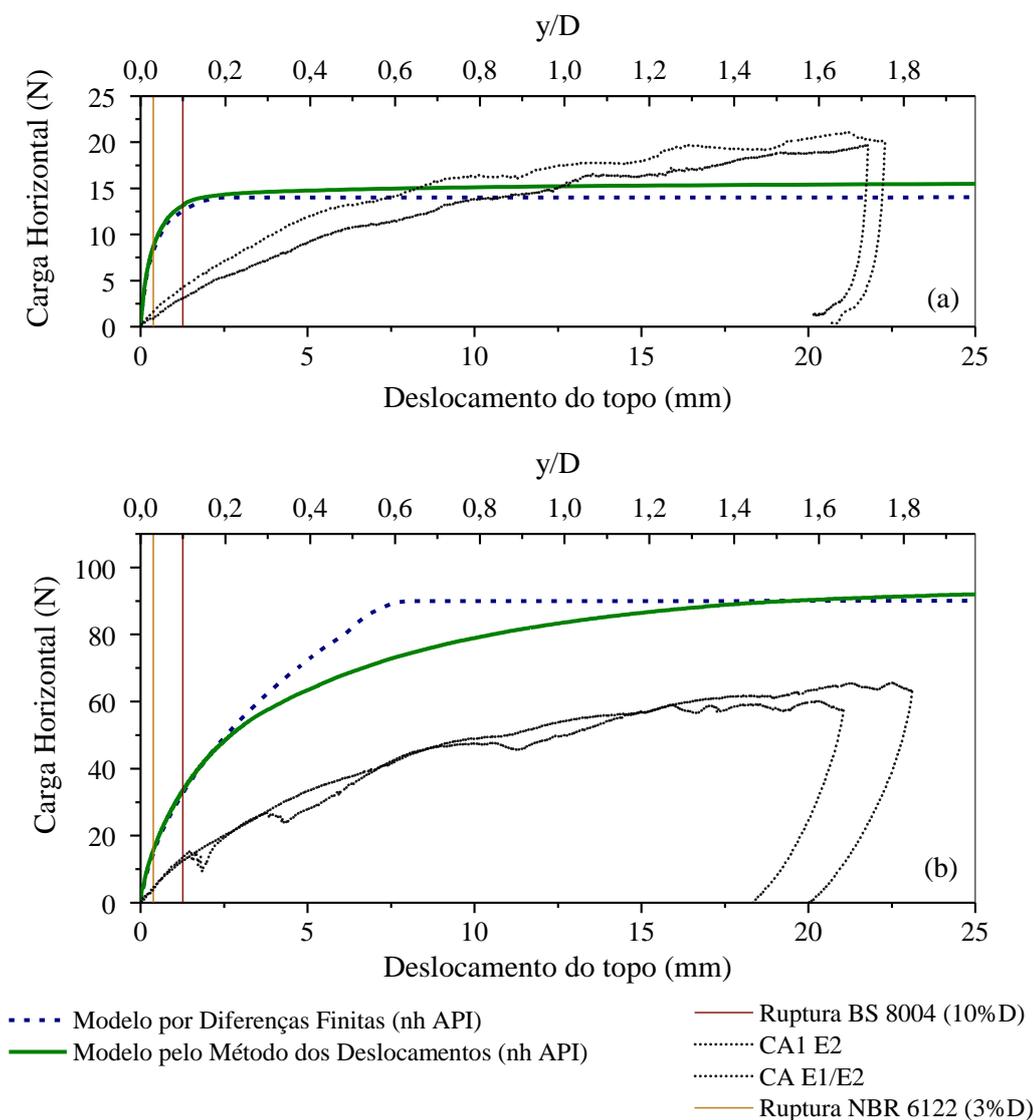


Figura 5.14: comportamento carga-deslocamento a partir da simulação por modelos analíticos considerando  $n_h$  previsto pelo API e igual à  $33330 \text{ kN/m}^3$ : (a) estacas pares, (b) estacas ímpares.

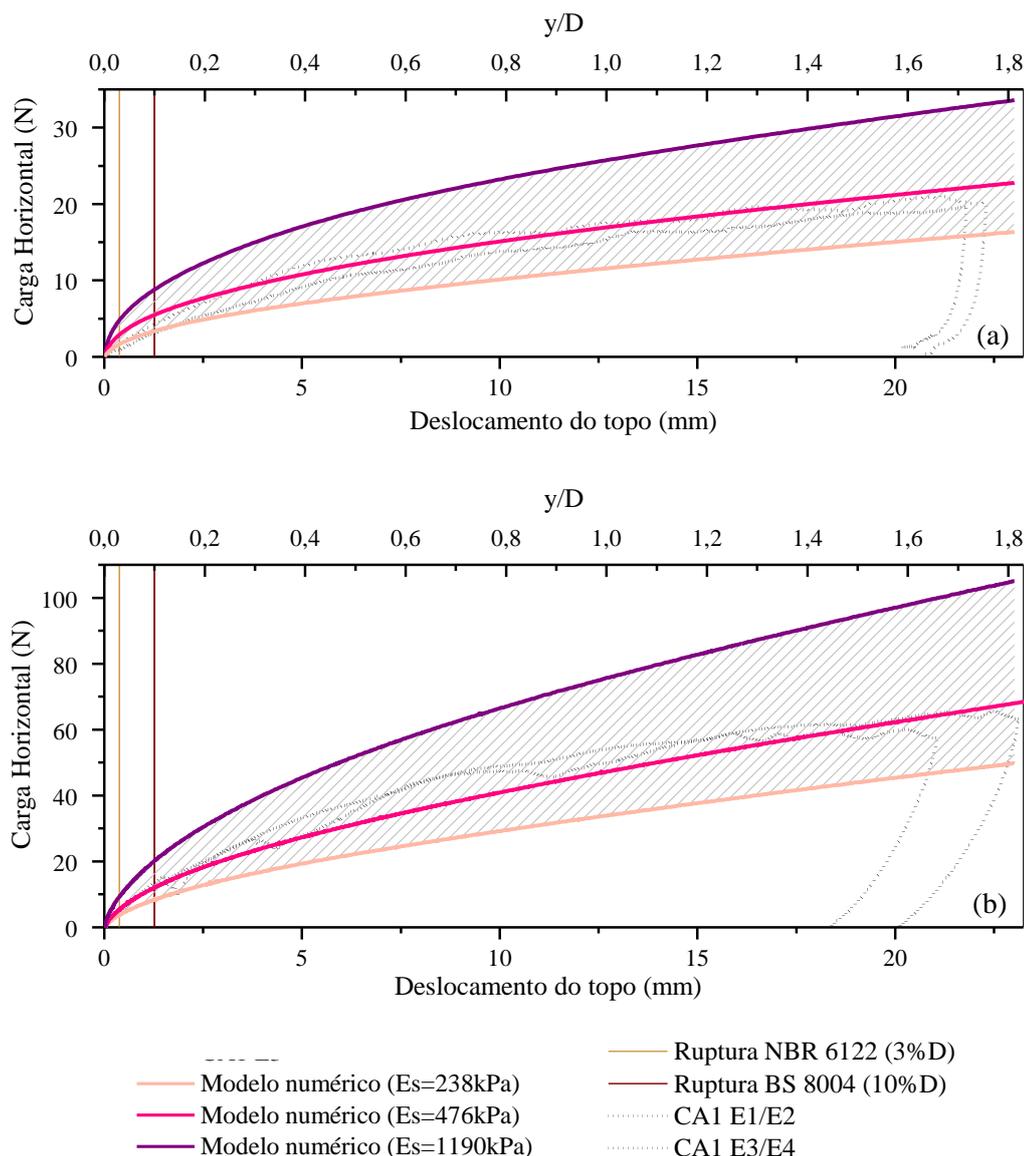


Figura 5.15: comportamento carga-deslocamento a partir da simulação por modelos numéricos considerando faixas do módulo de deformabilidade do solo ( $E_s$ ) de acordo com relações da literatura e em função do  $n_h$  proposto pelo API: (a) estacas pares, (b) estacas ímpares.

A partir da Figura 5.15, foram verificados resultados próximos ao modelo físico para um  $E_s=476\text{kPa}$  (30MPa na escala real do problema). Esse módulo equivale ao estimado para o solo de Araquari (Tabela 6.2) a partir dos ensaios laboratoriais explanados no item 5.3, e aproxima-se da relação  $K_h/E_s=1,1$ ,  $K_h$  em função de  $z$ .

Percebe-se ainda que as simulações numéricas com uso do módulo de deformabilidade intermediário acompanham a tendência geral da curva carga-deslocamento do ensaio em escala reduzida, porém, para estacas de menor comprimento, também apresentam maior rigidez para

as faixas de deslocamento adotadas como limites para a ruptura geotécnica – para qual o melhor comportamento se mostrou com um  $E_s=238\text{kPa}$  (15MPa em escala real). Para as estacas ímpares a rigidez inicial se mostrou adequada com  $E_s=476\text{kPa}$  (30MPa em escala real).

### 5.5.1.3 Aferição entre modelos

Verificando-se a perda de similaridade do conjunto em modelagem reduzida à  $1 \times g$  em relação ao ensaio em escala real, consoante à revisão teórica e à diferença observada para com os resultados simulados pelos modelos analíticos para  $n_h$  conforme API (2002), foi necessária uma fase de calibração dos parâmetros do solo regentes do problema.

Buscando-se as melhores correlações entre os modelos físico e analíticos no quesito da rigidez da curva carga-deslocamento para os critérios de ruptura considerados, foi realizada uma série de simulações analíticas variando-se a constante  $n_h$ .

Para deslocamentos respectivos à ruptura normativa de 10%D, foi possível obter parâmetros únicos para a calibração de ambas as estacas em ambos os modelos analíticos, conforme Figura 5.16 e Figura 5.17. O melhor resultado foi obtido para um  $n_h=2400 \text{ kN/m}^3$ , aproximadamente 14 vezes inferior ao valor proposto pelo API (2002), mas muito próximo ao valor de 2200  $\text{kN/m}^3$  sugerido por Terzaghi (1995) para areias fofas.

O sistema apresenta um comportamento de *hardening*, com carga crescente com a aplicação dos deslocamentos e, portanto, os métodos de previsão de carga última deste trabalho são ajustados para o critério de ruptura de 10%D.

A partir das diversas simulações realizadas para as estacas de menor comprimento, percebe-se que o cálculo da resistência limite adotada para os modelos analíticos faz com que esses convirjam – mesmo que muito acima dos deslocamentos últimos normativos- a forças inferiores às alcançadas em ensaio físico, limitando-se em torno dos 15 N para qualquer  $n_h$  utilizado.

Para as estacas de maior comprimento, diferentemente, os esforços limites estimados pelos modelos analíticos se mostraram superiores ao máximo obtido pelos ensaios em modelagem reduzida, verificando-se uma tendência a ruptura dos conjuntos para forças de topo próximas à 100 N. Esse fato acorda com a tendência ascendente observada nos resultados físicos respectivos.

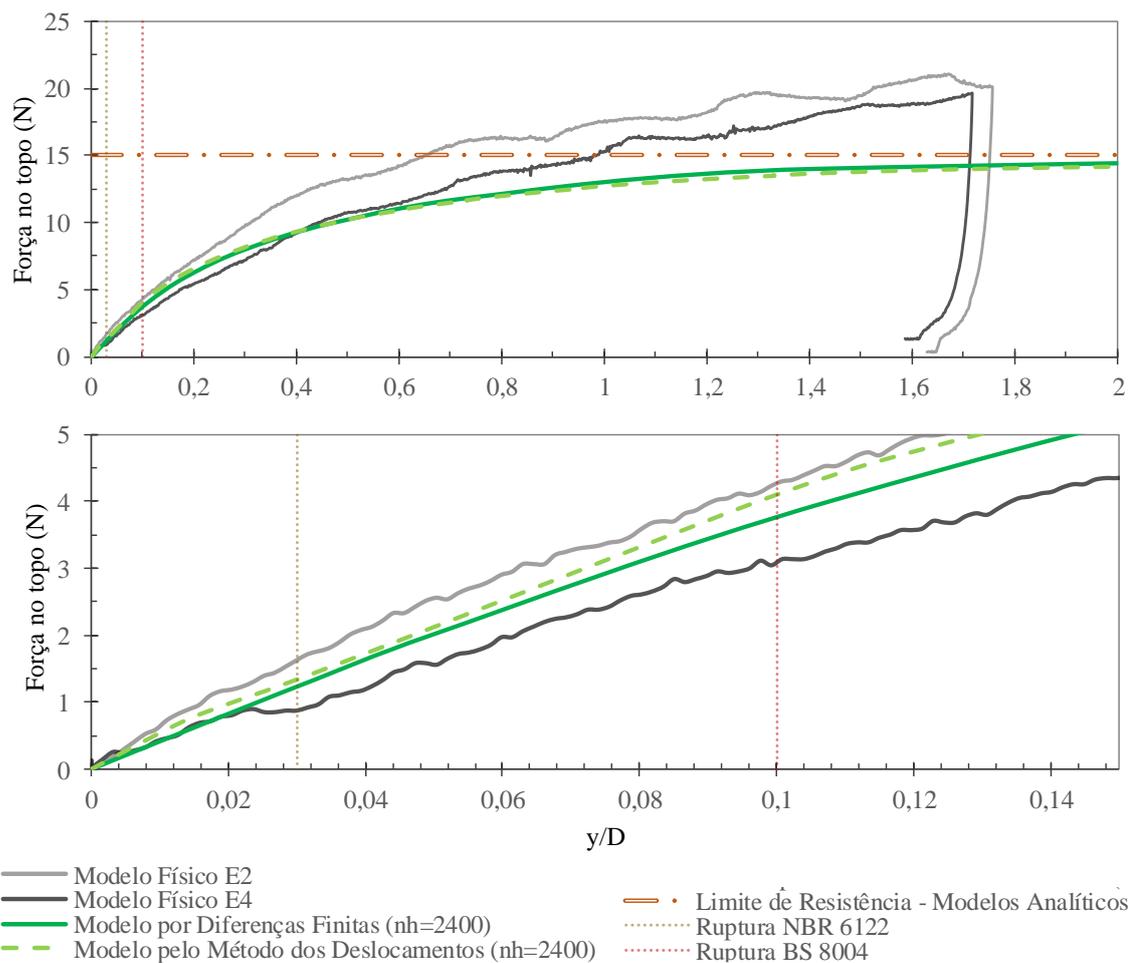


Figura 5.16: calibração do comportamento carga-deslocamento para estacas pares ( $L=18,25\text{cm}$ ) a partir da simulação por modelos analíticos variando-se a constante  $n_h$ .

Visto que o ângulo de atrito do solo está diretamente relacionado à sua resistência limite e ao espraiamento das tensões ao longo da horizontal e profundidade, e que o nível de tensões mobilizadas no maciço em escala reduzida tende a ser muito inferior ao observado em campo, foi também analisada a influência do ângulo de atrito de pico na calibração dos modelos para as estacas de menor comprimento, a partir da correção sugerida por Bolton (1986) na equação 2.53.

Para isso, foram previamente analisadas as tensões atuantes ao longo da interface solo-estaca das estacas pares, considerando como base de simulação o modelo numérico, com módulos de deformabilidade  $E_s=238\text{kPa}$  e  $476\text{kPa}$  (15 e 30MPa em escala ampliada, respectivamente).

A seguir, são apresentadas as máximas tensões normais ( $p'$ ) observadas ao longo da interface solo-estaca para 5 níveis de deslocamento e os equivalentes ângulos de atrito de pico corrigidos,

conforme proposto por Bolton (1986). Para os parâmetros referentes ao solo, foram considerados os valores da Tabela 5.2. Foram adotados  $A=3$  e  $Q=10$ .

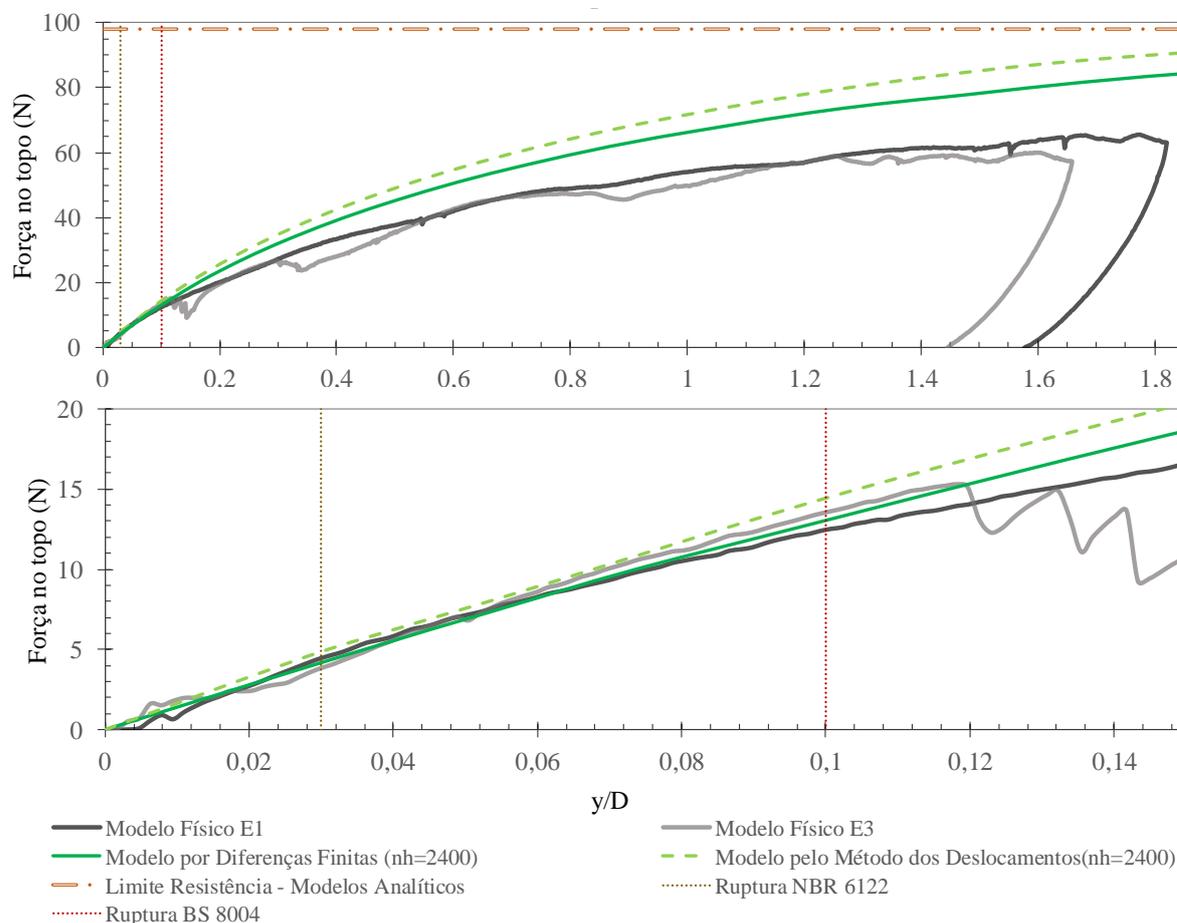


Figura 5.17: calibração do comportamento carga-deslocamento para estacas ímpares ( $L=36,5\text{cm}$ ) a partir da simulação por modelos analíticos variando-se a constante  $n_h$ .

Tabela 5.3: valores de tensões normais máximas obtidas a partir de simulação numérica ( $E_s=476$  e  $238$  kPa) e correção de ângulo de atrito proposta por Bolton (1986), para estacas de menor comprimento.

$y/D$	$E_s=476$ kPa		$E_s=238$ kPa	
	$p'$ (kPa)	$\phi'_{\text{pico}}$ ( $^\circ$ )	$p'$ (kPa)	$\phi'_{\text{pico}}$ ( $^\circ$ )
3%	6,7	41,4	6,4	41,5
<b>10%</b>	<b>7,9</b>	<b>41,2</b>	<b>7,8</b>	<b>41,2</b>
50%	33,0	39,2	18,3	40,0
100%	59,4	38,3	34,6	39,1
180%	93,1	37,7	56,9	38,4
<b><math>\phi'</math> médio</b>		<b>39,6</b>		<b>40,0</b>

Obtendo-se resultados de ângulo de atrito de pico similares para ambos os módulos de deformação adotados, foram simuladas condições de carregamento transversal para as estacas de menor comprimento com a alteração deste parâmetro, inicialmente considerado de  $34,2^\circ$ , para valores de  $38^\circ$  a  $41^\circ$ . Os parâmetros  $n_h$  e  $E_s$  foram mantidos de acordo com os melhores resultados observados nas análises anteriores para a rigidez inicial da curva carga-deflexão.

Conforme já observado para os ensaios reduzidos validados no capítulo 4, também se verificou para esse estudo de caso que o ângulo de atrito não é parâmetro influente na calibração dos modelos para os níveis de ruptura considerados, tendo a rigidez inicial da curva maior dependência da constante  $n_h$  e do módulo de deformação  $E_s$  do solo. Em contrapartida, conforme visualizado na Figura 5.18 e na Figura 5.19, quanto maior o ângulo de atrito utilizado, mais acentuados apresentam-se os comportamentos carga-deslocamento e as forças finais.

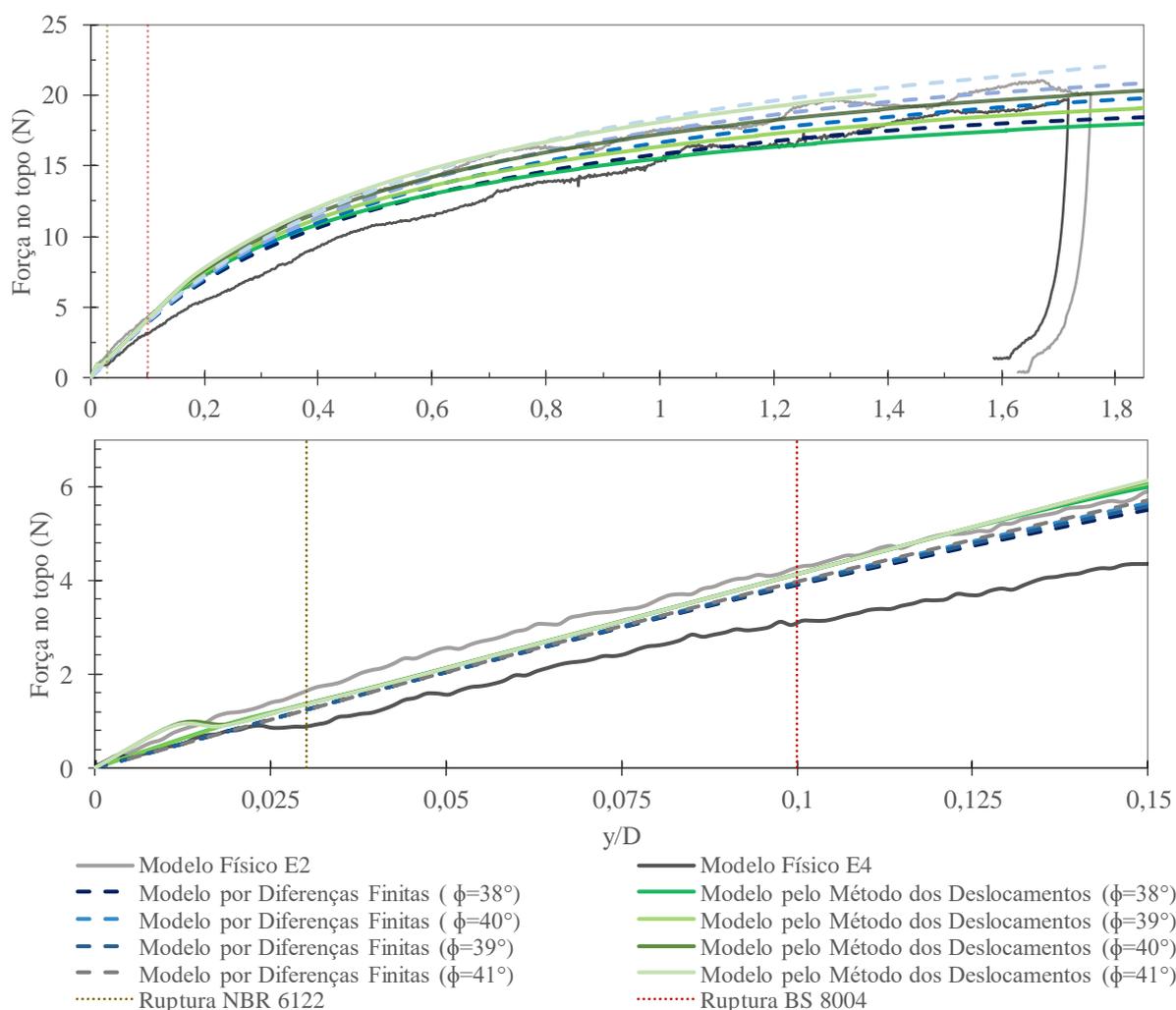


Figura 5.18: comportamento carga-deslocamento para estacas pares a partir da simulação por modelos analíticos com variando-se o ângulo de atrito de pico conforme relação proposta por Bolton (1986)  $n_h=2400$   $\text{kN/m}^3$ .

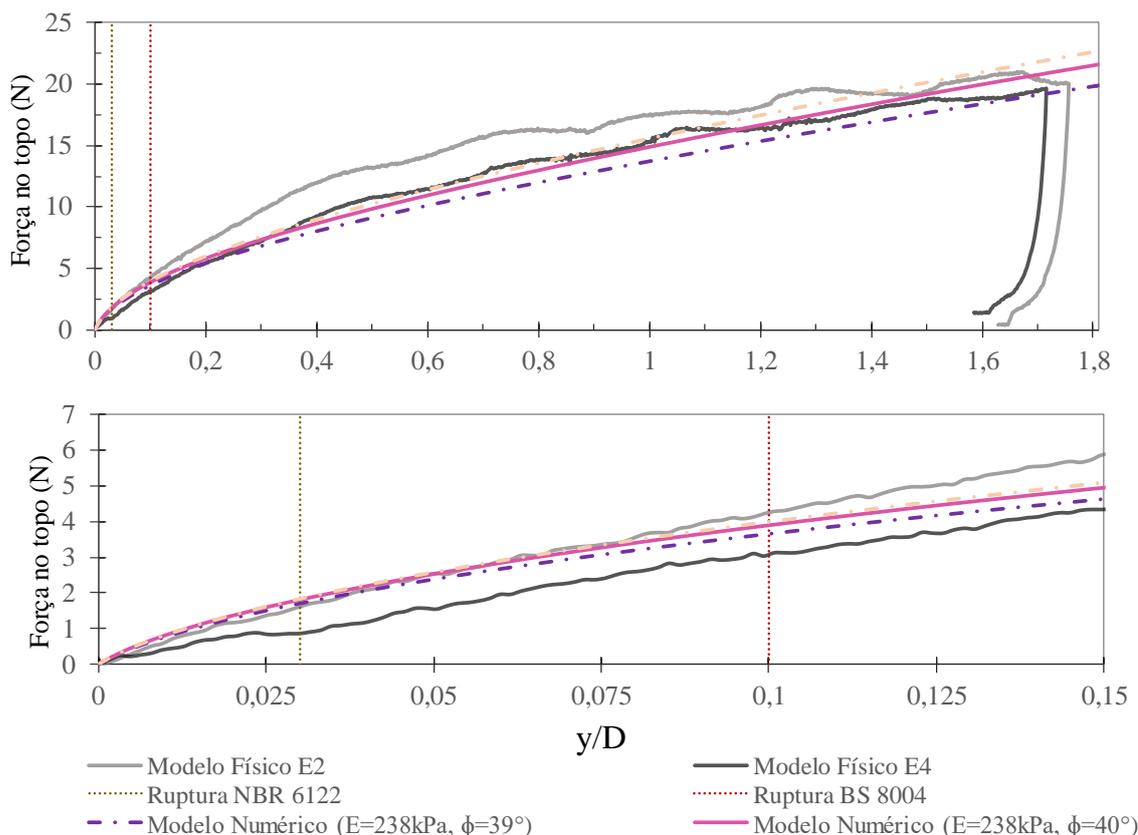


Figura 5.19: comportamento carga-deslocamento para estacas pares a partir da simulação por modelos numéricos variando-se o ângulo de atrito de pico conforme relação proposta por Bolton (1986).

Assim sendo, percebe-se que para limites de deslocamento de acordo com as normas de referência, o modelo seguiria aferido com mesmo  $n_h$  e demais parâmetros para diversos ângulos adotados.

A partir de deslocamentos de 15%D, a influência do ângulo passa a ser perceptível, verificando-se que a adoção de um ângulo de atrito médio, conforme Tabela 5.3, proporciona resultados carga-deslocamento em condições de perfeita similaridade aos obtidos em modelo físico até condições finais de ensaio.

A correção proposta por Bolton (1986) não foi realizada para as estacas de maior comprimento, assumindo que para níveis de deslocamentos admissíveis o ângulo de atrito continuaria não influenciando a calibração, embora a média das resistências da curva carga-deslocamento para todo o ensaio tenda a maiores valores.

