

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

**Hidrojateamento em solos finos – ensaios de laboratório e campo**

**Karina Retzlaff Camargo**

Porto Alegre  
2020

KARINA RETZLAFF CAMARGO

**HIDROJATEAMENTO EM SOLOS FINOS – ENSAIOS DE  
LABORATÓRIO E CAMPO**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Doutor em Engenharia.

Porto Alegre  
2020

### CIP - Catalogação na Publicação

Camargo, Karina Retzlaff

Hidrojateamento em solos finos - ensaios de laboratório e campo / Karina Retzlaff Camargo. -- 2020.

295 f.

Orientador: Fernando Schnaid.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2020.

1. estruturas offshore. 2. estaca torpedo. 3. ensaios de laboratório. 4. ensaios de campo. 5. hidrojateamento. I. Schnaid, Fernando, orient. II. Título.

**KARINA RETZLAFF CAMARGO**

**HIDROJATEAMENTO EM SOLOS FINOS – ENSAIOS DE  
LABORATÓRIO E CAMPO**

Esta tese de Doutorado foi julgada adequada para a obtenção do título de DOUTOR EM ENGENHARIA, Área de Concentração 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, 21 de agosto de 2020.

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

Prof. Nilo Cesar Consoli  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA**

**Profª. Edith Beatriz C. Schettini (UFRGS)**  
Drª pela Institut National Polytechnique de Grenoble

**Prof. Nilo Cesar Consoli (UFRGS)**  
PhD pela Concordia University

**Prof. Lucas Festugato (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

**Prof. Cesar Alberto Ruver (UFRGS)**  
Dr. pela Universidade Federal do Rio Grande do Sul

Dedico este trabalho aos meus pais, Elma e Vanderlete (*in memoriam*) Camargo, por serem suporte para a realização dos meus sonhos. Também o dedico ao Prof. Cezar Bastos pelo exemplo ao longo dos últimos 15 anos de dedicação e comprometimento à docência e à Geotecnia.

## **AGRADECIMENTOS**

Externo meus mais sinceros agradecimentos a todos aqueles que de alguma forma – orientação técnica e científica, apoio, incentivo e amizade – auxiliaram na realização deste processo de doutoramento. Assumindo o risco de um indesculpável esquecimento, sinto a necessidade de nomear algumas pessoas e entidades que viabilizaram a realização deste trabalho.

Agradeço ao meu orientador, Prof. Fernando Schnaid, e à Prof<sup>a</sup> Edith Schettini pelas lições de flexibilidade, empatia, tolerância, sensibilidade e de Engenharia.

Agradeço à FURG pela licença das atividades docentes durante o meu período de doutoramento.

Agradeço ao grupo de Geotecnia da FURG, Professores Antônio Alves, Cezar Bastos e Diego Fagundes, pelas conversas, aconselhamentos e, principalmente, por não medirem seus esforços para facilitarem a realização dos meus desafios, seja me substituindo em atividades ou auxiliando na execução e interpretação de ensaios.

Agradeço à empresa Geoforma e ao Prof. Edgar Odebrecht pelo auxílio na retirada de amostras indeformadas e na realização de ensaios de caracterização geotécnica de campo.

Agradeço aos Diretores da Escola Estadual Barão de Cerro Largo e do Centro de Convivência dos Meninos do Mar, Prof<sup>a</sup> Simone Einsfeld Zogbi e Prof. Lauro Barcelos, respectivamente, pela autorização para a realização de ensaios e retirada de amostras em dependências por eles administradas.

Agradeço ao técnico do LEGG da UFRGS, João Diniz, por todo o auxílio nos ensaios de laboratório.

Agradeço ao Prof. Cesar Ruver, pelo auxílio na concepção do projeto do equipamento para a realização dos ensaios de campo.

Agradeço ao técnico do LMEC da FURG, Cristiano Celente, pela ajuda na construção e aperfeiçoamentos do equipamento para a realização dos ensaios de campo.

Agradeço ao técnico do LGC da FURG, Eng. Luciano Silva, por todo o auxílio na realização dos ensaios de campo; por inclusive adiar suas férias para cumprir o cronograma desta tese; e pelo bom humor mesmo com os pés na lama e a cabeça na chuva ajudando em algum dos (não raros) casos de atolamento de veículos em que nos envolvemos durante o trabalho experimental de campo.

Agradeço aos colegas, hoje Mestres, Vinícius Godoy, Raquel Wetzel e Júlia Mazutti por facilitarem a minha jornada nas disciplinas. Especialmente à Júlia, por ter se tornado parceira para a vida e voluntária imprescindível em todas as etapas deste processo de doutoramento.

Agradeço aos graduandos em Engenharia Civil, Thomás Toledo, Daniel Gautério e Valéria Alonso, pelo auxílio na realização dos ensaios de laboratório, campo e georreferenciamento dos dados, respectivamente.

Agradeço à Ana Luiza Oliveira por tantos e ágeis atendimentos.

Agradeço aos pesquisadores Dr. Naloan Sampa, Dr. David Lourenço e Dra. Larissa Passini pela realização de excelentes pesquisas que nortearam decisões importantes neste trabalho e por sempre estarem disponíveis para discussões sobre o tema.

Agradeço à CAPES, CNPq e PETROBRAS pelo suporte financeiro.

## RESUMO

CAMARGO, K.R. **Hidrojateamento em solos finos – ensaios de laboratório e campo.** 2020. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Este trabalho apresenta resultados de penetração de estacas torpedo instaladas em solo coesivo com auxílio do processo de hidrojateamento. São apresentados resultados de ensaios de laboratório em solo artificial (escalas 1:76 e 1:67) e ensaios de campo em solo natural (escala 1:12). Os ensaios foram realizados com modelos em escala reduzida, os quais obedeceram a Lei de Semelhança por Número de Froude. O hidrojateamento aumentou a profundidade de penetração dos modelos em até 33 vezes o diâmetro externo da estaca. Este desempenho justifica a aplicação desta tecnologia na engenharia de fundações *offshore*. Os ensaios demonstraram que o hidrojateamento produz ganho de penetração quando a força de pressão total imposta pelo jato é maior do que a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo na ponta da estaca. Com base em amplo banco de dados de ensaios executados em campo e laboratório é proposto um método de dimensionamento, baseado nos conceitos de adimensionalização, o qual possibilita estimar a profundidade de penetração de estacas através do processo de hidrojateamento. As estimativas foram validadas com base nos resultados executados na presente pesquisa, assim como com os resultados apresentados em teses desenvolvidas na UFRGS. O método ilustra o fato da penetração total ser controlada pelas características da estaca (peso submerso, diâmetro externo e do jato), resistência ao cisalhamento não-drenada do solo e pressão total do jato. Embora o método tenha rigor conceitual, e tenha sido calibrado em estacas modelo, sua aplicação à prática de engenharia depende de validação em protótipos testados em condições *nearshore* e *offshore*.

**Palavras-chave:** *estruturas offshore; estaca torpedo; ensaios de laboratório; ensaios de campo; hidrojateamento.*



## ABSTRACT

CAMARGO, K.R. **Hidrojateamento em solo finos – ensaios de laboratório e campo.** 2020. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

This work presents results of torpedo pile penetration installed in cohesive soil by water jetting process. Results from both laboratory tests on artificial soil (1:76 and 1:67 scales) and field tests on natural soil (1:12 scale) are presented and discussed. These tests were carried out in reduced scale models, which have been established in concordance with the specifications of Froude Number Similitude Law. Water jetting process was efficient in increasing the penetration depth of torpedo pile models by up to 33 times the pile external diameter. This performance justifies the application of this technology in offshore foundations engineering. The tests have demonstrated that the water jetting process causes an increase in penetration if the total pressure force exceeds the undrained shear strength at the tip of the pile. Based on a large database of laboratory and field tests, a design method has been proposed, which is based on dimensionless parameters. This method makes it possible to estimate the pile penetration depth promoted by the water jetting process. The estimates were validated based on the results presented in this research, as well on the database from thesis developed at UFRGS. The method illustrates the fact that the total depth penetration is controlled by the characteristics of the pile (submerged weight, external diameter and jet diameter), the soil undrained shear strength and the total pressure of the water jet. Although the method is rigorous from the conceptual point of view, and has been calibrated against model piles, its application to engineering practice depends on testing prototypes under nearshore and offshore conditions.

**Key-words:** *offshore structures; torpedo pile; laboratory tests; field tests; water jetting process.*

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO .....</b>	<b>30</b>
1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	30
1.2 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO.....	31
1.3 OBJETIVOS.....	32
1.4 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR OS OBJETIVOS.....	33
1.5 ESTRUTURA DO DOCUMENTO.....	34
<b>2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>36</b>
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	36
2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTACA TORPEDO.....	36
2.2.1 Histórico.....	36
2.2.2 Sistemas <i>offshore</i> para exploração e produção de petróleo.....	37
2.2.3 Estacas torpedo.....	39
2.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE MECÂNICA DOS FLUIDOS.....	45
2.3.1 Número de Froude.....	45
2.3.2 Número de Reynolds.....	46
2.3.3 Potência de um jato.....	46
2.3.4 Lei de Darcy.....	47
2.3.5 Pressão.....	47
2.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE HIDROJATEAMENTO DE SOLOS.....	48
2.4.1 Jatos verticais circulares de água impactando sobre uma superfície plana.....	49

2.4.2 Erodibilidade de solos argilosos.....	50
2.4.3 Antecedentes da pesquisa na UFRGS.....	55
2.4.3.1 Pesquisa de Mezzomo (2009).....	55
2.4.3.2 Pesquisa de Stracke (2012).....	57
2.4.3.3 Pesquisa de Jung (2012).....	59
2.4.3.4 Pesquisa de Passini (2015).....	61
2.4.3.5 Pesquisa de Lourenço (2016).....	62
2.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE MODELAGEM FÍSICA.....	65
2.5.1 Estudo de fundações em modelo reduzido.....	65
2.5.2 Similaridade e efeito de escala.....	66
2.5.3 Adimensionalização de ensaios com jatos verticais circulares de água.....	68
<b>3 PROGRAMA EXPERIMENTAL.....</b>	<b>76</b>
3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	76
3.2 ENSAIOS DE HIDROJATEAMENTO EM LABORATÓRIO.....	76
3.2.1 Materiais, equipamentos e métodos.....	76
3.2.1.1 Solo artificial.....	76
3.2.1.2 Ensaio de penetração.....	81
3.3 ENSAIOS DE HIDROJATEAMENTO EM CAMPO.....	84
3.3.1 Cenário de estudo e seleção dos sítios.....	85
3.3.2 Materiais, equipamentos e métodos.....	89
<b>4 RESULTADOS E DISCUSSÕES.....</b>	<b>100</b>
4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	100
4.2 ENSAIOS DE HIDROJATEAMENTO EM LABORATÓRIO.....	100
4.2.1 Caracterização geotécnica.....	100
4.2.2 Penetração dos modelos de estaca torpedo.....	112
4.2.2.1 Teste de variáveis.....	121
4.2.2.2 Efeito do peso próprio.....	126

4.2.2.3 Efeito do hidrojateamento.....	131
4.2.2.4 Análise conjunta.....	135
4.3 ENSAIOS DE HIDROJATEAMENTO EM CAMPO.....	137
4.3.1 Caracterização geotécnica.....	137
4.3.2 Efeito do peso próprio.....	152
4.3.3 Efeito do hidrojateamento.....	153
4.3.4 Análise conjunta.....	154
<b>5 CONCLUSÕES.....</b>	<b>158</b>
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	158
5.2 CONCLUSÃO GERAL.....	158
5.3 CONCLUSÕES ESPECÍFICAS.....	159
5.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	161
<b>REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....</b>	<b>163</b>
<b>APÊNDICE A.....</b>	<b>187</b>
<b>APÊNDICE B.....</b>	<b>193</b>
<b>APÊNDICE C.....</b>	<b>273</b>
<b>APÊNDICE D.....</b>	<b>279</b>
<b>APÊNDICE E.....</b>	<b>282</b>

## LISTA DE FIGURAS

### CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Figura 2.1: Tipos de plataformas flutuantes mais utilizadas: (a) semi-submersíveis ou FPS; (b) FPSO (PETROBRAS, 2015).....	38
Figura 2.2: Exemplo de âncora torpedo típica (a) ponta cônica e (b) topo(SAGRILO <i>et al.</i> , 2010).....	40
Figura 2.3 Desenho esquemático e dimensões usuais da estaca torpedo (RANDOLPH e GOUVERNEC, 2010).....	40
Figura 2.4: Lançamento de estaca torpedo para ancoragem de (a) <i>risers</i> e (b) <i>MODU</i> (MEDEIROS, 2002).....	42
Figura 2.5: Esquema de instalação da estaca torpedo (FERNANDES <i>et al.</i> , 2006).....	43
Figura 2.6: Esquema representativo do impacto de um jato vertical submerso sobre uma superfície lisa (adaptado de BELTAOS E RAJARATNAM, 1974).....	49
Figura 2.7: Esquema dos ensaios de hidrojateamento realizados por Mezzomo (2009)..	56
Figura 2.8: Esquema dos ensaios de cravação realizados por Stracke (2012).....	58
Figura 2.9: Esquema dos ensaios de hidrojateamento realizados por Jung (2012).....	60
Figura 2.10: Esquema dos ensaios de hidrojateamento realizados por Lourenço (2016)....	63
Figura 2.11: Esquema dos ensaios de carga uniaxial à tração realizados por Lourenço (2016).....	63
Figura 2.12: Resultados de hidrojateamento em solo argiloso, representados de forma adimensionalizada, e comparados com a estimativa através dos Modelos (a) Geral e (b) Compacto (LOURENÇO, 2016).....	70

### CAPÍTULO 3 – PROGRAMA EXPERIMENTAL

Figura 3.1: Detalhe do processo (a) de mistura do solo argiloso; (b) e (c) transferência gradual do solo do misturador para o tanque.....	79
---	----

Figura 3.2: Esquema dos equipamentos utilizados para os ensaios de hidrojateamento em laboratório.....	81
Figura 3.3: Hastes metálicas utilizadas para simular estacas torpedo sem aletas.....	82
Figura 3.4: Detalhe do sistema de calibração contrapeso.....	83
Figura 3.5: Placas de aço inoxidável utilizadas para aplicar sobrecarga ao solo.....	84
Figura 3.6. Mapa geológico simplificado da Planície Costeira do Rio Grande do Sul (modificado de TOMAZELLI E VILLWOCK, 1996 por BARBOZA <i>et al.</i> , 2008).....	86
Figura 3.7. Localização dos sítios estudados e Região 3 de solos moles indicada por Dias (1993)a.....	88
Figura 3.8: Mapa da zona urbana da cidade de Rio Grande: (a) em 1829 (DIAS, 2001); e (b) atualmente.....	88
Figura 3.9: Localização dos ensaios DPL: (a) Escola; (b) CCMar; (c) Marinha; e (d) M. O.....	90
Figura 3.10: (a) Sistema utilizado para a realização dos ensaios CPTu (ensaio realizado no CCMar); e (b) detalhe da ponteira cônica inserida na câmara de vácuo para saturar o elemento poroso.....	91
Figura 3.11: Detalhe da ponteira cruciforme utilizada para a realização dos ensaios de palheta.....	91
Figura 3.12: Retirada de amostras indeformadas: (a) montagem da estrutura auxiliar na Escola; (b) montagem da estrutura auxiliar no CCMar; e (c) acondicionamento dos tubos <i>shelby</i> em câmara úmida.....	92
Figura 3.13: Realização dos ensaios laboratoriais: (a) mini palheta; (b) cone de queda livre; e (c) adensamento oedométrico.....	94
Figura 3.14: (a) Corpo de prova de amostra indeformada retirada do CCMar na câmara triaxial; e (b) arranjo experimental para os ensaios triaxiais.....	95
Figura 3.15: Detalhe do sistema tripé – modelo de estaca torpedo durante o processo de pintura.....	96
Figura 3.16: Esquema do sistema utilizado para a realização dos ensaios de hidrojateamento campo.....	97
Figura 3.17: Aparato experimental utilizado nos ensaios de hidrojateamento em campo (ensaio realizado no CCMar).....	97

Figura 3.18: Detalhe do pré-furo e aferição da verticalidade dos modelos de estaca torpedo nos ensaios de hidrojateamento (ensaio realizado no CCMar).....	98
Figura 3.19: (a) Corte do modelo de estaca torpedo para extração do suporte de sobrepeso e inserção das (b) massas internas; e (c) detalhe do gancho utilizado para a retirada do modelo de estaca do solo.....	99
Figura 3.20: (a) abertura de pré-furo revestido; (b) revestimento de PVC utilizado para manter o pré-furo aberto; e (c) sistema pórtico e talha utilizado como suporte para o deslocamento do modelo de estaca.....	99

## **CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES**

Figura 4.1: Curvas granulométricas da bentonita, do caulim e da mistura.....	102
Figura 4.2: Composição granulométrica da parcela fina do solo artificial comparada com outros solos artificiais testados na UFRGS e com solos de campos <i>offshore</i> brasileiros de exploração de petróleo.....	104
Figura 4.3: Limites de Atterberg ( $w_l$ , $w_p$ e $I_p$ ) do solo artificial comparados com outros solos artificiais testados na UFRGS e com solos de campos <i>offshore</i> brasileiros de exploração de petróleo.....	105
Figura 4.4: Resistência ao cisalhamento não-drenada para diferentes tempos de adensamento (a) do solo submetido à drenagem simples e (b) do solo submetido à drenagem dupla.....	106
Figura 4.5: Comparação entre os perfis de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo para 7 dias de adensamento e drenagem dupla entre solo com e sem sobrecarga de 23 kPa.....	107
Figura 4.6: Comparação entre os perfis de resistência ao cisalhamento não-drenada ao longo da profundidade para um dia de adensamento e drenagem simples.....	108
Figura 4.7: Variação da poropressão (observada e teórica) na base do tanque de ensaio ao longo do tempo.....	109
Figura 4.8: Variação do quociente entre a resistência ao cisalhamento não-drenada e a tensão efetiva vertical do solo ao longo da profundidade com diferentes tempos de adensamento para (a) solo submetido à drenagem simples e (b) solo submetido à drenagem dupla.....	110

Figura 4.9: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T66 na escala 1:76 e diâmetro do jato de 1,7 mm.....	113
Figura 4.10: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T66 na escala 1:76 e diâmetro do jato do 3,3 mm.....	113
Figura 4.11: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T66 na escala 1:67 e diâmetro do jato de 2,0 mm.....	114
Figura 4.12: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T66 na escala 1:67 e diâmetro do jato de 4,0 mm.....	114
Figura 4.13: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T120 na escala 1:76 e diâmetro do jato de 1,7 mm.....	115
Figura 4.14: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T120 na escala 1:76 e diâmetro do jato do 3,3 mm.....	115
Figura 4.15: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T120 na escala 1:67 e diâmetro do jato de 2,0 mm.....	116
Figura 4.16: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T120 na escala 1:67 e diâmetro do jato do 4,0 mm.....	116
Figura 4.17: Comportamento característico da penetração em função da vazão/velocidade do jato para um modelo de peso $W$ .....	118
Figura 4.18: Relação entre a pressão total e a resistência ao cisalhamento não-drenada para ensaios com $Q_{máx} < Q_{o, hj}$ e $Q_{mín} > Q_{o, hj}$ .....	121
Figura 4.19: Comparação entre as penetrações observadas nos modelos T66 e T120 de estaca torpedo.....	122
Figura 4.20: Comparação entre as penetrações alcançadas pelas escalas 1:76 e 1:67.....	123
Figura 4.21: Comparação entre as penetrações alcançadas pelos diferentes diâmetros de jato.....	124



Figura 4.22: Comparação entre as penetrações alcançadas pelos diferentes tempos de adensamento.....	125
Figura 4.23: Comparação entre as penetrações alcançadas pelas diferentes condições de drenagem.....	126
Figura 4.24: Penetração em função do peso submerso para ensaios com vazão menor do que $Q_{0, hj}$ .....	127
Figura 4.25: Coeficiente de penetração em função do coeficiente de peso submerso para ensaios com vazão menor que $Q_{0, hj}$ .....	129
Figura 4.26: Coeficiente de penetração em função do coeficiente de resistência ao cisalhamento não-drenada por unidade de área de ponta (parte superior) e em função do coeficiente de resistência ao cisalhamento não-drenada por unidade de área de ponta fechada (parte inferior).....	130
Figura 4.27: Resultados adimensionalizados de penetração por efeito hidrojateamento em função da pressão total.....	133
Figura 4.28: Exemplos de fraturas hidráulicas: (a) T66 – 1:76 – 7D – D.S. – $d_j = 1,7$ mm – $Q = 5,8$ L/min; e (b) T66 – 1:76 – 1D – D.S. – $d_j = 1,7$ mm $Q = 5,8$ L/min.....	134
Figura 4.29: Comparação entre as penetrações totais medidas e estimadas.....	135
Figura 4.30: Resultados dos ensaios DPL: (a) Escola (b) CCMar; (c) Marinha; e (d) M.O.....	138
Figura 4.31: Presença de conchas: (a) heterogeneidade e presença de conchas (Escola); (b) ensaio de mini-palheta descartado devido à presença de concha (CCMar); (c) conchas retiradas de cerca de 300 g de solo (Escola); (d) ensaio triaxial descartado porque a ruptura ocorreu na interface solo/concreção (Escola); e (e) ensaio triaxial descartado porque a ruptura ocorreu na interface solo/concha (Escola).....	138
Figura 4.32: Comparação da distribuição granulométrica fina dos principais campos brasileiros de exploração de petróleo <i>offshore</i> , os solos artificiais utilizados para substituir argilas plásticas marinhas na UFRGS e os solos naturais (CCMar e Escola) e artificial desta pesquisa.....	140
Figura 4.33: Comparação dos Limites de Atterberg ( $w_l$ , $w_p$ e $I_p$ ) dos principais campos brasileiros de exploração de petróleo <i>offshore</i> , os solos artificiais utilizados para substituir argilas plásticas marinhas na UFRGS e os solos naturais (CCMar e Escola) e artificial desta pesquisa.....	140
Figura 4.34: Resultados do ensaio CPTu realizado na Escola.....	143

Figura 4.35: Resultados do ensaio CPTu realizado no CCMar.....	144
Figura 4.36: Resultados adimensionalizados do ensaio CPTu realizado na Escola.....	145
Figura 4.37: Resultados adimensionalizados do ensaio CPTu realizado no CCMar.....	146
Figura 4.38: Avaliação do comportamento dos solos com base em dados normalizados de ensaio CPTu (adaptado de ROBERTSON, 1990).....	147
Figura 4.39: $N_{kt}$ ao longo da profundidade obtido e estimado por diferentes métodos para o CCMar e o valor adotado.....	148
Figura 4.40: $N_{kt}$ ao longo da profundidade obtido e estimado por diferentes métodos para a Escola e os valores adotados.....	149
Figura 4.41: Comparação entre os resultados medidos e estimados de $S_u$ e $S_u / \sigma'_{v0}$ ao longo da profundidade obtidos por diferentes técnicas laboratoriais e de campo no CCMar.....	150
Figura 4.42: Comparação entre os resultados medidos e estimados de $S_u$ e $S_u / \sigma'_{v0}$ ao longo da profundidade obtidos por diferentes técnicas laboratoriais e de campo na Escola.....	150
Figura 4.43: Correlação entre ângulo de atrito efetivo e índice de plasticidade para argilas normalmente adensadas (adaptado de SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).....	151
Figura 4.44: Comparação entre a resistência de ponta mobilizada e o peso submerso dos modelos para ensaios de campo com vazão nula.....	152
Figura 4.45: Coeficiente de penetração em função do coeficiente de resistência ao cisalhamento não-drenada por unidade de área fechada para ensaios com vazão nula....	153
Figura 4.46: Resultados adimensionalizados de penetração por efeito de hidrojateamento em função da pressão total.....	154
Figura 4.47: Comparação entre as penetrações medidas e estimadas.....	155

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Dimensões do protótipo e modelos.....	71
Tabela 2.2: Matriz dimensional de semelhança por número de Froude para $\lambda_L = 1:76$ ....	72
Tabela 2.3: Matriz dimensional de semelhança por número de Froude para $\lambda_L = 1:67$ ....	72
Tabela 2.4: Matriz dimensional de semelhança por número de Froude para $\lambda_L = 1:12$ ....	73
Tabela 2.5: Grandezas intervenientes no processo de penetração das hastes no solo.....	74
Tabela 2.6: Grupos $\Pi$ de variáveis adimensionais.....	75
Tabela 3.1: Propriedades físicas da água à 20° C (FOX E MCDONALD, 1998).....	77
Tabela 4.1: Caracterização geotécnica dos materiais.....	101
Tabela 4.2: Comparação da caracterização geotécnica de solos artificiais usados para simular um solo coesivo de comportamento marinho na UFRGS.....	103
Tabela 4.3: Caracterização geotécnica dos solos do CCMar e da Escola obtidas com amostras oriundas de tubos <i>shelby</i> .....	140
Tabela 4.4: Adensamento oedométrico.....	142

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\alpha$	fator de adesão lateral
$\chi$	coeficiente de erodibilidade
$\kappa$	relação entre as resistências ao cisalhamento não-drenada lateral e de ponta
$\Delta h$	altura de perda de carga
$\mathcal{G}_f$	coeficiente de viscosidade cinemática do fluido
$\gamma$	peso específico
$\gamma_d$	peso específico seco
$\gamma_s$	peso específico real dos grãos
$\gamma_{sat}$	peso específico saturado
$\gamma_{sub}$	peso específico submerso
$\gamma_w$	peso específico da água
$\delta$	ângulo de atrito entre o solo e a parede da estaca
$\varepsilon$	deformação
$\eta$	porosidade
$\lambda_L$	fator de escala de comprimento
$\mu$	viscosidade
$\mu_f$	coeficiente de viscosidade absoluta
$\pi$	relação entre o comprimento da circunferência e o diâmetro de um círculo qualquer
$\Pi$	grupos adimensionais do Teorema de Buckingham

$\rho$	massa específica
$\rho_f$	massa específica do fluido
$\rho_s$	massa específica dos grãos
$\rho_w$	massa específica da água
$\sigma$	tensão
$\sigma'$	tensão efetiva
$\sigma_{v0}'$	tensão efetiva vertical inicial
$\phi$	ângulo de atrito interno do solo
$\phi'$	ângulo de atrito interno efetivo do solo
$\tau_c$	tensão de cisalhamento crítica à erosão
$a$	profundidade de penetração do jato de água
$A$	área
$A_{anel}$	área do anel
$A_f$	área de ponta fechada da estaca
$A_p$	área de ponta
$A_l$	área da superfície lateral da estaca
$B_q$	parâmetro de poropressão
CD	ensaio triaxial do tipo adensado e drenado
$C_u$	coeficiente de uniformidade
$C_v$	coeficiente de adensamento
$d$	diâmetro
$d_{50}$	diâmetro médio das partículas no qual 50% são passantes

$d_d$	diâmetro da zona perturbada na superfície (cume das dunas)
$d_j$	diâmetro do jato
$d_{jp}$	menor diâmetro do jato, correspondente a 12,5% do diâmetro externo da estaca
$d_{jg}$	maior diâmetro do jato, correspondente a 25% do diâmetro externo da estaca
$d_e$	diâmetro externo
$d_H$	diâmetro medido entre as paredes da zona fluidizada, na profundidade de saída do jato
$d_i$	diâmetro interno
$d_p$	diâmetro médio das partículas
$d_{pert}$	diâmetro da área perturbada pela penetração
$D$	dimensões fundamentais independentes
$D_r$	densidade relativa
$D.D.$	drenagem dupla
$D.P.$	desvio padrão
$D.S.$	drenagem simples
$e$	índice de vazios do solo
$f$	capacidade de atrito lateral unitária
$f_s$	atrito lateral do cone
$Fr$	Número de Froude
$Fr_p$	Número de Froude das partículas
$g$	aceleração da gravidade
$G$	aceleração da gravidade em ensaios de laboratório
$h$	altura da lâmina de água

$h_j$	altura do jato em relação à superfície livre do reservatório
$H$	distância entre a saída e a região de impacto do jato
$H_1, H_2, H_3, H_4$	profundidades críticas do jato interno
$i$	gradiente hidráulico
$i_c$	gradiente hidráulico crítico
$I_a$	Índice de atividade coloidal
$I_c$	Índice de consistência
$I_p$	Índice de plasticidade
I.P.	Intervalo de predição
$k$	coeficiente de permeabilidade do solo
$L$	comprimento
$m$	massa
$m_{haste}$	massa da haste
$m_{66}$	massa do modelo de estaca torpedo T66
$m_{120}$	massa do modelo de estaca torpedo T120
$M$	massa ao ar da estaca
$n$	número de grandezas que regem um fenômeno físico
$N$	fator de escala
$N_c$	fator adimensional de capacidade de carga
$N_{kt}$	fator de cone teórico
$N_q$	fator adimensional de capacidade de carga
$p$	número de grandezas fundamentais

$p_H$	potencial hidrogeniônico
$P_1, P_2$	pressões
$P_{din}$	pressão dinâmica
$P_{est}$	pressão estática
$P_{hid}$	pressão hidrostática
$P_{lat}$	resistência lateral mobilizada
$P_{lu}$	capacidade de carga por atrito lateral unitária
$P_{ot}$	potência de um jato d'água
$P_{ponta}$	resistência de ponta mobilizada
$P_{pu}$	capacidade de carga de ponta unitária
$P_{tot}$	pressão total
OCR	razão de sobreadensamento
$q$	capacidade de ponta unitária
$q_c$	resistência à penetração da ponteira cônica
$Q$	vazão
$Q_{0, hj}$	vazão mínima para que o efeito do hidrojateamento seja significativo
$Q_c$	resistência de ponta do ensaio CPTu
$Q_{máx}$	vazão máxima
$Q_{mín}$	vazão mínima
$Q_t$	resistência de ponta corrigida adimensionalizada do ensaio CPTu
$r$	raio
$R^2$	coeficiente de determinação



$Re$	número de Reynolds
$Re_j$	número de Reynolds do jato
$Re_p$	número de Reynolds das partículas
$R_f$	razão de atrito ( $f_s / q_c$ )
$R_{máx}$	rugosidade máxima
$R_n$	rugosidade normalizada
$S_u$	resistência ao cisalhamento não-drenada do solo
$S_{ul}$	resistência ao cisalhamento não-drenada na lateral da estaca
$S_{up}$	resistência ao cisalhamento não-drenada na ponta da estaca
$t$	tempo
$T$	fator tempo
$T_a$	tempo de adensamento
$T66$	modelo de estaca torpedo T66
$T120$	modelo de estaca torpedo T120
$u$	poropressão
$u_2$	poropressão medida na base do cone
$U$	velocidade característica
$U_{adens}$	porcentagem de adensamento
$U_0$	velocidade de saída
UU	ensaio triaxial do tipo não adensado e não drenado
$v$	velocidade
$v_i$	velocidade de impacto

$v_{0, hj}$	velocidade mínima do jato para o hidrojateamento seja significativo
$v_1, v_2$	velocidades em diferentes posições
$V$	volume
$w$	teor de umidade
$w_l$	limite de liquidez
$w_p$	limite de plasticidade
$W$	peso ao ar da estaca
$W_{sub}$	peso submerso
$x$	distância entre a saída do jato e a região do jato de parede
$z$	profundidade
$z_{djg}$	profundidade de penetração com diâmetro do jato grande (25% do diâmetro externo da estaca)
$z_{djp}$	profundidade de penetração com diâmetro do jato pequeno (12,5% do diâmetro externo da estaca)
$z_{hj}$	profundidade de penetração devido ao hidrojateamento
$z_{T66}$	profundidade de penetração do modelo de estaca torpedo T66
$z_{T120}$	profundidade de penetração do modelo de estaca torpedo T120
$z_w$	profundidade de penetração devido ao peso próprio da estaca
$z_{D.D.}$	profundidade de penetração observada em solo submetido à drenagem dupla
$z_{D.S.}$	penetração observada em solo submetido à drenagem simples
$z_{1:76}$	profundidade de penetração dos modelos na escala 1:76
$z_{1:67}$	profundidade de penetração dos modelos na escala 1:67
$z_{1D}$	profundidade de penetração observada em solo submetido a 1 dia de adensamento

$z_{7D}$  profundidade de penetração observada em solo submetido a 7 dias de adensamento

1D um dia de adensamento

7D sete dias de adensamento

## LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

API	<i>American Petroleum Institute</i>
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
CCMar	Centro de Convivência dos Meninos do Mar
CENPES	Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo Américo Miguez de Mello
CD	Ensaio triaxial do tipo adensado e drenado
CPTu	<i>Piezocone Penetration Test</i>
CP V – ARI	Cimento Portland de alta resistência inicial
DPL	<i>Dynamic Probe Light</i>
DSS	<i>Direct simple shear</i>
Escola	Escola Estadual de Ensino Fundamental Barão de Cerro Largo
FPS	Sistemas Flutuantes de Produção
FPSO	<i>Floating, Production, Storage and Offloading</i>
FSO	<i>Floating, Storage and Offloading</i>
FURG	Universidade Federal do Rio Grande
HRB	Highway Research Board
ISSN	<i>International Standard Serial Number</i>
JET	<i>Jet Erosion Test</i>
LAMCSO	Laboratório de Métodos Computacionais e Sistemas <i>Offshore</i>
LVDT	Transformador diferencial variável linear – transdutor para medição de deslocamento linear

Marinha	Terreno particular localizado próximo ao Comando do 5º Distrito Naval da marinha
MCPT	<i>Mini Cone Penetration Test</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos
M.O.	Museu Oceanográfico
Mini CPT	<i>Mini Cone Penetration Test</i>
Mini CPTu	<i>Mini Piezocone Penetration Test</i>
MODU	<i>Mobile Offshore Drilling Unit</i>
N.P.	Não plástico
N.T.	Nível do terreno
PETROBRAS Petróleo Brasileiro S.A.	
PPGEC	Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil
PROCAP	Programa de Capacitação Tecnológica em Águas Profundas
PROCAP2000	Segunda fase do Programa de Capacitação Tecnológica em Águas Profundas
PROSIM	Programa de Simulação Numérica do Comportamento de Unidades Flutuantes Ancoradas
PVC	Policloreto de vinila
P-50	FPSO localizada na Bacia de Campos
SEPLA	<i>Suction Embedded Plate Anchors</i>
SI	Sistema Internacional de Unidades
SPT	<i>Standard Penetration Test</i>

SUCS	Sistema Unificado de Classificação de Solos
TLP	<i>Tension-Leg Platform</i>
UEP	Unidade Estacionária de Produção
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul
UFRJ	Universidade Federal do Rio de Janeiro
UU	Ensaio triaxial do tipo não-adensado e não-drenado
UWA	<i>The University of Western Australia</i>
VLA	<i>Vertically Loaded Anchor</i>



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Atualmente o consumo de petróleo e gás natural corresponde a mais da metade de toda a energia primária utilizada no planeta. As tecnologias mais utilizadas e as fontes de energia disponíveis em larga escala para consumo reforçam a dependência desses insumos nas próximas décadas (SOUZA, 1997; ORTIZ NETO e COSTA, 2007). Dados fornecidos pelo Balanço Energético Nacional – BEN 2019, elaborado com informações de 2018 pelo Ministério de Minas e Energia, mostram que naquele ano, no Brasil, quase 55% da oferta interna de energia era oriunda de fontes não-renováveis e 34,4% do total era oriunda de petróleo e derivados e 12,5% de gás natural. Assim, o impacto desta previsão reflete na necessidade de expandir fronteiras exploratórias de petróleo e gás natural.

A Empresa Brasileira de Petróleo (PETROBRAS) vem investindo há algumas décadas no desenvolvimento de tecnologia para a exploração destes insumos. Isso a levou a patentear, no início dos anos 2000, uma estaca para a ancoragem de plataformas flutuantes de exploração de petróleo – a estaca torpedo. No sistema convencional de instalação desta estaca, a penetração é feita por queda livre sob a ação da gravidade a partir do repouso. A estaca torpedo é posicionada a certa altura do leito marinho e penetra no solo devido à quantidade de movimento adquirida durante o seu deslocamento em queda livre, por peso próprio (RANDOLPH *et al.*, 2005; O’LOUGHLIN *et al.*, 2004; GILBERT *et al.*, 2008). No Brasil, a estaca torpedo é predominantemente instalada em águas profundas, onde se encontra leito marinho predominantemente argiloso (KOWSMANN e COSTA, 1979; MASTRANGELO *et al.*, 2003; KUNITAKI, 2006; HENRIQUES Jr. *et al.*, 2010).

Ainda no início dos anos 2000 a PETROBRAS anunciou a descoberta de petróleo e gás natural na camada pré-sal em quantidade suficiente para, segundo a empresa, atender a



demanda interna e ainda tornar o país um exportador relevante no cenário mundial. Entretanto, a profundidade média dessas reservas é de cerca de 7.000 m, composta por 2.000 m de lâmina d'água e 5.000 m de sedimentos, a qual é muito maior do que a média que vinha sendo explorada até então (LIMA, 2008; NEPOMUCENO, 2009; TAKAFUJI, 2010; TOLMASQUIM, 2015). Este aumento da lâmina d'água para a instalação da estaca torpedo tem feito com que ela acabe penetrando do solo de forma cada vez mais inclinada devido ao aumento das correntes marinhas que acontecem com o aumento de profundidade. Este aumento da inclinação da estaca, diminui a sua capacidade de suporte e faz com que cada vez mais estacas sejam necessárias para ancorar uma plataforma. Isto tem ocasionado o congestionamento do fundo marinho nas regiões de exploração e também um aumento dos custos desta solução devido ao elevado custo por estaca.

Dentro deste contexto, este trabalho foca no estudo da utilização do hidrojateamento como um facilitador da penetração da estaca torpedo em solo de comportamento argiloso. Com a utilização do hidrojateamento espera-se obter vantagens pela verticalização da penetração da estaca e aumento da penetração, com conseqüente aumento da capacidade de carga suportada por estaca, o que repercute significativamente na diminuição de custos e diminuição do congestionamento marinho nos locais de exploração de petróleo na região *offshore*.

## 1.2 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

O processo de penetração das estacas torpedo no leito marinho utilizando o hidrojateamento vem sendo estudado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) há mais de uma década (MEZZOMO *et al.*, 2008; MEZZOMO, 2009; MEZZOMO e POLTRONIERI, 2009; MEZZOMO *et al.*, 2010a; MEZZOMO *et al.*, 2010b; STRACKE, 2012; JUNG, 2012; JUNG e SCHNAID, 2014; LOURENÇO e SCHNAID, 2014; SCHNAID *et al.*, 2014, JUNG e SCHNAID, 2015; LOURENÇO e SCHNAID, 2015; PASSINI, 2015; PASSINI e SCHNAID, 2015; LOURENÇO, 2016; LOURENÇO e SCHNAID, 2016a; LOURENÇO e SCHNAID, 2016b; PASSINI *et al.*, 2017; PASSINI *et al.* 2018; LOURENÇO *et al.*, 2020). Os trabalhos mais importantes para esta pesquisa estão resumidos no item 2.4.3 deste documento. Esta pesquisa visa dar continuidade ao trabalho deste grupo de pesquisadores, de forma a contribuir para o avanço do conhecimento do comportamento de solos finos quando

submetidos ao processo de hidrojateamento com o intuito de facilitar a penetração de estacas torpedo em leito marinho desta natureza.

Neste processo de penetração da estaca torpedo propõe-se, a exemplo do sugerido pelo grupo de pesquisadores citados anteriormente, que os jatos de água saiam da ponteira da estaca torpedo, fazendo-se uso da própria água marinha. Assim, o processo de penetração consiste em posicionar a estaca no subleito oceânico e realizar bombeamento de água.

Este trabalho é parte do projeto denominado “Sistemas de jateamento, transferência de carga e melhoramento de solos”, firmado entre a empresa PETROBRAS, a Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) e a Escola de Engenharia da UFRGS. O projeto visa o desenvolvimento e aperfeiçoamento de tecnologias para sistemas de ancoragem de estruturas *offshore*.