Conclui-se que os modelos analíticos e numérico foram capazes de representar adequadamente as condições de ensaio físico para condições de ruptura consideradas, com parâmetros do solo

ajustados para os valores de  $n_h = 2400 \text{ kN/m}^3$  para ambas as estacas, e módulos de deformabilidade variando entre  $E_s=238 \text{ kPa}$  para as estacas pares e  $E_s=476 \text{ kPa}$  para as estacas ímpares. Embora distintos, os parâmetros de calibração apresentaram mesma ordem de grandeza, sendo considerados adequados. A variação do ângulo de atrito de  $34,2^\circ$  para  $40^\circ$  não mostrou variações significativas na rigidez do conjunto a esses níveis de deformação.

As calibrações finais para as curvas carga-deslocamento dos ensaios físicos até as condições de ruptura são mostradas na Figura 5.21, juntamente com os melhores resultados obtidos para o comportamento total do ensaio, para fins de observação e cálculo dos diagramas para toda a duração do ensaio.

## 5.5.2 Diagramas de esforços e deslocamentos

### 5.5.2.1 Simulações não experimentais

Considerando os parâmetros e modelos calibrados para a curva carga-deslocamento conforme item anterior, puderam ser observados, a partir das simulações analíticas e numéricas, os diagramas de reação do solo, esforço cortante, momento fletor e deslocamentos ao longo da interface solo-estaca no decorrer do ensaio para os dois comprimentos de estaca. Os diagramas obtidos a partir do modelo analítico por Diferenças Finitas para ambas as estacas são apresentados na Figura 5.20 e na Figura 5.22.

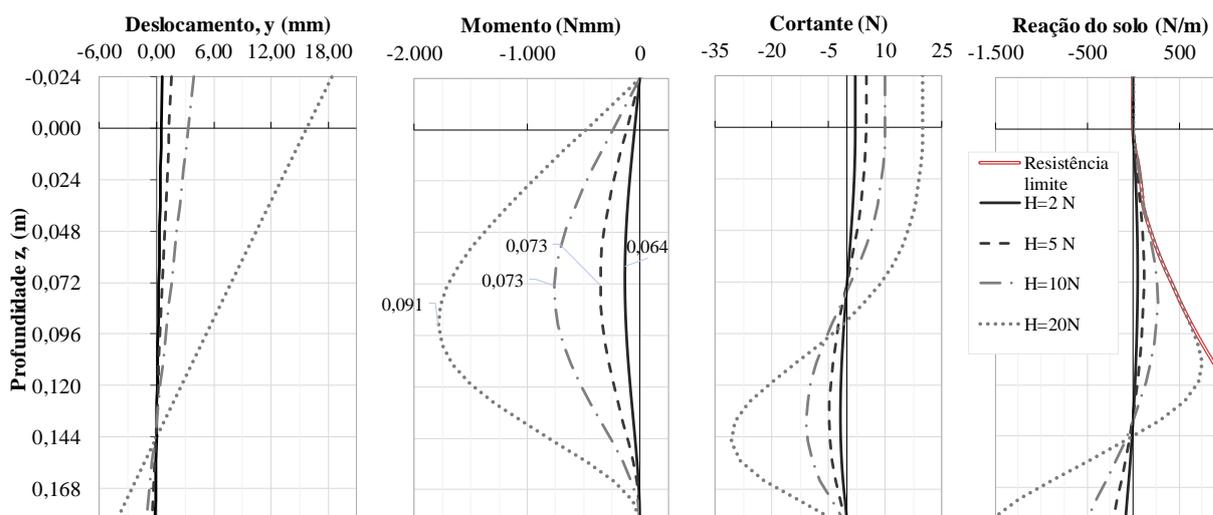
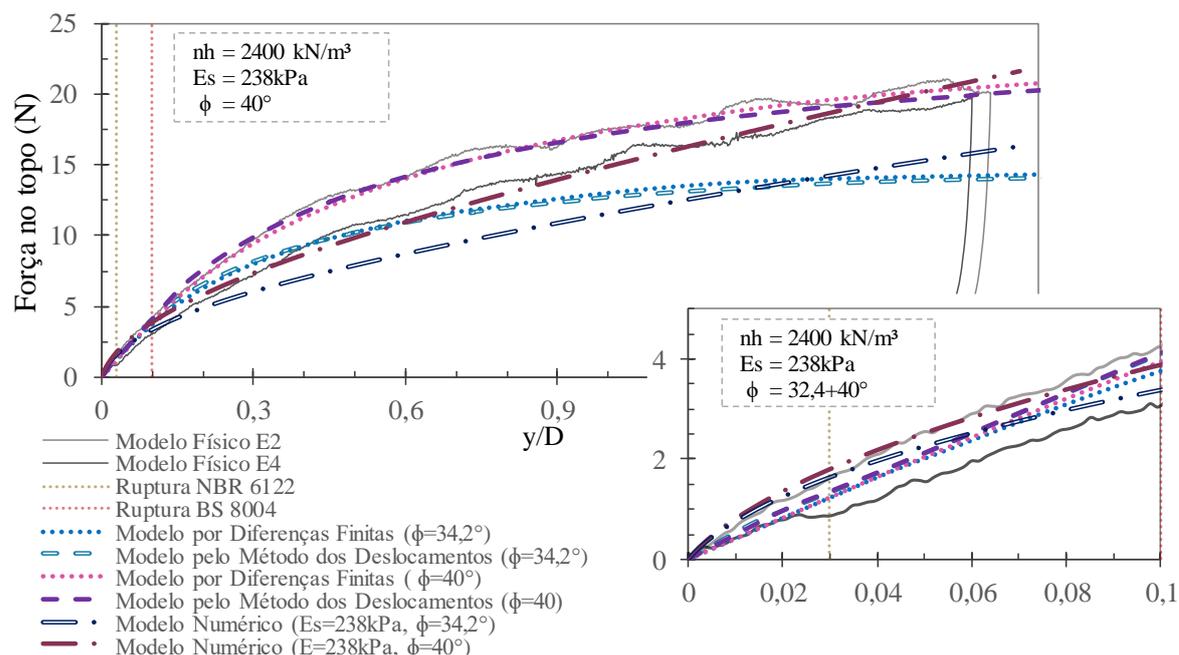


Figura 5.20: diagramas de deslocamentos e esforços para estacas pares ( $L_{\text{útil}}=18,25\text{cm}$ ), considerando  $\phi 40^\circ$  e  $n_h 2400 \text{ kN/m}^3$ , a partir do modelo por Diferenças Finitas.

## Estacas pares (L=18,25cm)



## Estacas ímpares (L=36,5cm)

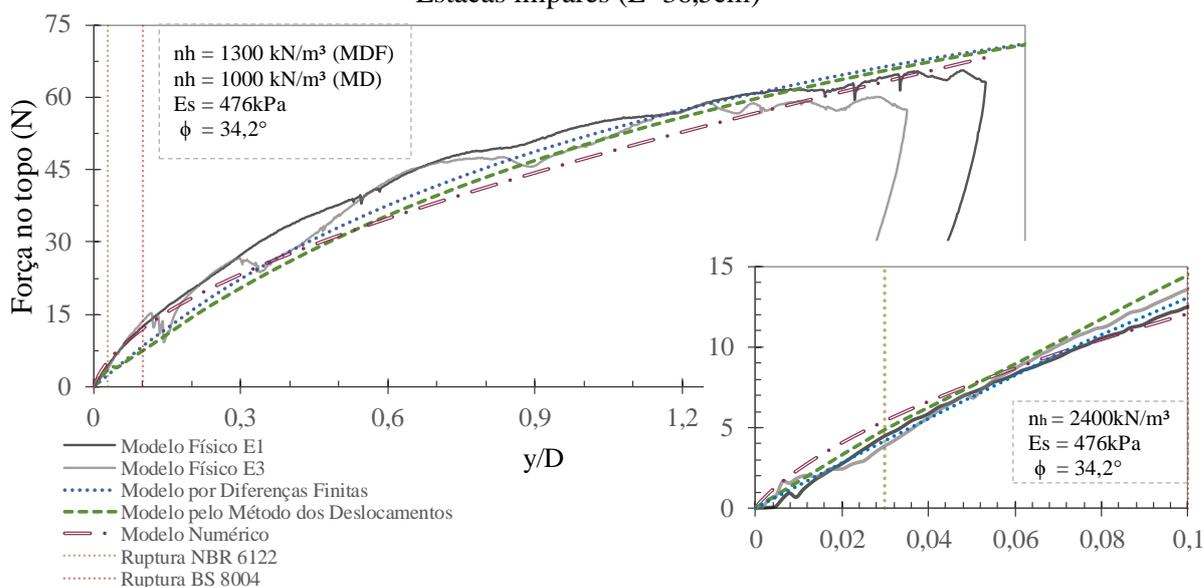


Figura 5.21: comportamentos carga-deslocamento das estacas E1 à E4 ensaiadas em escala reduzida e calibrados pelos modelos numérico e analíticos.

Uma vez que os modelos utilizados neste trabalho consideram díspares abordagens para o desenvolvimento dos esforços no decorrer da aplicação de deslocamento, embora todos apresentem resultados similares entre si, uma diferença de comportamento é percebida quanto maiores deflexões são alcançadas. A linha elástica das estacas tende a apresentar maior sensibilidade devido a essas disparidades, sendo comparada na Figura 5.23 para a estacas pares

e na Figura 5.24 para as estacas ímpares. As últimas forças representadas equivalem ao final do respectivo ensaio experimental.

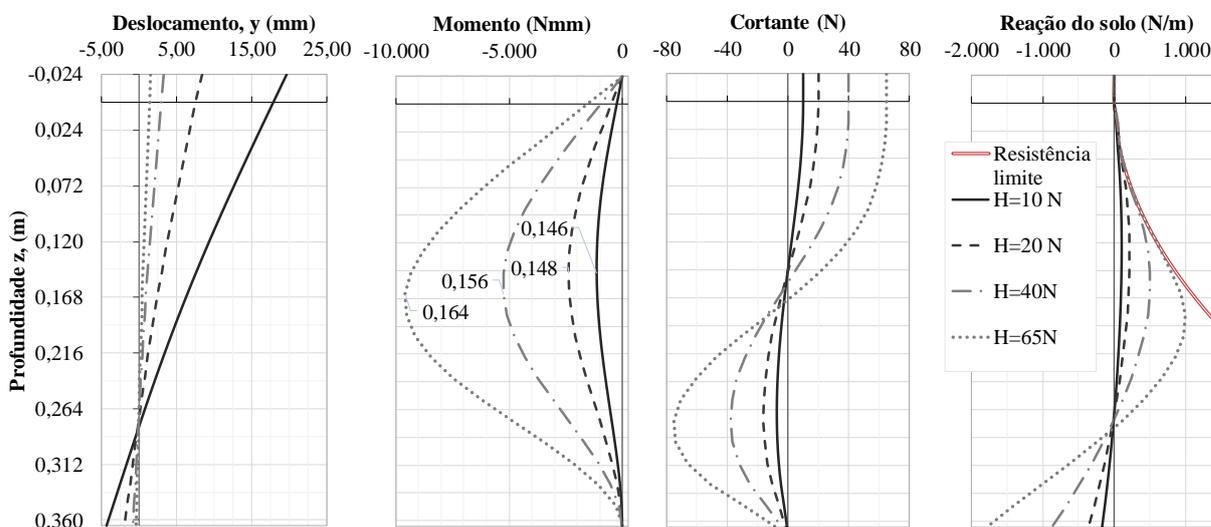


Figura 5.22: diagramas de deslocamentos e esforços para estacas ímpares ( $L_{\text{útil}}=36,5\text{cm}$ ), considerando  $\phi 34,2^\circ$  e  $n_h 1300 \text{ kN/m}^3$ , a partir do modelo por Diferenças Finitas.

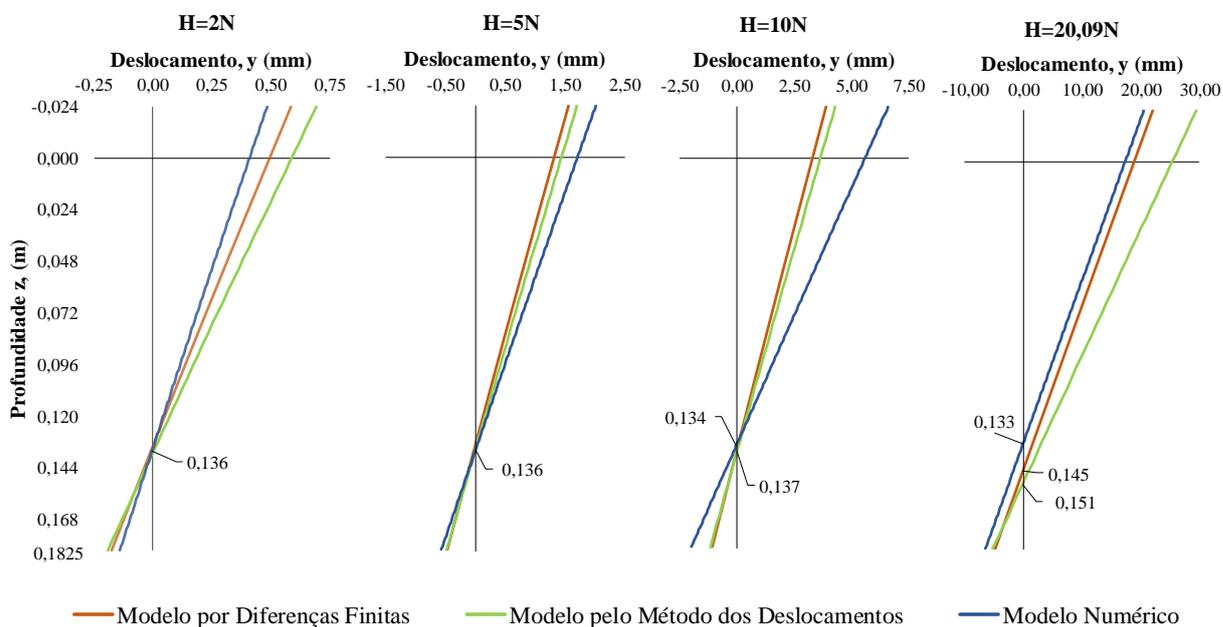


Figura 5.23: comparação dos diagramas de deslocamento para as estacas pares obtidos pelos modelos não-experimentais para diversos níveis de força, e definição do ponto de deflexão nula.

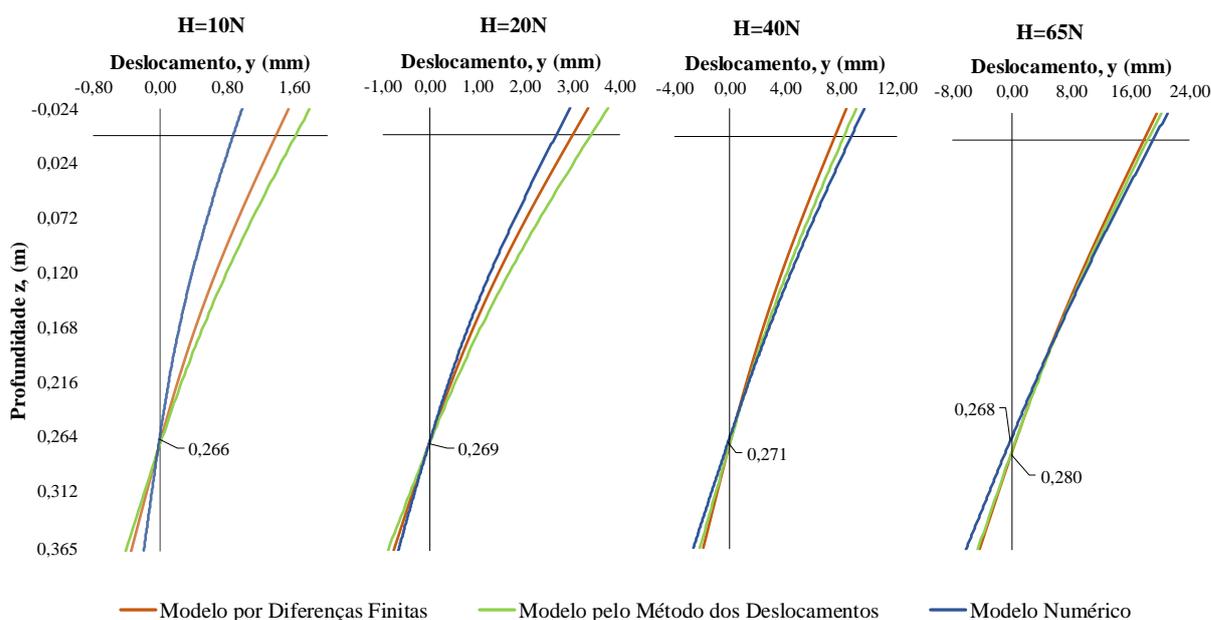


Figura 5.24: comparação dos diagramas de deslocamento para as estacas ímpares obtidos pelos modelos não-experimentais para diversos níveis de força, e definição do ponto de deflexão nula.

Os pontos de momento máximo simulados para as estacas - com resultados similares entre os modelos analíticos - também são demarcados na Figura 5.23 e na Figura 5.24, variando entre relações de  $0,35 L_{\text{útil}}$  a  $0,5L_{\text{útil}}$  para estacas pares e de  $0,4 L_{\text{útil}}$  a  $0,45 L_{\text{útil}}$  para estacas ímpares.

A partir da Figura 5.23, verifica-se a tendência de comportamento infinitamente rígido das estacas de menor comprimento, com ponto de rotação inicial em profundidade equivalente à  $0,75L_{\text{útil}}$ . O ponto de rotação tende a se manter constante até grandes deslocamentos do topo, quando, com exceção do observado pelo modelo numérico - o qual apresenta uma tendência de redução da profundidade de rotação e menores deslocamentos de topo (equivalendo sua parcela de maior resistência na curva carga-deslocamento)-, alcança a relação de até  $0,83 L_{\text{útil}}$ .

Referente às estacas longas, os modelos apresentaram comportamentos mais similares quanto maiores os esforços aplicados, com ponto de rotação entre  $0,73$  a  $0,76L_{\text{útil}}$  para as forças consideradas.

Como pode-se perceber pela Figura 5.24, diferentemente do observado para as estacas pares, verifica-se uma leve tendência à flexão do elemento estrutural para as estacas de maior comprimento, não se mostrando este mais infinitamente rígido – embora ainda apresente rotação. Esse comportamento também é sugerido ao se realizar a classificação proposta por

Davisson (1970), resultando em um conjunto solo-estaca com rigidez intermediária (Tabela 5.4).

Tabela 5.4: classificação do elemento estrutural quanto à rigidez do conjunto solo-estaca segundo o proposto por Davisson (1970).

Estaca-modelo	$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	T (m)	$L_{\text{útil}}/T$	Classificação segundo Davisson (1970)
<i>Estacas Ímpares</i> ( $L=36,5\text{cm}$ )	2400	0,1297	2,81	<b>Rigidez Intermediária (<math>2 &lt; L_{\text{útil}}/T &lt; 4</math>)</b>
	1300	0,1466	2,49	<b>Rigidez Intermediária (<math>2 &lt; L_{\text{útil}}/T &lt; 4</math>)</b>
	1000	0,1545	2,36	<b>Rigidez Intermediária (<math>2 &lt; L_{\text{útil}}/T &lt; 4</math>)</b>
<i>Estacas Pares</i> ( $L=18,25\text{cm}$ )	2400	0,1297	1,41	<b>Rígida (<math>L_{\text{útil}}/T &lt; 2</math>)</b>

### 5.5.2.2 Retroanálise dos dados obtidos por modelagem em escala reduzida

Não havendo um comportamento perfeitamente rígido do elemento estrutural para as estacas de maior comprimento, não se tornou possível estimar os diagramas de deslocamentos e esforços para as respectivas estacas-modelo, uma vez que não fora utilizada instrumentação ao longo do fuste.

De forma oposta, o comportamento das estacas pares foi considerado infinitamente rígido. Desta maneira, a partir do uso do giroscópio e acelerômetro no topo da estaca E2 (no decorrer das fases cíclicas) e da necessária correção dos dados obtidos para o primeiro ciclo de carga, estimou-se a linha elástica do ensaio de carregamento monotônico em escala reduzida para a respectiva estaca, adotando-se uma rotação constante em profundidade para cada instante de tempo. O resultado da linha elástica para diversos esforços de topo é apresentado na Figura 5.25, com rotação máxima considerada igual a 0,104 radianos.

Comparando-se as linhas elásticas entre os modelos analíticos e numérico e o modelo físico para a estaca par E2 (Figura 5.26), verificam-se maiores profundidades para os centros de rotação observados a partir das leituras do giroscópio, com relações de  $0,77L_{\text{útil}}$  a  $0,89L_{\text{útil}}$  (11,1D a 12,7D) para as forças analisadas. Entretanto, essa faixa de valores mostra-se similar ao obtido conforme método de Prasad e Chari (1999) ( $a=0,1402m$  para um  $H_u=6,44N$  - representativo de um deslocamento igual à  $17,5\%D$  para o ensaio físico) e ao observado em outros ensaios de modelagem reduzida (e.g. GEORGIADIS *et al.*, 1992; ALDERLIESTE, 2011; ZHU *et al.*, 2015).

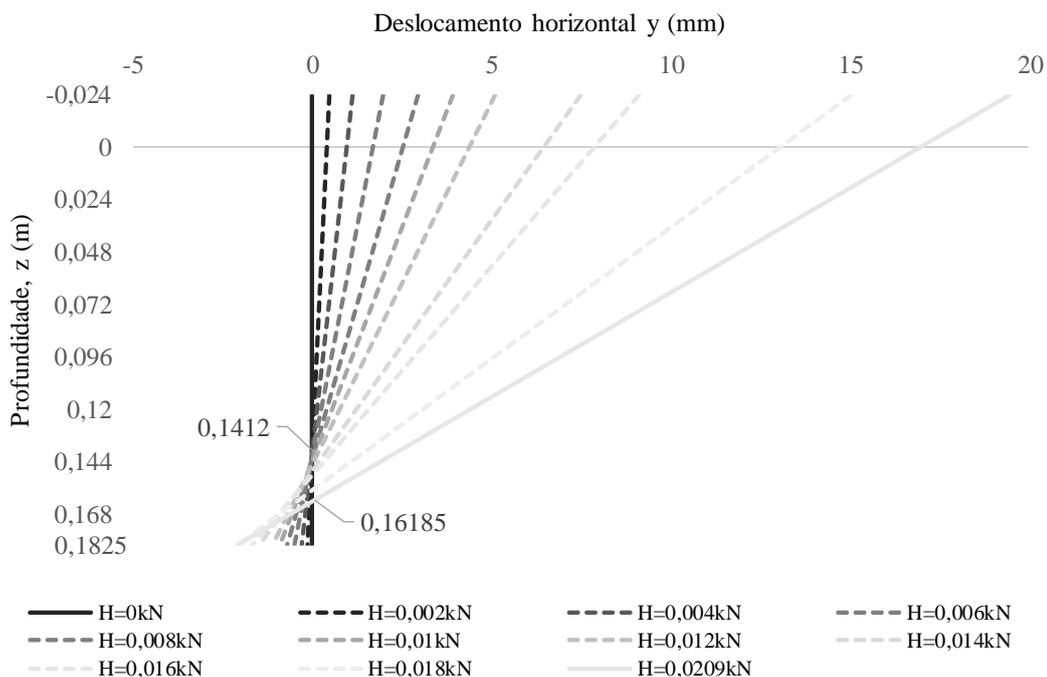


Figura 5.25: diagramas de deslocamento para a estaca E2 obtidos em ensaio físico a partir da consideração de uma rotação constante ao longo da profundidade.

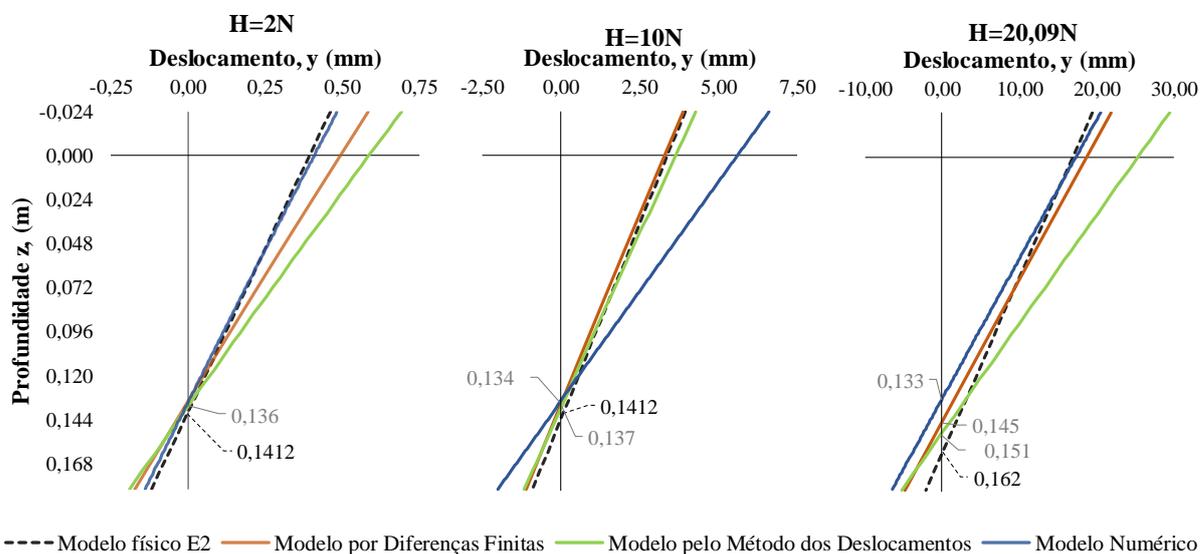


Figura 5.26: comparação das linhas elásticas para a estaca E2 simuladas por modelos numérico, experimental e analíticos.

Os pontos de rotação deste trabalho foram expressos em função do comprimento útil do elemento estrutural, visto ter sido observada em modelagem uma maior relação entre as estacas analisadas para esse parâmetro comparado ao diâmetro da seção transversal.

Os deslocamentos de topo experimentais mostraram-se mais próximos aos obtidos a partir da modelagem numérica para os esforços inicial e final, embora tenham se aproximado aos observados pelos modelos analíticos para uma força de topo de 10N.

Para ser possível encontrar os diagramas dos esforços em profundidade para a estaca ensaiada experimentalmente, foi aplicado o processo de integração e derivação explicitado na Figura 2.14, considerando uma equação polinomial de segunda ordem para a reação linear do solo. Como condições de contorno, foram empregues momentos e cortantes conhecidos na superfície e nulos na base inferior do elemento estrutural e reação do solo nula em superfície. Os valores dos deslocamentos e rotações no nível do maciço também foram utilizados como condições de contorno para verificar os diagramas e a legitimidade do processo de derivação.

Cabe destacar que a variação da altura livre observada no decorrer dos ensaios físicos também foi levada em consideração (ver item 6.5.4) para o cálculo de todos os diagramas de esforços e deslocamentos.

Os diagramas obtidos a partir do processo de retroanálise explicitado pode ser observado na Figura 5.27, para as forças de 2N, 10N e 20,09N, respectivamente. Verifica-se que o processo é sensível à precisão dos dados e às constantes estabelecidas, e que para as condições adotadas neste trabalho os resultados mostraram comportamentos condizentes com a prática e com as simulações numérica e analíticas.

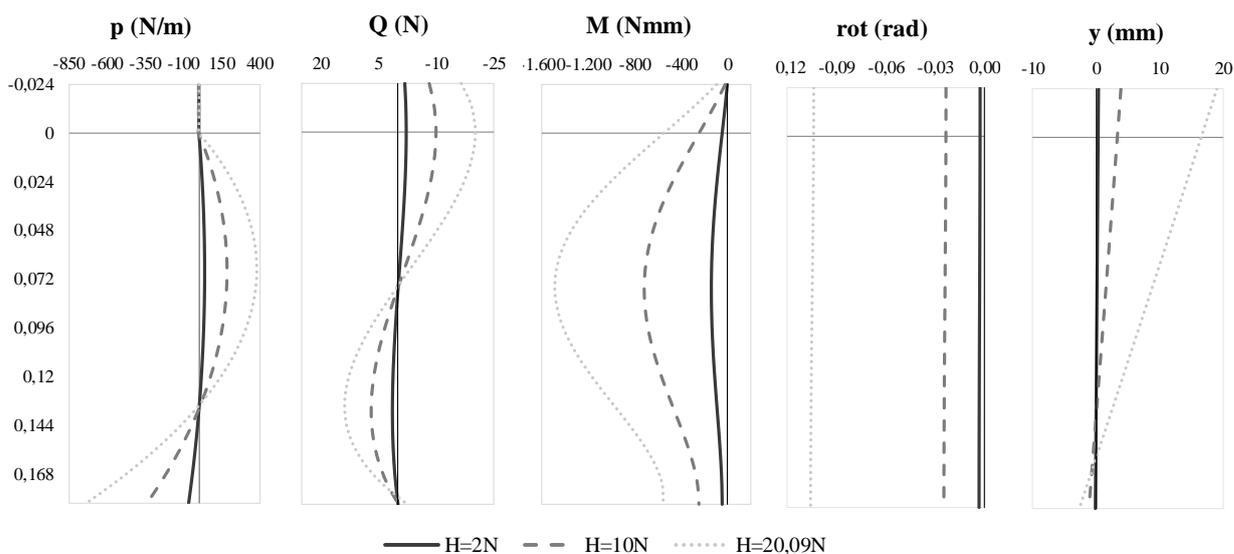


Figura 5.27: diagramas de esforços e deslocamentos para modelo reduzido a partir do processo de derivação e integração.

Mais expressiva para o instante final do ensaio, a diferença dos diagramas de reações do solo entre os modelos pode ser observada na Figura 5.28, na qual se verifica uma maior similaridade entre os resultados obtidos pela retroanálise do modelo físico e pelo modelo numérico. Os demais diagramas de esforços mostraram adequada semelhança entre todos os modelos.

A partir da retroanálise, pôde-se ainda perceber que a limitação da resistência respectiva não seguiu a formulação proposta pelo API (2002, 2014).

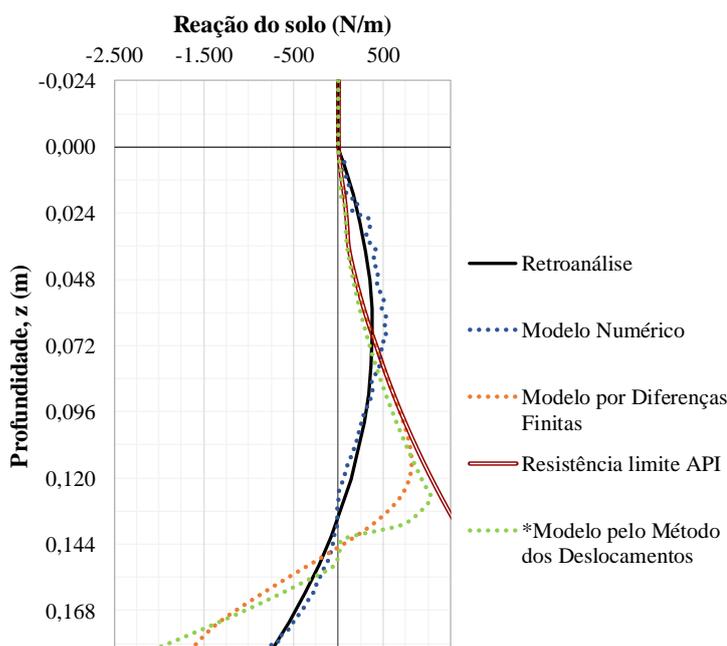


Figura 5.28: comparação dos diagramas de reação linear do solo para uma força de topo de 20,09N para os diversos modelos.

### 5.5.3 Determinação das curvas p-y

Com a determinação da reação do solo em profundidade para a estaca par E2, torna-se possível a obtenção das curvas p-y respectivas para os primeiros níveis de profundidade e a proposição das curvas para os níveis nos quais a resistência limite do solo não fora completamente mobilizada.

A relação entre as reações lineares em cada profundidade e os deslocamentos respectivos em mesmo instante para a estaca E2 foram melhor ajustadas por uma função hiperbólica do tipo  $y = \frac{x}{\theta_1 x + \theta_2}$ , e podem ser visualizadas na Figura 5.29, juntamente com os pontos retroanalizados a partir do ensaio reduzido.

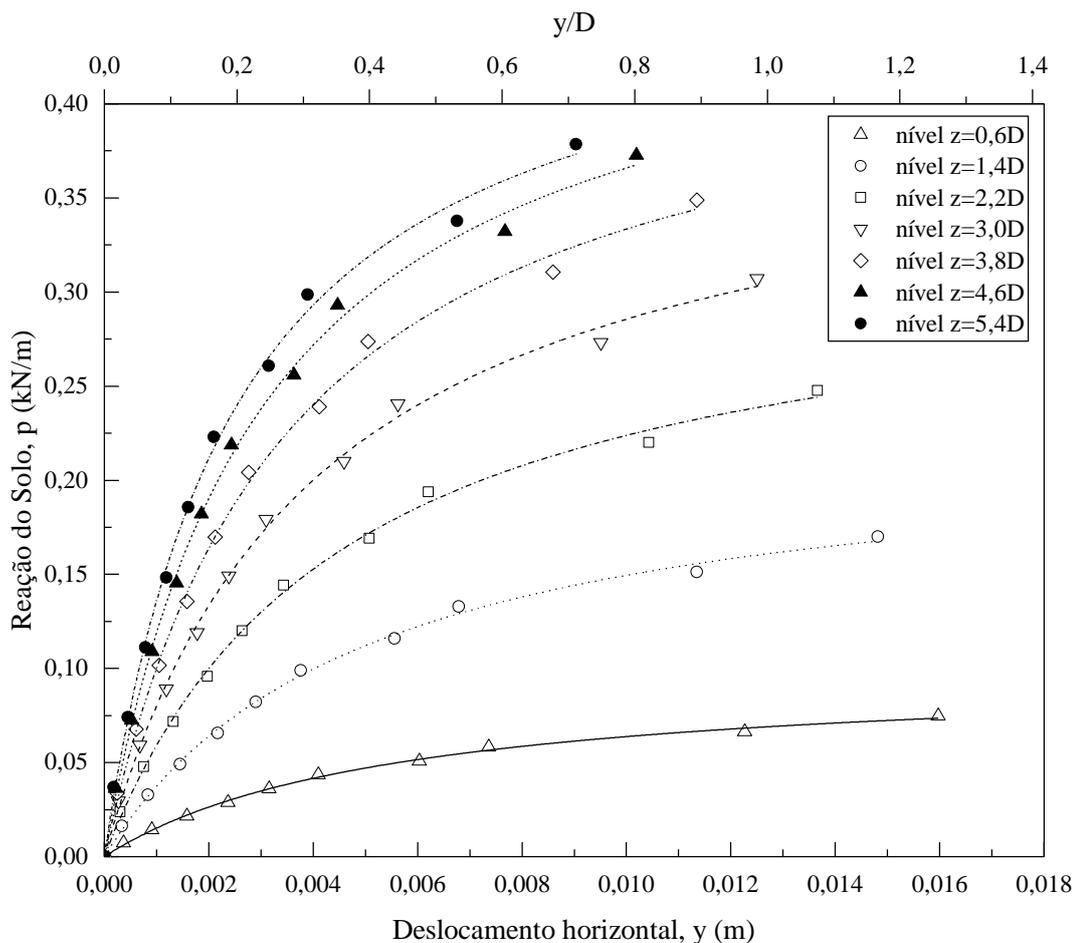


Figura 5.29: curvas  $p$ - $y$  retroanalizadas para os níveis de solo mobilizados da estaca E2.

Sabendo-se da relação de dependência entre a reação instantânea do solo, o deslocamento respectivo, a reação última  $p_u$ , e o módulo de reação horizontal inicial  $K_h$ , a função hiperbólica para as curvas  $p$ - $y$  retroanalizadas foi correlacionada à essas variáveis na forma:

$$p = \frac{y}{1/K_h^{inicial} + y/p_u} \quad (5.1)$$

Os valores observados para as variáveis  $\theta_1$  e  $\theta_2$  representaram as constantes geotécnicas do problema, de acordo com o exposto na Tabela 5.5 para os níveis de solo mobilizados. Na mesma tabela foram representadas as constantes do coeficiente horizontal  $n_h$  equivalentes aos  $K_h$  ajustados, seguindo a equação 2.24. A partir dessa relação, percebem-se valores muito próximos com aquele adotado para os modelos analíticos respectivos as estacas de menor comprimento ( $n_h = 2400 \text{ kN/m}^3$ ), mostrando modelagens coerentes entre si.

Tabela 5.5: constantes de ajuste hiperbólico para as curvas p-y retroanalizadas para a estaca E2 e variáveis correlacionadas.

Nível	1	2	3	4	5	6	7
$z/D$	0,6	1,4	2,2	3,0	3,8	4,6	5,4
$z$ (m)	0,00698	0,01730	0,02763	0,03795	0,04828	0,05860	0,06893
$\theta_1$	9,984	4,453	3,076	2,495	2,214	2,091	2,081
$\theta_2$	0,057	0,023	0,014	0,010	0,008	0,007	0,006
$p_u$ (kN/m)	0,100	0,225	0,325	0,401	0,452	0,478	0,481
$K_h$ inicial (kN/m <sup>2</sup> )	17,51	43,74	69,73	95,59	121,28	146,72	171,78
$n_h$ (kN/m <sup>3</sup> )	<b>2510</b>	<b>2528</b>	<b>2524</b>	<b>2519</b>	<b>2512</b>	<b>2504</b>	<b>2492</b>

Para a possível simulação das curvas p-y para todos os níveis em profundidade e o completo ajuste do modelo, foi adotada inicialmente a relação proposta por Randolph e Gourvenec (2017) na equação 2.20 para a determinação da resistência última do solo. A constante adimensional  $N$  foi considerada função do empuxo passivo  $K_p$  do solo, tendo como base  $N$  adotado por Barton (1982) e uma constante de ajuste  $A$ , tal qual:

$$N = A K_p^2 \quad (5.2)$$

Apesar de resultados da reação limite condizentes com as correlações observadas pela retroanálise para os primeiros níveis, percebeu-se que a inclusão de uma nova constante de ajuste  $n$  relacionada à profundidade  $z$  na forma de potência proporcionou resultados ainda mais próximos das curvas p-y consideradas. Os resultados estão expostos na Tabela 5.6, considerando  $\phi' = 40^\circ$  e resistência última do maciço conforme a expressão (adaptado de Khari *et al.*, 2014):

$$\frac{p_u}{D} = N \gamma' z^n = A K_p^2 \gamma' z^n \quad (5.3)$$

na qual  $\gamma'$  representa o peso específico do solo efetivo,  $D$  o diâmetro do elemento estrutural,  $z$  a profundidade analisada e  $A$  e  $n$  as constantes de ajuste da curva. Para as análises iniciais (ajuste 1),  $n$  foi considerado unitário, equivalendo à relação proposta por Randolph e Gourvenec (2017).

A comparação entre os dados retroanalizados e aqueles ajustados conforme acima explicitado podem ser visualizados na Figura 5.30, mostrando resultados muito próximos até o nível 5, e uma maior dispersão a partir do nível 6.

Tabela 5.6: resistências limites ajustadas para a retroanálise do modelo físico em comparação aos valores propostos por Reese *et al.* (1974) e API (2002, 2014).

	Nível	1	3	5	7	9	11	13	15	18
	$z/D$	<b>0,5</b>	<b>2,2</b>	<b>3,8</b>	<b>5,4</b>	<b>7,1</b>	<b>8,7</b>	<b>10,3</b>	<b>11,9</b>	<b>14,4</b>
	$z$ (m)	0,007	0,028	0,048	0,069	0,090	0,110	0,131	0,152	0,183
<b>Ajuste 1</b>	$A$	2,712								
	$n$	1								
	$p_u$ (kN/m)	0,074	0,292	0,510	0,727	0,964	1,164	1,382	1,600	1,923
<b>Ajuste 2</b>	$A$	0,968								
	$n$	0,7								
	$p_u$ (kN/m)	<b>0,115</b>	<b>0,303</b>	<b>0,449</b>	<b>0,577</b>	<b>0,693</b>	<b>0,802</b>	<b>0,904</b>	<b>1,002</b>	<b>1,142</b>
$p_u$ API $\approx$ Reese <i>et al.</i> ( $\phi 40^\circ$ )		0,022	0,084	0,156	0,297	0,483	0,713	0,987	1,306	1,867
$p_u$ API $\approx$ Reese <i>et al.</i> ( $\phi 34,2^\circ$ )		0,016	0,061	0,113	0,213	0,346	0,509	0,705	0,932	1,331

Na Tabela 5.6, também foram adicionadas as resistências limites sugeridas pelo método de Reese *et al.* (1974) e pelo API (2002, 2014), considerando os dois ângulos de atrito utilizados na calibração e um fator  $A$  equivalente para ambas as metodologias.

A partir da comparação entre os valores propostos pelas metodologias consagradas na literatura e os valores ajustados de acordo com a retroanálise da modelagem física, em complemento ao observado no gráfico da Figura 5.28, percebem-se reações últimas subestimadas pelas metodologias referidas, com grandes disparidades para os níveis iniciais e uma aproximação quanto mais próximo da base inferior da estaca.

A diferença entre os modelos da literatura e o retroanalisado (até o nível 7) e estimado a partir da modelagem em escala reduzida também é perceptível ao traçarem-se as curvas  $p$ - $y$ , conforme Figura 5.31, adotando o ajuste número 2 e parâmetros do solo conforme calibração geral.

Da Figura 5.31, verificam-se que os modelos propostos por Reese *et al.* (1974) e API (2002, 2014) simulam uma rigidez inicial para grandes profundidades superior àquela proposta pelo ajuste dos dados retroanalisados, mesmo que apresentem uma resistência limite inferior. A rigidez inicial das curvas para os primeiros níveis mostrou-se coerente entre os modelos.

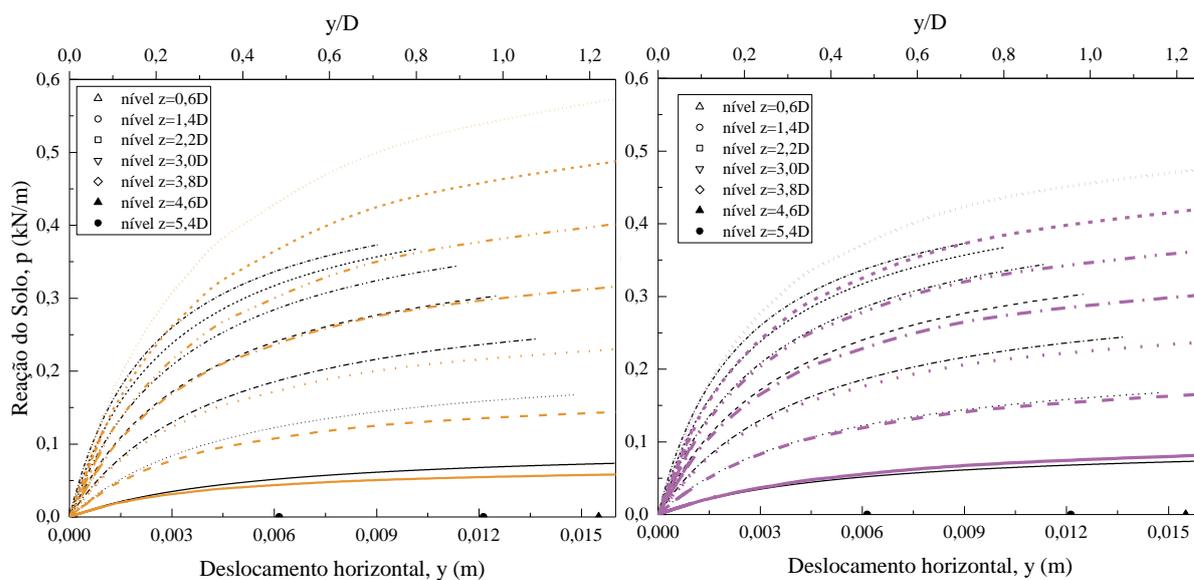


Figura 5.30: ajustes das curvas p-y,  $\phi 40$ . (a) ajuste 1,  $n=1$ ; (b) ajuste 2,  $n \neq 1$ .

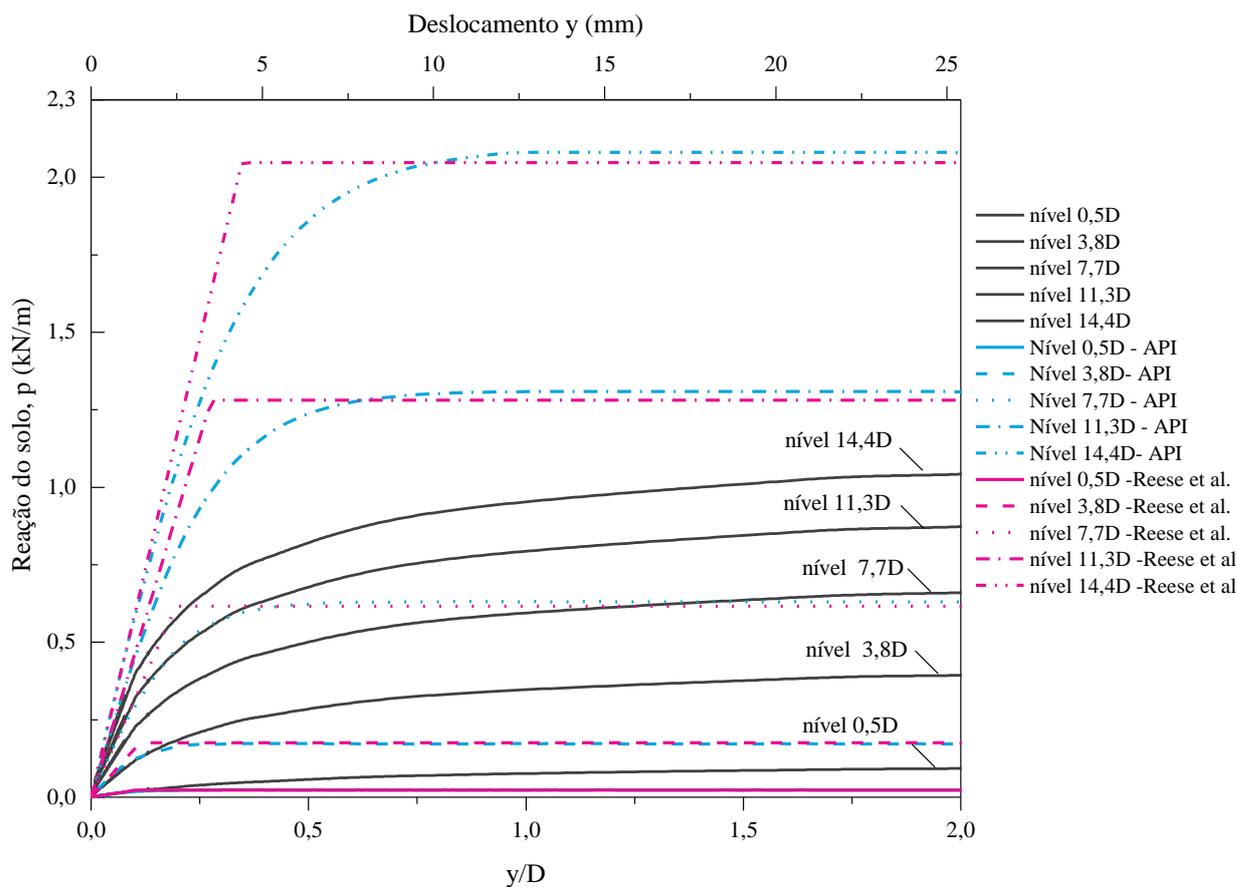


Figura 5.31: comparação entre curvas p-y propostas para a estaca E2 por Reese *et al.* (1974), API (2002, 2014) e ajustadas de acordo com a retroanálise do ensaio em escala reduzida.

Relações p-y com maiores resistências limites e uma menor rigidez inicial para o caso da modelagem física podem ter como causa a influência de tensões mais brandas em ensaios em escala reduzida, o que concorda com a aparente influência observada no ângulo de atrito aferido para mesma estaca e para a própria relação de densidade proposta por Terzaghi para o valor de  $n_h=2,2\text{MN/m}^3$ . Melhores previsões do comportamento em maiores profundidade e para grandes níveis de mobilização ficam a depender de um maior número de ensaios como amostragem e do uso de instrumentação ao longo do fuste.

#### 5.5.4 Cunhas de ruptura

No decorrer dos ensaios de carregamento lateral para as estacas E1, E2, E3 e E4, fora percebido o comportamento de desmobilização do solo no lado interno da estaca, contraposta à uma compactação e leve elevação do solo junto à face frontal ao carregamento.

De acordo com as imagens observadas no Apêndice E e medições em tanque após os ensaios, verificou-se uma área de desmobilização com formato elíptico, a iniciar da face externa da estaca e alcançando uma distância paralela ao carregamento de 3,9D para as estacas pares e até 4,7D para as estacas ímpares. Na direção perpendicular, observaram-se zonas desmobilizadas totais de 4,3D e 4,7D para as respectivas estacas. Essa desagregação das partículas fez com que, durante a movimentação do elemento estrutural, o solo preenchesse os espaços gerados de maneira a reduzir, no fim do ensaio monotônico, até 2,9 cm (2,3D) a altura inicial do estrato na origem do conjunto. Junto à frente da estaca, a altura livre final foi acrescida em cerca de 0,4 cm.

Para a parcela passiva, foi percebido um acúmulo de solo entre 1,2 a 2,4 diâmetros a contar da face externa ao carregamento, elevando-se até 0,3 cm o nível inicial do ensaio.

A variação da altura livre foi levada em consideração para a retroanálise dos dados.

### 5.6 ANÁLISE DOS RESULTADOS FÍSICOS PARA CONDIÇÕES DE CARREGAMENTO CÍCLICO COMPLETO

A seguir, são expostos e analisados os resultados das curvas carga-deslocamento referentes ao carregamento cíclico completo para as estacas E1 ( $L_{\text{útil}}=36,5\text{cm}$ ) e E2 ( $L_{\text{útil}}=18,25\text{cm}$ ), considerando execução conforme item 5.4.4.

### 5.6.1 Comportamento carga-deslocamento para o primeiro ciclo completo

O processo de ciclagem o qual deu prosseguimento ao carregamento monotônico (C1A) das estacas E1 e E2 pode ser melhor observado na Figura 5.32 e na Figura 5.33, respectivamente. Na representação gráfica, o eixo dos deslocamentos é representado com sinal positivo para a direção do carregamento monotônico inicial e negativo na direção oposta, quando o carregamento é nomeado de CB. Os retornos (RA e RB) interligam o fim de uma descarga ao início do próximo carregamento, com o objetivo de iniciá-los o mais próximo possível do ponto de origem.

A partir da análise dos gráficos para o primeiro carregamento, observa-se que para ambos os ensaios o carregamento C1B e o retorno R1A tendem a uma mesma – e crescente - direção de força, o que posteriormente ocorre entre o retorno R1B e a carga do ciclo subsequente C2A. Comparando-se as estacas, percebe-se ainda que a inclinação dos carregamentos da estaca E1 se mostra mais acentuada, atingindo uma força ao final do carregamento CB 31% superior à observada ao fim do carregamento CA para o mesmo deslocamento (19,4mm). Para a estaca E2, o acréscimo foi inferior a 4%.

Além disso, percebem-se que ambos os retornos e o próprio carregamento C1B apresentam curvas aproximadamente lineares, confirmando a plastificação do solo e a respectiva influência do carregamento inicial na área de solo anterior à face interna da estaca (bulbo ativo).

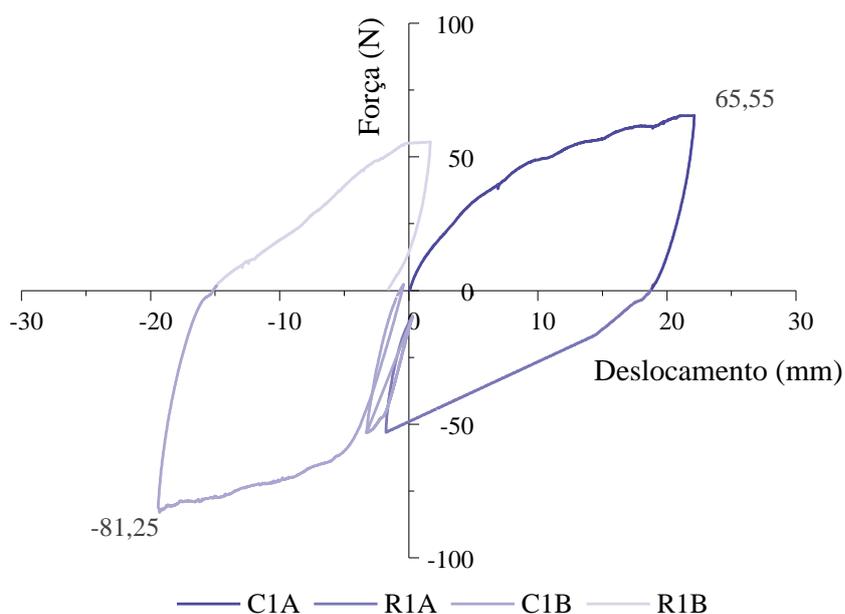


Figura 5.32: ciclo 1 completo para a estaca E1: carga C1A; retorno ao centro R1A; carga C1B; retorno ao centro R1B.

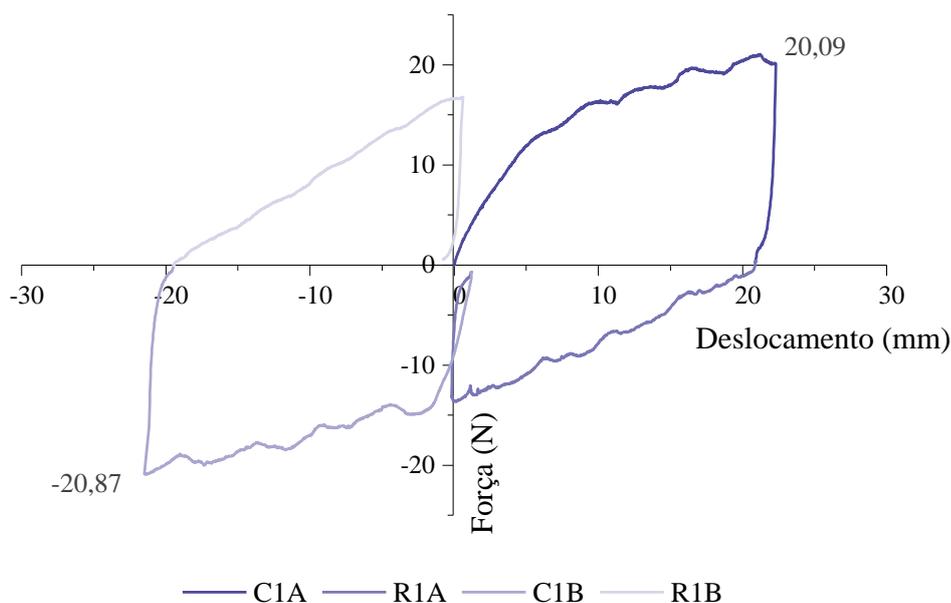


Figura 5.33: ciclo 1 completo para a estaca E2: carga C1A; retorno ao centro R1A; carga C1B; retorno ao centro R1B.

A inclinação dos retornos e dos carregamentos se mostra similar entre as mesmas condições (Retorno-Retorno, Carregamento-Carregamento), verificando um coerente comportamento do ensaio. Além disso, a taxa de recuperação observada nos descarregamentos da fase monotônica de ambas as estacas parece ser mantida na continuidade dos respectivos ciclos, tanto para o descarregamento B quanto para os descarregamentos das recargas.

## 5.6.2 Comportamento carga-deslocamento dos cinco ciclos completos

### 5.6.2.1 Análise do comportamento cíclico da estaca de menor comprimento, E2

A continuidade dos ciclos completos para a estaca E2 pode ser observada na curva carga-deslocamento da Figura 5.34.

Uma vez que os carregamentos prévios tendem a interferir na resistência do conjunto, o esperado seria observarem-se comportamentos de degradação de resistência no decorrer dos ciclos para uma mesma tipologia de carregamento, ao menos para pequenas quantidades de repetições de carga.

Entretanto, este comportamento de degradação só é observado para os ensaios da estaca E2 entre o segundo e quinto ciclos – mais pronunciados na fase de carregamento CA. O ciclo 2 foi aquele que apresentou comportamento de maior rigidez e resistência quando comparado aos demais carregamentos, enquanto o primeiro ciclo alcançou os menores valores.

As rigidezes iniciais das curvas de carregamento também se diferenciaram entre o primeiro ciclo e os demais, apontando uma menor rigidez para a curva CA inicial. A normalização da curva carga-deslocamento pelo diâmetro da estaca e pela força máxima obtida no primeiro carregamento (C1A) facilita a observação e análise, conforme Figura 5.35.

Este comportamento pode ser explicado pela variação da taxa de carregamento realizada a partir do ciclo R1B – cuja inclinação também se diferenciou dos subseqüentes retornos de mesma tipologia-, passando de  $40\mu\text{m/s}$  para  $20\mu\text{m/s}$ . A redução de aplicação do deslocamento permitiu com que os esforços fossem mais bem distribuídos em profundidade e no entorno do conjunto em cada incremento, e percebido devido à rápida variação dos esforços junto à instrumentação de topo ao pausar o carregamento (sem, entretanto, alterar a posição de topo) para as rápidas taxas utilizadas inicialmente.

Para verificar os possíveis efeitos de fluência ou relaxação do solo nos respectivos ciclos, foi proposta uma correção das curvas normalizadas em função direta das taxas de aplicação de carga, conforme observado na Figura 5.36, quando o carregamento C1A passa a representar a curva de maior resistência. Com exceção de C4A, as rigidezes iniciais entre ciclos também se tornam similares.