### 1.3 OBJETIVOS

O principal objetivo deste trabalho é contribuir para o avanço do conhecimento dos fenômenos, mecanismos e grandezas envolvidas no processo de hidrojateamento de solos finos, o qual tem com o objetivo principal facilitar a penetração do elemento de ancoragem (estaca torpedo) no leito marinho.

São objetivos específicos do trabalho:

- realizar a interpretação conjunta dos ensaios de laboratório (escalas 1:76 e 1:67) e ensaios de campo (escala 1:12) de penetração por hidrojateamento e por peso próprio;
- realizar interpretação dos resultados obtidos considerando o peso submerso dos modelos e com maior lâmina d'água com o intuito de avaliar a adequação da consideração dos efeitos do empuxo;
- verificar o efeito do aumento da resistência ao cisalhamento não-drenada do solo (obtida por aumento do tempo de adensamento e/ou diminuição da altura drenante e/ou aumento da sobrecarga) na penetração (tanto apenas por peso próprio, quanto auxiliada pelo hidrojateamento) dos modelos de estaca torpedo realizada em solo artificial;

- verificar a correta consideração dos parâmetros analisados, por meio da similaridade adotada de acordo com a lei de semelhança de número de Froude, através da representação dos dados na forma adimensionalizada, os quais são provenientes de três diferentes escalas adotadas nos modelos;
- propor um método de dimensionamento, baseado nos conceitos de adimensionalização, que possibilite estimar a profundidade de penetração de estacas através do processo de hidrojateamento.

#### 1.4 PROCEDIMENTOS PARA ALCANÇAR OS OBJETIVOS

Uma vez estabelecido como eixo principal da pesquisa o estudo da penetração auxiliada por hidrojateamento de estacas torpedo em leito marinho constituído por solo fino, foram definidos os procedimentos necessários para atingir esta meta. Assim, o desenvolvimento desta pesquisa deu-se através de cinco etapas.

A primeira etapa consistiu em, a partir de revisão bibliográfica sobre o tema, levantar informações e dados relevantes, os quais foram utilizados para embasar decisões de pesquisa, bem como para comparação com os resultados obtidos em fases posteriores.

Na segunda etapa deste trabalho ocorreu a preparação do plano de ensaios. Nesta etapa foram, portanto, definidos escalas, solo, parâmetros construtivos e procedimentos de ensaios. Cabe salientar que as decisões tomadas nesta etapa foram fortemente influenciadas pelos métodos e resultados de Jung (2012), Passini (2015) e Lourenço (2016).

A terceira etapa compreendeu a aquisição, estocagem, preparação de materiais e equipamentos e realização dos ensaios laboratoriais. Nesta etapa foram também realizados ensaios preliminares para testes dos métodos escolhidos e calibração dos equipamentos. Uma vez testados e calibrados os equipamentos, deu-se início à realização dos ensaios de penetração das hastes de forma a simular estacas torpedo sem aletas, com e sem aplicação de jatos de água verticais circulares sobre o leito de solo coesivo. Ainda nesta etapa estes resultados foram organizados na forma de gráficos e tabelas, o que permitiu a análise dos resultados e comparação destes com resultados encontrados na literatura. Isto permitiu uma análise minuciosa dos resultados obtidos, de forma a conseguir explicar e estimar estes

resultados. Durante a análise destes resultados, percebeu-se que era imprescindível a realização de ensaios de campo, em escala mais próxima das condições do protótipo.

Assim, a quinta e última etapa deste trabalho consistiu na procura por depósitos naturais com solos finos representativos dos solos encontrados nos principais campos brasileiros de exploração de petróleo *offshore*, construção e adequação de equipamentos, realização e interpretação dos ensaios de campo. Nesta etapa os resultados observados foram interpretados e comparados com os resultados laboratoriais obtidos nesta pesquisa e encontrados na literatura.

## 1.5 ESTRUTURA DO DOCUMENTO

Com o objetivo de expor de maneira clara e ordenada todos os passos desta pesquisa, este documento foi estruturado em seis capítulos, os quais estão resumidos nos parágrafos abaixo.

No Capítulo 1 encontra-se uma breve explicação sobre o uso do petróleo e gás natural na sociedade moderna e como isso levou a necessidade de expansão de fronteiras exploratórias destes insumos. Dentro deste contexto, apresenta-se a penetração de estacas torpedo através de jatos de água circulares como uma alternativa para ajudar a suprir esta necessidade. Ainda neste capítulo são apresentados os objetivos da pesquisa, tanto gerais quanto específicos, a justificativa e os procedimentos básicos para atingir tais objetivos. Além disso, é apresentada a estrutura do documento.

No Capítulo 2 apresentam-se informações relevantes sobre o tema de pesquisa, os quais foram divididos em quatro áreas: (i) considerações sobre estaca torpedo; (ii) conceitos de Mecânica dos Fluidos; (iii) considerações sobre hidrojateamento de solos; e (iv) considerações sobre modelagem física e são apresentadas dimensões do protótipo e dos modelos nas diferentes escalas estudadas, assim como as matrizes dimensionais utilizadas para garantir a semelhança por Número de Froude. Também são apresentados as grandezas intervenientes no processo de penetração dos modelos de estaca torpedo por peso próprio e hidrojateamento e o método de adimensionalização do Teorema  $\Pi$  de Vaschy-Buckingham, o qual permitiu a apresentação dos grupos  $\Pi$  de variáveis adimensionais utilizados neste trabalho.

Na Capítulo 3 são inicialmente apresentados os equipamentos e métodos para a realização dos ensaios laboratoriais. Também são apresentados o cenário de estudo e a forma de seleção utilizada para os sítios estudados nos ensaios de hidrojateamento de campo e, também, são apresentados os materiais, equipamento e métodos utilizados nesta etapa.

No Capítulo 4 são apresentados resultados de caracterização geotécnica do solo artificial utilizado nos ensaios de hidrojateamento de laboratório e dos solos naturais avaliados nos ensaios de hidrojateamento de campo. Os resultados dos ensaios de hidrojateamento de laboratório e campo são apresentados, discutidos e comparados com resultados encontrados na literatura. Com a interpretação destes resultados pode-se apresentar um método de previsão de penetração dos modelos de estaca torpedo.

Por fim, no Capítulo 5, são apresentadas as principais conclusões obtidas com a realização deste trabalho. Além disso, são apresentadas propostas para a continuidade desta pesquisa.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

### 2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Como este trabalho tem por objetivo o aprimoramento de um método alternativo para a ancoragem de estruturas *offshore* em leito marinho de comportamento fino, através da realização de ensaios de laboratório e de campo, é necessário proceder a uma revisão bibliográfica criteriosa sobre assuntos referentes ao tema. Os assuntos estão divididos em quatro grandes áreas: (i) considerações sobre estaca torpedo; (ii) conceitos de Mecânica dos Fluidos; (iii) hidrojateamento de solos; e (iv) modelagem física. Neste último item também são apresentadas as dimensões do protótipo e dos modelos nas diferentes escalas estudadas, assim como as matrizes dimensionais utilizadas para garantir a semelhança por Número de Froude. Também são apresentados as grandezas intervenientes no processo de penetração dos modelos de estaca torpedo por peso próprio e hidrojateamento e o método de adimensionalização do Teorema  $\Pi$  de Vaschy-Buckingham, o qual permitiu a apresentação dos grupos  $\Pi$  de variáveis adimensionais utilizados neste trabalho.

### 2.2 CONSIDERAÇÕES SOBRE ESTACA TORPEDO

#### 2.2.1. Histórico

A exploração de petróleo *offshore* no Brasil teve início em 1968, no campo de Guaricema, na Bacia do Sergipe, por meio de uma plataforma rígida. Mesmo com a descoberta de novos campos, a atividade *offshore* tinha pouco espaço no país, uma vez que a importação de petróleo era muito mais barata (ORTIZ NETO e SHIMA, 2008).

Em 1973 ocorreu a segunda crise do petróleo, que fez com que em menos de 5 meses o preço da importação de um barril subisse mais de 400%. Esta condição fez crescer o investimento da PETROBRAS em desenvolvimento de pesquisa e tecnologia para o aprimoramento de técnicas de exploração de petróleo (FREITAS, 1993). Portanto, grande parte do avanço em tecnologia nesta área é justificado pela busca de autossuficiência, de forma a diminuir a até

então alta dependência da importação de combustíveis no país (PIQUET e SERRA, 2007). Assim, a PETROBRAS tornou-se uma das líderes mundiais em projetos de exploração e produção de petróleo *offshore* em 1979, tanto em termos de profundidade da fronteira exploratória e produtora, quanto em volume de reservas em águas profundas (CANELAS, 2007). Com a inauguração da plataforma P-50 na Bacia de Campos, em 2006, o Brasil alcançou a tão desejada autossuficiência em petróleo. A partir daí o objetivo passou a ser a manutenção desta autossuficiência, o que, naturalmente, requeria a descoberta de novas reservas de petróleo (RICCOMINI *et al.*, 2012).

No final do ano de 2007 foi anunciada a descoberta da ocorrência de hidrocarbonetos em águas ultra profundas na Bacia de Santos, na região denominada de pré-sal. Barbassa (2007) definiu as rochas do pré-sal como reservatórios situados sob extensa camada de sal que se estende na região costa-afora entre os estados do Espírito Santo e Santa Catarina, em uma faixa com cerca de 800 km de comprimento e 200 km de largura. Riccomini *et al.* (2012) acrescentam que as investigações realizadas em algumas áreas dessa região revelaram prováveis campos gigantes e supergigantes com volumes recuperáveis de até 16 bilhões de barris de óleo equivalente. Estes autores ainda destacam que a qualidade do petróleo encontrado nesta região, caracterizado como leve, diminuirá a dependência do país e permitirá redução substancial nas importações deste produto, pois o nacional até então explorado é caracteristicamente mais pesado. De acordo com Tavares *et al.* (2015), a região do pré-sal já representa 31,5% da produção nacional de petróleo.

### 2.2.2 Sistemas *offshore* para exploração e produção de petróleo

Para a exploração de petróleo em ambiente marinho, de maneira geral, pode-se sintetizar todo o processo em três conjuntos tecnológicos distintos: (i) as plataformas; (ii) o sistema de perfuração; e (iii) o mecanismo de transmissão do petróleo da profundidade para a plataforma.

O desenvolvimento de plataformas de exploração em locais de águas ultra profundas, caso do Brasil, levou a inovações no projeto de estruturas *offshore*. Isto porque para elevadas profundidades, a frequência natural das plataformas fixas se aproxima da frequência dominante de ondas, o que cria uma condição de ressonância. Assim, foram criadas novas

estruturas, chamadas de plataforma flutuantes, as quais têm frequências naturais muito menores que as das ondas oceânicas (SHARMA, 2004).

De acordo com Sharma (2004) e Randolph e Gouvernec (2010), existem diversos tipos de plataformas *offshore*, dentre os quais pode-se destacar: (i) semi-submersíveis (*floating production system* ou FPS); (ii) de pernas atirantadas (*tension leg platforms* ou TLP); (iii) SPAR.

As plataformas semi-submersíveis (FPS) são unidades flutuantes de produção, estocagem e descarregamento de petróleo. Estas apresentam a estrutura apoiada por colunas de flutuadores submersos. Estas plataformas sofrem movimentação devido à ação de ondas, ventos e correntes e seu sistema de ancoragem pode ser composto por diversas âncoras. Já as plataformas FPSOs (*Floating, Production, Storage and Offloading systems*) são navios com capacidade de produção, armazenamento e descarregamento de petróleo. Assim como as plataformas FPS, são fixadas no leito marinho através de âncoras (SHARMA, 2004). Este tipo de plataforma é muito popular no Brasil, no Mar do Norte e na costa oeste da África (AUBENY *et al.*, 2001). As plataformas FPS e FPSO estão ilustradas na Figura 2.1.

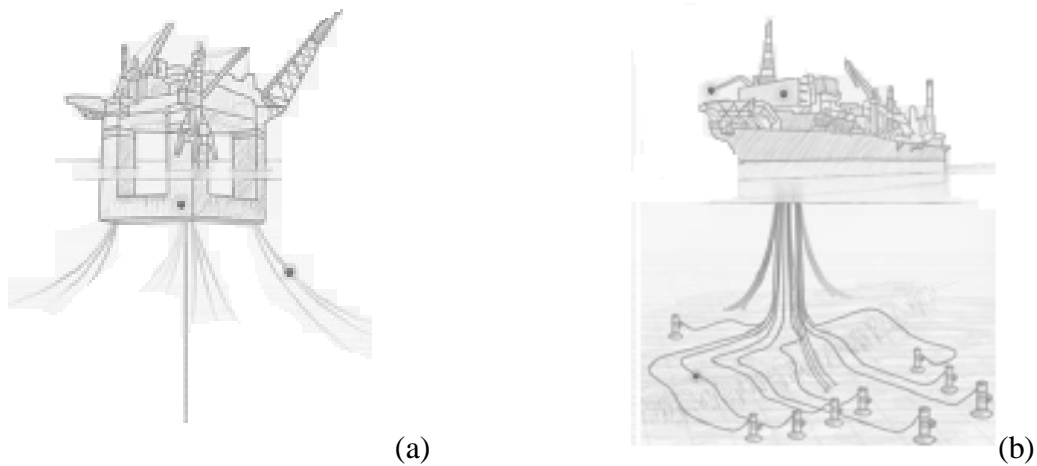


Figura 2.1: Tipos de plataformas flutuantes mais utilizadas: (a) semi-submersíveis ou FPS; (b) FPSO (PETROBRAS, 2015).



As plataformas de pernas atirantadas possuem estrutura semelhante às plataformas semissubmersíveis. Porém, apresentam âncoras de sucção ligadas a tendões verticais que se mantêm sempre tensionados devido à flutuabilidade da estrutura (AUBENY *et al.*, 2001).

As plataformas tipo SPAR surgiram como uma alternativa para águas profundas entre aproximadamente 650 e 2000 m. São plataformas apoiadas sobre um cilindro metálico oco que sustenta a plataforma através do empuxo vertical causado por sua flutuabilidade. Os cilindros contêm tanques leves na base e tanques pesados no topo para garantir sua estabilidade, o qual também é ajustado por lastros variáveis quando a plataforma é solicitada por carregamentos no topo. Estas plataformas possuem maior estabilidade em relação aos demais tipos de plataformas flutuantes (AUBENY *et al.*, 2001).

Conforme a geometria da linha de ancoragem das plataformas flutuantes, estas podem ser dispostas em catenária (ancoragem convencional), linhas retesadas (*taut-leg*) ou tendões (ancoragem vertical) (KUNITAKI, 2006; LIMA, 2003; COSTA, 2008; CORRÊA *et al.*, 2010; KAWASAKI, 2010).

### 2.2.3 Estacas torpedo

Em 1986, a PETROBRAS criou o Programa de Capacitação Tecnológica em Águas Profundas (PROCAP). A segunda fase do programa (PROCAP 2000) tinha como objetivo a exploração de campos com até 2000 metros de profundidade (PETROBRAS, 2014). Bruni (2002) relata que uma das consequências deste programa foi saltar de 1,7 para 55% a exploração de petróleo em ambiente marinho no Brasil entre 1980 e 2000. Entre os vinte projetos da segunda etapa do programa, estava o da estaca torpedo (LEITE *et al.*, 2006).

Portanto, a estaca torpedo (Figuras 2.2 e 2.3) é uma tecnologia brasileira, desenvolvida pela PETROBRAS, para a ancoragem de estruturas flutuantes e foi patenteada em 2003 (patente BR PI0305833 6). De acordo com Mastrangelo *et al.* (2003) esta estaca proporciona diminuir custos de fabricação e instalação de fundações em águas profundas, além de reduzir as interferências com estruturas locais e melhorar a posição do lançamento.



Figura 2.2: Exemplo de âncora torpedo típica (a) ponta cônica e (b) topo. (SAGRILO *et al.*, 2010).

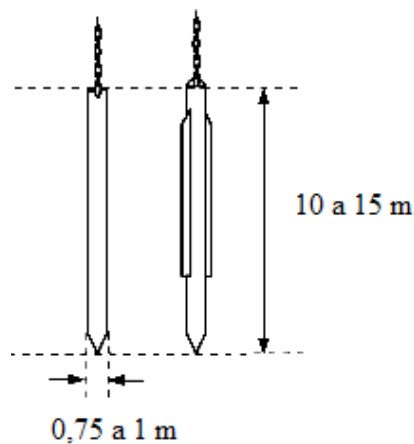


Figura 2.3 Desenho esquemático e dimensões usuais da estaca torpedo (RANDOLPH e GOUVERNEC, 2010).

Kunitaki (2006) define a estaca torpedo como uma tubulação metálica de ponta fechada, geometria cônica, preenchida com chumbo ou lastro e cujo centro gravitacional está localizado abaixo do centro geométrico. De acordo com esta definição, a superfície lateral da estaca torpedo pode apresentar aletas, o que aumenta o contato solo-estaca e, conseqüentemente, aumenta a resistência.

Randolph *et al.* (2005) afirmam que estas estacas pesam de 500 a 1000 kN, possuem de 10 a 15 metros de comprimento e possuem diâmetro de 0,75 a 1 metro. Estes dispositivos são

lançados a uma altura solo oceânico, sem propulsão mecânica, em queda livre e penetram no solo atingindo profundidades que variam de acordo com a resistência à penetração imposta pelo solo natural da região.

Medeiros (2002) afirma que o grande mérito deste tipo de solução reside no fato de que a fabricação e a instalação deste tipo de estaca são simples, pois não requerem a operação de equipamentos especiais na profundidade de lançamento e também não necessitam de meio naval relativamente grande. Outra grande vantagem desta solução é que o processo de instalação da estaca torpedo é pouco sensível ao aumento da lâmina de água, o que viabiliza a sua instalação em águas ultra profundas. Além disso, o autor salienta que o tempo de instalação é menor que de outros tipos de fundações, sem contar que esta alternativa não requer operações de arraste, como é o caso das âncoras VLAs.

Conforme Kunitaki (2006) e Costa (2008), o conceito de estaca torpedo foi proposto como solução para suportar as componentes verticais das cargas transmitidas pelas linhas de ancoragem e, ao mesmo tempo, contornar os problemas associados a outros tipos de fundações: (i) congestionamento do leito marinho causado por grandes raios de ancoragem em sistemas convencionais do tipo catenária, uma vez que a estaca torpedo, por ser do tipo *taut-leg*, proporciona menores raios de ancoragem em relação aos sistemas convencionais; (ii) diminuição dos custos com linha de ancoragem pela adoção de sistemas com raios de ancoragem mais curtos, pois requerem comprimentos menores; e (iii) redução dos custos de instalação de fundações em águas profundas devido a sua simplicidade de construção e instalação (AGUIAR, 2007; COSTA, 2008; SAGRILO *et al.*, 2010).

Randolph e Gouvernec (2010) listam como desvantagens da estaca torpedo: (i) o projeto ser patenteado; (ii) pouco *know-how* fora do Brasil; (iii) inexistência de normas de instalação e projeto pelas agências reguladoras; e (iv) dificuldade de verificação da verticalidade.

De acordo com Medeiros (2002), a presença de um olhal, interno ou externo, no topo da estaca permite que cargas horizontais e verticais possam ser aplicadas. Estas solicitações são oriundas dos esforços solicitantes durante a operação da plataforma. No torpedo para ancoragem de linhas de escoramento (*risers*), o olhal é interno, enquanto nos torpedos

projetados para escorar MODU (*Mobile Offshore Drilling Unit*) e UEP (Unidade Estacionária de Produção), o olhal é acoplado externamente. A espera (corrente) que fica para fora do solo, possibilita que a estaca torpedo seja conectada às outras unidades de linha de ancoragem. A Figura 2.4 ilustra o lançamento de uma estaca torpedo para ancoragem de (a) *risers* e de (b) MODUs.