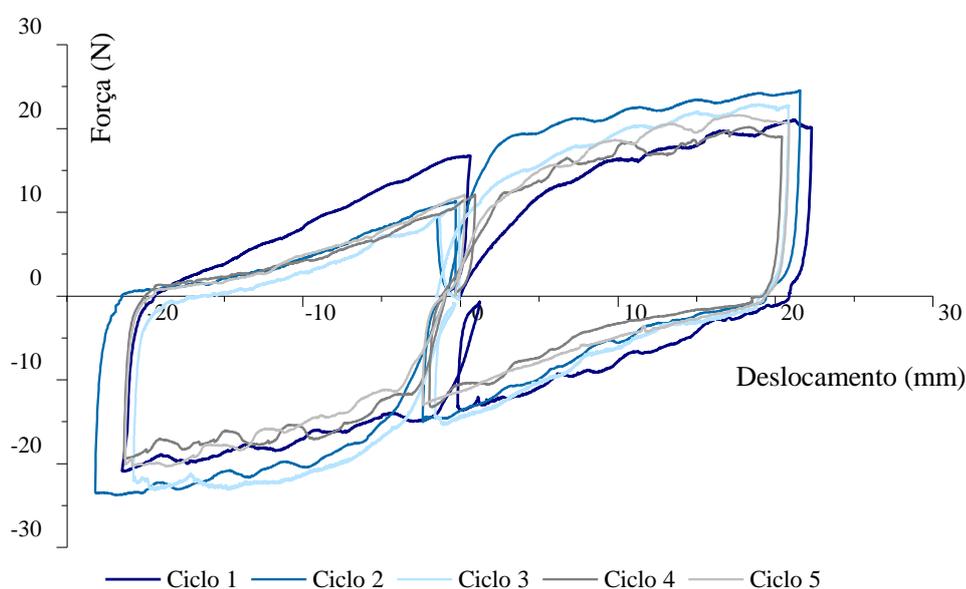


Figura 5.34: comportamento carga-deslocamento para os cinco ciclos completos realizados na estaca E2.

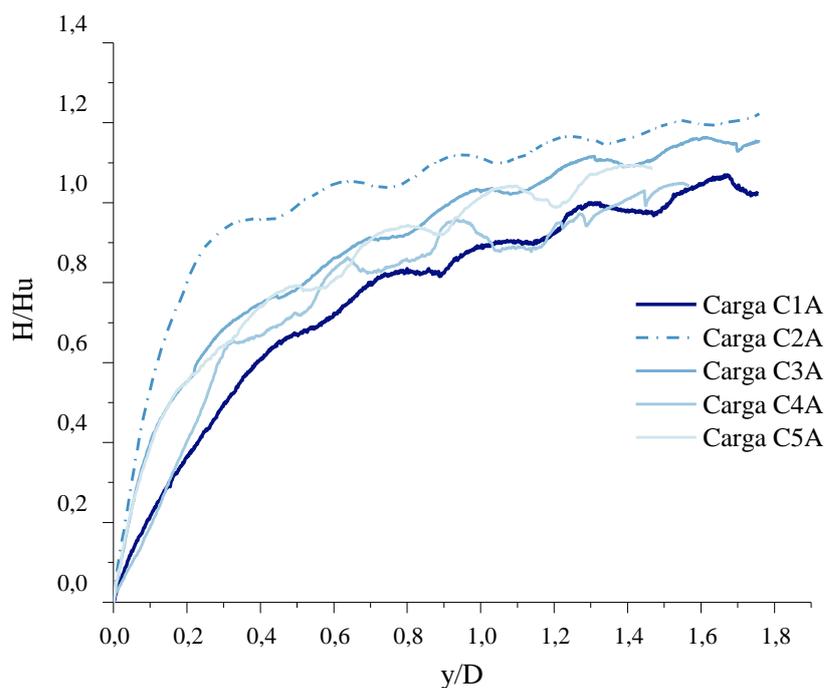


Figura 5.35: normalização da curva carga-deslocamento por  $H_{uC1A}$  para os ciclos de carregamento CA da estaca E2.

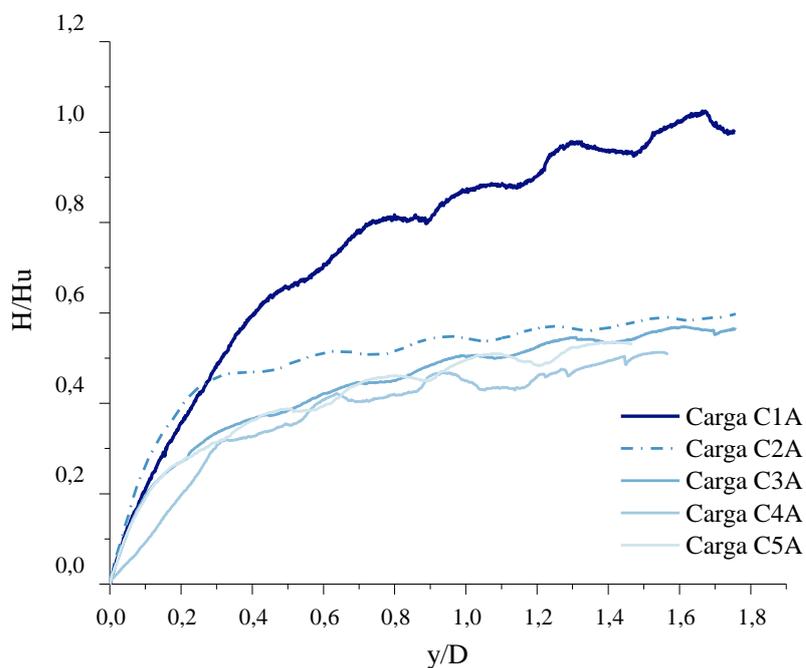


Figura 5.36: correção da curva carga-deslocamento normalizada para a estaca E2, em função da taxa de aplicação.

Tanto o comportamento dos carregamentos quanto dos retornos permite normalização em função do respectivo  $H_u$  e do diâmetro da estaca, conforme observado na Figura 5.37.

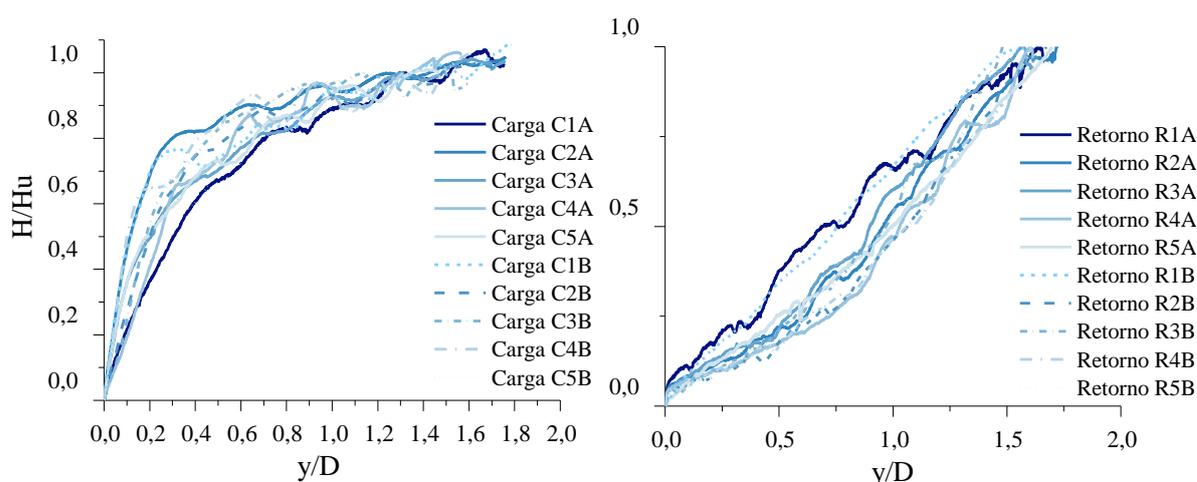


Figura 5.37: normalização das curvas de carregamento e retorno para a estaca E2, para  $H_u$  respectivo a cada etapa.

A partir das curvas carga-deslocamento para a estaca E2, também se verificou uma baixa taxa de recuperação do conjunto nas fases de descarregamento, com  $\Delta y_{\text{descarga/carga}}$  média de  $7,6\% \pm 2,1\%$  e  $1,64\text{mm} \pm 0,52\text{ mm}$  para as fases C (carregamento) e  $5,8\% \pm 0,6\%$  e  $1,23\text{mm} \pm 0,17\text{ mm}$  para as fases R (Retorno), comprovando a elevada rigidez do elemento estrutural.

Durante o ensaio de carregamento lateral, ainda, foi verificado um constante acréscimo da altura livre entre o nível do solo e o ponto de aplicação, encerrando os ciclos da estaca E2 com cerca de 50mm de variação – reduzindo em igual valor o comprimento útil do elemento estrutural. Essa variação tem grande impacto na mobilização e resistência do conjunto, sendo uma das causas da degradação da resistência observada, e não pode ser descartada para fins de simulação.

#### 5.6.2.2 Análise do comportamento cíclico da estaca de maior comprimento, E1

Similarmente ao esperado para a estaca E2, o comportamento cíclico da estaca E1 deveria demonstrar uma degradação da resistência no decorrer das ciclagens. Essa degradação deveria ser ainda mais perceptível visto que quanto mais flexível for a estaca, mais esta será influenciada por carregamentos prévios - uma vez que mais energia é acumulada ao longo do comprimento em função da plastificação (LEVY; EINAV, 2006).

Entretanto, percebeu-se inicialmente que os carregamentos cíclicos influenciaram o comportamento carga-deslocamento do conjunto solo-estaca E1 de maneira a crescer a resistência final para cada ciclo, conforme demonstrado na Figura 5.38.

Apesar do comportamento oposto ao observado na estaca E2 e esperado pelo conjunto para questões de degradação, os comportamentos entre carregamentos e entre retornos da Figura 5.38 mostraram-se condizentes ao longo do ensaio, mantendo suas tendências e inclinações e possibilitando boas normalizações.

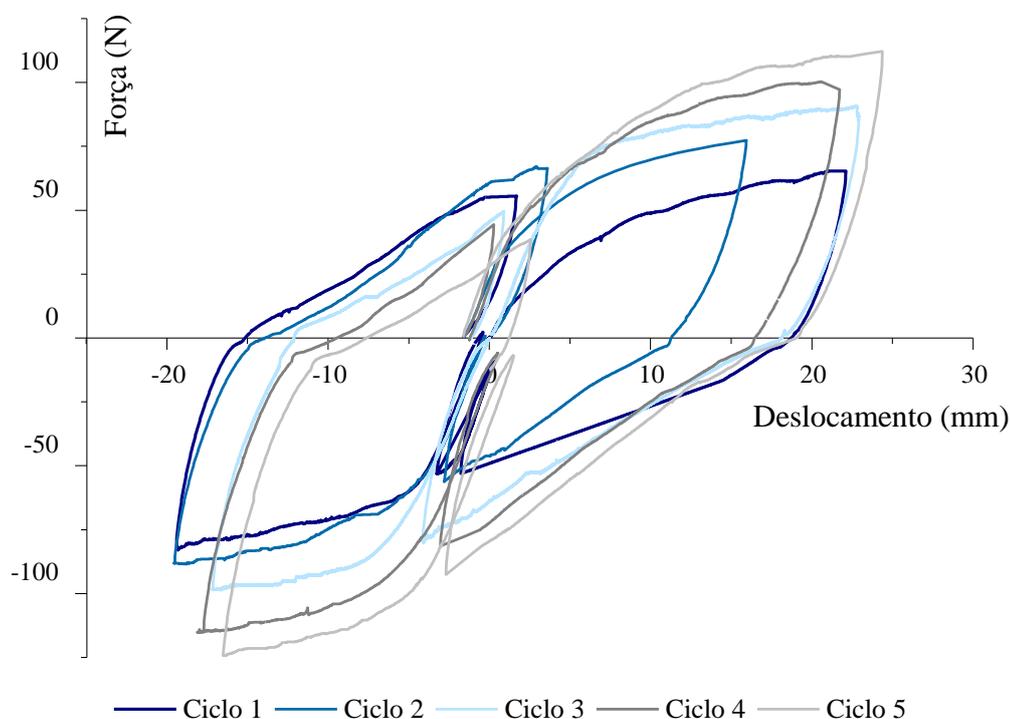


Figura 5.38: comportamento carga-deslocamento para os cinco ciclos completos realizados na estaca E1.

Assim como observado para as fases cíclicas da estaca E2, a variação da taxa de carregamento durante os ensaios para a estaca E1 pode ser a justificativa para a variação da rigidez inicial das curvas carga-deslocamento ao longo dos ciclos, como melhor observado na normalização da Figura 5.39. Para este ensaio, a taxa de aplicação de carregamento iniciou em  $40\mu\text{m/s}$ , foi alterada para  $10\mu\text{m/s}$  a partir do estágio R1B e, devido ao tempo de execução do ensaio e aquisição dos dados, foi novamente modificada, para  $20\mu\text{m/s}$  a partir do estágio R2A. Desta forma, os carregamentos C1A, C2A e C3-4-5A foram realizados em taxas de carregamento distintas, possibilitando diferentes rigidezes iniciais, embora essa variação tenha se mostrado menos perceptível entre o Ciclo 2 e os subsequentes.

Com isso, foram novamente propostas correções do comportamento carga-deslocamento em função da taxa de carregamento, considerando efeitos de relaxação representativos para taxas superiores a  $10\mu\text{m/s}$ . A partir da correção, demonstrada na Figura 5.40, são observados

resultados mais coerentes em relação à rigidez e resistência máxima do primeiro ciclo, embora o conjunto ainda tenda a ganhar resistência durante os ensaios cíclicos, a contar de C2A.

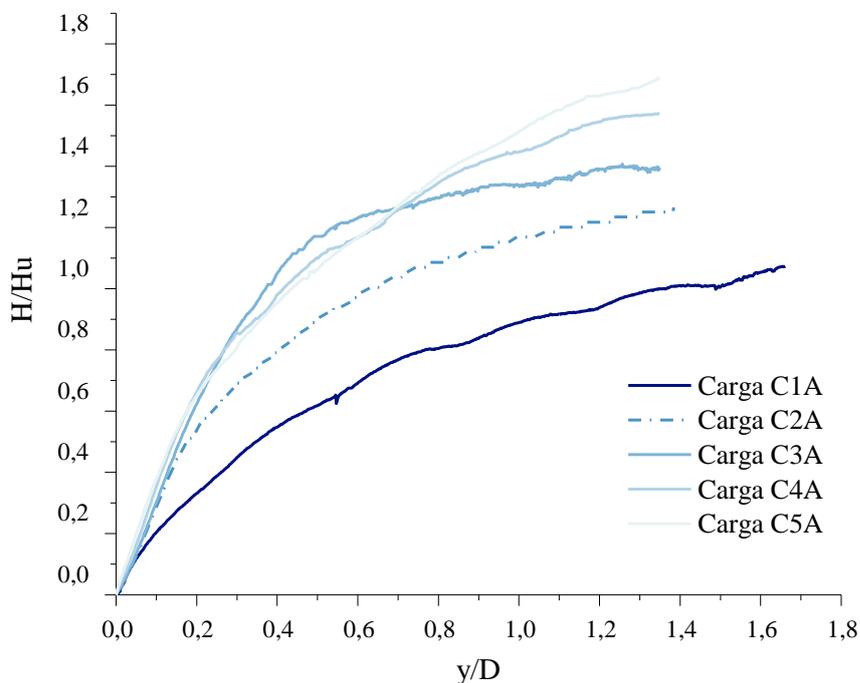


Figura 5.39: normalização da curva carga-deslocamento por  $H_u$  C1A para os ciclos de carregamento CA da estaca E1.

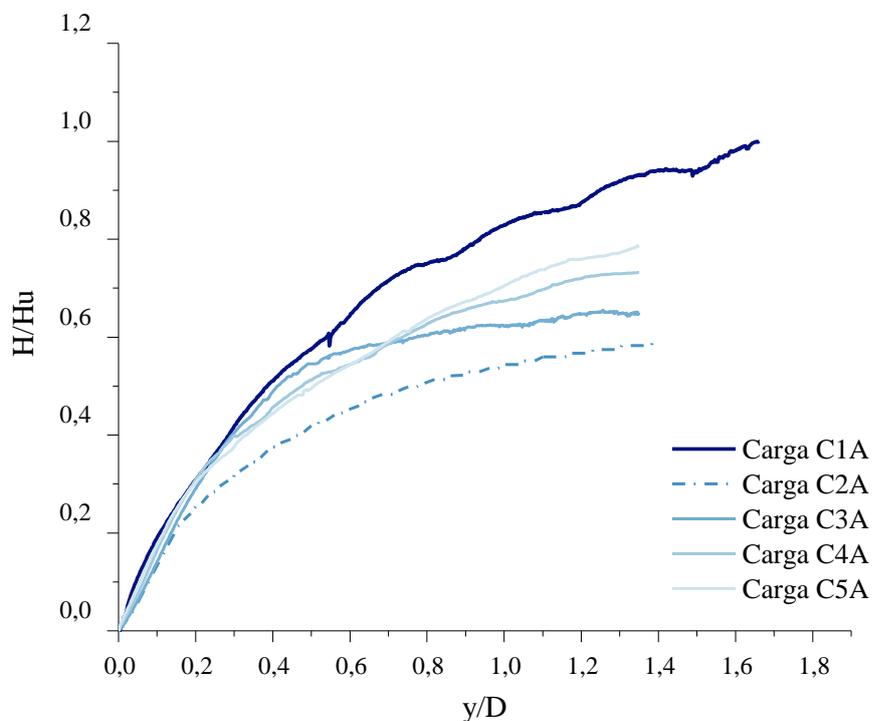


Figura 5.40: correção da curva carga-deslocamento normalizada para a estaca E1, em função da taxa de aplicação.

Embora não se tenham buscado formas mais estruturadas para a correção da taxa de aplicação dos deslocamentos de topo, as correções propostas indicam uma real influência da velocidade de ensaio, diferentemente do inicialmente esperado para solos arenosos em condição seca. Assim, mostram-se necessários maiores estudos e verificações para compreensão do tema.

Em relação aos estágios de descarga, a taxa de recuperação observada para o conjunto solo-estaca E1 foi superior em até 3 vezes aquela calculada para a estaca E2, com valores médios de  $25,2\% \pm 5\%$  e  $4,35\text{mm} \pm 1,09\text{ mm}$  para as fases de carregamento e  $15,1\% \pm 5\%$  e  $3,06\text{mm} \pm 1,14\text{ mm}$  para as fases de retorno. Desta forma, comprova-se um comportamento de menor rigidez em função de um maior L/D para a estaca E1.

A variação da altura livre ao final dos ensaios cíclicos para a estaca E1 manteve o valor de 50mm observados para a estaca E2, e, embora em menores proporções quando comparados os comprimentos totais das estacas, também influencia diretamente no comportamento do conjunto solo-estrutura.

### 5.6.3 Simulação dos ciclos por modelagem não-experimental

Embora passíveis de formulação e simulação, os modelos analíticos não foram desenvolvidos para ensaios cíclicos, não sendo possível a conferência do comportamento do solo durante os 5 ciclos realizados em modelo reduzido.

Para o modelo numérico verificou-se que, devido a grandes deformações atingidas no decorrer do primeiro carregamento, o processo de retorno e carregamento em sentido oposto ao inicial traz dificuldades de convergência, não proporcionando resultados coerentes e não conseguindo atingir o fim do processo de iteração para ciclos além do R1A.

## 6 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Neste capítulo, são apresentadas conclusões e observações referentes ao estudo dos mecanismos de transferência de carga entre estacas predominantemente rígidas e solo arenoso submetidos ao carregamento lateral ativo, assim como sugestões para futuros trabalhos.

### 6.1 CONCLUSÕES

A partir deste estudo, verifica-se a complexidade da interação solo-estaca durante a aplicação de carregamentos transversais, sendo o comportamento do conjunto influenciado principalmente pelas múltiplas não-linearidades do solo, pela relação geométrica e rigidez relativa do elemento estrutural e pelo nível de deslocamentos e cargas observados.

A metodologia de análise e modelo constitutivo adotados para representar carregamentos laterais em estacas são essenciais em projeto, e devem ser aprimorados para a obtenção de resultados coerentes à realidade de ensaio, dando-se preferência a modelos capazes de considerar a não-linearidade do maciço, o material do elemento estrutural, e a tridimensionalidade da distribuição de esforços.

Avaliando neste trabalho o problema de carregamento lateral em solos arenosos a partir de um modelo numérico e dois modelos analíticos, com considerações de um comportamento do solo elasto-plástico (Modelo Numérico e Modelo Analítico por Diferenças Finitas) e elástico-perfeitamente-plástico (Modelo Analítico pelo Método dos Deslocamentos), foram verificados:

- resultados coerentes com a literatura para deslocamentos aceitáveis pelas normas nacionais e internacionais e pela prática geotécnica;
- respostas de esforços e comportamento carga-deslocamento de topo do conjunto solo-estaca equivalentes entre os modelos analíticos, e com pouca dispersão às aferições do modelo numérico, quando adequadamente compatibilizados;
- maior sensibilidade dos diagramas de deslocamentos e reação horizontal do solo na comparação entre os modelos adotados, com uma tendência a valores de resistência última superiores a partir da limitação proposta pelo API (2002, 2014) e pontos de resistência máxima do solo mais próximos à superfície para a modelagem numérica;

- rigidez relativa do elemento estrutural para casos reais em acordo com os resultados observados pelos modelos numérico e analíticos e em conformidade à classificação proposta por Davisson (1970);
- forte influência dos efeitos de tridimensionalidade estimados para representar a cunha de ruptura no comportamento do conjunto solo-estaca dos modelos analíticos;
- influência representativa da coesão no comportamento de resistência do conjunto solo-estaca, sendo considerada para modelos analíticos a partir do cálculo da resistência limite proposto por Reese e Van Impe (2001);
- resultados consistentes para coeficientes de reação horizontal para solos arenosos linearmente crescentes com a profundidade, a partir do equacionamento desenvolvido por Bowles (1997) e constantes adotadas por Reese e Cox (1968 *apud* REESE; VAN IMPE, 2011);
- relações entre  $K_h$  e  $E_s$  observadas para os modelos analíticos e numérico aferidos de acordo às sugestões descritas pela literatura;
- rigidez da curva carga-deslocamento de topo simulada pelos modelos analíticos muito superior à observada nos ensaios experimentais para casos em escala reduzida, quando uso do  $n_h$  proposto pelo API (2002, 2014), sendo esta uma limitação da metodologia utilizada;
- aferição dos modelos analíticos para casos em escala reduzida com valores de  $n_h$  na ordem de 4 a 15 vezes o proposto pelo API (2002, 2014);
- aferição dos modelos analíticos para casos em escala real com valores de  $n_h$  equivalentes ao proposto pelo API (2002, 2014);
- rigidez da curva carga-deslocamento de topo não dependente do ângulo de atrito para deslocamentos admissíveis de até 10%D no caso de aferição de modelagem reduzida à  $1 \times g$ , devido aos baixos esforços observados;
- módulos de deformabilidade e reação horizontal do solo como parâmetros governantes do comportamento das estacas carregadas transversalmente em solo arenoso, influenciados consideravelmente pelo nível de tensões na interface do conjunto;

Considerando-se a modelagem reduzida em laboratório para o estudo de caso do solo arenoso de Araquari em condição medianamente compacta e estacas predominantemente rígidas com mesmo diâmetro (1/2") e dois comprimentos (18,25cm e 36,5cm), foi observado ainda:

- homogeneidade do solo reconstituído em câmara de calibração por meio do processo de pluviação;
- relação entre a dimensão do grão de areia de Araquari e o diâmetro do elemento estrutural, condições de contorno, e altura de pluviação em conformidade aos valores sugeridos na literatura para não serem gerados efeitos de escala representativos;
- reprodutibilidade de resultados carga-deslocamento entre estacas de mesma geometria submetidas a carregamento lateral monotônico, verificando comportamento de *hardening* e comprovando a inexistência de efeitos de escala devido às dimensões do tanque e condições de contorno;
- maiores forças necessárias para deslocar em mesma medida o topo das estacas de maior comprimento;
- necessidade de calibração dos parâmetros do solo para representatividade dos resultados de laboratório, vista a perda de escala devido a não equivalência do nível de tensões;
- adequada aferição dos parâmetros do solo de ambas as estacas com uso dos modelos analíticos e numérico para deslocamentos de até 3%D a 10%D, em condições monotônicas de carga, com uma constante de reação do solo de 2,4MN/m<sup>3</sup> para os modelos analíticos, e um módulo de deformabilidade  $E_s$  de 238 kPa (estacas curtas) e de 476 kPa (estacas longas) para o modelo numérico;
- resultados da retroanálise para a estaca de menor comprimento, a partir do uso de acelerômetro e giroscópio no topo e consideração de rotação constante em profundidade, condizentes às simulações numérica e analíticas;
- para a estaca de menor comprimento, constante de reação horizontal do solo obtida a partir da retroanálise do ensaio físico monotônico em escala reduzida em concordância ao valor sugerido para areias fofas por Terzaghi (1955) e aquele aferido a partir dos modelos de apoio, em condições de ruptura normativas.

- ponto de rotação para a estaca curta retroanalizada variando entre  $0,77L_{\text{útil}}$  a  $0,89L_{\text{útil}}$  no decorrer do ensaio de carregamento, apresentando valores superiores ao sugerido pelos modelos numérico e analíticos, principalmente no estágio de deslocamento final ( $20,09N$ ), mas em concordância a outros trabalhos da literatura para condições de ruptura até  $10\%D$ ;
- posição de momento máximo para a estaca par variando entre  $0,3 L_{\text{útil}}$  a  $0,5L_{\text{útil}}$ , crescente no decorrer do ensaio;
- melhor ajuste das curvas p-y retroanalizadas para a estaca de menor comprimento para função hiperbólica do tipo  $p = \frac{y}{1/K_h^{\text{inicial}} + y/p_u}$  e resistência última do solo adotada de acordo com a expressão  $\frac{p_u}{D} = N\gamma'z^n = A K_p^2 \gamma'z^n$ , com valores dos coeficientes de ajuste de 0,968 (A) e 0,702 (n);
- valores médios da constante  $n_h$  para os níveis mobilizados do ensaio físico, a partir da função hiperbólica de ajuste das curvas p-y retroanalizadas, muito próximos aos aferidos analiticamente;
- resistências últimas representativas às curvas p-y extrapoladas do modelo físico para a estaca par inferiores às observadas pelo método proposto pelo API (2002, 2014) e pelo método de Reese *et al.* (1974) para profundidades até meio comprimento útil. A partir dessa cota, os modelos da literatura passam a apresentar, além de maior rigidez inicial, valores últimos de reação superiores, cada vez mais destoantes àqueles ajustados conforme retroanálise;
- taxa de recuperação média dos deslocamentos em estaca de maior comprimento até 3 vezes superior à registrada na estaca de menor comprimento para as fases de descarga;
- influência da taxa de carregamento no decorrer dos ensaios cíclicos para valores superiores à  $0,01\text{mm/s}$ ;
- influência dos ciclos no carregamento da estaca de maior comprimento, com acréscimo de resistência para os ciclos finais.

Desta forma, compreendem-se os principais mecanismos de transferência de carga entre solo arenoso e estaca para situações de carregamento transversal, observando-se a influência das

condições de contorno, do nível de tensões e deslocamentos aplicados, da rigidez do elemento estrutural, das condições de resistência e densidade consideradas para o solo e da relação de interdependência entre deslocamentos e reações horizontais no comportamento do conjunto.

Verifica-se ainda a importância de se compreenderem as limitações dos modelos utilizados, buscando-se corretas aferições e validações de casos reais.

A influência observada nos ensaios em escala reduzida e respectivos modelos de apoio devido à taxa de carregamento e ao ângulo de atrito exige maior aprofundamento no assunto, incluindo maior número de ensaios e uso de modelos mais fidedignos para completa compreensão.

## 6.2 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

A seguir, são apresentadas algumas sugestões para a sequência dos estudos sobre estacas escavadas em solo arenoso submetidas à ação de carregamento transversal ativo:

- verificar os parâmetros de ajuste e regência da análise dimensional para o solo de Araquari, a partir da realização de ensaios de carregamento lateral em modelo reduzido à  $1 \times g$  considerando diferentes densidades e estacas de comportamento predominantemente rígido com diferentes diâmetros e relações L/D;
- representar o conjunto solo-estaca equivalente às condições do Campo Experimental de Araquari em modelo reduzido em laboratório e realizar a previsão de classe A para o problema em escala real;
- descobrir os parâmetros adimensionais regentes do problema de carregamento transversal para o protótipo de Araquari, por meio de cuidadosa e crítica análise dimensional somada aos ensaios físicos e simulações tridimensionais;
- utilizar centrífuga geotécnica para aferição e verificação dos parâmetros observados pelo modelo à  $1 \times g$ ;
- realizar ensaios de carregamento lateral para conjunto solo-estaca do Campo Experimental de Araquari em escala real;
- avaliar a real influência da taxa de carregamento dos ensaios de laboratório;

- realizar ensaio triaxial para o solo de Araquari a menores tensões cisalhantes, de forma a verificar o ângulo de atrito real do modelo reduzido por meio da envoltória de ruptura;
- ajustar os modelos numérico e analíticos para simulação de descargas e carregamentos cíclicos;
- analisar a curvatura do elemento estrutural representativo do modelo reduzido de modo a escolher um material que reproduza o comportamento da estaca protótipo;
- utilizar modelos de abordagem analítica e numérica mais representativos à realidade do problema de carregamento lateral de solos arenosos.
- considerar a não linearidade do solo e da estaca no processo de modelagem para melhor representatividade do comportamento de estacas submetidas ao carregamento transversal;
- ensaiar o modelo em escala reduzida de modo inundado ou considerando elemento estrutural posicionado junto à parede, como forma de compreender a formação da cunha de ruptura no decorrer dos ciclos;
- realizar ensaios pressiométricos e analisar respectivas correlações com problemas de carregamento lateral em estacas;
- ensaiar e modelar carregamentos horizontais cíclicos em ambos os sentidos de 2 direções concorrentes.