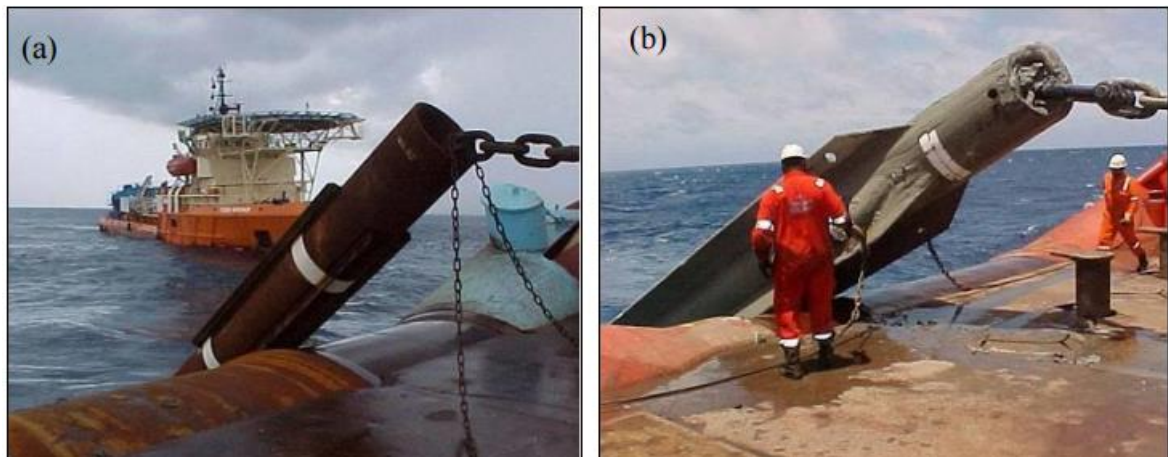


Figura 2.4: Lançamento de estaca torpedo para ancoragem de (a) *risers* e (b) MODU (MEDEIROS, 2002).

Dois modelos de estaca torpedo são simulados em escala reduzida nesta pesquisa (T66 e T120). De acordo com Silva (2008) o modelo T66 tem 12 m de comprimento do fuste, 2 m de comprimento da ponteira, diâmetro de 1,067 m e massa de 66 ton. A aleta apresenta 8 m de comprimento, 0,9 m de largura e 0,05 m de espessura. De acordo com Henriques Jr. *et al.* (2010), o modelo T120 é a mais nova concepção de estaca torpedo por apresentar maior capacidade de carga e é ideal para ancoragem em perfis de solo de baixa resistência ao cisalhamento não drenada, característica bastante comum nos campos de exploração do pré-sal. Segundo os autores, o modelo tem 120 ton e 22,1 m de comprimento.

Kunitaki (2006) afirma que o processo de cravação é iniciado pelo posicionamento da estaca nas coordenadas do local de lançamento. Após, através do alívio dos cabos de amarra, vagarosamente efetua-se a descida da estaca até uma dada profundidade, a qual é denominada de altura de queda e está representada na Figura 2.5.

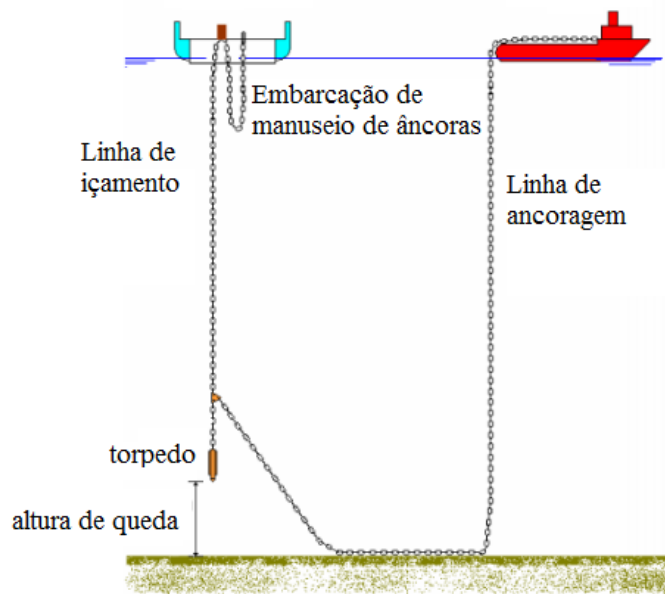


Figura 2.5: Esquema de instalação da estaca torpedo (FERNANDES *et al.*, 2006).

Medeiros (2001) afirma que sete etapas são necessárias para a instalação das estacas torpedo: (i) a embarcação de apoio insere a estaca na água, a qual continua presa por uma linha de lançamento; (ii) a estaca é posicionada na altura de queda pré-determinada em projeto; (iii) a linha de lançamento tem comprimento suficiente para a estaca alcançar a profundidade estimada e é então liberada, porém a estaca continua parada; (iv) após ser liberado comprimento de linha de lançamento suficiente, a extremidade da linha presa à embarcação é também trancada; (v) a altura de queda é conferida; (vi) a estaca é liberada; e (vii) após a penetração da estaca torpedo no solo, esta é ligada à estrutura que ela deve ancorar, utilizando ou não a própria linha de lançamento.

A profundidade de penetração de uma estaca torpedo deve ser prevista para que possa ser estimada a capacidade de carga atingida, a qual deve ser suficiente para ancorar o sistema flutuante ao qual a estaca é acoplada. A penetração da estaca torpedo em sua forma convencional no solo (sem hidrojateamento) constitui-se essencialmente de um carregamento dinâmico face à elevada velocidade com que a estaca atinge o leito marinho. Desta forma, a reação dinâmica do solo face à estática não pode ser desprezada. Danziger (1991) comenta que, em geral, a resistência do solo aumenta com a velocidade de carregamento.

Kunitaki (2006) explica que a estaca torpedo em sua posição inicial, antes de ser lançada, possui velocidade e deslocamento vertical nulos. Já durante a queda, a estaca ganha velocidade até atingir a sua velocidade máxima de queda, com a qual atinge o solo. A única força que se opõe a este movimento é a força de arrasto provocada pela água. No instante em que a estaca torpedo entra em contato com o solo, inicia-se a penetração e, conseqüentemente, a velocidade é gradualmente reduzida. Nesta etapa, são as forças de resistência do solo que se opõem ao movimento, de forma que, a uma dada profundidade abaixo da superfície, a velocidade da estaca chega a zero, o que caracteriza a profundidade máxima atingida pela estaca.

Lavieri (2011) afirma que a capacidade de cravação de uma estaca torpedo em leito marinho depende de: (i) características do solo; (ii) altura de queda; (iii) peso próprio da estaca; e (iv) forças hidrodinâmicas.

Ensaio que simularam a cravação estaca torpedo, realizados em diferentes solos para uma altura de queda de 30 metros, mostraram que a penetração da ponta da estaca varia consideravelmente (MEDEIROS, 2002). Estes resultados evidenciam a importância do conhecimento do material que compõe o leito marinho para que se possa realizar uma estimativa da capacidade de cravação da estaca torpedo.

Além disso, Medeiros (2002) alerta que o aumento altura de queda, apesar de aumentar a capacidade de cravação da estaca, não pode ser indefinido, uma vez que o excesso de altura de cravação pode gerar uma velocidade tal que possa danificar a estrutura da estaca. Em estacas instaladas até o ano 2000, em argilas normalmente adensadas, a velocidade de cravação foi da ordem de 20 m/s, sendo que a altura de queda livre variou entre 30 e 150 metros. Esta configuração resultou em penetrações do topo da estaca de 8 a 22 metros.

Informações da PETROBRAS descritas por Passini (2015) relatam que estacas torpedo T120 cravadas na FPSO Cidade de Angra dos Reis – Campo de Tupi/Lula com altura de queda de 130 metros atingiram velocidades terminais da ordem de 30 m/s e a profundidade de cravação da ponta foi da ordem de 45 metros. O solo típico deste local é uma argila siltosa normalmente adensada e que apresenta pequenos fragmentos de concha.

O programa PROSIM – Programa de Simulação Numérica do Comportamento de Unidades Flutuantes Ancoradas - desenvolvido pela equipe do Laboratório de Métodos Computacionais e Sistemas *Offshore* (LAMCSO) e de propriedade da PETROBRAS é uma ferramenta computacional que utiliza a formulação de True (1976) para realizar a estimativa da penetração destas estacas (GIRÓN, 2013).

De acordo com Kunitaki (2006), o programa dispõe de um esquema de integração no tempo associado a uma formulação de elementos finitos para modelar linhas de ancoragem. Assim, é possível empregar o programa para analisar modelos completos com todas as linhas de ancoragem e âncoras utilizadas no procedimento de instalação. O autor apresenta o cálculo de uma estaca torpedo, dotada de aletas, utilizando o programa e compara os resultados obtidos através da instrumentação de uma estaca real. Os dois resultados obtidos são bastante semelhantes.

## 2.3 CONSIDERAÇÕES SOBRE MECÂNICA DOS FLUIDOS

Para que haja o entendimento do fenômeno de hidrojateamento de solos é necessário definir alguns conceitos clássicos da Mecânica dos Fluidos. Conceitos estes que são necessários para determinação dos métodos e interpretação dos resultados desta pesquisa. Embora estes conceitos sejam consagrados, seu uso na mecânica dos solos – combinando a massa de solo à circulação de água – não é bem entendido e/ou difundido, o que justifica a revisão de alguns conceitos básicos.

### 2.3.1 Número de Froude

O número de Froude ( $F_r$ ) é um número adimensional, desenvolvido por William Froude (1810-1879), um arquiteto naval britânico que desenvolveu o conceito de navio-modelo, tanque-reboque e propôs regras de similaridade para fluxos de superfície livre. Este número representa a relação entre forças inerciais e gravitacionais que atuam sobre um escoamento de fluido em canal aberto, ou seja, escoamento em superfície livre. Assim, o Número de Froude é o quociente entre a energia cinética e a energia potencial, conforme

$$F_r = \frac{U^2}{gL} \quad (2.1)$$

onde  $U$  é uma velocidade característica,  $g$  é a aceleração da gravidade e  $L$  é um comprimento característico do escoamento, normalmente a profundidade da água (FOX, 1998). Para o número de Froude menor que 1 o fluxo é classificado como subcrítico (tranquilo); quando maior que 1 o fluxo é classificado como supercrítico (veloz); quando igual a 1, é classificado como crítico.

### 2.3.2 Número de Reynolds

O número de Reynolds ( $R_e$ ) é um parâmetro adimensional que indica o regime de escoamento de um fluido sob pressão (estabilidade do fluxo), o qual pode ser: (i) laminar, caracterizado pelo movimento suave das lâminas ou camadas; (ii) turbulento, caracterizado por apresentar fluxo com movimentos tridimensionais de partículas de fluido; ou, ainda, (iii) transicional, quando apresenta características dos dois citados anteriormente. O número de Reynolds é dado pela razão entre as forças inerciais ( $\rho_f U$ ) e as forças viscosas ( $\rho_f \nu$ ). Para condutos circulares os escoamentos com  $R_e$  superior a 4000 são considerados turbulentos, com  $R_e$  inferior a 2000 são considerados escoamentos laminares e na faixa intermediária são considerados escoamentos em fase de transição. A determinação do número de Reynolds é feita por

$$R_e = \frac{\rho_f U L}{\mu_f} = \frac{U D}{\nu_f} \quad (2.2)$$

onde  $\mu_f$  é o coeficiente de viscosidade absoluta,  $\nu_f$  é o coeficiente de viscosidade cinemática e  $L$  é uma medida geométrica, geralmente o diâmetro do conduto.

### 2.3.3 Potência de um jato

Define-se a potência de um jato de água ( $P_{ot}$ ) a partir da energia cinética do jato:

$$P_{tot} = Q \gamma_w \frac{U^2}{2g} \quad (2.3)$$



onde  $P_{ot}$  é a potência,  $Q$  é a vazão,  $\gamma_w$  é o peso específico da água,  $U$  é a velocidade e  $g$  é a aceleração da gravidade.

### 2.3.4 Lei de Darcy

Em 1856, através de trabalho em meios granulares não-consolidados, Henry Darcy concluiu que, para o fluxo horizontal de um fluido monofásico, a vazão do fluido que flui através de meio poroso de seção transversal conhecida depende do coeficiente de permeabilidade do meio poroso e do gradiente hidráulico, conforme

$$U = \frac{Q}{A} = k i \quad (2.4)$$

onde a velocidade média na seção ( $U$ ) é dada pela razão entre a vazão ( $Q$ ) do fluido e a área da seção transversal à passagem do mesmo ( $A$ ),  $k$  é o coeficiente de permeabilidade do meio poroso e  $i$  é o gradiente hidráulico, dado pela altura de perda de carga ( $\Delta h$ ) por comprimento  $L$  em que ocorre esta perda de carga.

Cabe salientar que, para fins geotécnicos, quando o gradiente hidráulico se iguala ao peso específico submerso do solo dividido pelo peso específico do fluido tem-se o ponto de início da liquefação. Nesta situação, o gradiente hidráulico passa a ser chamado de gradiente hidráulico crítico ( $i_c$ ).

### 2.3.5 Pressão

Daniel Bernoulli foi um físico e matemático suíço do século XVIII e investigou, entre muitos outros assuntos, as forças associadas a um fluido em movimento. Com seus estudos estabeleceu, em 1738, uma das equações mais utilizadas na Mecânica dos Fluidos, conhecida como Equação de Bernoulli, a qual considera um escoamento em regime permanente de um fluido incompressível e invíscito. Quando escrita na forma de alturas de carga tem a forma de

$$\frac{p_1}{\gamma} + \frac{v_1^2}{2g} + z_1 = \frac{p_2}{\gamma} + \frac{v_2^2}{2g} + z_2 \quad (2.5)$$

onde  $p_1$  e  $p_2$  são pressões,  $v_1$  e  $v_2$  as velocidades e  $z_1$  e  $z_2$  as alturas nas posições de interesse e escrita em termos de pressão tem a forma de

$$p_1 + \frac{\rho v_1^2}{2} + \gamma z_1 = p_2 + \frac{\rho v_2^2}{2} + \gamma z_2. \quad (2.6)$$

Isto permite afirmar que neste tipo de escoamento, a soma das alturas de carga correspondente às energias permanece constante ao longo de uma linha de corrente, então

$$P_{est} + \frac{\rho V^2}{2} + \gamma z = \text{CONSTANTE}. \quad (2.7)$$

A soma dessas pressões é chamada de pressão total ( $P_{tot}$ ) e os termos são chamados de pressão estática ( $P_{est}$ ), pressão dinâmica ( $P_{din}$ ) e pressão hidrostática ( $P_{hid}$ ), respectivamente.

## 2.4 CONSIDERAÇÕES SOBRE HIDROJATEAMENTO DE SOLOS

O impacto de jatos de água sobre superfícies planas com diferentes objetivos (compreensão da erosão de solo, avaliação do rejuvenescimento do local de desova de salmões, execução de canais *offshore*, remediação de solo contaminado, cravação de estacas *offshore*, entre outros) vem sendo objeto de estudo de diversos pesquisadores ao longo das últimas oito décadas (ROUSE, 1939; POREH *et al.*, 1967; ERGUN, 1952; DODDIAH *et al.*, 1953; LEVA, 1959; WEN e YU, 1966; HAGYARD, 1969; BELTAOS e RAJARATNAM, 1973; WESTRICH e KOBUS, 1973; BELTAOS E RAJARATNAM, 1974; RAJARATNAM, 1976; BELTAOS E RAJARATNAM, 1977; KOBUS *et al.*, 1979; PAMADI e BELOV, 1980; WEISMAN *et al.* 1982; MIH e KABIR, 1983; WEISMAN *et al.*, 1988; WEISMAN e LENNON, 1994; ADERIBIGDE e RAJARATNAM, 1996; NIVEN, 1998; NIVEN e KHALILI, 1998; MAZURECK, 2001; O'DONOGHUE, *et al.*, 2001; RAJARATNAM e MAZURECK, 2005; MEZZOMO, 2009; STRACKE, 2012; JUNG, 2012; SCHNAID *et al.*, 2014; PASSINI, 2015; PASSINI e SCHNAID, 2015; LOURENÇO *et al.*, 2020).

Em Engenharia Geotécnica, o hidrojateamento de solos é definido como a suspensão de partículas de um solo devido à ação de um fluxo ascendente, o qual cria uma força de arrasto suficiente para suportar o peso das partículas, produzindo, conseqüentemente, um leito fluidizado (LEVA, 1959).

Uma vez que este trabalho objetiva estudar o efeito de uso de jatos de água circulares para auxiliar a penetração de estacas torpedo em leito marinho, a compreensão dos mecanismos e efeitos relacionados a este processo de hidrojetamento de solos é fundamental. Por isso nos itens a seguir apresenta-se uma revisão bibliográfica sobre o tema, de forma a apresentar uma síntese do conhecimento adquirido até então.

#### 2.4.1 Jatos verticais circulares de água impactando sobre uma superfície plana

Um jato circular vertical é um jato produzido por um bocal circular dentro de um fluido estacionário que é direcionado de maneira a atingir uma superfície (MAZUREK, 2001). De acordo com Beltaos e Rajaratnam (1974), o fluxo deste tipo de jato pode ser dividido em três regiões, conforme ilustra a Figura 2.6: (i) região de jato livre, na qual se comporta essencialmente como se não existisse a superfície na qual ele incide – REGIÃO I; (ii) região de impacto, na qual o jato é redirecionado e passa a fluir ao longo da superfície – REGIÃO II; e (iii) região de jato de parede, na qual o fluxo se comporta como um jato radial à superfície – REGIÃO III.

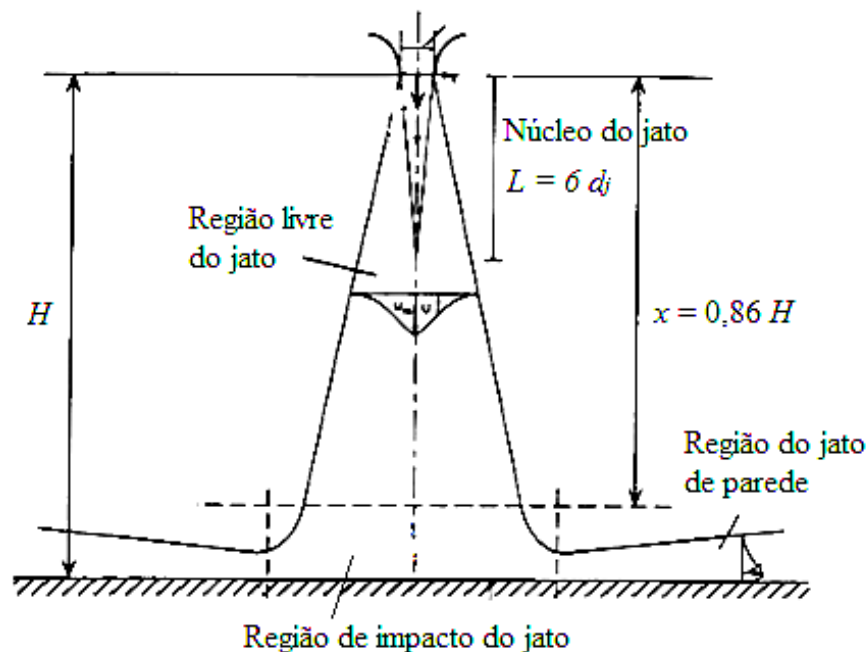


Figura 2.6: Esquema representativo do impacto de um jato vertical submerso sobre uma superfície lisa (adaptado de BELTAOS E RAJARATNAM, 1974).

Não existem fronteiras definidas entre cada uma dessas regiões, ou seja, há uma zona de transição entre elas. Entretanto, para fins práticos, são definidos limites. Beltaos e Rajaratnam (1977) sugerem que: (i) na região I o fluxo possui características idênticas aos jatos livres; (ii) a transição entre a região I e II ocorre para  $x/h_j$  de aproximadamente 0,86; (iii) na região II o jato sofre considerável deflexão e começa a se tornar paralelo à superfície, assumindo um padrão de fluxo parecido ao de um jato horizontal incidente junto a uma parede; (iv) a transição entre as regiões II e III ocorre para, aproximadamente,  $r/h_j$  de 0,22; e (v) na região III tem-se um fluxo praticamente paralelo à superfície de contato. Rajaratnam (1976) complementa que estes limites são válidos para  $h_j/d_j > 8$ .