## REFERÊNCIAS

ABAQUS, Inc. SIMULIA Software, v.2016. **Dassault Systèmes**, 2015.

ABNT, NBR 6122 (2010): Projeto e execução de fundações. **Associação Brasileira de Normas Técnicas**, Rio de Janeiro, Brasil, 2010.

ALDERLIESTE, E. A. **Experimental modelling of lateral loads on large diameter mono-pile foundations in sand**. 2011. Master Thesis. Geotechnical Engineering, Faculty of Civil Engineering & Geosciences, Delft University of Technology.

AL-JAZAAIRRY, A. A.; SABBAGH, T. T. Effect of cavities on the behaviour of laterally loaded pile in sand. **International Journal of Geotechnical Engineering**, p. 1-11, 2017.

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., 2000. **API RP 2A-WSD: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms - working stress design.**, 21<sup>st</sup> edition. Errata and Supplement, Dec, 2002.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE, API., 2011. **API 2GEO/ISO 19901-4:2003 (Modified):** Petroleum and natural gas industries—Specific requirements for offshore structures, Part 4—Geotechnical and foundation design. 1<sup>st</sup> edition. Addendum, Oct., 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE MECÂNICA DOS SOLOS, ABMS. 2015. Disponível em: <[www.abms.com.br](http://www.abms.com.br)>. Acesso em: 29 mar. 2018.

ARAQUARI EXPERIMENTAL TESTING SITE, 2015. Disponível em: <[ufrgs.br/araquari-ets/](http://ufrgs.br/araquari-ets/)>. Acesso em: 15 ago. 2018.

ARAÚJO, A. G. D. **Provas de carga estática com carregamento lateral em estacas escavadas hélice contínua e cravadas metálicas em areia**. 2013. 222 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Centro de Tecnologia, UFRGN, Natal.

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.

ASHOUR, M.; NORRIS, G.; PILLING, P. Lateral loading of a pile in layered soil using the strain wedge model. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering**, v. 124, n. 4, p. 303-315, 1998.

BALACHOWSKI, L. Size effect in centrifuge cone penetration tests. **Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics**, v. 54, n. 3, p. 161-181, 2007.

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.

BASACK, S. Response of vertical pile group subjected to horizontal cyclic load in soft clay. **Latin American Journal of Solids and Structures**, v. 7, n. 2, p. 91-103, 2010.

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. **Géotechnique**, v. 26, 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. **Efeito de grupo em estacas carregadas transversalmente associadas a solos melhorados**. 2015. Dissertação (Mestrado 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.

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.

BSI, BS 8004. Code of practice for foundations, **British Standards Institution**, London, 2015.

CALIENDO, J. A.; ANDERSON, L. R. **Lateral Load Testing of Model Piles: Phase 1.** Utah State University, Department of Civil and Environmental Engineering, 1996.

CARNEIRO, F. L., 1993. **Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos.** Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 256 p.

CORRÊA, J. M. **Estudo da variação do preenchimento interno no comportamento de estacas tubulares vazadas submetidas ao arrancamento, através de ensaios em centrífuga geotécnica.** 2016, 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro de Ciência e Tecnologia, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. Campos dos Goytacazes.

CHRUSCIAK, M. R. **Transferência de carga na interface solo-concreto de estacas em solo arenoso.** 2019. Tese em andamento (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

DAVISSON, M. T. Lateral load capacity of piles. **Highway Research Record**, n. 333, 1970.

DE BEER, E. E. Influence of the mean normal stress on the shearing strength of sand. In: **6th International Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering**, Montreal n. 1, p. 165–169, 1965

DHATT, G.; LEFRANÃ, E.; TOUZOT, G. **Finite element method.** John Wiley & Sons, 2012.

DFI, **DEEP FOUNDATION INSTITUTE.** Find a pile .com. University of California, 2013. Disponível em: < findapile.com>. Acesso em: 7 ago. 2018.

ELSON, W. K. Design of laterally-loaded piles. **CIRIA Report n. 103. Construction Industry Research and Information Association.** London, 86 p, 1984.

EUROCODE 7. Geotechnical Design - Part 1: General rules, **DD ENV 1997–1:1995.** London: British Standards Institution, 1995.

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.

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.

FIORAVANTE, V.; GIRETTI, D. Load transfer mechanisms of piled raft foundations. In: **7th international conference on physical modelling in geotechnics.** sm springman, j. Laue & L. Seward, 2010. p. 861-866.

- GADE, V. K.; DASAKA, S. M. Development of a mechanized traveling pluviator to prepare reconstituted uniform sand specimens. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 2, 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.
- 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.
- GUO, W. D. 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.
- HALDAR, A.; YENUMULA, V.N. Prasad; CHARI, T. R. Full-scale field tests on directly embedded steel pole foundations. **Canadian geotechnical journal**, v. 37, n. 2, p. 414-437, 2000.
- HAMADA, J.; TSUCHIYA, T. Similarity conditions for lateral load test on model pile foundation with large deformation in 1g gravitational field. In: **13th World Conference on Earthquake Engineering**, n. 1886. Vancouver, 2004.
- HETENYI, M. **Beams on elastic foundations**. University of Michigan Press, 1946.
- HELWANY, S. **Applied soil mechanics: with ABAQUS applications**. Hoboken, N.J.: John Wiley & Sons, 2007. xiv, 385 p. ISBN 9780471791072.
- ISENHOWER, W. M.; WANG, S. T. Computer program LPILE Version 6 Thecnical Manual. **Enssoft Inc.** Austin, Texas, 2012.
- JUIRNARONGRIT, T.; ASHFORD, S. A. Lateral load behavior of cast-in-drilled-hole piles in weakly cemented sand. **Transportation research record**, v. 1868, n. 1, p. 190-198, 2004.
- JUIRNARONGRIT, T.; ASHFORD, S. A. Effect of Pile Diameter on the Modulus of Subgrade Reaction. **Department of Structural Engineering University of California, San Diego La Jolla, California**, p. 92093-0085, 2005.
- 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. 12-24.
- KHARI, M.; KASSIM, K. A.; ADNAN, A. An experimental study on pile spacing effects under lateral loading in sand. **The Scientific World Journal**, 2013.

KHARI, M.; KASSIM, K. A.; ADNAN, A. Development of p-y curves of laterally loaded piles in cohesionless soil. **The Scientific World Journal**, 2014.

KISHIDA, H. Stress distribution by model piles in sand. **Soils and Foundations**, v. 4, n. 1, p. 1-23, 1963.

LAU, C. K.; BOLTON, M. D. The bearing capacity of footings on granular soils. I: Numerical analysis. **Géotechnique**, v. 61, n. 8, p. 627-638, 2011.

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.

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.

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.

LEVY, N. H.; EINAV, I. Modelling piles under multi-directional loading conditions. **Numerical Methods in Geotechnical Engineering**, p. 563-568, 2006.

LO PRESTI, D.C.F; LO PEDRONI, S.; CRIPPA, V. Maximum dry density of cohesionless soils by pluviation and by ASTM D 4253-83: A comparative study. **Geotechnical Testing Journal**, v. 15, n. 2, p. 180-189, 1992.

MANTARÁS, F. M. **Estaca carregada lateralmente: método PY parabólico**. Planilhas em Excel. PPGEC/UFRGS, 2015. Não publicado.

MARTIN, C. M.; RANDOLPH, M. F. Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil. **Geotechnique**, v. 56, n. 2, p. 141-145, 2006.

MATLAB<sup>®</sup>. Software R2017b. **MathWorks Inc.**, 2017

MATLOCK, H., REESE, L. C. Foundations analysis of offshore pile supported structures. **Proceedings**, 5th, ICSMFE, Paris, v.2, p.91-97, 1961.

MICROSOFT EXCEL<sup>®</sup>. Software v. 2016. **Microsoft.**, 2016.

MOTTA, V. F., 1972. **Curso de teoria da semelhança**. Edições UFRGS. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 154 p.

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.

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.; DAVIS, E. H. **Pile foundation analysis and design**. New York; Chichester: Wiley, 1980. ISBN 0471020842

PRASAD, Y. VSN; CHARI, T. R. Lateral capacity of model rigid piles in cohesionless soils. **Soils and Foundations**, v. 39, n. 2, p. 21-29, 1999.

QIN, H.; GUO, W. D. Nonlinear response of laterally loaded rigid piles in sand. **Geomechanics and Engineering**. v. 7, n. 6, p. 679-703, 2014.

RANDOLPH, M. F. McClelland lecture: Analytical contributions to offshore geotechnical engineering. **ISSMGE**, Paris, 2013.

RANDOLPH, M.; GOURVENEC, S. **Offshore Geotechnical Engineering**. 1<sup>st</sup> ed. CRC Press, 2017. 530 p. ISBN 9781138074729

RANDOLPH, M. F.; HOULSBY, G. T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. **Geotechnique**, v. 34, n. 4, p. 613-623, 1984.

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.; 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.

REESE, L. C.; COX, W. R.; KOOP, R. D. Field testing and analysis of laterally loaded piles in stiff clay. **Proceedings**, 7th Offshore Technol. Conf., Houston, Tex., 2, 473-483, 1975.

REESE, L. C.; VAN IMPE, W. F. **Single piles and pile groups under lateral loading**. Rotterdam: Balkema, 2011. ISBN 9058093409.

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.

ROCHA, M. M. mmaiarocha/HPile: HPile v1.0: top end horizontal force (Version v1.0). **Zenodo**, 2018. <http://doi.org/10.5281/zenodo.1345011>

ROCHA, M. M. **Um modelo elastoplástico para o cálculo prático de paredes diafragmas**. Artigo PPGEC/UFRGS, 2014. Não publicado.

**ROCSCIENCE**. Laterally loaded piles. Computer program RSPile Theory Manual. Toronto, 2018

RUIGROK, J. A. T. **Laterally loaded piles: models and measurements**. 2010. 346 f. Thesis. Faculty of Civil Engineering, TU. Delft.

SU, D.; YAN, W. M.; BAO, X. H.; HUANG, S. Nondimensional Solutions for Laterally Loaded Piles in Sand Considering Nonlinear Soil–Pile Interactions. **International Journal of Geomechanics**, v. 18, n. 7, 2018.

SU, D.; ZHOU, Y. G. Effect of loading direction on the response of laterally loaded pile groups in sand. **International Journal of Geomechanics**, v. 16, n. 2, 2015.

TABAROEI, A.; ABRISHAMI, S.; HOSSEININIA, E. Comparison between two different pluviation setups of sand specimens. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 29, n. 10, 2017.

TAYLOR, R. N. (1995). **Geotechnical Centrifuge Technology**, 1<sup>a</sup> ed., London: Blakie Academic e Professional.

TERZAGHI, K. Evaluation of coefficients of subgrade modulus. **Géotechnique**, v5: 297-326. 1955.

VELLOSO, A. D.; LOPES, F. R. **Fundações profundas**. v.2, 1ed. Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2012.

VESIC, A. B. Beams on elastic subgrade and the Winkler's Hypotesis. **Proceedings 5<sup>th</sup> Int. Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Paris. v.1, p. 845-850. 1961.

VIGGIANI, C.; MANDOLINI, A.; RUSSO, G. **Piles and pile foundations**. Abingdon, Oxon. New York: Spon Press, 2012. xviii, 278 p. ISBN 9780415490665.

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.

ZHU, B. *et al.* Experimental and analytical models of laterally loaded rigid monopiles with hardening p–y curves. **Journal of Waterway, Port, Coastal, and Ocean Engineering**, v. 141, n. 6, p. 04015007, 2015.

## ANEXO A – Resultado dos ensaios de cisalhamento direto para solo arenoso de Araquari (CHRUSCIAK, 2019)

Comportamento Contrátil

<b>Peso espec. natural. (kN/m<sup>3</sup>):</b>	15,022
<b>Umidade natural (%)</b>	10,000
<b>Massa espec. aparente úmido. (g/cm<sup>3</sup>):</b>	1,502
<b>Massa espec. aparente seco. (g/cm<sup>3</sup>):</b>	1,366
<b>Índice de vazios</b>	0,916

Comportamento Dilatante

<b>Peso espec. natural. (kN/m<sup>3</sup>):</b>	17,660
<b>Umidade natural (%)</b>	10,000
<b>Massa espec. aparente úmido. (g/cm<sup>3</sup>):</b>	1,766
<b>Massa espec. aparente seco. (g/cm<sup>3</sup>):</b>	1,605
<b>Índice de vazios</b>	0,630

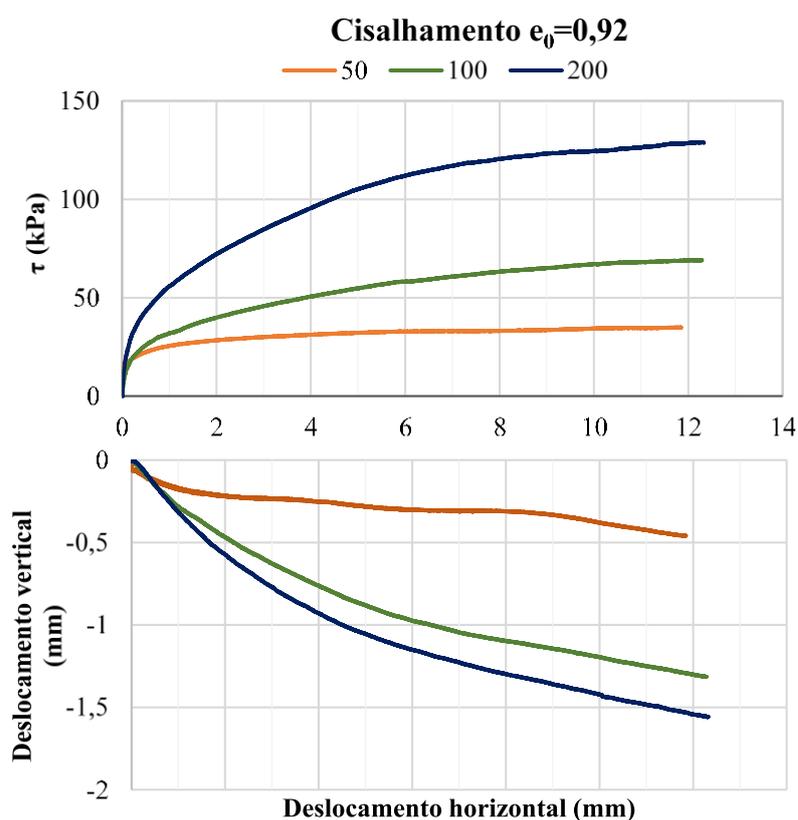


Figura Anexa A.1: curvas tensão-deformação e deslocamento vertical-deslocamento horizontal para amostra contrátil,  $e=0,92$  (CHRUSCIAK, 2019)

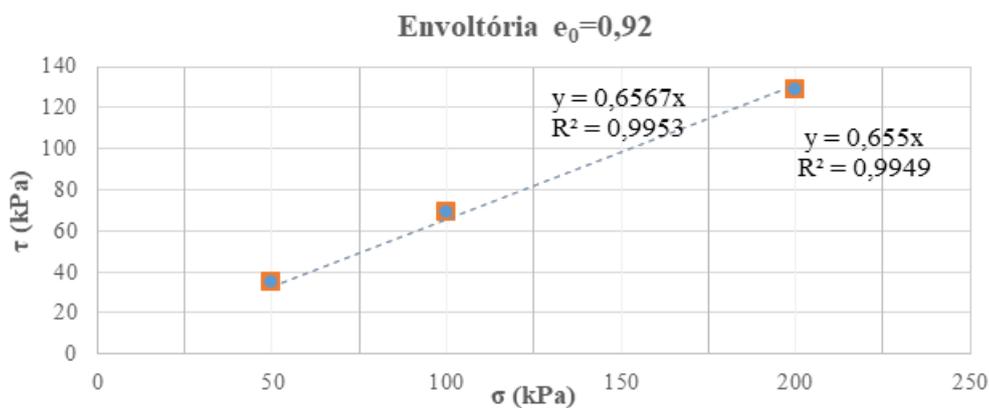


Figura Anexo A.2: envoltórias de tensão para amostra contrátil,  $e=0,92$  (CHRUSCIAK, 2019)

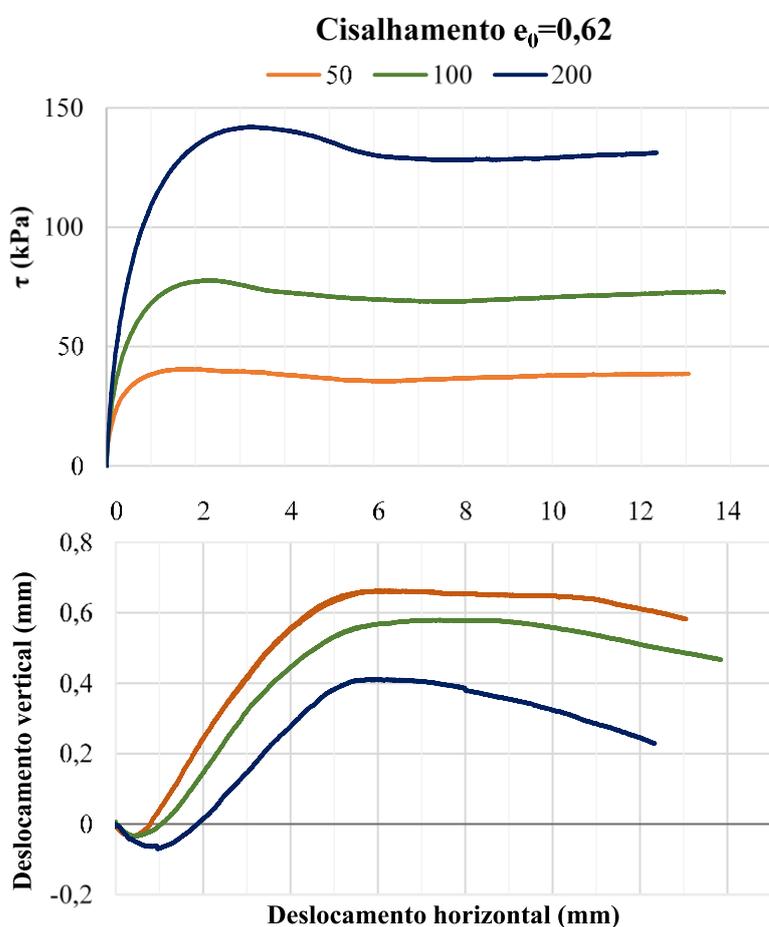


Figura Anexo A.3: curvas tensão-deformação e deslocamento vertical-deslocamento horizontal para amostra dilatante,  $e=0,63$  (CHRUSCIAK, 2019)

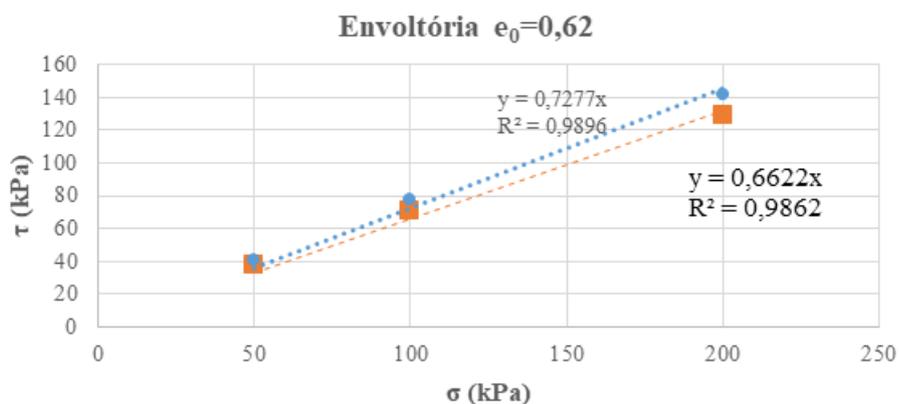


Figura Anexa A.4: envoltórias de tensão para amostra dilatante,  $e=0,63$  (CHRUSCIAK, 2019)

Comportamento		Contrátil			Dilatante		
		1	2	3	1	2	3
Carga							
$\sigma_N$	(kPa)	50	100	200	50	100	200
$\sigma_N$ corrigida	(kPa)	50	100	200	50	100	200
$\tau_{max}$	(kPa)	34,94	69,12	129,08	40,51	77,79	141,99
$\tau_{residual}$	(kPa)	34,92	69,10	128,67	38,16	70,74	128,92
Evolvente de Mohr Coulomb		$\tau = c + (\sigma_N)\tan \varphi$			$\tau = c + (\sigma_N)\tan \varphi$		
Coesão c	(kPa)	0			0		
Ângulo de atrito pico	( $\varphi$ )	33,3			36,0		
Ângulo de atrito residual	( $\varphi$ )	33,2			33,5		
$e_0$		0,92	0,92	0,92	0,64	0,64	0,63
$e_f$		0,89	0,86	0,83	0,62	0,62	0,59

## ANEXO B – Caracterização do solo arenoso do Campo Experimental de Araquari (LAVALLE, 2017)

ANEXO B.1 - Densidade relativa, índice de vazios e tensões verticais iniciais médios para cada camada do Campo Experimental de Araquari.

Camada	Prof. inicial (m)	Prof. final (m)	Descrição	Dr (%)	e	$\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )
1	0	3	Areia fina	42,13	0,78	24,82
2	3	10	Areia argilosa fina	75,82	0,61	123,06
3	10	18	Areia argilosa fina	27,78	0,79	200,17
4	18	21	Argila baixa plasticidade	22,15	0,95	244,02
5	21	24	Areia média a fina	27,12	0,78	366,19

Fonte: Lavallo (2017).

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

Profundidade (m)	Dr (%)	$\phi_{\text{pico}}'$ (°)	$\phi_{\text{cs}}'$ (°)	c' (kPa)	M
3	40	33,7	32,9	0	1,3
5	80	38	35,9	0	1,5
9	60	34	33,6	3	1,4
12	20	23,3	22,8	6,5	0,9
15,4	40	32,8	32,5	2,4	1,3
24	30	33,1	32,9	16,1	1,3
<i>média</i>		<i>33,4</i>	<i>33</i>		<i>1,33</i>

Fonte: Lavallo (2017).

### ANEXO B.3 - Curvas granulométricas do solo do Campo Experimental de Araquari.

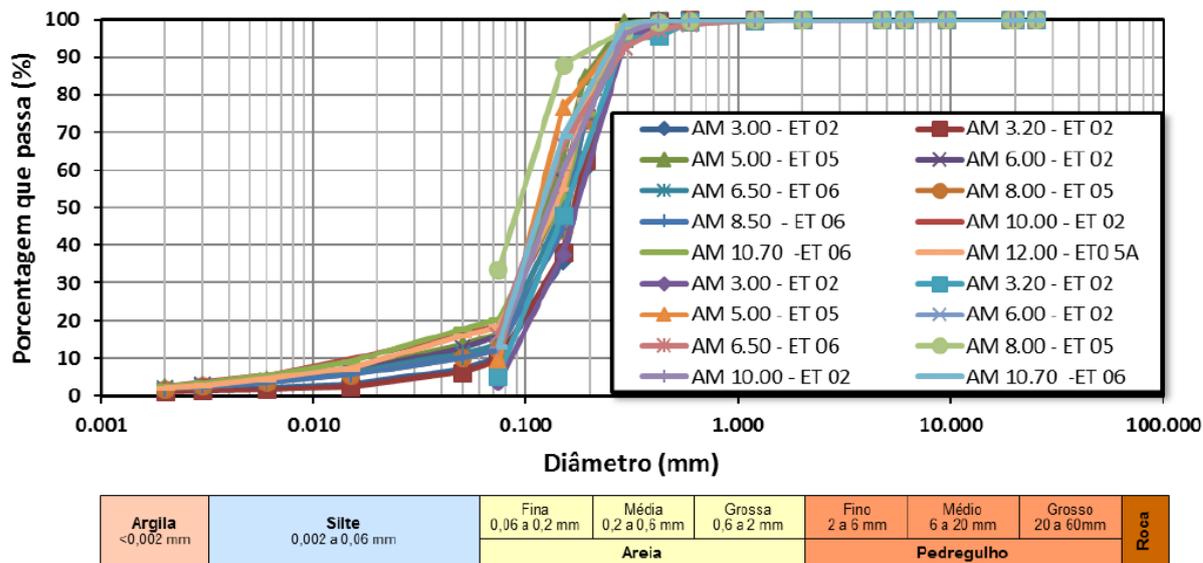


Figura Anexa B.3.1: curvas granulométricas do solo de Araquari para a segunda camada (3,0m a 10,7m) por meio de granulometria por peneiramento e a laser (LAVALLE, 2017).

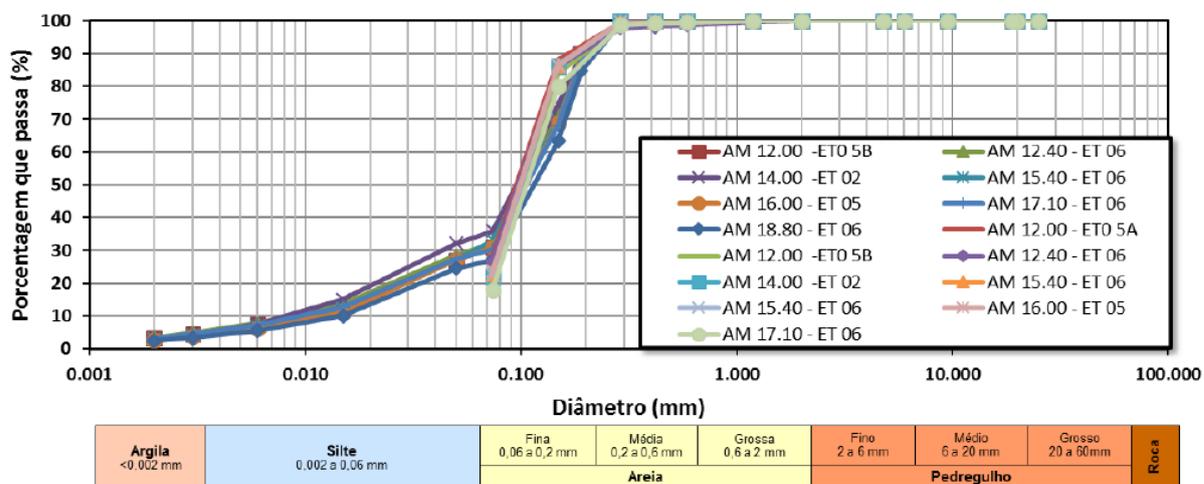


Figura Anexa B.3.2: curvas granulométricas do solo de Araquari para a terceira camada (12m a 17,1m) por meio de granulometria por peneiramento e a laser (LAVALLE, 2017).

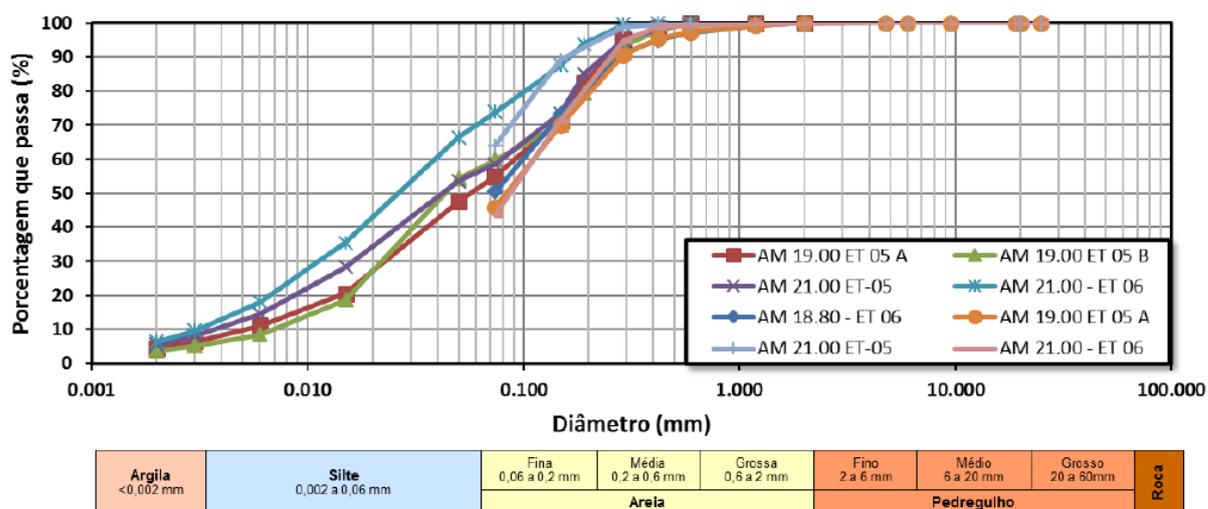


Figura Anexa B.3.3: curvas granulométricas do solo de Araquari para a quarta camada (18,8m a 21,0m) por meio de granulometria por peneiramento e a laser (LAVALLE, 2017).