Beltaos e Rajaratnam (1977) afirmam que para  $h_j/d_j < 5,5$  a região II se estende até  $1,2 d_j$  acima da superfície de incidência e se estende radialmente ao ponto de estagnação até  $1,4 d_j$ . Outra importante contribuição destes autores foi mostrar que os parâmetros de fluxo na região II são governados pelo diâmetro do jato ( $d_j$ ) e pela velocidade de saída ( $U_o$ ).

O comportamento do jato é fortemente dependente da altura relativa de incidência, a qual é determinada pela relação  $h_j/d_j$ . De acordo com Beltaos e Rajaratnam (1977), para que o jato possa se desenvolver plenamente esta relação deve ser superior a 8,3 e a altura é considerada grande. Para valores da relação inferiores a 5,5, o jato não é plenamente desenvolvido e a altura é considerada pequena. Para valores intermediários, tem-se uma faixa de transição.

#### 2.4.2 Erodibilidade de solos argilosos

A erodibilidade de solos argilosos pode ser descrita tanto pela taxa de erosão para uma dada tensão de cisalhamento quanto pela tensão crítica de cisalhamento. A tensão crítica de cisalhamento é a tensão mínima imposta pelo fluxo à superfície de um solo a partir da qual inicia-se a erosão.

Mazureck (2001) afirma que os solos argilosos não são erodidos de uma maneira única, ou seja, apresentam diferentes tipos de erosão em função de algumas variáveis. Entre elas: densidade e grau de heterogeneidade do solo e tensão de cisalhamento imposta pelo fluido ao solo. Mehta *et al.* (1989) e Mehta (1991) já haviam afirmado que a forma de erosão de um

solo argiloso varia com a magnitude da tensão de cisalhamento produzida pelo fluxo no leito e com a natureza do solo.

De acordo com Mehta (1991) a erosão superficial é a erosão de partículas, flocos ou agregados da superfície do leito onde flocos ou agregados, inicialmente unidos por ligações interpartículas, se rompem e são removidos por um efeito hidrodinâmico, o qual suspende e arrasta estas partículas. De acordo com Mazureck (2001), são as forças eletroquímicas que mantêm as partículas de um solo argiloso unidas e que, portanto, controlam a resistência à erosão desse material. As taxas de erosão de um solo argiloso dependem fortemente das forças interpartículas e da estrutura do leito (MEHTA, 1991; KRONE, 1983).

Karasev (1964) afirma que o tipo mais comum de erosão em solos argilosos com baixo índice de vazios, como é o caso das argilas pré-adensadas, é a erosão de massa. Esse tipo de erosão ocorre através da remoção de pedaços de solo e pode ser classificada de duas formas: (i) erosão devido a perturbações na argila; e (ii) erosão que não está associada a perturbações da argila e que ocorre a altas tensões de cisalhamento (MAZURECK, 2001). Khamphuis e Hall (1983) observou erosão em amostras de argilas fortemente pré-adensadas a tensões cisalhantes mais baixas que a tensão de cisalhamento crítica do solo.

Huang *et al.* (1983) indica que existe uma relação entre o tipo de erosão observada e o peso específico do solo. O autor constatou que em solos argilosos com peso específico mais elevado há uma tendência a ocorrer erosão de massa. Um solo floclado, mantendo-se as outras variáveis constantes, possui tensão de cisalhamento crítica maior do que um solo de estrutura dispersa (ARULANANDAN, 1975).

Alguns autores indicam que o aumento do teor de argila de um solo aumenta a sua resistência à erosão, uma vez que a tensão de cisalhamento crítica aumenta e as taxas de erosão decrescem (DUNN, 1959; GRISSINGER, 1966; BHASIN *et al.*, 1969; KUTI e YEN, 1976; HANSON, 1990a; TORFS *et al.*, 1994). Partheniades e Paaswell (1968) confirmam isto ao afirmarem que aumentando o teor de argila, aumentam as forças interpartículas do solo, o que aumenta sua resistência à erosão.

Mitchener e Torfs (1996) afirmam que a composição mineralógica das partículas pode afetar a resistência à erosão de uma argila. Estes autores verificaram um aumento na tensão cisalhante crítica de argila depende do tipo de argilomineral presente. Partheniades e Paaswell (1968) relatam que ao adicionar ao solo alguns tipos de argila muito ativas, como a bentonita, ocorre um aumento na resistência à erosão. Em geral, verifica-se que argilas com maior plasticidade são mais resistentes à erosão para o mesmo teor de argila (SARGUNAM, 1973). Deste modo, a montmorilonita é menos erodível que a illita, a qual, por sua vez, é menos erodível que a caulinita (MAZUREK, 2001).

Há trabalhos que mostram o aumento da resistência à erosão de uma argila com o aumento do índice de plasticidade ( $I_p$ ) do solo (DUN, 1959; LYLE e SMERDON, 1965; KAMPHUIS e HALL, 1983). A composição granulométrica do solo argiloso também tem efeito na sua erodibilidade. Foi constatado por Lefebvre *et al.* (1986) que argilas com porcentagem de areia e silte são mais erodíveis que argilas de granulometria uniforme.

De acordo com Sherard *et al.* (1976), a susceptibilidade ou potencial de dispersabilidade é a propriedade associada à capacidade de um solo argiloso entrar em suspensão em presença de água, mesmo sob gradientes hidráulicos muito baixos ou mesmo na ausência de fluxo. Este fenômeno resulta quando as forças de repulsão devido às cargas superficiais dos argilominerais tornam-se maiores que as forças de atração de van der Waals. O fenômeno de dispersão depende essencialmente da composição mineralógica e química da argila e da presença de sais na água percolante. Portanto, a dispersão da argila pode afetar o efeito do hidrojateamento no solo. Gularte *et al.* (1979a) indicam que quando a estrutura da argila é mais dispersa, a erosão ocorre pela remoção individual de partículas.

A composição química da água usada no jateamento e presente nos poros do solo tem forte efeito na erosão, em particular, se houver diferença entre a composição da água dos poros e aquela utilizada no processo de jateamento. Karasev (1964) e Arulanandan (1975) relatam que se a água de erosão é menos salina do que o fluido dos poros, uma pressão osmótica se estabelece de modo que a água se move para dentro da superfície da argila, gerando expansão e enfraquecimento das ligações interpartículas. Gularte *et al.* (1979b) observaram um acentuado aumento na tensão de cisalhamento crítica com o aumento da salinidade da água

dos poros (de 2,5 a 10% de NaCl). Foi constatado que com o aumento da salinidade as argilas tendem a ter estrutura mais dispersa, na qual a erosão ocorre por remoção individual de partículas. Com o aumento da salinidade, as argilas tendem a apresentar estrutura mais floculada e, conseqüentemente, a erosão passa a ocorrer carreando flocos e agregados. Raudkivi e Tan (1984) perceberam que a superfície erodida de algumas argilas floculadas tendem a esburacar, enquanto de argilas dispersas tendem a descamar. Minks (1983) observou erosão em massa na forma de placas planas para um solo não saturado disperso e erosão em pedaços mais esféricos para argilas floculadas.

Mazureck (2001) afirma que o *pH* do fluido que preenche os poros do solo pode ter efeito na estrutura da argila. Dennett *et al.* (1995) observaram para um solo de caulinita com 60% de umidade que para um baixo valor de *pH* a argila foi floculada e teve um aumento na coesão e na resistência à erosão. Enquanto que para altos *pH*, a argila passou para o estado disperso, com conseqüente redução na resistência à erosão. Os autores indicam que isso ocorre provavelmente porque as partículas de caulinita são carregadas positivamente em suas extremidades em um ambiente de *pH* baixo. Raudiviki e Tan (1984) perceberam que para a bentonita ocorre um rápido aumento inicial nas taxas de erosão com o aumento do *pH*, com posterior nivelamento das taxas de erosão para aumentos maiores do *pH*.

Grissinger (1966), Liou (1970), Kelly *et al.* (1979) e Zreik *et al.* (1998) observaram um aumento na erodibilidade de solo argiloso com o crescimento da temperatura. Para a resistência à erosão, Kelly *et al.* (1979) notaram um aumento na taxa de erosão superficial com a temperatura em uma argila do tipo illita com 40% de umidade. Grissinger (1966) observou acréscimo na taxa de erosão com o aumento da temperatura da água de erosão para amostras compactadas não-saturadas. Liou (1970) percebeu uma redução na tensão de cisalhamento crítica com o aumento da temperatura para um solo argiloso com alto teor de umidade ( $w = 510\%$ ). Zreik *et al.* (1988) observaram que um leito jovem recém estabelecido, em temperatura mais alta, foi erodido mais rapidamente que um leito nas mesmas condições, mas com temperatura menor.

Todavia, Croad (1981) constatou que as taxas de erosão superficial expressa em função da temperatura tem um formato parabólico e que podem ter curvatura tanto positiva quanto

negativa. Comportamento semelhante a este foi observado por Raudiviki e Hutchinson (1974). Estes autores afirmam que a temperatura não é uma variável, em condições naturais, de importância fundamental para a compreensão do fenômeno de erosão em solos argilosos.

De acordo com Mazurek (2001), não há nenhum método amplamente aceito para a determinação quantitativa da resistência à erosão de solos coesivos. Segundo o autor, isto ocorre porque as tensões criadas na superfície do solo por um fluxo de água turbulento e outros fatores que afetam a erodibilidade de solos coesivos são difíceis de medir. Entretanto, uma das técnicas que vem se tornando mais aceita para as medidas de resistência à erosão de solos coesivos é o ensaio de jateamento, o qual é bastante similar ao sistema de hidrojateamento avaliado neste trabalho. Nesta técnica, um jato circular turbulento e incidente é usado para erodir um solo e o progresso desta erosão é monitorado com o tempo.

A erodibilidade é usualmente definida por dois fatores: (i) a tensão de cisalhamento crítica à erosão ( $\tau_c$ ), que nada mais é do que a tensão de cisalhamento criada pelo fluxo na superfície do solo quando ocorre o início do processo erosivo; e (ii) o coeficiente de erodibilidade ( $\chi$ ), o qual representa a taxa de erosão do solo em relação ao excesso de tensão cisalhante no leito (a diferença entre tensão cisalhante criada pelo fluxo na superfície do solo e  $\tau_c$ ).

O teste de erosão por jato, tradicionalmente citado na literatura como JET (*jet erosion test*), foi inicialmente desenvolvido por Greg Hanson do “*U. S. Department os Agriculture, Agriculture Research Service*”, como um método para determinar a erodibilidade de solos coesivos (HANSON, 1990b). O ensaio original consistia em empregar um jato de água de alta velocidade submerso e incidente numa superfície de solo. A máxima penetração causada pelo pelo jato incidente deve ser registrada em função do tempo e é usada para determinar o “índice de jato”. O procedimento de ensaio é descrito em ASTM Standard D5852-07 e usa uma correlação empírica para determinar o índice de jato, o qual está correlacionado com o coeficiente de erodibilidade. Objetivando remover esse empirismo, Hanson e Cook (1997, 2004) desenvolveram procedimentos analíticos para calcular diretamente a erodibilidade dos solos e a tensão crítica ao cisalhamento à erosão, baseados no trabalho de Stein e Nett (1997).



Por este método considera-se um jato turbulento com velocidade de saída do jato  $U_0$ , diâmetro  $d$  na saída do tubo (início do jato) e que está a uma distância  $H$  da superfície do solo. Na região de jato livre, que começa imediatamente a partir da seção de saída do jato, a velocidade do jato na linha central permanece  $U_0$ .

### 2.4.3 ANTECEDENTES DA PESQUISA NA UFRGS

O tema hidrojateamento de solos passou a ser alvo de estudos na Universidade Federal do Rio Grande do Sul há mais de uma década, com o trabalho de Mezzomo (2009). Nos itens a seguir estão resumidas as principais pesquisas realizadas deste então nesta instituição.

#### 2.4.3.1 Pesquisa de Mezzomo (2009)

Mezzomo (2009) foi o precursor dos estudos de hidrojateamento na UFRGS. O autor estudou o hidrojateamento através de ensaios realizados em duas areias, uma fina e outra média, com  $d_{50}$  igual a 0,18 e 1,56 mm, respectivamente, através de ensaios de cravação. Estas areias foram ensaiadas em densidades relativas de compactação iguais a 50 e 90%. A Figura 2.7 apresenta um esquema dos ensaios de hidrojateamento realizados pelo autor, os quais foram realizados com jatos verticais internos de água, de forma a seguir o mesmo padrão de execução dos ensaios realizados por Níven (2008). Além dos ensaios de hidrojateamento, o autor realizou: (i) ensaios de caracterização geotécnica das areias estudadas; (ii) ensaios para a determinação da resistência do solo, antes e depois do hidrojateamento, utilizando um MCPT (*Miniature Cone Penetration Test*); e (iii) ensaios para a determinação da condutividade hidráulica das areias, compactadas em diferentes densidades relativas, com o uso de um permeâmetro de parede rígida a carga constante.

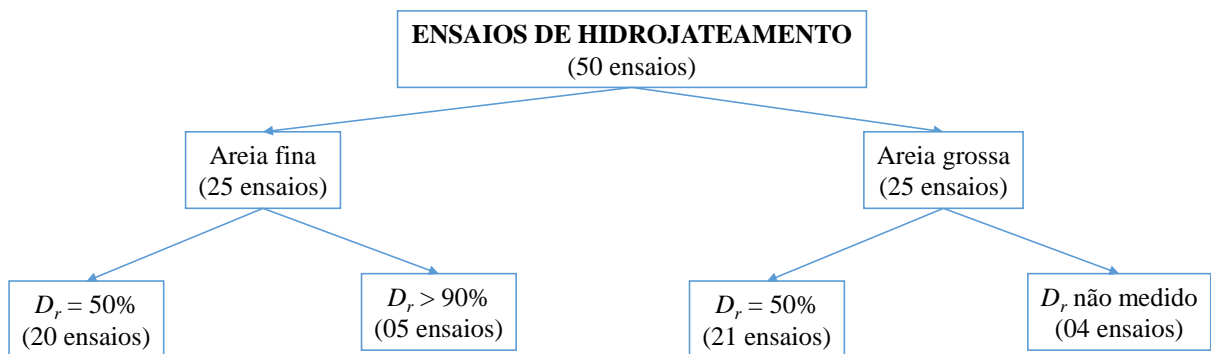


Figura 2.7: Esquema dos ensaios de hidrojateamento realizados por Mezzomo (2009).

O pesquisador constatou que a geometria da zona fluidizada, para ensaios com diferentes densidades relativas, é idêntica. Além disso, constatou que após fluidizada, a areia atinge densidades relativas entre 10 e 40% e que esta condição independe da densidade relativa inicial. Cabe salientar que Stein e Grabe (2003), através de ensaios com jatos externos incidentes em solo não coesivo, também verificaram que a densidade relativa influencia na densidade do avanço, mas não na penetração máxima do jato.

O autor utilizou fatores de correção nos valores obtidos de  $q_c$  (resistência medida na ponteira do cone), devido aos efeitos de escala e às dimensões reduzidas da câmara de calibração. Assim, foi possível utilizar a correlação proposta por Jamiolkowski *et al.* (1985) no cálculo da densidade relativa através da resistência à penetração da ponteira cônica.

Foi percebida neste trabalho, através de observações visuais, uma similaridade dos fenômenos de fluidização de areias realizados por Niven (1998) e Niven e Khalili (199854). Isto indica que os ensaios são reprodutíveis e que os fenômenos são bastante semelhantes para solos granulares de granulometria uniforme, na faixa de diâmetro de partículas estudadas ( $d_{50}$  entre 0,18 e 1,56 mm).

O autor constatou com os ensaios de hidrojateamento que houve a formação de um leito fluidizado, com formato côncavo e interface bem definida com a zona não fluidizada. Foi observado que o jato de água penetra até certa profundidade no interior do leito fluidizado, até ser defletido, no sentido ascendente e, assim, carregando partículas de areia, que são

depositadas ao redor da zona fluidizada, formando cumes. Foi constatado que a fluidização apresenta comportamentos bem definidos ao longo da profundidade. Desta forma, quando o jato está posicionado na superfície original do solo, tem-se a formação de um leito fluidizado estável. Com o aumento da profundidade de saída do jato é alcançada uma condição de instabilidade (profundidade crítica  $H_1$ ) e o jato de água começa a oscilar, apresentando, assim, um comportamento biestável. Aumentando-se a profundidade do jato, a zona fluidizada começa a apresentar sucessivos fechamentos (profundidade crítica  $H_2$ ), até que uma cavidade submersa fluidizada é formada (profundidade crítica  $H_3$ ). Essa cavidade diminui de tamanho com o aumento da profundidade até desaparecer (profundidade crítica  $H_4$ ) e a fluidização do solo não mais ocorre. Segundo o autor, as paredes da zona fluidizada se mantêm estáveis com o aumento da profundidade do jato e a formação da cavidade submersa ocorre quando a velocidade do fluxo no leito fluidizado, na parte superior da zona fluidizada, não é suficiente para manter as partículas em suspensão.

Uma das principais contribuições de Mezzomo (2009) foi a identificação dos parâmetros que comandam a geometria da zona fluidizada: velocidade de saída e diâmetro do jato, em conjunto com o tamanho dos grãos do solo arenoso. O autor concluiu que o formato da zona fluidizada é sempre semelhante, apenas com dimensões geométricas diferentes, independentemente dos parâmetros do jato e do solo arenoso. Outra grande contribuição deste trabalho foi constatar que as dimensões geométricas da zona fluidizada, adimensionalizadas pelo diâmetro do jato, podem ser analisadas em função do número densimétrico de Froude ( $F_{rp}$ ).

#### 2.4.3.2 Pesquisa de Stracke (2012)

Stracke (2012) tinha como objetivo analisar os mecanismos associados ao hidrojateamento de solos arenosos e, assim, dar continuidade à pesquisa de Mezzomo (2009). O principal diferencial do trabalho foi associar a técnica de fluidização à técnica de melhoramento de solo através da injeção de agente cimentante na profundidade crítica  $H_3$ . Foram realizados ensaios de: (i) hidrojateamento; (ii) hidrojateamento com a injeção de agente cimentante; e (iii) prova de carga estática à tração. A Figura 2.8 apresenta esquematicamente os ensaios realizados pelo autor.

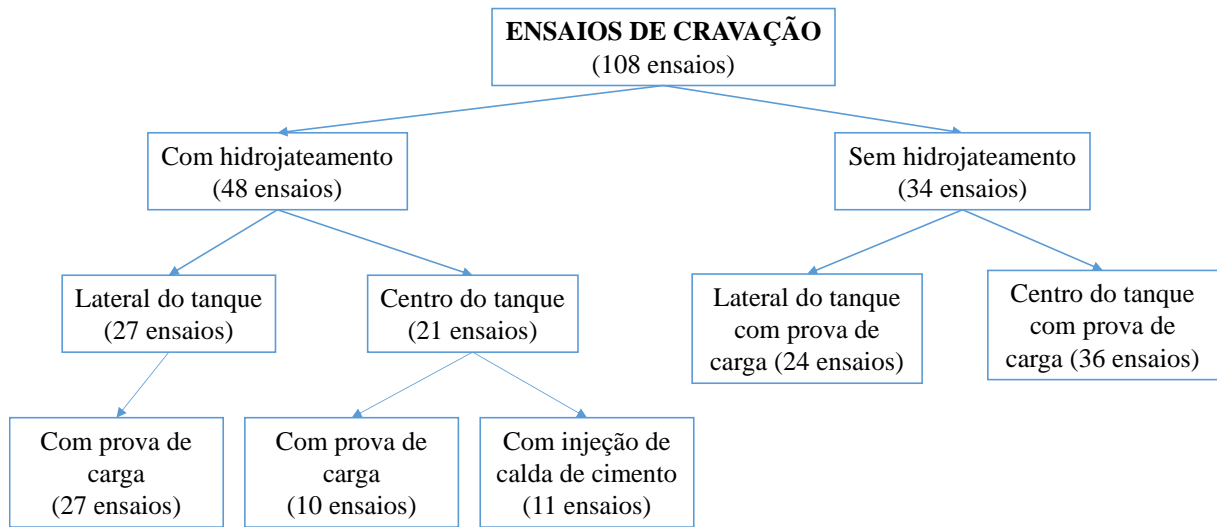


Figura 2.8: Esquema dos ensaios de cravação realizados por Stracke (2012).