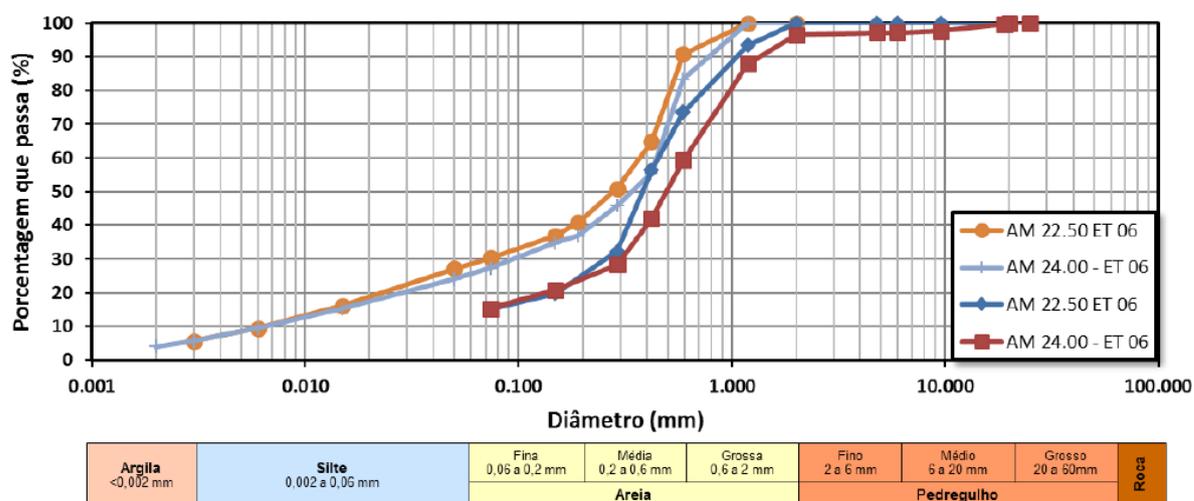


Figura Anexa B.3.4: curvas granulométricas do solo de Araquari para a quinta camada (22,5m a 21,0m) por meio de granulometria por peneiramento e a laser (LAVALLE, 2017).

## ANEXO C – Análise dimensional considerando fatores de escala fixos de comprimento, massa específica e aceleração, para escala 1:30.

Grandezas Fundamentais	Símbolo	Unidade	L	M	T
Comprimento	l	m	1	0	0
Massa	m	kg	0	1	0
Tempo	t	s	0	0	1

1:30

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	L	M	T	Inversão	Escala	Escala Inv.
Comprimento	l	m	1	0	0	1 0 0	3,333E-02	30,00
Massa específica	r	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	3 1 0	1,000E+00	1,00
Aceleração	a	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0,5 0 -1	1,000E+00	1,00

Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	L	M	T	l	r	a	Escala	Escala inv.
Comprimento	l	m	1	0	0	1	0	0	3,333E-02	30,00
Massa	m	kg	0	1	0	3	1	0	3,704E-05	27.000,00
Tempo	t	s	0	0	1	0,5	0	-1	1,826E-01	5,48
Aceleração (da gravidade)	g	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0	0	1	1,000E+00	1,00
Força	F	N	1	1	-2	3	1	1	3,704E-05	27.000,00
Módulo de elasticidade	E	Pa	-1	1	-2	1	1	1	3,333E-02	30,00
Deformação	e	-	0	0	0	0	0	0	1,000E+00	1,00
<b>Tensão</b>	<b>s</b>	<b>Pa</b>	<b>-1</b>	<b>1</b>	<b>-2</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>1</b>	<b>3,333E-02</b>	<b>30,00</b>
Massa específica	r	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	0	1	0	1,000E+00	1,00
Rigidez	k	N/m	0	1	-2	2	1	1	1,111E-03	900,00
Rigidez a flexão da estaca	EI	Nm <sup>2</sup>	3	1	-2	5	1	1	4,115E-08	24.300.000,00
Área	A	m <sup>2</sup>	2	0	0	2	0	0	1,111E-03	900,00
Volume	V	m <sup>3</sup>	3	0	0	3	0	0	3,704E-05	27.000,00
Inércia	I	m <sup>4</sup>	4	0	0	4	0	0	1,235E-06	810.000,00

## APÊNDICE A - VERIFICAÇÃO DOS MODELOS ANALÍTICOS E NUMÉRICOS

A verificação dos modelos de base desta pesquisa foi realizada de forma a: aferir os modelos analíticos a partir de exemplos simplificados; ajustar os modelos numéricos a partir de um problema de carregamento transversal escolhido da literatura, validado em mesmo *software*; e, ao final, comparar todos os modelos de base, buscando encontrar comportamentos tensão-deflexão semelhantes ao serem simuladas diversas configurações solo-estaca.

### APÊNDICE A.1 COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS ANALÍTICOS

Considerando as propriedades geotécnicas, mecânicas e geométricas especificadas na Tabela A., escolhidas aleatoriamente mas representativas de casos reais, buscou-se representar uma situação de carregamento lateral simplificada, evitando problemas devido à heterogeneidade do maciço e à forma e propriedades do elemento estrutural. A constante do coeficiente horizontal do solo foi escolhida em função do ângulo de atrito efetivo do maciço, conforme o sugerido pelo API (2002) e observado na Figura 2.19 b.

Tabela A.1: parâmetros de entrada para o modelo teórico-analítico simplificado (idealizado).

	Parâmetro	Modelo Teórico-Analítico Simplificado (Fase 1A)
<b>Estaca</b>	<i>Comprimento total (m) - L</i>	20
	<i>Altura livre (m) - h</i>	1
	<i>Diâmetro (m) - D</i>	1
	<i>Módulo de elasticidade (GPa) - E<sub>p</sub></i>	32
	<i>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>) - γ<sub>p</sub></i>	25
	<i>Constante do coeficiente horizontal (kN/m<sup>3</sup>) - n<sub>h</sub></i>	26670 (API)
<b>Solo</b>	<i>Peso específico (kN/m<sup>3</sup>) - γ<sub>s</sub></i>	18
	<i>Ângulo de atrito de pico (°) - φ'</i>	33
	<i>Coesão (kN/m<sup>3</sup>) - c'</i>	0
	<i>Nível Freático abaixo da superfície (m) - z<sub>w</sub></i>	30

Definidos os parâmetros, foram simulados carregamentos horizontais no topo da estaca ( $z=-1,0\text{m}$ ) de 250 a 25000 kN, e estimadas as curvas p-y e as previsões de carga, deslocamento, rotações, momentos fletores, esforços cortantes e pressões laterais ao longo do fuste da estaca, para ambos os modelos analíticos adotados.

Uma vez que o cálculo da resistência instantânea de cada nó discretizado no modelo pelo Método dos Deslocamentos é considerado de forma diferente ao adotado pelo API (2002, 2014), foi também avaliada a influência da correção da resistência limite  $p_u$  pelo fator A designado no método-base.

Na sequência são apresentadas comparações entre os modelos por Diferenças Finitas – que corresponde à aplicação original do método do API em conjunto à hipótese de Winkler – e pelo Método dos Deslocamentos – o qual adota o mesmo cálculo da resistência limite-, considerando ou não a correção da resistência  $p_u$ .

Na Figura A.1, são mostrados os diagramas resultantes de deslocamento, rotação, momento, cortante e reação ao longo do fuste para uma carga aplicada no topo de 700 kN, bem como a influência do fator A no valor da pressão limite do solo. A carga de 700kN foi escolhida por representar um comportamento intermediário dentre as cargas utilizadas para análise, aleatoriamente. O conjunto solo-estaca tem comportamento flexível, apresentando rótula de plastificação e esforços consideráveis no terço superior de seu comprimento.

A partir do gráfico da resistência limite pela profundidade, verifica-se a igualdade dos valores obtidos entre os métodos, para mesmas condições de correção, e um desvio da pressão limite direta ao ser corrigida pelo fator A, majorando-se os resultados próximos à superfície e reduzindo-os quanto mais próximos à base inferior.

Os demais diagramas da Figura A.1 também mostram um comportamento similar dos esforços na profundidade para ambos os modelos, com pequenas diferenças de resultados na consideração ou não do fator A para o modelo pelo Método dos Deslocamentos.

Embora os resultados apresentem-se próximos, uma variação mais pronunciada para um mesmo nó é verificada entre o modelo por Diferenças Finitas (utilizando o método do API original, considerando a correção pelo fator A) e o modelo pelos Métodos dos Deslocamentos que não faz uso da correção da resistência limite, com exceção do diagrama de rotações.

A diferença entre as respostas carga-deslocamento dos modelos acentua-se quanto mais próximo o conjunto se aproxima da ruptura teórica, conforme observado nas curvas carga-deslocamento da Figura A.2, e pode ser justificada pela adoção de um comportamento elástico perfeitamente plástico para o modelo pelo Método dos Deslocamentos, em contraposição ao comportamento elasto-plástico adotado no modelo por Diferenças Finitas.

As curvas  $p$ - $y$  dos modelos analíticos podem ser comparadas na Figura A.3, para os níveis de 0,95; 1,90; 2,85 e 3,80m de profundidade, considerando o fator A de correção.

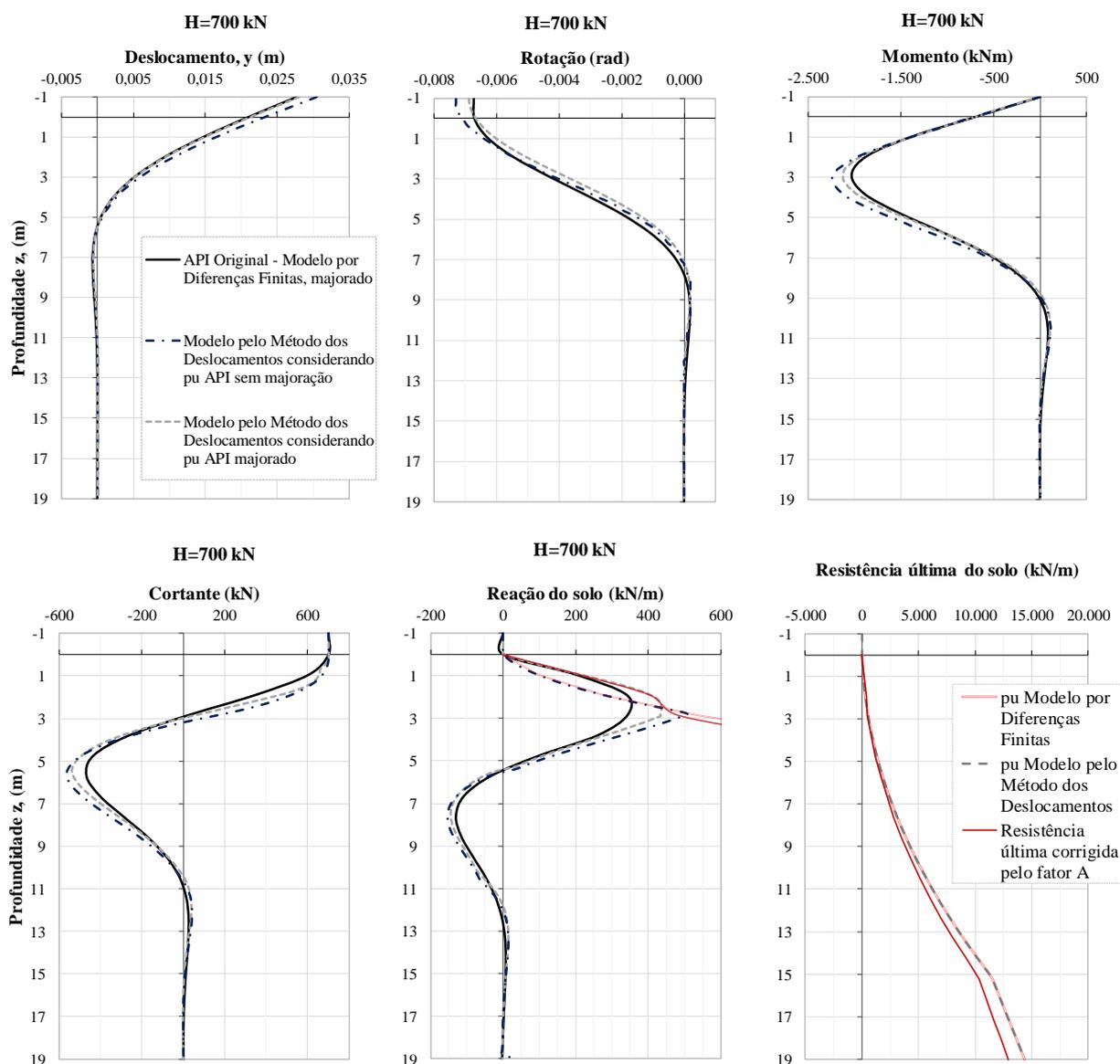


Figura A.1: comparação dos diagramas resultantes para o exemplo idealizado: deslocamentos, rotações, momentos fletores, esforços cortantes e reação do solo em função da profundidade para uma força aplicada de 700kN; resistência última pura vs corrigida pelo fator A (API).

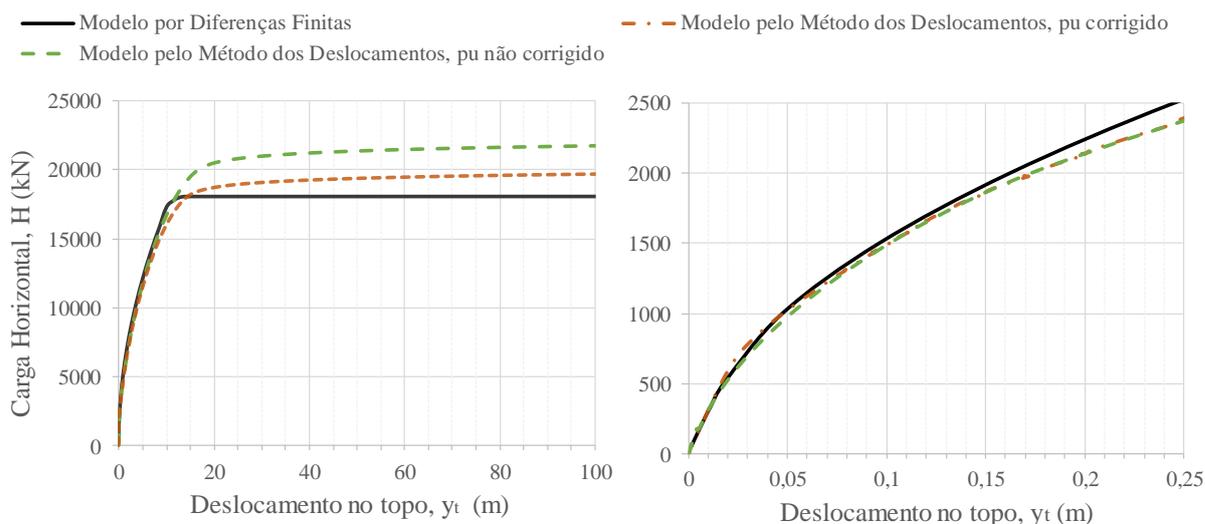


Figura A.2: comparação das curvas carga-deslocamento entre os modelos analíticos para o exemplo idealizado.

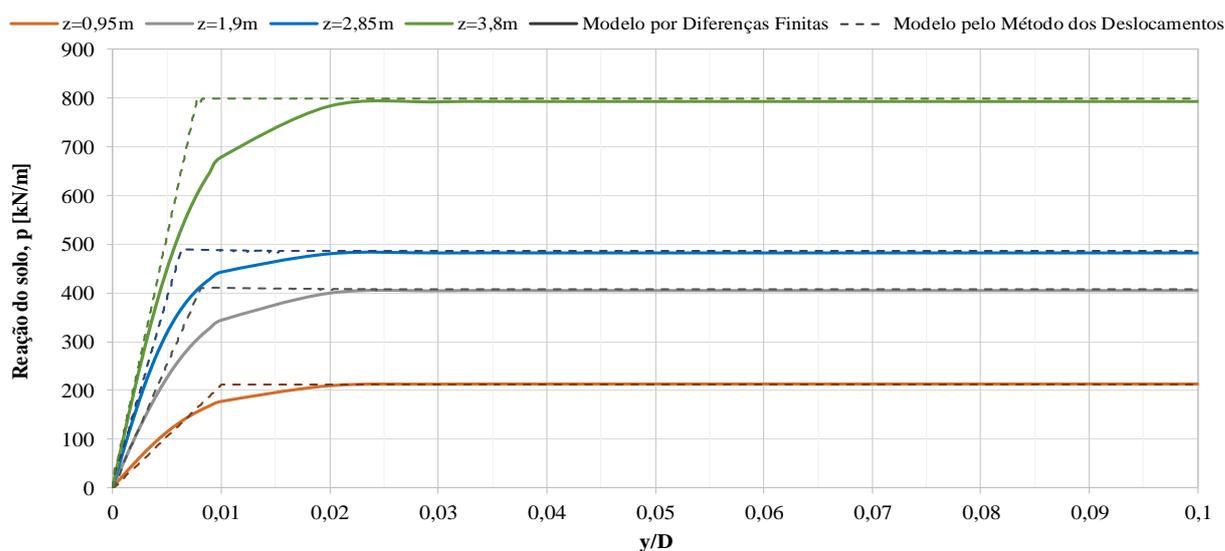


Figura A.3: curvas p-y conforme modelos analíticos para os níveis 0,95; 1,90; 2,85 e 3,80 metros do conjunto-exemplo fictício.

Uma vez que um carregamento lateral tende a influenciar o conjunto solo-estaca, principalmente nos níveis mais próximos à superfície do terreno, quanto mais profundo o ponto de análise, maiores os esforços necessários para mobilizarem o solo até sua resistência limite, que também acresce em função de  $z$ .

Considerando apenas o método original adotado pelo API (2002, 2014), podem ser analisados ainda o comportamento dos deslocamentos, momentos, e reações do solo ao longo da profundidade para diferentes forças aplicadas horizontalmente no topo. No gráfico das reações

do solo, também é demonstrada a resistência limite adotada para o modelo, verificando-se os níveis em que essa é alcançada.

Conforme exposto na Figura A.4, quanto maiores as cargas e deslocamentos, mais profundo é o ponto de momento máximo e de formação de rótula de plastificação do elemento estrutural. As rótulas aparecem entre os 5m e os 7m de profundidade (5 a 7D; 0,26 a 0,37 $L_{\text{útil}}$ ), enquanto os momentos fletores máximos são apontados entre os 2,8m e 4,8m (3 a 5D; 0,6 a 0,7 vezes a cota de deslocamento nulo), seguindo o comportamento de referência para estacas flexíveis (item 2.1.1).

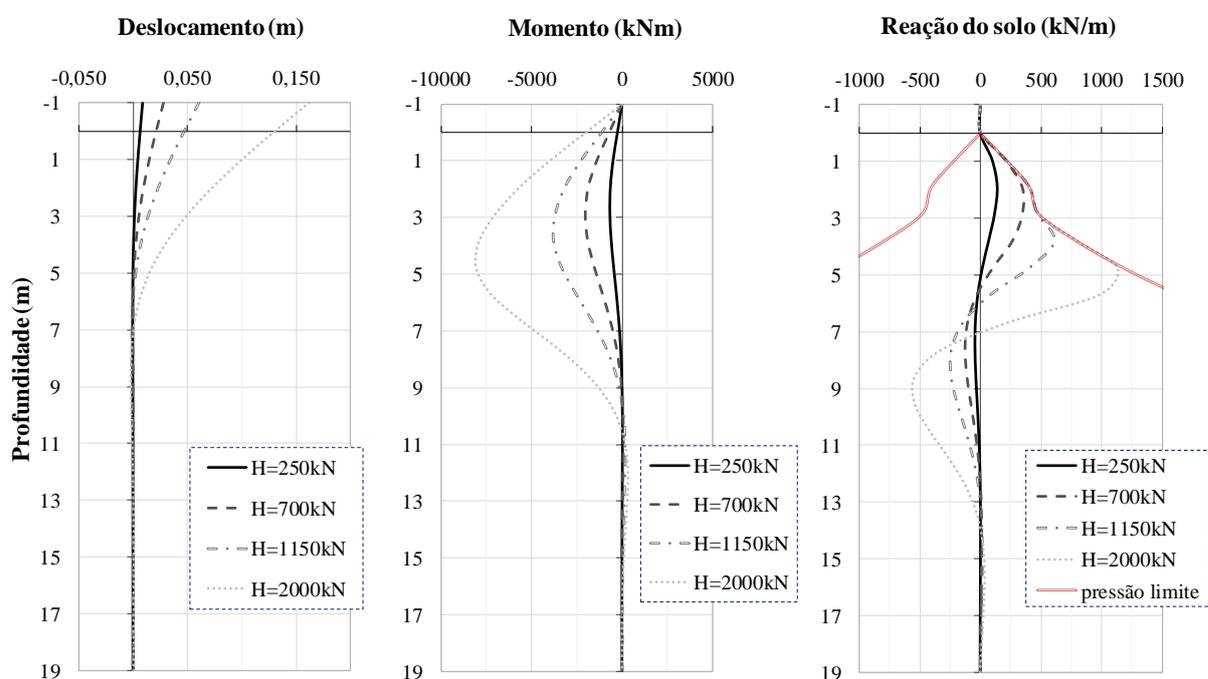


Figura A.4: Diagramas de deslocamento, momento e reação do solo ao longo da profundidade para diferentes forças aplicadas, considerando método API original (MDF).

Também foi analisada nesta fase a influência dos coeficientes  $\alpha$  e  $\beta$ , os quais caracterizam a extensão da cunha de ruptura. Essa análise objetivou compreender o efeito da tridimensionalidade estimada para os problemas de carregamento lateral a partir de modelos de natureza bidimensionais, considerando que não há na literatura uma unicidade de relações e coeficientes que representem a majoração devido ao bulbo de tensões.

Para isso, foram comparados ao modelo que leva em consideração a Hipótese de Winkler somada ao método das curvas p-y original do API, simulações desconsiderando o valor de  $C_1$

( $\alpha$  e  $\beta$  nulos, equivalendo às tensões limites ao empuxo calculado segundo à Teoria de Rankine) e variando-se o valor de  $\alpha$ .

A partir dos gráficos comparativos observados na Figura A.5, também para carregamentos de topo iguais a 700 kN, verificam-se deslocamentos consideravelmente superiores para a cabeça da estaca ao se desconsiderar os efeitos da cunha de ruptura ( $C_1$  nulo), assim como maiores momentos e esforços cortantes ao longo da profundidade. As reações do solo e rotações também mostraram comportamento diverso, embora apresentem uma redução de valores máximos quando comparados ao modelo original. O ponto de rotação do elemento estrutural é igualmente afetado pelo sistema de reação, apresentando-se mais próximo à superfície para condições tridimensionais.

Variando-se apenas a relação de dependência entre o coeficiente  $\alpha$  e o ângulo de atrito efetivo do solo (Figura A.6), de outra forma, não foi observada influência significativa nas respostas para o conjunto solo-estaca submetido a carregamentos laterais embasado no modelo de curvas p-y proposto pelo API (2002, 2014).

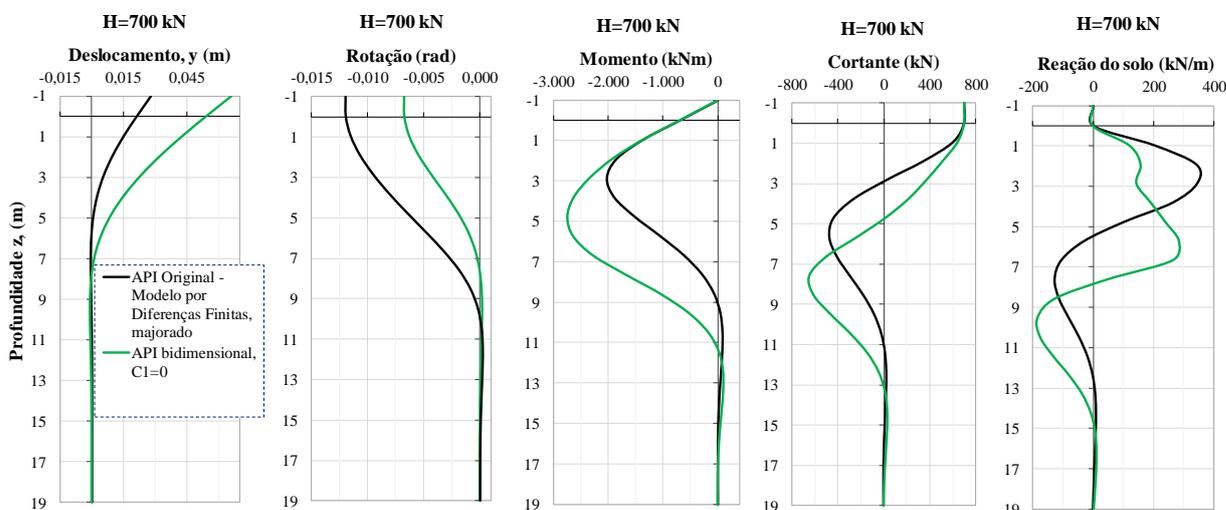


Figura A.5: comparação da resposta solo-estaca na consideração de uma cunha de ruptura tridimensional: resultados para o exemplo fictício considerando o coeficiente de majoração  $C_1$  nulo ou equivalente ao proposto pelo método do API (2002, 2014).

Apesar do comportamento força-deslocamento resultante do modelo pelo Método dos Deslocamentos diferir significativamente do obtido pelo modelo por Diferenças Finitas para elevados valores de  $y$ , os resultados dos diversos esforços para limites usuais de deflexão da prática geotécnica mostraram-se similares entre os modelos adotados. Assim, a comparação e

simulação por ambos os modelos se torna válida quando respeitada a faixa de análise, e levando em consideração a tendência por comportamentos mais fidedignos pelo modelo por Diferenças Finitas (pela escolha de seu modelo de comportamento tensão-deformação elasto-plástico).

Os resultados de deslocamentos de topo, superfície e momentos máximos obtidos para todas as comparações são descritos na Tabela A.2 para forças horizontais de 250, 700, 1150 e 2000 kN.

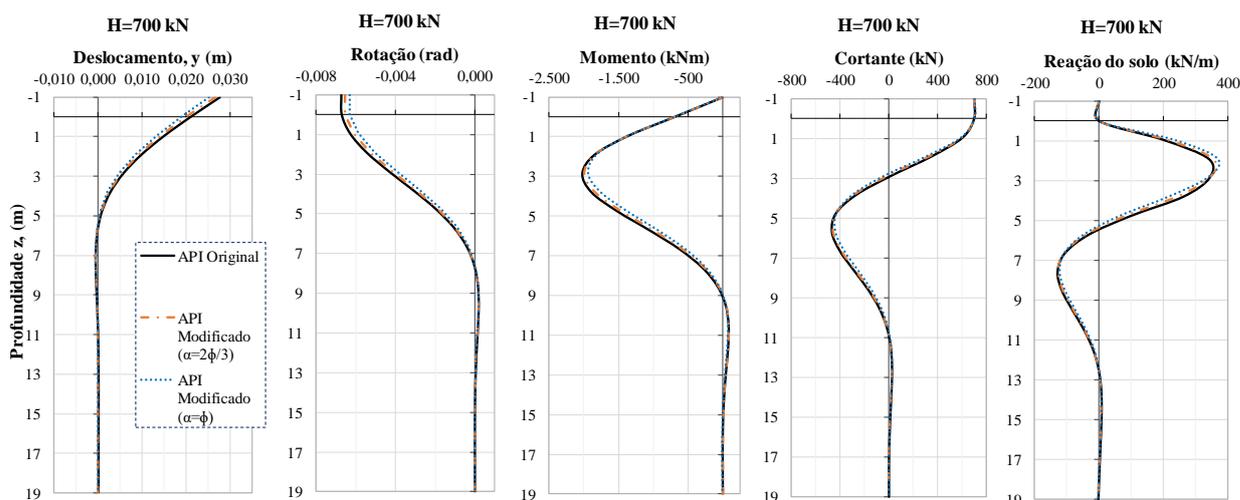


Figura A.6: comparação da resposta solo-estaca a para a variação de ângulos de abertura da cunha de ruptura tridimensional: resultados para o exemplo fictício considerando  $\alpha=\phi/2$  (API Original),  $2\phi/3$  e  $\phi$ .

Somam-se às análises realizadas neste capítulo, o cuidado necessário com as seguintes diferenças entre os modelos teórico-analíticos utilizados nesta dissertação:

1. A base de cálculo utilizada para o processo de iteração e análise: enquanto o modelo por Diferenças Finitas calcula e analisa as reações limites do maciço, em metro linear (kN/m), o modelo pelo Método dos Deslocamentos toma como referência as tensões limites do solo, em kN/m<sup>2</sup>.
2. Conforme já explicitado anteriormente, o comportamento do solo até atingir a resistência limite é diferenciado entre os métodos, considerando a não-linearidade no modelo por Diferenças Finitas, a partir da equação hiperbólica sugerida pelo API para o cálculo da resistência instantânea, ou considerando um comportamento elástico perfeitamente plástico pelo Método dos Deslocamentos e Análise Limite;

Tabela A.2: Comparação de resultados obtidos para exemplo fictício simplificado com uso dos modelos teórico analíticos: influência de A, C1, e da variação de  $\alpha$  no comportamento solo-estaca.

<b>Hu = 250 kN</b>						
	<i>API Original (MDF)</i>	<i>MD, pu não corrigido</i>	<i>MD, pu corrigido</i>	<i>API C1=0 *</i>	<i>API <math>\alpha=2\phi/3</math></i>	<i>API <math>\alpha=\phi</math></i>
y <sub>topo</sub> [mm]	<b>8</b>	8	10	9	8	8
y <sub>sup</sub> [mm]	<b>6</b>	6	7	7	6	6
M <sub>máx</sub> [kNm]	<b>660</b>	656	763	685	658	655
%de erro y <sub>t</sub>		-4,9%	15,9%	10,9%	-0,5%	-1,2%
%de erro y <sub>sup</sub>		-5,2%	17,2%	12,2%	-0,5%	-1,3%
%de erro M <sub>máx</sub>		-0,6%	15,6%	3,7%	-0,3%	-0,7%
<b>Hu = 700 kN</b>						
	<i>API Original (MDF)</i>	<i>MD, pu não corrigido</i>	<i>MD, pu corrigido</i>	<i>API C1=0 *</i>	<i>API <math>\alpha=2\phi/3</math></i>	<i>API <math>\alpha=\phi</math></i>
y <sub>topo</sub> [mm]	<b>28</b>	31	28	66	27	25
y <sub>sup</sub> [mm]	<b>21</b>	23	21	54	20	19
M <sub>máx</sub> [kNm]	<b>2025</b>	2236	2125	2742	1990	1936
%de erro y <sub>t</sub>		10,4%	1,3%	137,2%	-4,0%	-9,1%
%de erro y <sub>sup</sub>		11,2%	1,4%	156,3%	-4,4%	-9,9%
%de erro M <sub>máx</sub>		10,4%	4,9%	35,4%	-1,8%	-4,4%
<b>Hu = 1150 kN</b>						
	<i>API Original (MDF)</i>	<i>MD, pu não corrigido</i>	<i>MD, pu corrigido</i>	<i>API C1=0 *</i>	<i>API <math>\alpha=2\phi/3</math></i>	<i>API <math>\alpha=\phi</math></i>
y <sub>topo</sub> [mm]	<b>60</b>	66	62	211	55	48
y <sub>sup</sub> [mm]	<b>47</b>	51	48	180	43	37
M <sub>máx</sub> [kNm]	<b>3790</b>	4205	3977	5727	3596	3438
%de erro y <sub>t</sub>		8,8%	2,3%	249,3%	-8,6%	-20,0%
%de erro y <sub>sup</sub>		9,3%	2,4%	284,0%	-9,4%	-21,7%
%de erro M <sub>máx</sub>		10,9%	4,9%	51,1%	-5,1%	-9,3%
<b>Hu = 2000 kN</b>						
	<i>API Original (MDF)</i>	<i>MD, pu não corrigido</i>	<i>MD, pu corrigido</i>	<i>API C1=0 *</i>	<i>API <math>\alpha=2\phi/3</math></i>	<i>API <math>\alpha=\phi</math></i>
y <sub>topo</sub> [mm]	<b>162</b>	174	171	797	144	118
y <sub>sup</sub> [mm]	<b>131</b>	141	138	708	115	93
M <sub>máx</sub> [kNm]	<b>8049</b>	8549	8146	13037	7624	7086
%de erro y <sub>t</sub>		7,1%	5,2%	391,4%	-11,1%	-27,1%
%de erro y <sub>sup</sub>		7,6%	5,9%	441,4%	-11,9%	-29,0%
%de erro M <sub>máx</sub>		6,2%	1,2%	62,0%	-5,3%	-12,0%

3. A resistência última do maciço tem como base o mesmo método (curvas p-y conforme API) para ambos os modelos analíticos, embora, conforme justificado nos gráficos acima expostos, o modelo pelo Método dos Deslocamentos mais se

aproxima do modelo por Diferenças Finitas (Original) quando a resistência limite direta de cálculo não sofre a correção pelo fator A;

4. O modelo original do API descrito nesse trabalho é válido apenas para solos puramente friccionais, não considerando uma possível coesão em sua metodologia. Casos de solos coesivo-friccionais devem utilizar modelos específicos. Para este trabalho, optou-se por unir as resistências limites sugeridas pelo API para solos arenosos e coesivos, conforme adotado por Reese e Van Impe (2001);
5. Os modelos representam o entorno da estaca de modo distinto: o modelo simulado por Diferenças Finitas considera a estaca com uma espessura unitária, obtendo esforços resultantes para o eixo do elemento por unidade de comprimento transversal; o modelo simulado pelo Método dos Deslocamentos diferencia as forças e tensões para cada face (interna e externa), sendo necessário, ao final, somarem-se as tensões de alívio e compressão para se obter um comportamento resultante no eixo da estaca e, com isso, ser possível compará-lo com o modelo por Diferenças Finitas.

## APÊNDICE A.2 VERIFICAÇÃO DOS MODELOS NUMÉRICOS

A verificação do modelo numérico-computacional teve como referência uma das modelagens numéricas tridimensionais realizadas por Faro (2014) em sua tese, considerando-se uma estaca flexível de concreto armado com diâmetro de 0,6 metro e comprimento de 6,5 metros, e um solo com peso específico  $\gamma=18 \text{ kN/m}^3$ ,  $\phi'=25^\circ$  e coesão  $c=10 \text{ kPa}$ . Os parâmetros adotados como modelo podem ser visualizados na Tabela A.3.

Como forma de carregamento, foi considerado para a análise numérica a aplicação de um deslocamento no topo equivalente à 3% do diâmetro da estaca (0,18mm), sendo a força nesse ponto a variável resposta da simulação. O deslocamento utilizado é representativo da ruptura do conjunto solo-estaca de acordo com o modelo-base de Faro (2014).

Para melhor entender e dominar o *software* escolhido para casos de carregamentos laterais em estacas, ao mesmo tempo em que procurando a melhor aproximação para o caso-base, o modelo embasado nos dados de Faro (2014) foi simulado de modo bidimensional e tridimensional, considerando diversas condições de contato, refinamentos de malha, tempos de incrementos e

duração dos passos e, para o caso 2D, espessuras justificáveis para a análise dos planos de tensão/deformação. Salienta-se que, pela sensibilidade do programa, pequenas variações trazem possíveis distorções do modelo e pequenas alterações nos resultados.

Em todas as simulações foram verificados as tensões e os deslocamentos ao final de cada passo, ao longo da profundidade e em todos os elementos, incluindo as superfícies de contato e as superfícies limítrofes geométricas.

Como exemplo, cita-se a distribuição das tensões verticais e horizontais após a ação da gravidade e da aplicação do deslocamento no topo do elemento, nas duas faces da estaca e nos limites geométricos do modelo. Os pontos em comum nas situações de interface foram verificados a partir dos nós do elemento estrutural e do elemento discretizado para o solo.

Uma das distribuições de tensões horizontais ao longo do maciço ao fim do carregamento pode ser observada na Figura A.7 e na Figura A.8, retiradas do Abaqus após a simulação do problema em modelo tridimensional. A escala de cores foi limitada entre 0,5 e 1% dos valores máximo e mínimo de tensões, com o intuito de permitir a visualização dos diferentes níveis de tensão ao longo do maciço, desconsiderando as tensões elevadas atuantes no elemento estrutural.

Tabela A.3: parâmetros de entrada para o modelo numérico-base (Faro)

	<b>Parâmetro</b>	<b>Modelo Numérico-base (Fase 1B)</b>
<b>Estaca</b>	Comprimento total (m) - L	6,5
	Altura livre (m) - h	0,5
	Diâmetro (m) - D	0,6
	Módulo de elasticidade (MPa) - $E_p$	21000
	Coefficiente de Poisson - $\nu_p$	0,15
	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> ) - $\gamma_p$	25
<b>Solo</b>	Módulo de elasticidade (MPa) - $E_s$	50
	Coefficiente de Poisson - $\nu_s$	0,25
	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> ) - $\gamma_s$	18
	Ângulo de atrito de pico (°) - $\phi'$	25
	Coesão (kN/m <sup>3</sup> ) - $c'$	10
	Ângulo de dilatação (°) - $\Psi$	0,1 (0 adotado pelo <i>software</i> )

Fonte: Adaptado de Faro (2014).

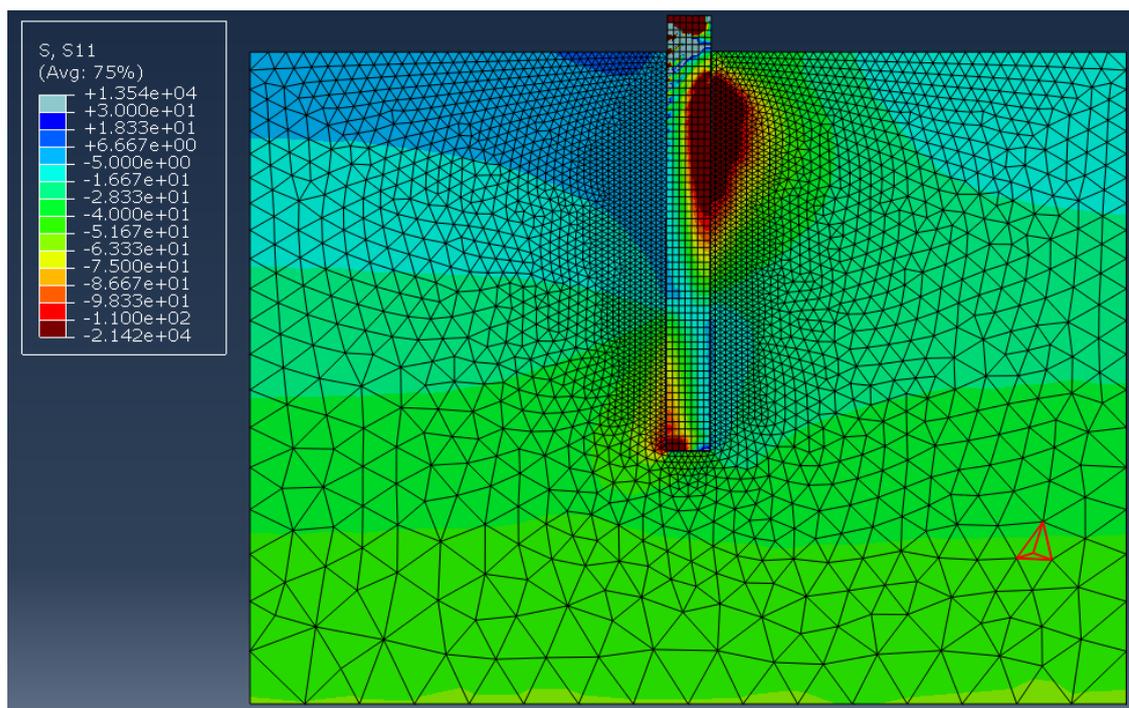


Figura A.7: tensões horizontais atuantes no maciço após aplicação de deslocamento no topo da estaca, vista frontal - Modelo numérico tridimensional.

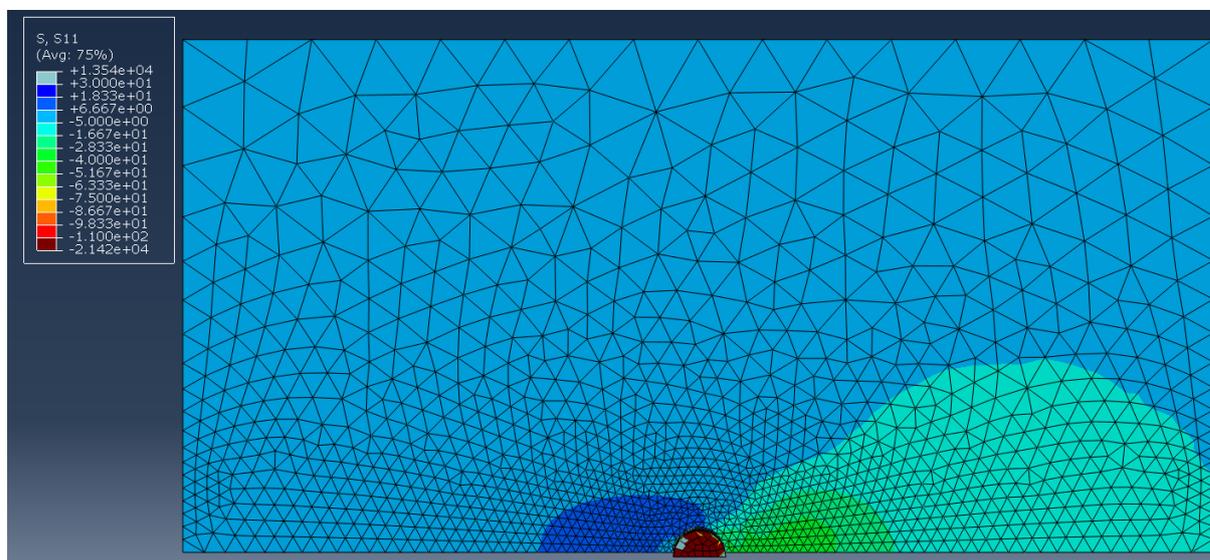


Figura A.8: tensões horizontais atuantes no maciço após aplicação de deslocamento no topo da estaca, vista superior - Modelo numérico tridimensional.

A partir das distribuições de tensões horizontais apresentadas, torna-se perceptível a atuação do bulbo de tensões passivo (valores negativos), majoritário na face frontal da estaca próxima à superfície e após o ponto de rotação do elemento estrutural na face oposta. O alívio de tensões

(valores positivos) nas proximidades do nível do terreno também pode ser verificado na face interna, na qual é aplicado o carregamento lateral.

Pode-se ainda medir o ângulo de abertura da cunha de ruptura, tanto para com a vertical quanto para com a horizontal, e compararem-se os valores com os ângulos estimados pela literatura.

A forma de distribuição de tensões desvio atuantes no elemento estrutural após a aplicação de carregamento lateral, por sua vez, pode ser vista na Figura A.9.

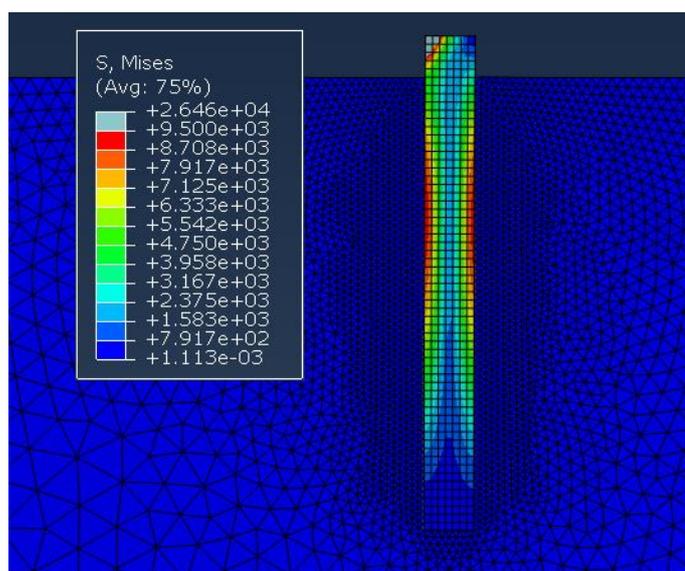


Figura A.9: tensões desvio atuantes no elemento estrutural após aplicação de deslocamento no topo da estaca, plano de simetria - Modelo numérico tridimensional.

As condições de contorno utilizadas por Faro (2014) e representadas nessa fase da presente pesquisa foram equivalentes à 10 vezes o diâmetro para as superfícies laterais, a partir do centro da estaca, e 5 diâmetros além do comprimento útil da estaca para a superfície inferior. Os resultados das simulações verificaram as condições escolhidas, uma vez que não foram reproduzidas tensões consideráveis junto aos limites geométricos do modelo.

Após definir os modelos numéricos de melhor resposta para com a distribuição de tensões e deslocamentos em todo o conjunto, puderam ser comparados os resultados entre as simulações em duas e três dimensões e o caso-base modelado por Faro (2014), conforme visualizado na Figura A.10.

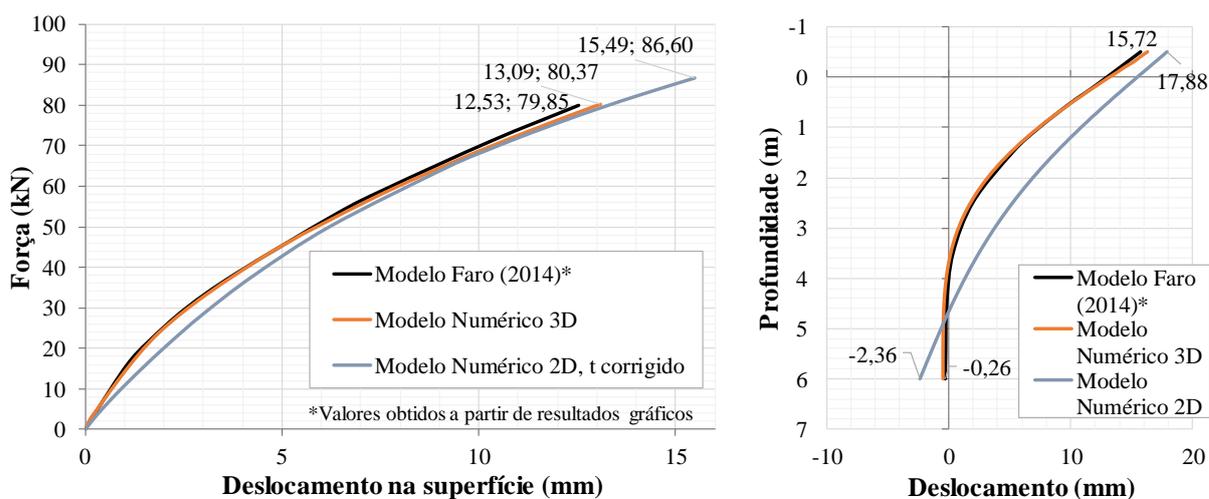


Figura A.10: verificação dos modelos numéricos a partir de resultados apresentados por Faro (2014): (a) comportamento força - deslocamento junto à face frontal da estaca; (b) linha elástica - face frontal da estaca.

Os resultados provenientes do trabalho de Faro (2014) foram retirados dos gráficos apresentados pelo autor, não garantindo a exatidão dos valores utilizados. O modelo empregado para o caso bidimensional, por trabalhar em condições de deformações planas, apresenta seus resultados de força por metro linear (no sentido do eixo no qual não ocorrem deformações). Devido a isso, os resultados do carregamento horizontal correspondentes a cada deslocamento foram corrigidos por uma espessura equivalente ( $t$ ) à do elemento estrutural em condições tridimensionais. O melhor ajuste da curva carga-deslocamento foi obtido ao considerar a relação entre áreas transversais equivalentes, com  $t=0,47\text{m}$ .

Como as simulações consideraram um plano de simetria, os resultados de força expostos devem ser duplicados para representar a capacidade total de carga suportada pelo conjunto solo-estaca.

Ao analisar as curvas de força aplicada e deslocamento junto à superfície do solo (pontos representados na Figura 3.1), assim como o deslocamento atuante junto à face frontal da estaca ao longo da sua profundidade, foi considerado que o modelo numérico tridimensional conseguiu reproduzir de modo satisfatório o comportamento estimado no caso-base. As diferenças entre os valores obtidos não foram relevantes, e podem ser justificadas pela leitura não precisa dos dados retirados graficamente de Faro (2014) e pela sensibilidade do *software* para com a discretização de malhas e tempo de simulação.

Para o caso bidimensional, de outra forma, foram observados um maior deslocamento de superfície e força última para o mesmo deslocamento de topo final ( $y_t=18\text{mm}$ ), embora o

comportamento carga-deslocamento no decorrer dos incrementos mostrou-se muito próximo ao observado para os casos tridimensionais.

A linha elástica do elemento estrutural (indiferente à correção da espessura  $t$ ) bidimensional, entretanto, mostrou comportamento de maior rigidez, uma vez que a estaca teve uma rotação mais acentuada do que à formação de rótula plástica, como foi observado nos casos tridimensionais. A influência do elemento estrutural também pode ser conferida pelos deslocamentos finais observados na face frontal da estaca quando comparados ao deslocamento aplicado no topo da face oposta, significativamente menores para os casos tridimensionais.

É compreensível que o modelo bidimensional não seja capaz de reproduzir os efeitos tridimensionais dos bulbos de tensões desenvolvidos no solo para carregamentos laterais, fazendo com que maiores deslocamentos ocorram para uma mesma força aplicada. Esse fato pode ser verificado pela análise realizada na Figura A.5 a partir da variação dos modelos analíticos. A desconsideração da forma geométrica da estaca aliada ao módulo de elasticidade  $E_p$  inserido no programa também traz influências no resultado, sendo o comportamento da linha elástica muito mais próximo aos modelos tridimensionais com sua correção – observada na etapa a seguir.

### APÊNDICE A.3 COMPARAÇÃO E CALIBRAÇÃO DOS MODELOS

Após ter sido reproduzido de forma satisfatória o modelo de Faro (2014) junto ao *software* Abaqus/CAE 2017, buscou-se em uma terceira etapa verificar os demais modelos para o mesmo problema-base.

Uma vez que os modelos são formulados com diferentes metodologias e conceitos, existem por natureza algumas diferenças em suas simulações, a começar pelos parâmetros de entrada. Assim, enquanto o modelo numérico necessita dos parâmetros elásticos do solo  $E_s$  e  $\nu_s$ , os modelos analíticos são fundamentados no conceito do módulo de reação horizontal do solo,  $K_h$ .

Para a similitude dos modelos quanto à estaca, o coeficiente de Poisson  $\nu_p$  também não aparece nos modelos analíticos, e o peso específico  $\gamma_p$  só é considerado no modelo pelo Método dos Deslocamentos. As condições de contorno, por sua vez, não são aplicadas nos modelos analíticos.

No capítulo 2.2.2 foram mostradas algumas correlações sugeridas pela literatura para a concepção e estimativa do módulo ou coeficiente de reação horizontal do solo, dentre as quais se relaciona o módulo de deformabilidade  $E_s$ . Para a correta comparação entre os métodos, portanto, foi necessário o uso dessas correlações, verificadas para a efetividade dos modelos.

Para uma primeira análise, optou-se pelo uso da constante do coeficiente de reação horizontal estabelecido graficamente pelo API (2002) na Figura 2.19 b, função direta do ângulo de atrito do solo. Entretanto, ao comparar os resultados obtidos e, por conseguinte, as equações e correlações entre o coeficiente (adotado como a constante  $n_h$ ) ou módulo de reação horizontal e o módulo de *Young* de um solo arenoso com propriedades tais quais estabelecidas pelo modelo-base ( $\gamma'$ ,  $\phi'$ ,  $c'$ ), verificam-se valores muito díspares à relação adotada.

A partir das equações (2.20), (2.21), (2.23), (2.30) e (2.34) e considerando-se uma profundidade de análise  $z=D$ , verificou-se uma variação de até 6657% entre o valor sugerido para o  $n_h$  em função do módulo de deformabilidade  $E_s$  do solo e o proposto pelo API (2002). Os valores obtidos podem ser observados na Tabela A.4, tanto em função do  $E_s$  do modelo-base, quanto em função do  $n_h$  proposto pelo API para o ângulo de atrito de análise.

Tabela A.4: relações entre  $n_h$  e  $E_s$  para o modelo-base de Faro (2014).

$E_s$ constante = 50MPa			$n_h$ constante =2220kN/m <sup>3</sup>		
$n_h$ Guo-Vesic	44900	kN/m <sup>3</sup>	$E_s$ Guo-Vesic	3116	kN/m <sup>2</sup>
$n_h$ Vesic*Bowles	89799	kN/m <sup>3</sup>	$E_s$ -Vesic*Bowles	1643	kN/m <sup>2</sup>
$n_h$ Guo -Biot	59868	kN/m <sup>3</sup>	$E_s$ Guo -Biot	2556	kN/m <sup>2</sup>
$n_h$ Pyke e Beikae	83333	kN/m <sup>3</sup>	$E_s$ Pyke e Beikae	1332	kN/m <sup>2</sup>
$n_h = 0,8E_s/z$	66667	kN/m <sup>3</sup>	$E_s = n_h z/0,8$	1665	kN/m <sup>2</sup>
$n_h = 1,8E_s/z$	150000	kN/m <sup>3</sup>	$E_s = n_h z/1,8$	740	kN/m <sup>2</sup>

Entende-se que a confiabilidade dos modelos também depende da acurácia e compatibilidade de todas as propriedades do conjunto inseridas como parâmetros. Por isso, o problema do modelo numérico-base foi novamente simulado considerando variações de Módulo de Deformabilidade condizentes à prática e literatura geotécnica, assim como os modelos

analíticos, para os respectivos coeficientes horizontais equivalentes. Foram adotados como base os valores característicos da Tabela A.4.

A comparação dos resultados provenientes das variações do modelo numérico para com os modelos analíticos é resumida na Tabela A.5, incluindo os parâmetros de entrada adotados para cada simulação. O comportamento das curvas carga-deslocamento também foi verificado, e pode ser visto na Figura A.11 para algumas relações calculadas pelos modelos por Diferenças Finitas e Numérico.

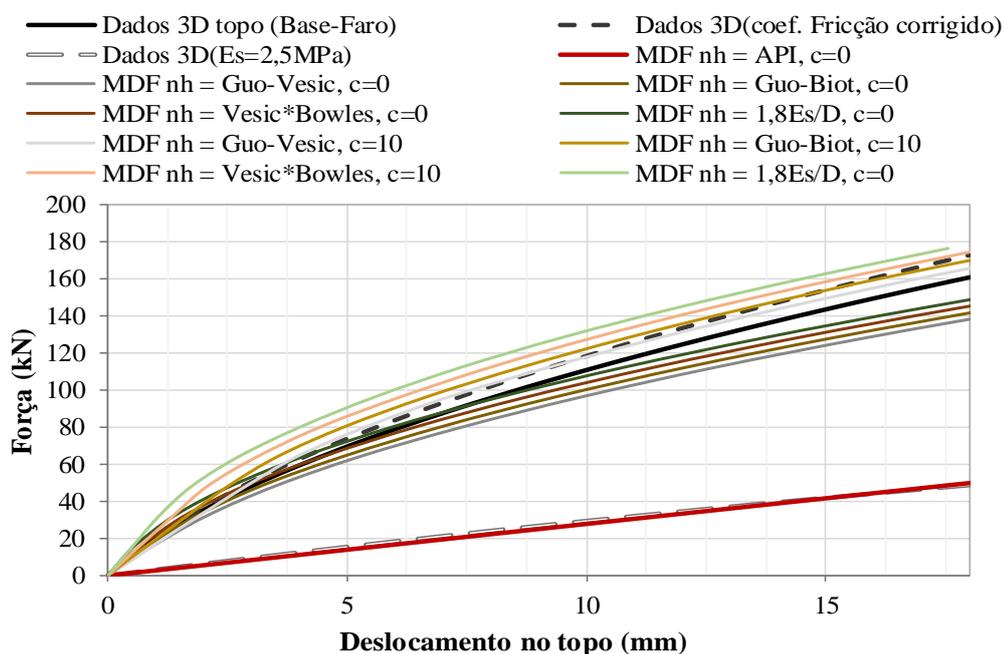


Figura A.11: curvas carga-deslocamento para diversas considerações de  $n_h$  e  $E_s$  para os Modelos por Diferenças Finitas e Numérico.

Nestas simulações também foi realizada a correção do coeficiente de atrito (propriedade de contato) do modelo numérico de acordo com o critério de Coulomb (tangente do ângulo), considerando o ângulo do estado crítico igual ao inserido nas propriedades do solo, da mesma forma que a busca de uma rigidez equivalente para o modelo numérico bidimensional (variação da espessura  $t$  ou do módulo  $E_p$ ). A influência do fator de correção  $A$  para os modelos embasados nas curvas p-y do API também foi analisada durante o processo.

Tabela A.5: comparação das cargas últimas estimadas pelas simulações teórico-analíticas e numéricas, em função da variação dos valores de  $n_h$  e  $E_s$  respectivos a cada modelo.