Os ensaios foram realizados com areia fina uniforme ( $d_{50} = 0,18$  mm) com densidade relativa de 50%. Foi escolhido realizar os ensaios com apenas uma densidade relativa pois os resultados de Mezzomo (2009) haviam mostrado que a geometria final da cavidade erodida nos ensaios é independente da densidade relativa inicial do material estudado. Nos ensaios de hidrojateamento com a injeção de agente cimentante foi utilizado: (i) 5% de bentonita em relação ao peso seco de cimento, com o intuito de manter as partículas de cimento em suspensão na mistura, prevenir a segregação da calda de cimento e melhorar a mobilidade da mistura; (ii) cimento Portland de alta resistência inicial (CP V – ARI) num fator água cimento de 0,75; (iii) 0,25% de aditivo retardador de pega em relação ao peso seco de cimento da mistura.

Inicialmente, a exemplo do realizado por Mezzomo (2009), os ensaios hidrojateamento foram executados com o sistema de cravação das hastes de aço-carbono, originalmente desenvolvido por Fonini (2008) para a realização de ensaios Mini-CPT. Numa segunda bateria de ensaios, o autor realizou melhorias no sistema de cravação, de forma a permitir a remoção do sistema após a realização do ensaio e, assim, viabilizar a execução de prova de carga estática à tração. Numa terceira bateria de ensaios, o autor desenvolveu um sistema manual de cravação das hastes no solo, o que permitiu que a superfície do solo fosse visualizada durante o ensaio.

Os ensaios de fluidização realizados verificaram as equações empíricas para determinar a geometria da zona fluidizada através do número de Froude das partículas, conforme havia

sido proposto por Mezzomo (2009). O autor verificou uma perda da capacidade de carga de 30% em relação ao solo não-fluidizado. Além disso, através de análises de capacidade de carga em função do peso da haste, para os ensaios realizados no centro do tanque, o autor verificou que o solo fluidizado suportou, em média, 3,3 vezes o peso próprio da haste. Ao passo que o solo não-fluidizado suportou, em média, 6,3 vezes o peso próprio da haste.

Retroanálise dos resultados das provas de carga permitiu que o autor estimasse o coeficiente de empuxo de serviço da areia fluidizada e não-fluidizada. Os valores encontrados foram 0,74 e 0,96, respectivamente. Os resultados das provas de carga em ensaios com injeção de calda de cimento indicaram um aumento médio de 11 vezes na capacidade de carga.

#### 2.4.3.3 Pesquisa de Jung (2012)

Jung (2012) foi o primeiro pesquisador a avaliar na UFRGS o comportamento de um solo argiloso quando submetido a jatos de água verticais. Dois solos argilosos foram obtidos através da mistura de 80% de caulim e 20% de bantonita, sob o peso seco desses materiais, um com 2,79 de índice de vazios e o outro com 3,22. O autor realizou ensaios de hidrojateamento para diversas velocidades de saída do jato e avaliou a capacidade de carga ao arrancamento das âncoras instaladas através de provas de carga de tração realizadas antes e depois dos ensaios de hidrojateamento (24 horas após o hidrojateamento). A determinação da resistência do solo foi determinada por ensaios de mini-palheta de laboratório. A Figura 2.9 apresenta um esquema representativo dos ensaios de hidrojateamento realizados por Jung (2012).

Com a realização destes ensaios, o autor concluiu que a baixa permeabilidade de um solo argiloso não permite a formação do leito fluidizado, como acontece nas areias. Assim, a erosão nas argilas ocorre por remoção das partículas superficiais para fora da cavidade.

O autor detectou dois tipos de erosão na maioria dos ensaios realizados. Na fase inicial do jateamento, quando a remoção das partículas é elevada, a forma mais observada foi a erosão em massa. Já com o aprofundamento do tubo no interior do solo, a erosão do tipo superficial foi a predominante.

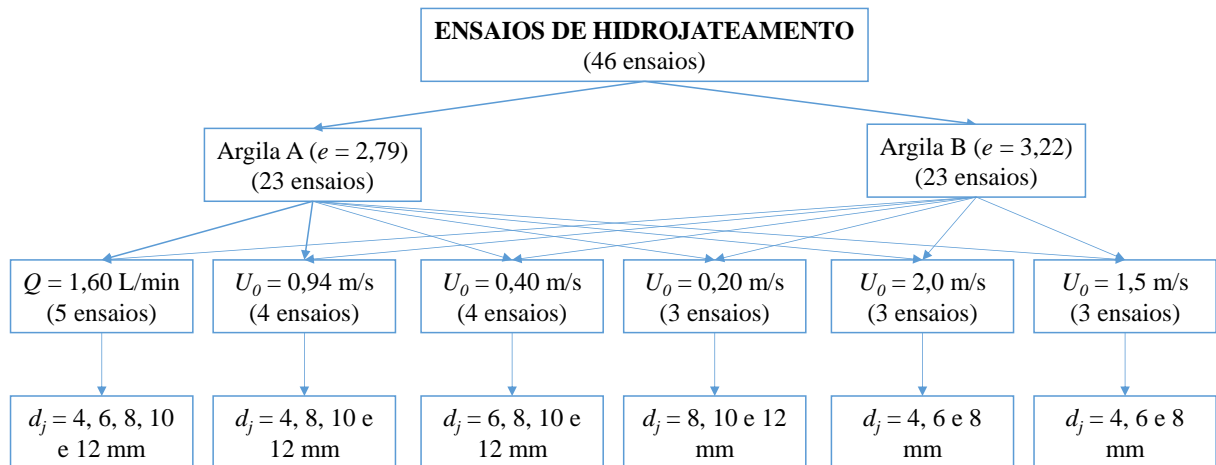


Figura 2.9: Esquema dos ensaios de hidrojateamento realizados por Jung (2012).

Ao contrário do detectado por Niven (2008), Mezzomo (2009) e Stracke (2012) para areias, Jung (2012) observou que em quase todos os ensaios a máxima profundidade da cavidade erodida não se localizava ao longo do eixo do tubo. Nas argilas ensaiadas a erosão se desenvolvia mais acentuadamente em um dos lados, o que torna a zona fluidizada assimétrica.

O autor também constatou que a penetração do jato no subleito de solo argiloso reduz com o aumento da profundidade de saída do jato e que a penetração do jato está relacionada com a resistência do solo. Além disso, constatou que quanto maior a velocidade de saída do jato, maior será a penetração do jato e que a geometria da zona erodida depende da resistência ao cisalhamento não-drenada da argila.

O parâmetro  $a/d_j$  (relação entre a profundidade de penetração e o diâmetro do jato) apresentou crescimento com o aumento da velocidade de saída do jato para os dois materiais estudados, sendo que esta variação pode ser descrita por uma equação de potência ajustada para cada material.

Nas duas argilas houve acréscimo do valor médio do parâmetro  $d_H/d_j$  (relação entre o diâmetro medido entre as paredes da zona fluidizada na profundidade de saída do jato e o diâmetro deste) com o aumento da velocidade de saída do jato. A taxa de crescimento foi maior no solo mais resistente, pois o jato encontra maior dificuldade de penetração, o que faz com que a cava resultante seja mais rasa e larga neste material.

Após as instalações dos tubos empregando a técnica de jateamento, a redução média da adesão solo-estaca foi de 42% na argila A e 41% na argila B, em relação à adesão do solo ao tubo de estacas cravadas.

#### 2.4.3.4 Pesquisa de Passini (2015)

Passini (2015) elaborou a primeira tese de Doutorado sobre o tema na UFRGS e avaliou o processo de hidrojateamento em dois solos: um arenoso fino e outro argiloso, composto por 90% de caulim e 10% de bentonita.

O autor realizou um total de 690 ensaios válidos, sendo destes 56 em solo argiloso: (i) 48 testes de cravação por peso próprio no solo argiloso, em hastes de 14 e 16,2 mm de diâmetro externo; e (ii) 08 testes de instalação por hidrojateamento no solo argiloso, com hastes de 14 e 16,2 mm de diâmetro externo e massas ao ar de 150 e 275 g, 220 e 400 g, respectivamente e vazões de 4,2 e 7,0 L/min.

Foram realizados 634 ensaios em solo arenoso: (i) 69 testes de cravação por peso próprio em hastes de 14, 16,2 e 21,3 mm de diâmetro externo, dos quais 28 na areia compactada em densidade relativa de 50% e os demais em densidade relativa de 90%; (ii) 152 testes de velocidade de instalação por hidrojateamento, utilizando três diâmetros de modelos (14, 16,2 e 21,3 mm), duas massas ao ar por diâmetro (150 e 275g; 220 e 400; 530 e 960 g) e vazões de 0,7 a 2,2 L/min, em areia compactada nas densidades relativas de 50 e 90%; (iii) 127 ensaios com a obtenção da profundidade instalada por hidrojateamento em areia compactada com densidade relativa de 50%, com quatro vazões de 0,7 a 2,2 L/min, com os mesmos diâmetros e massas ao ar citados em (ii); (iv) 19 ensaios com obtenção da profundidade instalada por fluidização com solo compactado com densidade relativa de 90%, com vazões de 0,7, 1,0 e 1,6 L/min e modelos com diâmetro externo de 16,2 mm e massa ao ar de 220g; (v) 145 testes de arrancamento axial em hastes (14, 16,2 e 21,3 mm) instaladas em solo fluidizado, dos quais 97 foram realizados imediatamente ao hidrojateamento, 4 realizados 4 horas após a instalação, 35 realizados 24 horas após a instalação e 10 realizados 48 horas após a instalação; (vi) 100 testes de arrancamento axial em estacas cravadas monotonicamente em solo não hidrojetado, dos quais 52 ocorreram em densidade relativa de 50% e 48 de 90%; (vii) 40 ensaios de hidrojetamento realizados na lateral do tanque.

Como pode ser constatado inclusive pelo número de ensaios realizados, embora o trabalho de Passini (2015) tenha estudado o hidrojateamento em solos arenoso e argiloso, o foco da pesquisa foi estudar o processo em solo arenoso.

O autor concluiu que as profundidades de instalação alcançadas por hidrojateamento são maiores do que pela ação do peso próprio. As profundidades de instalação atingidas com o hidrojateamento do solo arenoso são bastante próximas aos resultados de profundidade crítica ( $H_3$ ) encontrados por Niven (1998), Mezzomo (2009) e Stracke (2012). O autor concluiu também que a geometria da zona fluidizada permaneceu constante e paralela ao fuste, independentemente da vazão aplicada e da densidade relativa inicial do solo. O autor mostrou que a velocidade de saída do jato, o diâmetro do jato e a vazão são parâmetros importantes no processo de hidrojateamento de um solo arenoso e que estão todos diretamente relacionados. Mostrou também que quanto maior a massa do modelo, maior a profundidade de instalação atingida.

As curvas de instalação no tempo mostraram que a velocidade de penetração é inicialmente alta, isto porque está associada à atuação do peso próprio. Em seguida, a velocidade de cravação decresce de forma gradual até o momento em que o modelo para de cravar.

Uma das grandes contribuições do autor foi, seguindo as leis de análise dimensional, apresentar uma expressão para a penetração dos modelos de estaca. Esta equação leva em consideração características físicas da estaca (massa e diâmetro), as características físicas da areia (densidade relativa inicial e diâmetro do grão), o caudal de fluidização e as características do fluido (coeficiente de viscosidade cinemática da água). Além disso, o autor concluiu que a capacidade de carga axial à tração dos modelos independe da vazão imposta durante a instalação dos modelos por fluidização.

#### 2.4.3.5 Pesquisa de Lourenço (2016)

Lourenço (2016) deu continuidade às pesquisas de Jung (2012) e Passini (2015), estudando os mecanismos de instalação das hastes em solo argiloso através de hidrojateamento. Lourenço (2016) realizou ensaios de hidrojateamento com dois modelos de estacas torpedo (T66 e T120), em duas escalas (1:76 e 1:67), com dois diâmetros de jato diferentes para cada uma



das escalas (correspondentes à 12,5 e 25% do diâmetro externo da estaca) e com quatro vazões diferentes para cada diâmetro de jato. Todas estas dimensões foram obtidas a partir da aplicação da Teoria de Semelhança de Froude. A Figura 2.10 mostra esquematicamente as variáveis testadas em ensaios de hidrojateamento pelo autor, bem como o número de ensaios realizados. Já a Figura 2.11 mostra esquematicamente os ensaios de carga uniaxial à tração realizados pelo autor.

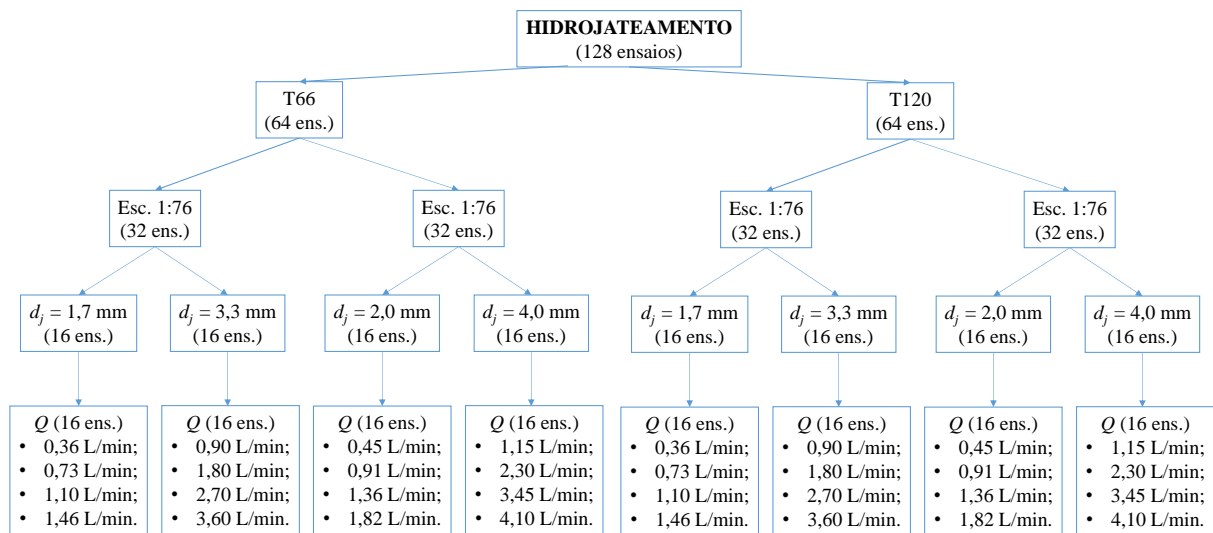


Figura 2.10: Esquema dos ensaios de hidrojateamento realizados por Lourenço (2016).

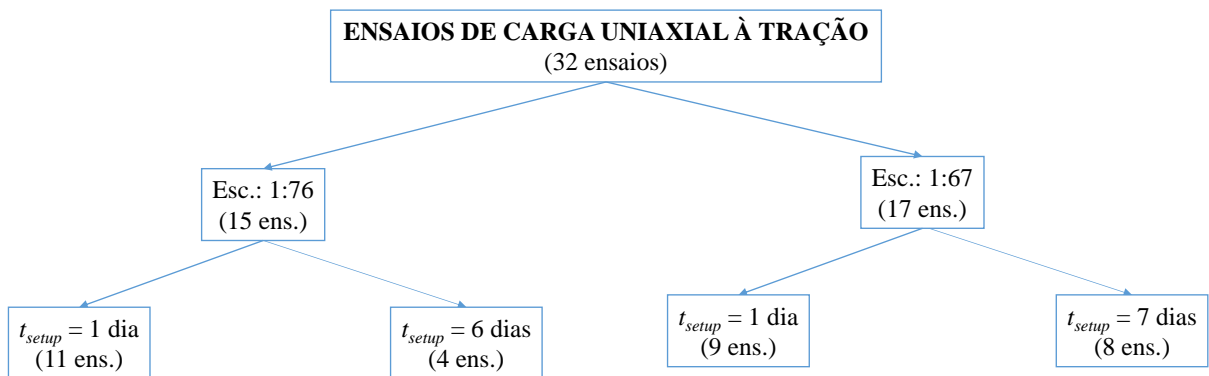


Figura 2.11: Esquema dos ensaios de carga uniaxial à tração realizados por Lourenço (2016).

Através deste estudo o autor conseguiu quantificar a influência dos parâmetros hidrodinâmicos (vazão, pressão e velocidade de saída do jato), da massa, do diâmetro das hastes metálicas e de parâmetros do solo argiloso (em particular da resistência ao cisalhamento não-drenada) no processo de penetração da estaca metálica. As variáveis que

tiveram maior influência na profundidade final de instalação das hastes foram a massa dos modelos e o número de Reynolds do jato, seguidos da razão entre densidades do fluido e do solo, a razão da pressão disponível do fluido e a resistência não-drenada do solo e também, com menor contribuição, o diâmetro externo das hastes.

O autor verificou que antes de ocorrer a formação de fraturas no solo argiloso, a velocidade de descida do torpedo diminui até imobilização completa das hastes, similar ao encontrado por Passini (2015). Assim, o autor pode concluir que interrompendo-se o hidrojateamento no momento em que a estaca para de penetrar na argila é possível evitar o processo de ocorrência de fraturas hidráulicas.

Os ensaios de carga à tração uniaxiais após um e seis dias da instalação das hastes apresentaram grande dispersão. Entretanto, a variação da adesão do solo-haste foi menor para seis dias.

A principal contribuição do autor foi a análise estatística das variáveis controladas nos ensaios realizados em laboratório, de forma que conseguiu definir as contribuições relativas à profundidade final penetrada e estabelecer uma equação para estimar a profundidade final das hastes ao serem submetidas ao processo de hidrojateamento.

A realização destas pesquisas na UFRGS aprofundou bastante a interpretação do problema estudado. Entretanto, entende-se que, especialmente para solos argilosos, o problema é bastante complexo e ainda é necessária a continuidade da pesquisa, conforme propõe este trabalho. Entende-se que a ampliação do intervalo de comportamento conhecido das variáveis é imprescindível para uma adequada análise do problema, assim como a realização de ensaios em outras escalas que se aproximem mais da condição real de forma a comparar resultados oriundos de diferentes escalas.

## 2.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE MODELAGEM FÍSICA

Um modelo físico pode ser entendido como a redução de uma estrutura complexa, conhecida como protótipo, a uma estrutura relativamente mais simples, mas que preserve características importantes do comportamento do protótipo (REINHORN, 2008). Como nesta pesquisa é utilizado o recurso do modelo reduzido, abaixo estão explicitados alguns aspectos relevantes sobre o uso deste recurso. Isto é importante pois o método de previsão através de modelos físicos apresenta limitações. Por isso, não se pode pensar em criar um modelo físico em escala reduzida enquanto não forem identificadas claramente as grandezas que intervêm nos fenômenos físicos, as quais dependem das previsões a serem feitas.

### 2.5.1 Estudo de fundações em modelo reduzido

O uso de modelos reduzidos envolvendo investigações geotécnicas tem-se mostrado uma boa alternativa para a análise e previsão de comportamento. Dessa forma, os modelos são empregados para fornecer informações necessárias para completar um projeto de forma a aumentar sua eficiência e precisão. Na construção de um modelo reduzido e na transposição do seu desempenho para a estrutura real (protótipo), uma série de requisitos deve ser satisfeita, visando assegurar a similaridade física entre um e outro.

Muitos efeitos de escala são conhecidos em experimentos geotécnicos: tamanho das partículas, não homogeneidade do solo, relação entre magnitude dos grãos de solo e as dimensões da estrutura primária, entre outros. Destes, o efeito do tamanho das partículas do solo é certamente o efeito de escala mais conhecido, uma vez que em ensaios geotécnicos tem-se intrinsecamente esta condição de semelhança desrespeitada, o que certamente provoca distorções nos resultados obtidos. Turner e Kulhawy (1994) classificaram o efeito de escala em solos em duas categorias: (i) efeitos devido à falta de similaridade; e (ii) efeitos devido ao desconhecimento de alguma parte do fenômeno estudado.