Modelo	Condição	$c'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n_h$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_p$ [MPa]	coef atrito	$E_s$ [MPa]	$t$ [mm]	$H_u$ [kN] (3%D)
<b>Modelo-Base (Faro, 2014)</b>	<b>3D</b>	<b>10</b>	<b>-</b>	<b>21000</b>	<b>0,15</b>	<b>50</b>	<b>-</b>	<b>160</b>
<b>Diferenças Finitas</b>	<b>Original API</b>	<b>0</b>	<b>2220</b>	<b>21000</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>49</b>
	<i>API friccional + coesivo (Reese e Van Impe, 2001)</i>	10	2220	21000	-	-	-	49
	<i>n<sub>h</sub> Guo-Vesic</i>	0	44900	21000	-	-	-	138
	<i>n<sub>h</sub> Guo-Biot</i>	0	59868	21000	-	-	-	142
	<i>n<sub>h</sub> Vesic*(Bowles)</i>	0	89799	21000	-	-	-	145
	<i>n<sub>h</sub> Pyke e Beikae</i>	0	83333	21000	-	-	-	144
	<i>n<sub>h</sub> 0,8Es/D</i>	0	66667	21000	-	-	-	142
	<i>n<sub>h</sub> 1,8Es/D</i>	0	150000	21000	-	-	-	148
	<b><i>n<sub>h</sub> Guo-Vesic</i></b>	<b>10</b>	<b>44900</b>	<b>21000</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>165</b>
	<b><i>n<sub>h</sub> Guo-Biot</i></b>	<b>10</b>	<b>59868</b>	<b>21000</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>169</b>
	<b><i>n<sub>h</sub> Vesic*(Bowles)</i></b>	<b>10</b>	<b>89799</b>	<b>21000</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>174</b>
<i>nh 1,8Es/z</i>	10	150000	21000	-	-	-	178	
<b>Método dos Deslocamentos</b>	<i>API sem correção</i>	0	2220	21000	-	-	-	28
	<i>API com correção</i>	0	2220	21000	-	-	-	22
	<i>n<sub>h</sub> Guo-Vesic, sem correção de pu por A</i>	0	44900	21000	-	-	-	127
	<i>n<sub>h</sub> Guo-Vesic, com correção de pu por A</i>	0	44900	21000	-	-	-	133
	<i>n<sub>h</sub> Guo-Biot, sem correção</i>	0	59868	21000	-	-	-	134
	<i>n<sub>h</sub> Guo-Biot, com correção</i>	0	59868	21000	-	-	-	140
	<i>n<sub>h</sub> Vesic*(Bowles), sem correção</i>	0	89799	21000	-	-	-	141
	<i>n<sub>h</sub> Vesic*(Bowles), com correção</i>	0	89799	21000	-	-	-	149
	<i>n<sub>h</sub> 1,8Es/z, sem correção</i>	0	150000	21000	-	-	-	147
	<i>n<sub>h</sub> 1,8Es/z, com correção</i>	0	150000	21000	-	-	-	155
	<i>API c+φ, sem correção (Reese e Van Impe, 2001)</i>	10	2220	21000	-	-	-	28
	<b><i>n<sub>h</sub> Guo-Vesic, sem correção</i></b>	<b>10</b>	<b>44900</b>	<b>21000</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>155</b>
	<b><i>n<sub>h</sub> Guo-Biot, sem correção</i></b>	<b>10</b>	<b>59868</b>	<b>21000</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>164</b>
	<b><i>n<sub>h</sub> Vesic*(Bowles), sem correção</i></b>	<b>10</b>	<b>89799</b>	<b>21000</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>-</b>	<b>174</b>
	<i>n<sub>h</sub> 1,8Es/z, com correção</i>	10	150000	21000	-	-	-	182

Tabela A.5 (b): continuação.

Modelo	Condição	$c'$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$n_h$ [kN/m <sup>3</sup> ]	$E_p$ [MPa]	coef atrito	$E_s$ [MPa]	$t$ [mm]	$H_u$ [kN] (3%D)
Numérico	3D	10	-	21000	0,15	50	-	160
	<b>3D</b>	<b>10</b>	<b>-</b>	<b>21000</b>	<b>0,466</b>	<b>50</b>	<b>-</b>	<b>172</b>
	3D	10	-	21000	0,466	10	-	103
	3D	10	-	21000	0,466	3	-	55
	<b>3D</b>	<b>10</b>	<b>-</b>	<b>21000</b>	<b>0,466</b>	<b>2,5</b>	<b>-</b>	<b>49</b>
	3D	10	-	21000	0,466	1,65	-	35
	2D	10	-	21000	0,15	50	1	369
	2D	10	-	21000	0,15	50	0,47	173
	2D	10	-	21000	0,15	50	0,434	160
	2D	10	-	21000	0,466	50	1	394
	2D	10	-	21000	0,466	50	0,47	185
	2D	10	-	21000	0,466	50	0,406	160
	2D	10	-	8298	0,15	50	1	297
	2D	10	-	8298	0,15	50	0,47	140
	2D	10	-	8298	0,15	50	0,53874	160

Ao analisar os dados da Tabela A.5 e da Figura A.11, percebem-se que os diversos valores de módulos  $E_s$  adotados de forma proporcional, assim como a variação das constantes  $n_h$ , propiciaram resultados de comportamento consistentes e com pequenas diferenças entre si, validando as relações entre  $E_s$  e  $n_h$  testadas para as condições iniciais do modelo-base de Faro (2014). A melhor compatibilidade para o  $n_h$  proposto pelo API foi alcançada para um Módulo de Deformabilidade do solo  $E_s=2,5MPa$  quando comparado aos resultados por Diferenças Finitas, obtendo-se uma relação  $n_h=1,1Es/z$ , e um  $E_s=1,65MPa$  (ou menor) em relação à força última obtida pelo Método dos Deslocamentos ( $n=0,7Es/z$ ). Variando-se o  $n_h$  para o módulo  $E_s$  de Faro (2014), de outro modo, a melhor relação ficou como  $n_h=0,8Es/z$  (a partir da relação obtida por Vesic e adaptada por Bowles).

Ainda, constata-se que o comportamento carga-deslocamento do conjunto se torna menos sensível quanto maiores os valores de  $n_h$ , embora o efeito da coesão ganhe importância de forma inversa.

A análise também mostrou a influência de considerar diferentes comportamentos do solo entre os modelos analíticos, com uma tendência de maiores dispersões entre os valores de carga última ( $y=3\%D$ ) obtidos para baixos coeficientes horizontais, sendo os resultados pelo Método dos Deslocamentos inferiores. Para  $n_h$  elevado, de outra forma, essa divergência é reduzida, observando-se respostas similares entre os modelos.

Para análise das tensões horizontais do solo ao longo do fuste da estaca, é necessário alterar do ponto de aplicação do deslocamento/carga de modo a permitir uma comparação direta entre os modelos: as ações geradas na ponta da estaca e respectivas reações são distribuídas pela estrutura antes de chegarem à superfície do maciço, impossibilitando uma igualdade de tensões e deslocamentos no contato solo-estaca a uma profundidade  $z=0,00$  metros. Por isso, as cargas ou deslocamentos devem ser aplicados, para fins de comparação, na parte lateral-frontal da estaca junto ao nível do terreno. Ou seja, no mesmo ponto de avaliação do deslocamento na superfície do solo, demonstrado na Figura 3.1.

A distribuição das tensões horizontais provenientes das simulações numéricas e analíticas para os parâmetros do modelo-base de Faro (2014) para um deslocamento  $y=3\%D$ , pode ser visualizada na Figura A.12, tanto para a variação do módulo de deformabilidade numérico determinado a partir do  $n_h$  sugerido pelo API (a), quanto para a constante  $n_h$  proposta pela relação de Vesic-Guo em função do módulo  $E_s$  original do problema (b). Para o modelo pelo Método dos Deslocamentos foi considerada a correção da resistência limite por  $A$ , uma vez que traz resultados mais próximos ao modelo por Diferença Finitas, conforme justificado na etapa anterior.

Apesar de não apresentarem curvas idênticas, todos os modelos produzem resultados de comportamento similares para as respectivas relações  $E_s-n_h$  adotadas, o que é reforçado por cotas de pressão nula (e conseqüentemente, deslocamento) muito próximas entre si – entre  $0,6$  a  $0,8L_{\text{útil}}$  e  $6$  a  $7,5D$ , para os gráficos (b) e (a), respectivamente.

Na Figura A.12 são também mostradas as tensões limites utilizadas nos modelos analíticos embasadas no método do API (2002, 2014), considerando ou não sua correção pelo fator  $A$ . Verifica-se que os modelos analíticos atingem a resistência limite do solo apenas para o caso (b), quando maiores forças são necessárias para o mesmo deslocamento do ponto de aplicação, enquanto o modelo de Mohr-Coulomb adotado nas simulações numéricas parece não se restringir às tensões últimas do solo e à cunha de ruptura sugeridos pelos coeficientes de majoração do API (2002, 2014).

Embora os limites e cálculos de cada modelo não sigam as mesmas metodologias, entende-se que, para dados de entrada acurados e confiáveis, todos são capazes de estimar resultados de comportamento do conjunto solo-estaca para problemas de carregamento lateral de estacas em

solos arenosos com certa proximidade. A verificação da razoabilidade dos resultados obtidos por esses modelos para casos reais é dada na fase de validação, no capítulo 4.

Uma vez que as condições reais do problema são melhores representadas pelo modelo numérico tridimensional, apenas esse modelo foi utilizado nas fases 1 e 2 deste trabalho. O mesmo é válido para a consideração da correção da resistência limite do conjunto pelo fator A para o modelo pelo Método dos Deslocamentos.

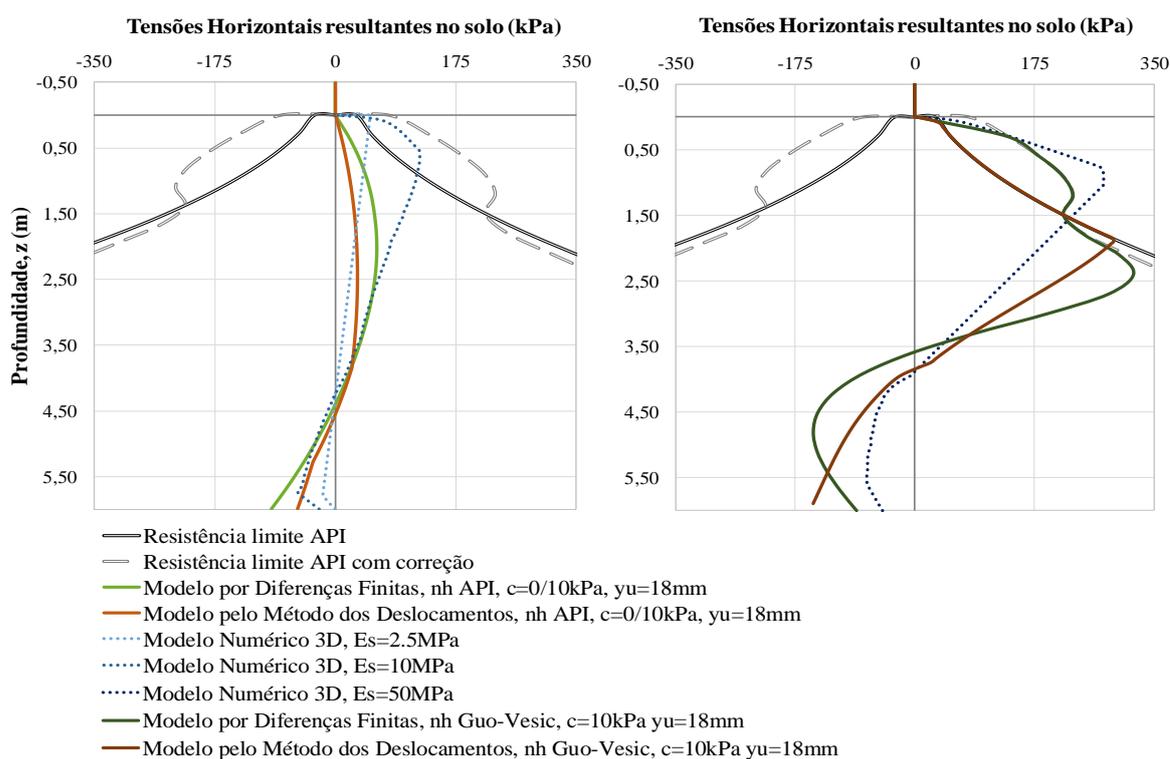
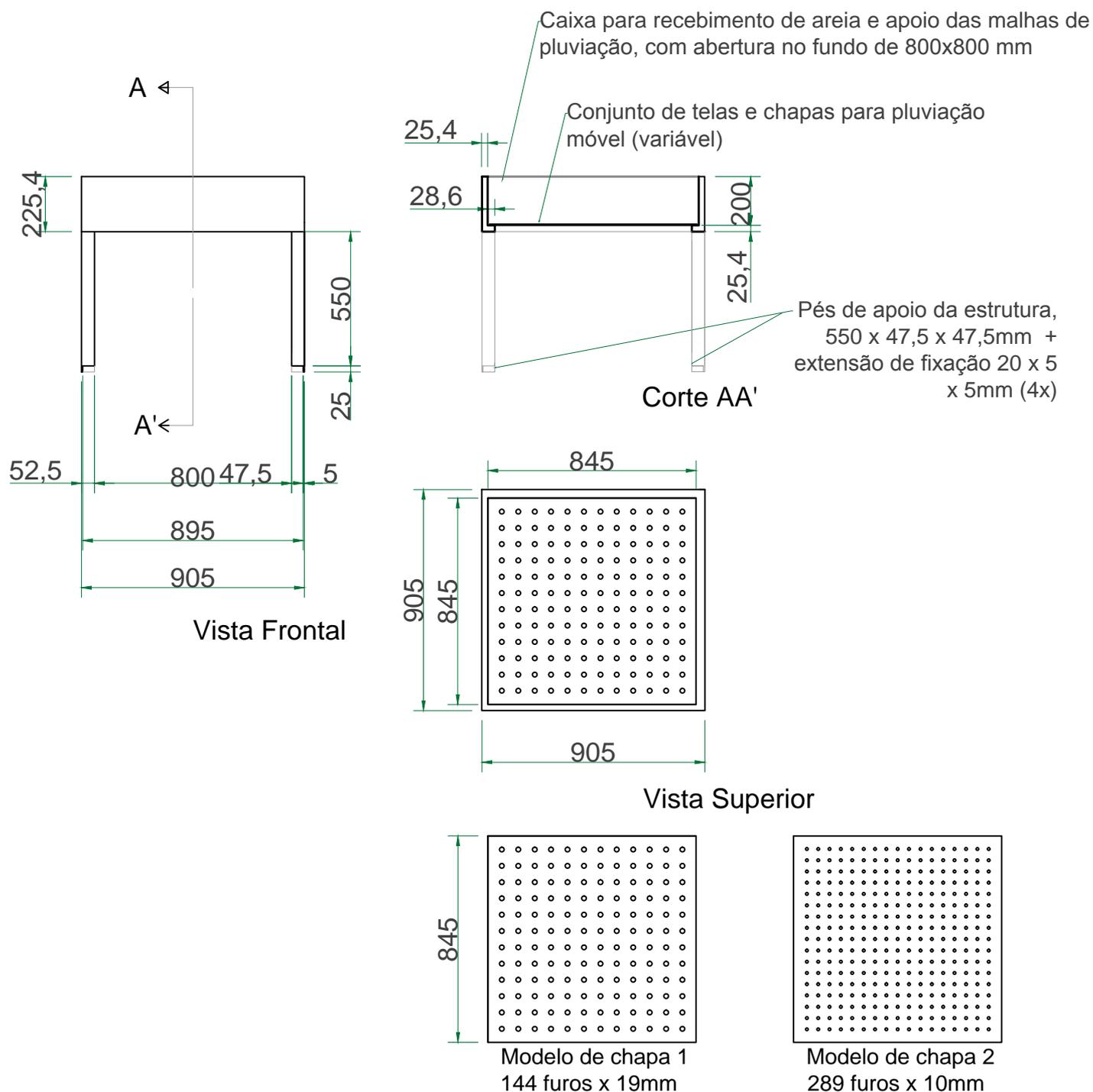


Figura A.12: distribuição das tensões horizontais e tensões limites para simulações dos modelos numérico e teórico-analíticos considerando parâmetros do modelo-base (Faro, 2014) para um deslocamento  $y=3\%D$  aplicado na superfície: (a) constante do coeficiente horizontal conforme API (2002, 2014) e a variação do módulo  $E_s$  para 2,5 e 10MPa; (b)  $n_h$  segundo a relação de Vesic modificada por Guo, e módulo  $E_s$  original (50MPa).

## APÊNDICE B - Estrutura do pluviador



Pluviador e chapas de pluviação  
Escala 1:30

## APÊNDICE C – Combinações de parâmetros de entrada para uso dos modelos numérico e analíticos durante fase de validação de casos reais

Tabela C.1 - Combinações de parâmetros de entrada para fase de validação de casos reais.

Caso	Modelo	$\phi'$	$\gamma'$	$c'$	$n_h$	Consideração	Es	$\phi'_{cs}$				
		[°]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]		[kN/m <sup>3</sup> ]		do fator de correção A	[kPa]	[°]		
0	Analítico	36	16,3	0	2000	Sim	-	-				
					6500	Sim/Não	-	-				
					9000	Sim	-	-				
					10000	Sim	-	-				
					11500	Sim/Não	-	-				
					15000	Sim	-	-				
					44440	Sim/Não	-	-				
	Numérico				10	-	-	15000	33			
						-	-	50000	33			
						-	-	150000	33			
						5	-	-	50000	33		
							-	-		34		
							-	-		35		
						-	-	35000	35			
						-	-	70000	35			
-	-	150000	35									
2	-	35000	35									
2A	Analítico	35 (CD)	16,5	0	2000	Sim	-	-				
					2500	Sim/Não	-	-				
					3000	Sim	-	-				
					3900	Sim	-	-				
					9000	Sim	-	-				
	Numérico				2500	2500	Sim/Não	-	-			
						41	16,5	0	-	-	30000	33,3
						35	16,5	2	-	-	500	33,3
						-	-	-	-	-	330	33,3
						-	-	-	-	-	310	33,3
						-	-	-	-	-	250	33,3
						33,3	16,5	2	-	-	310	33,3
41	16,5	2	-	-	500	33,3						
2B	Analítico	41	17,3	0	2500	Sim	-	-				
					4200	Sim	-	-				
					5500	Sim	-	-				
					6000	Sim	-	-				
					39	17,3	0	6000	Sim	-	-	

Tabela C.1 (b) - Combinações de parâmetros de entrada para fase de validação de casos reais.

Caso	Modelo	$\phi'$	$\gamma'$	$c'$	$n_h$	Consideração do fator de correção A	Es	$\phi'_{cs}$				
		[°]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[kN/m <sup>3</sup> ]	[kPa]	[kPa]	[°]				
2B	Numérico	41	17,3	2	-	-	1000	33,3				
		39	17,3	2	-	-	1000	33,3				
					-	-	2000	33,3				
2C	Analítico	45,5	18,3	0	6000	Sim	-	-				
					13000	Sim	-	-				
					14000	Sim	-	-				
					15000	Sim	-	-				
					24000	Sim	-	-				
	Numérico	43	18,3	0	14000	Sim	-	-				
		45,5	18,3	2	-	-	5000	33,3				
				-	-	2500	33,3					
3	Analítico	32	17	0	21670	Sim/Não	-	-				
					76000	Sim/Não	-	-				
					20	21670	Sim/Não	-	-			
						76000	Sim/Não	-	-			
					20	0	21670	Sim/Não	-	-		
							76000	Sim/Não	-	-		
						20	21670	Sim/Não	-	-		
							76000	Sim/Não	-	-		
						42+	17	0	76000	Sim	-	-
						45			77780	Sim	-	-
								20	76000	Sim	-	-
							20	0	10000	Sim	-	-
									76000	Sim	-	-
								20	30000	Sim	-	-
									76000	Sim	-	-
Numérico	32	17	20	-	-	-	30000	32				
				-	-	-	70000	32				
				-	-	-	140000	32				
					20	20	-	-	70000	32		
				42	17	20	-	-	30000	32		
							-	-	70000	32		
							-	-	140000	32		

## APÊNDICE D – TESTES PARA DEFINIÇÃO DA RECONSTITUIÇÃO DO SOLO POR CHUVA DE GRÃOS

Tabela D.1: testes de homogeneidade e densidade da reconstituição do solo de Araquari por chuva de grãos.

Teste n°	Forma de enchimento	Abertura da tela	Chapa de madeira	Uso de extensor do tanque	Distribuição homogênea no tanque	Recip. de amostragem	Peso específico médio observado (kN/m <sup>3</sup> )*
1	pá pequena	5mm	não	não	não	todos	14,9
2	balde	5mm	não	não	não	todos	14,4
3	pá grande	5mm	não	não	sim	todos	15,1
4	balde	5mm	não	não	sim	todos	14,1
5	balde	5+2 mm	não	não	sim	todos	14,0
6	balde	2mm	não	não	sim	todos	14,0
7	balde	5mm	não	sim	sim	todos	14,5
8	pá grande + vibração	5mm	não	não	sim	cápsulas	15,5
9	balde	15mm	não	não	sim	todos	14,3
10	pá grande	15mm	não	não	sim	cápsulas	15,3
11	balde	2mm	19mm	não	sim	cilindros proctor	13,7
12	balde	5 + 15mm	19mm	não	sim	todos	14,2
13	balde	5+ 15mm	10mm	não	sim	cápsulas e proctor	13,7

\*considerando todos os recipientes de amostragem

## APÊNDICE E – Fotografias dos ensaios físicos



Figura E.1: configuração inicial da estaca E1, pré-carregamento.

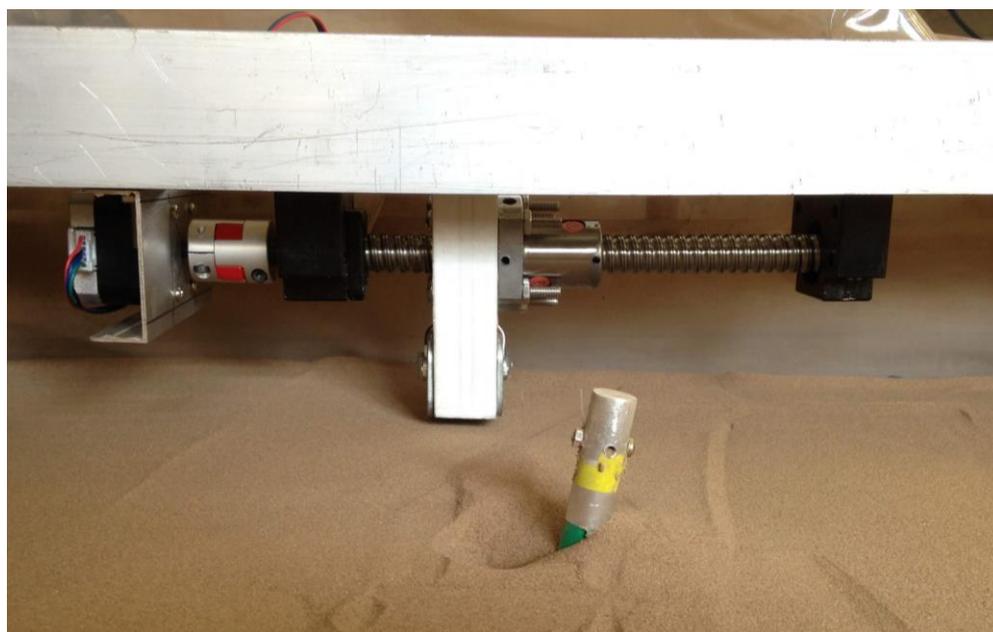


Figura E.2: configuração do conjunto solo-estaca E4, após fase de carregamento C1A.

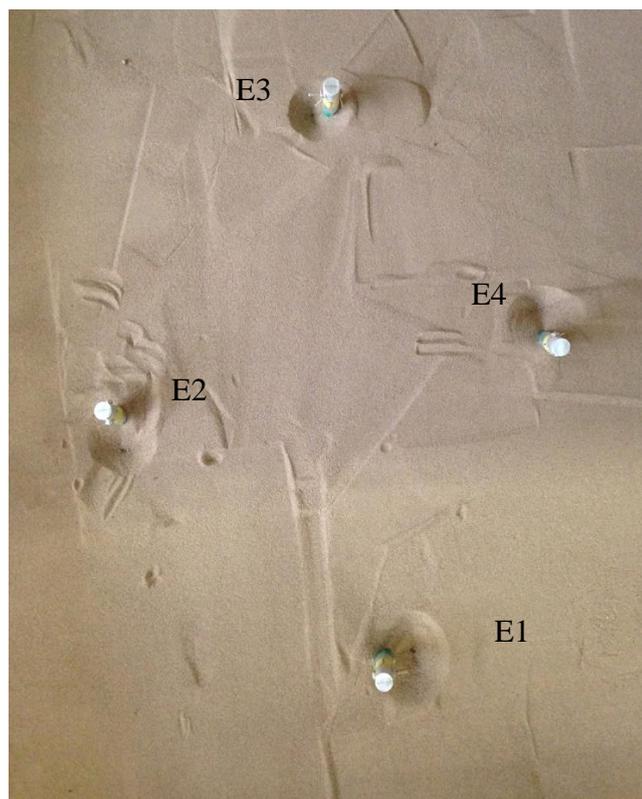


Figura E.3: vista superior das estacas após fase de carregamento e descarregamento monotônico.

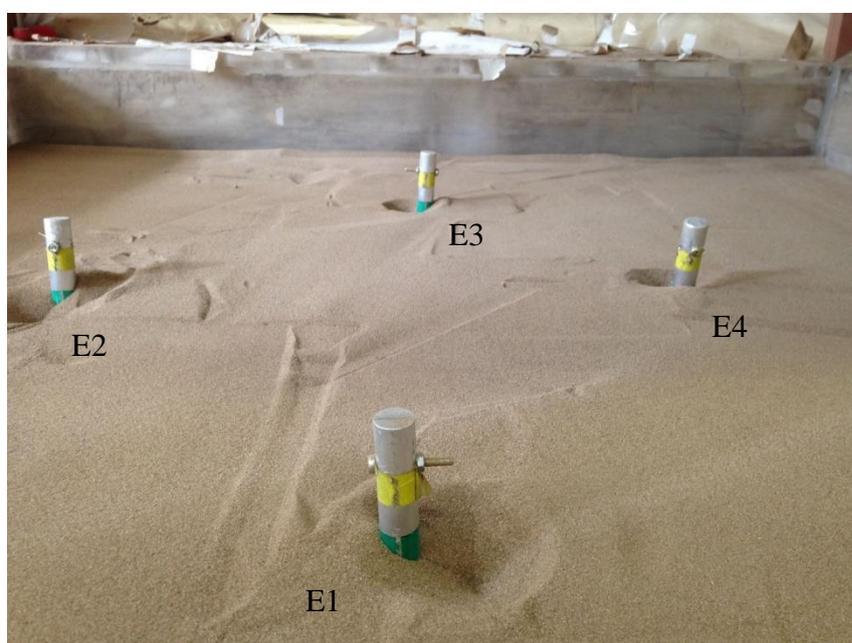


Figura E.4: vista frontal das estacas após fase de carregamento e descarregamento monotônico.



Figura E.5: sistema de aplicação de deslocamento e configuração da estaca E1 após fase de retorno ao centro R1A.



Figura E.6: configuração do conjunto solo-estaca após última fase de ciclos para a estaca E1.

## APÊNDICE F - Dificuldades e limitações do processo de modelagem física

Este tópico foi criado com intuito de expor algumas das principais dificuldades obtidas ao longo do preparo, montagem e execução do ensaio em escala reduzida em laboratório, propiciando reflexões e sugestões para aqueles que venham a realizar processos similares sem uma estrutura específica para ensaios dessa natureza, como foi o caso.

Inicialmente, com o intuito de se utilizar a menor escala modelo-protótipo possível de forma a evitar erros de escala, uma grande quantidade de material teve de ser preparada.

Considerando o reuso de material, as mais variadas densidades possíveis para a reconstituição do solo em tanque e uma possível perda de material ao passar dos ensaios, 1,25 tonelada de areia proveniente do Campo Experimental de Araquari foi seca, destorroada e peneirada para poder se dar início à parte experimental.

Utilizando os equipamentos disponíveis nos laboratórios da Universidade, o processo levou cerca de 60 dias contínuos entre uso de lâmpadas e estufas para secagem do solo, almofariz e pilão para destorroamento dos grãos e uso de peneira padrão para ensaios de granulometria de número #40 para a separação da parte fina do solo, de acordo com o padrão ASTM.

Para o enchimento do tanque, todo esse material teve de ser levantado sobre o pluviador e despejado de forma cuidadosa e padronizada, além de terem sido necessários diversos ensaios para ajuste e compreensão da densidade do solo.

Durante o enchimento do tanque para ensaio, foram ainda necessários o nivelamento das camadas, tomando cuidado para não modificar as condições de densidade nas laterais do elemento estrutural e no solo abaixo deste. Outro processo de grande importância foi o da fixação das estacas, considerando para isso o uso de linhas de *nylon* fixadas no pluviador e a garantia da verticalidade das estacas pela ação da gravidade somada ao cuidado do despejo dos grãos. Esse processo não foi acertado na primeira tentativa.

A realização do furo das estacas para colocação dos parafusos no ponto de aplicação do deslocamento também se mostrou trabalhosa, uma vez que a sua pequena dimensão dificultou o acerto da centralidade do furo, devendo essa ser corrigida em duas das quatro estacas.

Ainda, durante os ensaios, foram observados diversos problemas relacionados ao atuador, capacidade de torque do motor e sustentação do próprio driver.

Uma vez que a barra rígida tem altura fixa em relação ao fuso e castanha, o atuador só consegue aplicar a carga em uma posição máxima abaixo do nível do tanque, e em direção perfeitamente horizontal, não acompanhando o ponto inicial de carga a grandes rotações. Desta forma, os ensaios foram limitados a pontos fixos de carregamento, sendo necessário que, após a rotação da estaca, alguns deslocamentos fossem aplicados em pontos superiores ou inferiores ao centro do parafuso, provocando torções e momentos no conjunto – os quais a implicação no resultado final é desconhecida.

A verticalidade da estaca também foi difícil de ser conferida, principalmente devido às pequenas dimensões, e a necessidade de instalação de um acelerômetro na cabeça do elemento estrutural impediu o uso de nível de bolhas. A sensibilidade de linearidade entre atuador e estaca também acabou proporcionando leve excentricidade durante alguns carregamentos.

O problema de torque visto no sistema de atuação durante os ensaios cíclicos interferiu no cronograma dos ensaios e dificultou a análise dos dados.