Deve-se salientar que o estudo de fundações *offshore* em modelo reduzido se faz necessário devido às dificuldades de realização dos mesmos em verdadeira grandeza, dificuldades essas tais como: repetitividade dos ensaios, demanda de empresas especializadas, identificação de

uma área apropriada, demanda de mão-de-obra e equipamentos de elevado custo, entre outros. (MIRONER, 1979).

Os modelos reduzidos para fins geotécnicos podem ser trabalhados em câmaras de calibração convencionais (1G), nas quais a aceleração da gravidade é mantida a mesma, com a aplicação ou não de sobrecarga sobre o solo; ou em câmaras centrífugas geotécnicas, onde se produz a simulação e um campo de aceleração gravitacional de  $N$  vezes a aceleração da gravidade da Terra.

O Centro de Sistemas de Fundações *Offshore*, da UWA (*The University of Western Australia*), vem realizando muitos ensaios sobre o desempenho de âncoras de penetração dinâmica, como a estaca torpedo, com o uso de centrífuga geotécnica, a maioria a 200 g (O'LOUGHLIN *et al.*, 2009).

### 2.5.2 Similaridade e efeito de escala

A teoria da semelhança é um conjunto de princípios a serem obedecidos a fim de projetar, construir, operar e interpretar os modelos, que são representações simplificadas da realidade, a partir dos quais se deseja prever o comportamento do protótipo. De acordo com Carneiro (1993), os modelos reduzidos devem obedecer a condições de similaridade física através de uma criteriosa análise dos parâmetros envolvidos. Assim, todas as grandezas adimensionais, fatores de forma e funções devem ter o mesmo valor tanto no modelo quanto no protótipo. Segundo Motta (1972), a análise dimensional é usada para estabelecer condições de similaridade através da substituição de equações de similaridade por equações dimensionalmente homogêneas, as quais agrupam as variáveis dominantes do problema analisado, ou seja, a teoria da semelhança se funda na análise dimensional que nos ensina a exprimir diferentes grandezas em função de certo número de outras, tomadas como fundamentais. Na maioria dos casos, introduzem-se distorções, em virtude de se adotar no modelo escalas diferentes para grandezas de um mesmo tipo, embora essas distorções devam ser cuidadosamente analisadas de forma a evitar equívocos na interpretação dos resultados. Dessa forma, respeitando as condições de similaridade, é possível comparar os resultados no modelo e compará-los para a previsão do comportamento do protótipo.

Motta (1972) afirma que a teoria da semelhança não pode ser aplicada quando: (i) não se identificam claramente as grandezas que intervêm no fenômeno físico de que depende a previsão a ser feita; (ii) há condições incompatíveis entre protótipo e modelo; e (iii) casos em que a simples redução das dimensões geométricas faz aparecer forças que não se manifestam no sistema cujo comportamento se quer prever.

A análise dimensional é embasada em dois axiomas: (i) só se pode estabelecer um estado de igualdade entre duas grandezas que tenham a mesma dimensão; e (ii) a razão entre duas grandezas é independente da unidade em que são medidas, desde que se empregue a mesma unidade para ambas.

Uma vez satisfeitas as condições de similaridade entre modelo e protótipo, as relações funcionais adimensionais coincidirão. Entretanto, é extremamente difícil estabelecer uma semelhança completa entre experimentos em diferentes escalas, uma vez que algumas grandezas simplesmente não podem ser ajustadas, seja por fatores econômicos ou por questões de execução. Neste caso, ocorre a similaridade incompleta, a qual é chamada de efeito de escala quando se refere a grandezas físicas (CARNEIRO, 1993).

De acordo com Çengel e Cimbala (2015) existem três condições necessárias para a similaridade completa entre um modelo e um protótipo. A primeira delas é a condição de similaridade geométrica – o modelo deve ter a mesma forma do protótipo, mas pode ser escalonado com algum fator de forma constante. A segunda condição é a similaridade cinemática – a velocidade em determinado ponto do escoamento do modelo deve ser proporcional (por um fator de escala constante) à velocidade no ponto correspondente de escoamento do protótipo. A similaridade geométrica é um pré-requisito para a similaridade cinemática. A terceira e mais restritiva condição de similaridade é a similaridade dinâmica. A similaridade dinâmica é atingida quando todas as forças do escoamento do modelo são proporcionais por um fator constante às forças correspondentes do escoamento no protótipo (equivalência de escala de força). A similaridade cinemática é condição necessária, mas não suficiente para a similaridade dinâmica.

Motta (1972) afirma que há dois instrumentos da análise dimensional para prever a forma das relações entre as grandezas: (i) Teorema de Bridgman; e (ii) Teorema de Buckingham (ou Teorema dos  $\Pi$ s). De acordo com o Teorema de Bridgman, toda a grandeza secundária pode ser expressa como um produto de potência das grandezas primárias. A grande limitação deste método é que o número de incógnitas necessita ser igual a de equações independentes. Pelo Teorema de Buckingham, pode-se exprimir um dado fenômeno por uma relação entre  $n$  (número de grandezas que descrevem um fenômeno físico) –  $p$  (número de grandezas fundamentais), desde que estas sejam adimensionais e independentes entre si. Quando se trata de grandezas puramente mecânicas,  $p = 3$ . Assim, o Teorema de Buckingham nos diz que a um dado fenômeno físico pode ser representado por

$$F = (\Pi_1, \Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-p}) = 0, \quad (2.8)$$

na forma implícita, e

$$\Pi_1 = \phi (\Pi_2, \Pi_3, \dots, \Pi_{n-p}), \quad (2.9)$$

na forma explícita. Portanto, para se determinar as relações entre as grandezas deve-se: (i) determinar as grandezas envolvidas no fenômeno avaliado; (ii) determinar as grandezas fundamentais; (iii) determinar o número de grandezas adimensionais e independentes ( $n - p$ ); (iv) escrever a equação adimensional de cada uma das grandezas adimensionais e independentes; (v) aplicar o Teorema de Bridgman de forma implícita; (vi) substituir as grandezas na forma implícita do Teorema de Bridgman; (vii) escolher três incógnitas e as colocar em função das restantes, como se estas fossem constantes, desde que o determinante formado pelos coeficientes das incógnitas escolhidas seja diferente de zero; (ix) armar os parâmetros adimensionais  $\Pi$ , atribuindo valores arbitrários às incógnitas, substituir os valores nas equações de condição e determinar os valores das incógnitas escolhidas; e (x) repetir o procedimento (ix) até todos os parâmetros adimensionais serem determinados.

### 2.5.3 Adimensionalização de ensaios com jatos verticais circulares de água

Rouse (1939) afirmou que o problema da erosão localizada, causada por um jato de água, depende dos mesmos fatores relevantes ao transporte de sedimentos, ou seja, características dependentes: (i) da geometria; (ii) do escoamento; (iii) do fluido; e (iv) do solo (distribuição granulométrica, formato dos grãos, densidade dos grãos e porosidade). O autor propôs relacionar os parâmetros geométricos (alcance do jato, diâmetro do jato) com os outros

parâmetros estudados (velocidade de saída do jato, propriedades do fluido, propriedades do solo) através de grupos adimensionais.

A expressão

$$\frac{a}{y} = f \left( \frac{V_{st}}{y}; \frac{U_o}{V_s} \right) \quad (2.10)$$

é a combinação de grupos adimensionais propostas pelo autor. Ele ainda destaca que, apesar de parecer simples, a aceitação final do produto resultante da análise dimensional deve basear-se em estudos experimentais, nos quais os fatores individuais são variados em uma faixa considerável.

A prática de adotar grupos adimensionais baseados no número de Froude das partículas ( $F_{rp}$ ) para analisar os resultados de ensaios com jatos verticais externos e internos foi adotada por diversos pesquisadores (RAJARATNAM e BELTAOS, 1977; ADERIBIGDE e RAJARATNAM, 1996; NIVEN, 1998; NIVEN e KHALILI, 1998; O'DONOGHUE *et al.*, 2001; MEZZOMO, 2009; STRACKE, 2012; JUNG, 2012; PASSINI, 2015; LOURENÇO, 2016). A equação a seguir apresenta as relações adimensionais propostas por Niven e Khalili (1998)

$$\frac{a}{d_j}; \frac{d_H}{d_j}; \frac{d_d}{d_j}; \frac{z_{bh}}{d_j} = f \left( F_{rp}, R_{ej}, \frac{d_p}{d_j}, \frac{H}{d_j}, \frac{U_{0t}}{d_j} \right) \quad (2.11)$$

são as relações adimensionais propostas por Niven e Khalili (1998).

Lourenço (2016) para compreender o fenômeno de cravação de estacas em solo argiloso através do hidrojateamento propôs a seguinte relação adimensional

$$\frac{z}{d_j} = f \left( \frac{d_e}{d_j}; \frac{A_{anel}}{d_j^2}; \frac{d_{pert}}{d_j}; \frac{d_{50}}{d_j}; R_{ej}; \frac{\rho}{\rho_{solo}}; \frac{S_u d_j^4}{\rho Q^2}; \frac{m}{\rho d_j^3}; \frac{h}{d_j} \right). \quad (2.12)$$

Com a realização de ensaios de hidrojateamento o autor concluiu que a relação entre as forças inerciais e viscosas e a massa são as variáveis que contribuem mais significativamente para a profundidade final de cravação, seguidas pela relação entre a massa específica da água e do solo, relação da pressão disponível no jato com a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo e, por fim, a relação  $d_e/d_j$ , a qual, segundo o autor, serviu apenas para obter uma equação com maior coeficiente de determinação. Através deste procedimento, o autor propôs duas

equações que permitem estimar a profundidade de cravação de uma estaca torpedo em função das variáveis: a primeira, que inclui todas as variáveis e é chamada de Modelo Geral

$$\frac{z}{d_j} = -782,594 + 0,572 \frac{P_{disp}}{S_u} + 1070,663 \frac{\rho}{\rho_{solo}} + 0,004 \frac{\rho Q}{\mu d_j} + 0,001 \frac{m}{\rho d_j^3} - 3,236 \frac{d_e}{d_j} \quad (2.13)$$

a segunda exclui a variável  $d_e/d_j$ , por isso, é chamada de Modelo Compacto

$$\frac{z}{d_j} = -791,423 + 0,501 \frac{P_{disp}}{S_u} + 1064,016 \frac{\rho}{\rho_{solo}} + 0,004 \frac{\rho Q}{\mu d_j} + 0,001 \frac{m}{\rho d_j^3} \quad (2.14)$$

A Figura 2.12 apresenta todos os resultados de ensaios realizados pelo autor, representados de forma adimensionalizada, e os compara com a estimativa através dos Modelos Geral (Eq. 2.13; Figura 2.12a) e Modelo Compacto (Eq. 2.14; Figura 2.12b).

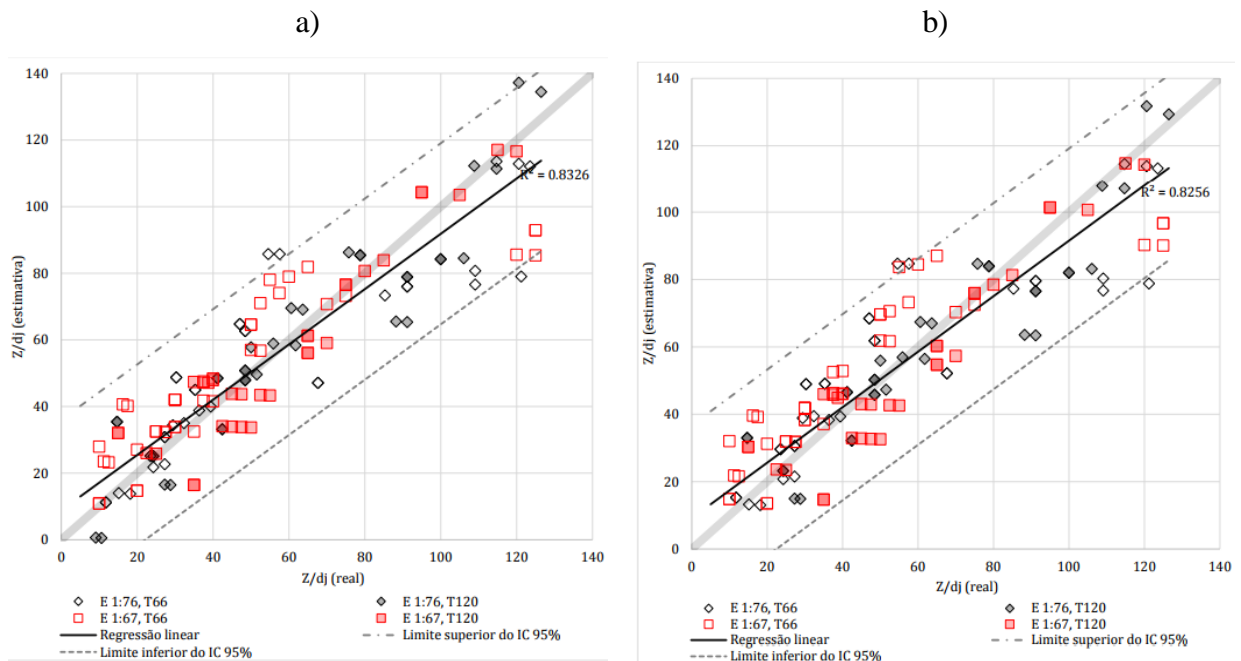


Figura 2.12: Resultados de hidrojateamento em solo argiloso, representados de forma adimensionalizada, e comparados com a estimativa através dos Modelos (a) Geral e (b) Compacto (LOURENÇO, 2016).



Considerando as grandes dificuldades e elevados custos da realização de ensaios em tamanho real, nesta pesquisa também optou-se por representar o protótipo por meio da utilização de modelos reduzidos. Para isso foram realizados ensaios em três diferentes escalas: 1:76 e 1:67 através de ensaios de laboratório (modelos de estaca torpedo T66 e T120) com solo artificial e 1:12 por meio de ensaios de campo (modelo de estaca torpedo T66) com solo natural. As escalas 1:76 e 1:67 foram escolhidas por serem as mesmas utilizadas em trabalhos anteriores sobre o tema e, assim, facilitar a comparação entre os resultados. Por sua vez, a escala 1:12 foi escolhida por apresentar massas e dimensões compatíveis com a realização dos ensaios de campo, mas sem requerer o auxílio de equipamentos especiais para o deslocamento da estaca, de forma a facilitar a realização dos ensaios. Uma vez escolhidas as escalas a serem utilizadas, os demais parâmetros foram estabelecidos de acordo com a lei de semelhança de número de Froude, a qual é adequada para quando a relação entre forças inerciais e gravitacionais precisa ser preservada. Assim, a Tabela 2.1 apresenta o resultado da aplicação da teoria de Froude, apresentando as dimensões de protótipo e modelo do diâmetro externo da estaca ( $d_e$ ), diâmetro de jato pequeno ( $d_{jp}$ ), diâmetro do jato grande ( $d_{jg}$ ), massa do modelo T66 ( $m_{66}$ ) e massa do modelo T120 ( $m_{120}$ ). Por conseguinte, as Tabelas 2.2 a 2.4 apresentam as planilhas nas quais foram calculadas as escalas de todos os parâmetros que configuram o fenômeno físico estudado através de uma matriz dimensional por semelhança do número de Froude.

Tabela 2.1: Dimensões do protótipo e modelos.

Parâmetro	Escala			
	1:1	1:12	1:67	1:76
$d_e$	1070 mm	89,2 mm	16 mm	14 mm
$d_{jp}$	130 mm	10,8 mm	2 mm	1,7 mm
$d_{jg}$	260 mm	21,6 mm	4 mm	3,3 mm
$m_{66}$	66 ton	38,19 kg	220 g	150 g
$m_{120}$	120 ton	-	400 g	275 g

Tabela 2.2: Matriz dimensional de semelhança por número de Froude para  $\lambda_L = 1:76$ .

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	$\mathcal{L}$	$\mathcal{M}$	$\mathcal{T}$	Inversão			Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\mathcal{L}$	m	1	0	0	1	0	0	1.316E-02	76
Massa específica	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	3	1	0	1.000E+00	1
Aceleração (da gravidade)	$g$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0.5	0	-0.5	1.000E+00	1
Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	$\mathcal{L}$	$m$	$t$	$\mathcal{L}$	$\rho$	$g$	Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\mathcal{L}$	m	1	0	0	1	0	0	1.316E-02	76
Massa	$\mathcal{M}$	kg	0	1	0	3	1	0	2.278E-06	438976
Tempo	$\mathcal{T}$	s	0	0	1	0.5	0	-0.5	1.147E-01	8.72
Frequência	$f$	Hz	0	0	-1	-0.5	0	0.5	8.718E+00	0.11
Aceleração (da gravidade)	$g$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0	0	1	1.000E+00	1
Velocidade	$v$	m/s	1	0	-1	0.5	0	0.5	1.147E-01	8.72
Vazão	$Q$	m <sup>3</sup> /s	3	0	-1	2.5	0	0.5	1.986E-05	50354
Área	$\mathcal{A}$	m <sup>2</sup>	2	0	0	2	0	0	1.731E-04	5776
Volume	$\mathcal{V}$	m <sup>3</sup>	3	0	0	3	0	0	2.278E-06	438976
Inércia de área	$I$	m <sup>4</sup>	4	0	0	4	0	0	2.997E-08	33362176

Tabela 2.3: Matriz dimensional de semelhança por número de Froude para  $\lambda_L = 1:67$ .

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	$\mathcal{L}$	$\mathcal{M}$	$\mathcal{T}$	Inversão			Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\mathcal{L}$	m	1	0	0	1	0	0	1.493E-02	67
Massa específica	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	3	1	0	1.000E+00	1
Aceleração (da gravidade)	$g$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0.5	0	-0.5	1.000E+00	1
Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	$\mathcal{L}$	$m$	$t$	$\mathcal{L}$	$\rho$	$g$	Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\mathcal{L}$	m	1	0	0	1	0	0	1.493E-02	67
Massa	$\mathcal{M}$	kg	0	1	0	3	1	0	3.325E-06	300763
Tempo	$\mathcal{T}$	s	0	0	1	0.5	0	-0.5	1.222E-01	8.19
Frequência	$f$	Hz	0	0	-1	-0.5	0	0.5	8.185E+00	0.12
Aceleração (da gravidade)	$g$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0	0	1	1.000E+00	1
Velocidade	$v$	m/s	1	0	-1	0.5	0	0.5	1.222E-01	8.19
Vazão	$Q$	m <sup>3</sup> /s	3	0	-1	2.5	0	0.5	2.722E-05	36744
Área	$\mathcal{A}$	m <sup>2</sup>	2	0	0	2	0	0	2.228E-04	4489
Volume	$\mathcal{V}$	m <sup>3</sup>	3	0	0	3	0	0	3.325E-06	300763
Inércia de área	$I$	m <sup>4</sup>	4	0	0	4	0	0	4.963E-08	20151121

Tabela 2.4: Matriz dimensional de semelhança por número de Froude para  $\lambda_L = 1:12$ .

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	$\mathcal{L}$	$\mathcal{M}$	$\mathcal{T}$	Inversão			Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\mathcal{L}$	m	1	0	0	1	0	0	8.333E-02	12
Massa específica	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	3	1	0	1.000E+00	1
Aceleração (da gravidade)	$g$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0.5	0	-0.5	1.000E+00	1
Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	$\mathcal{L}$	$m$	$t$	$\mathcal{L}$	$\rho$	$g$	Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\mathcal{L}$	m	1	0	0	1	0	0	8.333E-02	12
Massa	$\mathcal{M}$	kg	0	1	0	3	1	0	5.787E-04	1728
Tempo	$\mathcal{T}$	s	0	0	1	0.5	0	-0.5	2.887E-01	3.46
Frequência	$f$	Hz	0	0	-1	-0.5	0	0.5	3.464E+00	0.29
Aceleração (da gravidade)	$g$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0	0	1	1.000E+00	1
Velocidade	$v$	m/s	1	0	-1	0.5	0	0.5	2.887E-01	3.46
Vazão	$Q$	m <sup>3</sup> /s	3	0	-1	2.5	0	0.5	2.005E-03	499
Área	$\mathcal{A}$	m <sup>2</sup>	2	0	0	2	0	0	6.944E-03	144
Volume	$\mathcal{V}$	m <sup>3</sup>	3	0	0	3	0	0	5.787E-04	1728
Inércia de área	$I$	m <sup>4</sup>	4	0	0	4	0	0	4.823E-05	20736

Passini (2015) e Lourenço (2016) aprofundaram o uso da adimensionalização para a interpretação e previsão de comportamento de solos quando submetidos ao processo de hidrojateamento: o primeiro autor, predominantemente, para solos de comportamento granular e o segundo para solos finos. Assim, neste trabalho optou-se por utilizar o mesmo método de adimensionalização usado por Lourenço (2016), o que facilita a comparação de resultados obtidos. Assim, para realizar a adimensionalização foi utilizado o Teorema II de Vaschy-Buckingham. A Tabela 2.5 apresenta as grandezas intervenientes no processo de instalação das hastes por hidrojateamento. Devido às novas configurações de alguns ensaios, alguns termos adimensionais precisaram ser alterados. Ao longo da apresentação dos resultados são apresentadas e justificadas as alterações realizadas.

Tabela 2.5: Grandezas intervenientes no processo de penetração das hastes no solo.

Tipo de grandeza	Designação	Dimensão	Descrição
Geométrica	$z$	L	Profundidade de penetração da haste
Geométrica	$d_j$	L	Diâmetro do jato
Geométrica	$d_e$	L	Diâmetro externo da estaca
Geométrica	$A_{anel}$	L <sup>2</sup>	Área do anel na ponta da haste
Geométrica	$d_{pert}$	L	Diâmetro da área perturbada de solo
Geométrica	$d_{50}$	L	Diâmetro médio das partículas de solo
Cinemática	$Q$	L <sup>3</sup> /T	Vazão do fluxo de água
Fluido e solo	$\rho_w$	M/L <sup>3</sup>	Massa específica da água
Fluido e solo	$\rho$	M/L <sup>3</sup>	Massa específica do solo
Fluido e solo	$\mu$	M/(LT)	Coefficiente de viscosidade absoluta da água
Fluido e solo	$S_u$	M/(LT <sup>2</sup> )	Resistência ao cisalhamento não-drenada do solo
Fluido e solo	$P_{tot}$	M/(LT <sup>2</sup> )	Pressão total
Haste	$m$	M	Massa da haste
Geométrica	$h$	L	Altura de lâmina de água

As grandezas repetitivas escolhidas por Lourenço (2016) e também utilizadas neste trabalho são:  $\rho$ ,  $Q$  e  $d_j$ . Estas três grandezas contemplam as três dimensões fundamentais e foram utilizadas para criar os grupo adimensionais  $\Pi$ . Assim, partindo de quatorze variáveis foram obtidos onze grupos  $\Pi$  e um décimo segundo que foi obtido pela combinação de outros dois, conforme resume a Tabela 2.6.

Tabela 2.6: Grupos  $\Pi$  de variáveis adimensionais.

Grupo adimensional	Composição
$\Pi_1$	$\frac{z}{d_j}$
$\Pi_2$	$\frac{d_e}{d_j}$
$\Pi_3$	$\frac{A_{anel}}{d_j^2}$
$\Pi_4$	$\frac{d_{pert}}{d_j}$
$\Pi_5$	$\frac{d_{50}}{d_j}$
$\Pi_6$	$\frac{\rho Q}{\mu d_j} = Re_{jato}$
$\Pi_7$	$\frac{\rho_w}{\rho}$
$\Pi_8$	$\frac{S_u d_j^4}{\rho Q^2}$
$\Pi_9$	$\frac{P_{tot} d_j^4}{\rho Q^2}$
$\Pi_{10}$	$\frac{m}{\rho d_j^3}$
$\Pi_{11}$	$\frac{h}{d_j}$
$\Pi_{12}$	$\frac{\Pi_9}{\Pi_8} = \frac{P_{tot}}{S_u}$

## **3 PROGRAMA EXPERIMENTAL**

### **3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

O programa experimental realizado neste trabalho, por questões de organização, será apresentado em duas partes: (i) ensaios de hidrojateamento em laboratório – item 3.2; e (ii) ensaios de hidrojateamento em campo – item 3.3.

### **3.2 ENSAIOS DE HIDROJATEAMENTO EM LABORATÓRIO**

Este item destina-se à apresentação dos materiais, equipamentos e métodos utilizados para o desenvolvimento das atividades que compreendem o programa experimental desenvolvido para a realização dos ensaios de hidrojateamento em laboratório deste trabalho. Neste item também são apresentados os métodos utilizados para a caracterização geotécnica do solo artificial utilizada nesta etapa da pesquisa.

O estudo laboratorial foi feito por meio de duas escalas (1:76 e 1:67), em modelos reduzidos, através da utilização de hastes para simular dois modelos de estacas torpedo sem aletas em solo fino. A garantia de semelhança entre as condições do protótipo e dos modelos deu-se através da utilização da Lei de Semelhança por Número de Froude, conforme apresentado no Capítulo 2.

#### **3.2.1 Materiais, equipamentos e métodos**

##### **3.2.1.1 Solo artificial**

Em função do elevado custo e dificuldades da realização de ensaios laboratoriais com solos finos de fundo marinho, optou-se por, nesta etapa do trabalho, a exemplo do realizado pelos

autores predecessores, pela utilização de solo artificial. Para serem atingidas propriedades geotécnicas similares às encontradas em campo, os ensaios foram realizados com uma mistura de caulim (85% sob o peso seco) e bentonita (15% sob o peso seco), com um teor de umidade de  $120 \pm 3\%$ , obtida com uso de misturador. O tempo de espera entre a mistura dos materiais (caulim, bentonita e água) e a realização dos ensaios foi de, no mínimo, 24 horas.

A bentonita utilizada nesta pesquisa foi a mesma utilizada em pesquisas anteriores e que já se encontrava estocada em laboratório. O material é uma bentonita sódica proveniente de uma jazida localizada no município de Santa Maria de Boa Vista – PE. Esta é, segundo informações do fornecedor, uma bentonita sódica ativada com carbonato de sódio. Foi necessária a aquisição de um novo lote de 1,5 tonelada de caulim. O caulim utilizado nesta pesquisa é denominado comercialmente de “caulim rosa” e é originário do município de Pântano Grande/RS. Tanto o caulim quanto a bentonita são comercializados em sacos de 25 kg. O teor de umidade médio natural da bentonita é de 13,9% e do caulim é 2,25%.

A preparação das amostras dos solos analisados e determinação do teor de umidade foram realizados de acordo com os procedimentos estabelecidos pela NBR 6457 (ABNT, 2016). O limite de liquidez e o limite de plasticidade foram determinados de acordo com a NBR 6459 (ABNT, 2016b) e NBR 7180 (ABNT, 2016c), respectivamente. A análise granulométrica e a massa específica foram determinadas conforme as recomendações da NBR 7181 (ABNT, 2016a) e NBR 6508 (ABNT, 2014), respectivamente.

Para a preparação do solo artificial com teor de umidade de 120% e realização dos ensaios de penetração laboratoriais foi utilizada água potável da rede de distribuição pública do município de Porto Alegre/RS. As propriedades físicas utilizadas nas formulações foram àquelas correspondentes à temperatura de 20° C, como mostra a Tabela 3.1.

Tabela 3.1: Propriedades físicas da água à 20° C (FOX E MCDONALD, 1998).

Propriedade	Valor
Massa específica (kg/m <sup>3</sup> )	998,29
Coefficiente de viscosidade absoluta (Ns/m <sup>2</sup> )	$1,003 \times 10^{-3}$
Coefficiente de viscosidade cinemática (m <sup>2</sup> /s)	$1,005 \times 10^{-6}$

Para realizar a preparação do solo artificial (mistura de caulim, bentonita e água), foi usado um misturador da marca BETOMAQ, modelo MV1000, com capacidade nominal de 150 L e capacidade efetiva de 100 L. Este misturador consiste de um tubo cilíndrico de aço de 1,20 m de altura e 0,80 m de diâmetro. O cilindro apresenta, no fundo, um furo de 55 mm de diâmetro para a retirada dos materiais, quando uma bomba de recalque é acoplada ao conjunto. O tubo misturador pesa pouco mais de 780 N e foi colocado em cima de um carrinho metálico com capacidade de suporte de cerca de 4 kN. A bomba trifásica de 5 cv de potência, marca WEG, foi instalada em uma estrutura metálica de suporte e conectada a um eixo vertical, o qual possui, em sua extremidade inferior, uma hélice de 200 mm de diâmetro com dentes triangulares. Esta bomba é alimentada por tensões nominais de 220/380/440 V. A frequência e a rotação por minuto são, respectivamente, 60 Hz e 1725 rpm. O fator de potência e o rendimento da bomba são, respectivamente, 0,8 e 88%.

Para acomodar o solo artificial foram utilizados três tanques de acrílico, os quais foram construídos com placas de 12 mm de espessura. Dois tanques têm dimensões de 450 mm × 450 mm × 700 mm. O que os diferencia é que um é totalmente vedado embaixo, enquanto o outro apresenta uma perfuração para que possa ser drenada a água nos ensaios em que o solo foi submetido à dupla drenagem. O terceiro tanque, utilizado apenas para a condição de drenagem simples sem acréscimo de sobrecarga ao solo, tem como dimensões 700 mm × 700 mm × 600 mm.

Para a preparação do solo artificial, inicialmente o caulim e bentonita eram misturados à mão (secos ao ar). O procedimento consistia em colocar uma camada de água no misturador, inserir a mistura caulim-bentonita e completar com o restante da água. Em seguida, o misturador era ligado para homogeneizar o material (Figura 4.1a). Houve a necessidade da divisão em camadas para preenchimento dos tanques porque a introdução de material em excesso no misturador o sobrecarregava, levando ao seu desligamento devido a superaquecimento em alguns casos. Uma vez homogeneizada, a argila era transferida gradualmente para o tanque (Figura 4.1b e 4.1c). Para a realização dos ensaios os três tanques foram preenchidos até restar, aproximadamente, 50 mm de lâmina de água ( $h$ ), exceto para o caso de alguns ensaios complementares que foram realizados com lâmina de água de 450 mm e com o auxílio de um prolongador acoplado a um dos tanques menores. Os dois tanques



menores foram preenchidos em três camadas, o maior em cinco. Para realizar os ensaios com solo submetido à dupla drenagem foi utilizado o tanque pequeno com um furo na parte inferior para permitir a saída da água. A dupla drenagem foi garantida ao ser colocada uma camada de solo arenoso (muito mais permeável que o solo artificial) e uma camada de geossintético drenante no fundo do tanque. Uma vez preenchido o tanque com solo, ocorria o início do processo de adensamento deste. De acordo com a especificação do ensaio era esperado 1 ou 7 dias para a realização do ensaio de penetração auxiliada ou não por hidrojateamento.

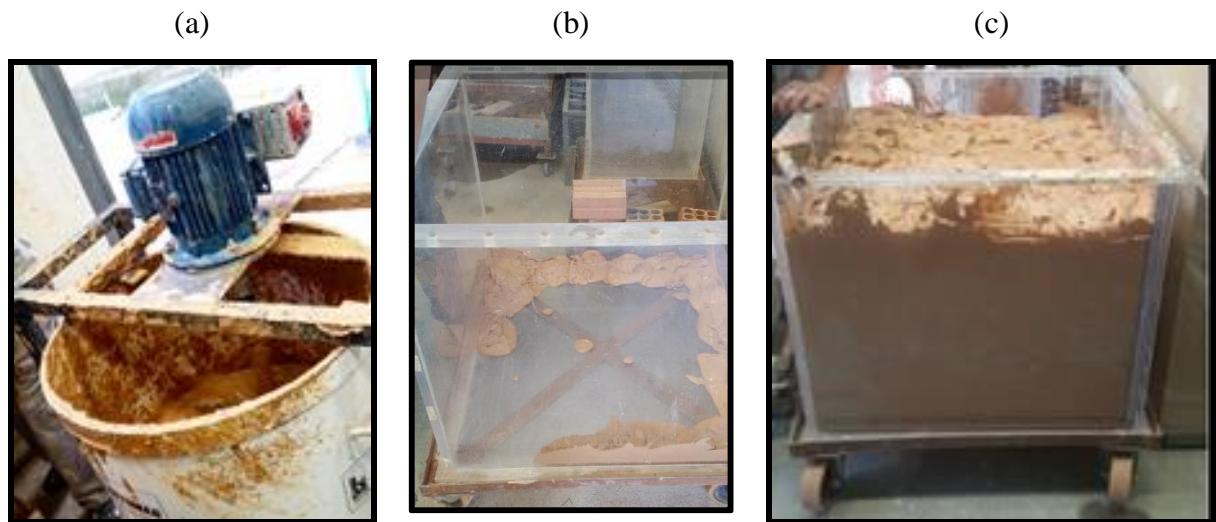


Figura 3.1: Detalhe do processo (a) de mistura do solo artificial; (b) e (c) transferência gradual do solo do misturador para o tanque.

Após a realização dos ensaios de penetração, o solo era retirado de dentro do tanque e recolocado no misturador, de modo a quebrar as estruturas formadas durante o período de adensamento. Assim que o solo estava totalmente homogeneizado pelo misturador, era realizado o reenchimento da tanque, repetindo-se os procedimentos detalhados anteriormente. Duas condições deveriam ser atendidas para que pudesse haver reaproveitamento da amostra: (i) teor de umidade igual a  $120\% \pm 3\%$ ; e (ii) o tempo transcorrido entre o reaproveitamento e a primeira mistura do material não ser superior a 21 dias, uma vez que após este período foi observada a formação de algas que poderiam alterar as propriedades do solo. Esta regra foi obedecida em todos os tanques, exceto um, que foi preservado por 140 dias para medida da dissipação do excesso de poropressão e resistência ao cisalhamento não-drenada ao longo do

tempo. Para esta medida da dissipação do excesso de poropressão foi utilizado um transdutor de poropressão SITRON SP21 que é um sensor piezoresistivo em aço inox.

Com o intuito de determinar a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo em diferentes condições de drenagem e tempos de adensamento foram realizados ensaios de mini-palheta de laboratório. O equipamento utilizado é fabricado pela empresa Via Test e adaptado para tornar-se automatizado por Gauer (2010). As medições de torque se deram por meio de um sensor de torque ligado a um computador, o que possibilita a obtenção de curvas torque  $\times$  deslocamento e torque  $\times$  tempo. Para permitir a realização dos ensaios em diferentes profundidades ao longo da camada de argila foram utilizadas cinco hastes de 100 mm de comprimento. A palheta utilizada é cruciforme, com um índice de aspecto igual a 2, ou seja, o comprimento da palheta (510 mm) igual ao dobro do diâmetro (255 mm). Para a aplicação do torque à palheta, foi utilizado um motor de passo modelo KTC-HT23-400 e um driver programável para motor de passo, modelo 3540i, ambos fabricados pela Kalatec Automação Industrial Ltda. O motor tem massa aproximada de 1 kg e tem uma resolução de  $1,8^\circ$  por passo. A fonte utilizada para o motor de passo consiste de uma fonte chaveada, comercializada pela Kalatec Automação Industrial Ltda., modelo PSK 01, de 123 W de potência, tensão nominal de saída de 35 Volts e corrente nominal de saída de 3,5 A.

Os ensaios foram realizados com velocidade de  $5,4^\circ/\text{min}$  para a rotação da palheta. Para a realização do ensaio, primeiramente, colocou-se o equipamento sobre uma estrutura metálica previamente posicionada sobre o tanque cilíndrico. Em seguida, a haste da palheta foi descida com o uso de um motor de passo. Após a cravação da palheta, esperou-se pelo menos dois minutos para a equalização da poropressão gerada durante a cravação. Os procedimentos adotados estão de acordo com a NBR 10.905/1989. Ao findar o primeiro ensaio, a palheta foi erguida lentamente, por meio de manivela, até a superfície para a colocação de uma haste de 0,10 m e, após, repetido o procedimento para as outras profundidades do mesmo furo. O sistema de aquisição de dados foi programado para coletar dados por 200 segundos, isto porque, de acordo com Gauer (2010), este tempo é suficiente para ocorrer a ruptura do solo quando o ensaio é executado a velocidade de  $5,4^\circ/\text{min}$ .

### 3.2.1.2 Ensaio de penetração

Os equipamentos utilizados nos ensaios de penetração em laboratório foram os mesmos utilizados por Mezzomo (2009), Stracke (2012), Jung (2012), Passini (2015) e Lourenço (2016), com algumas adaptações. A Figura 3.2 representa um esquema destes equipamentos.

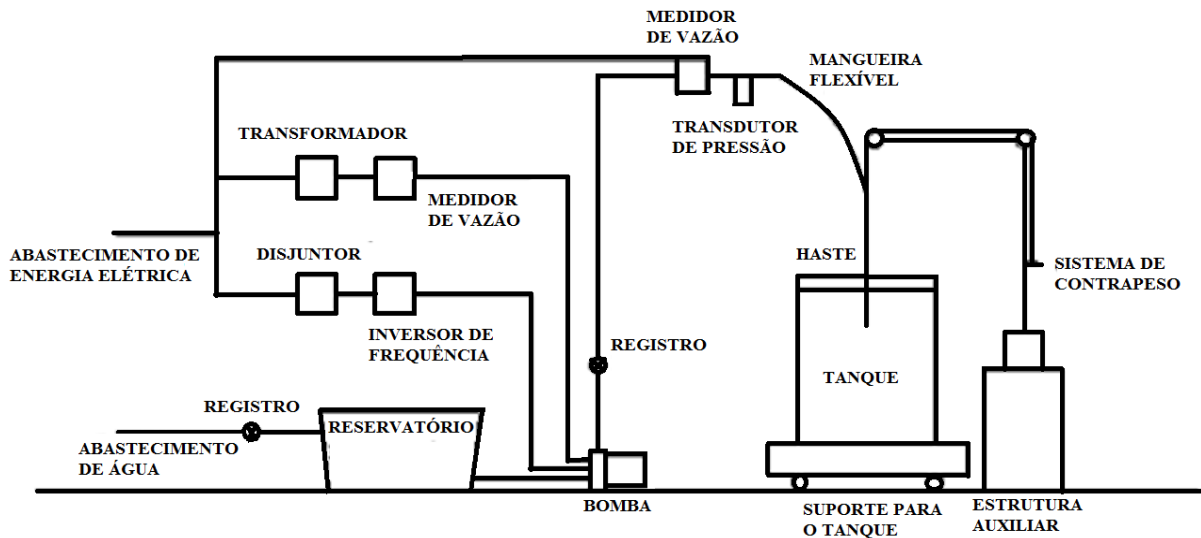


Figura 3.2: Esquema dos equipamentos utilizados para os ensaios de hidrojateamento em laboratório.

Para garantir o contínuo abastecimento de água durante os ensaios foi utilizado um reservatório de água com capacidade para 100 litros. A tomada de água é feita pela lateral do reservatório através de uma tubulação de PVC com diâmetro externo de 25 mm. Além do reservatório, foram utilizadas tubulações de PVC, válvulas e conexões de 20 mm e uma mangueira flexível de 1/2". A moto-bomba centrífuga utilizada é da marca *Franklin Electric Ind*, modelo BC-92S 1B. Este modelo possui um rotor fechado de alumínio com 127 mm, com corpo e suporte em ferro fundido, com palhetas periféricas radiais. A entrada da tubulação de sucção é horizontal e a saída do recalque é vertical. Esta moto-bomba está associada a um inversor de frequência. Este inversor permitiu que pudessem ser utilizadas frequências de 0 a 60 Hz. O inversor de frequência utilizado é da marca *LS Industrial Systems Starvert*, modelo SV0151C5. Este modelo tem entrada de tensão monofásica de 220 V e saída para o motor trifásica 220/380 V. Este equipamento foi instalado entre a fonte de energia elétrica e a moto-bomba centrífuga. Neste sistema também foi incorporado um medidor de vazão, *Signet GF 2507*, o qual tem um rotor de funcionamento livre que é acionado pelo fluxo

de água. O sistema de aquisição de dados utilizado é o *Novus Field Logger 512 K*, com oito canais analógicos e oito canais digitais. O *software* que permitiu operar o sistema foi o *Field Chart Novus*.

Foram também utilizadas hastes de aço-carbono como modelo de estaca torpedo sem aletas (Figura 3.3). Essas hastes foram submetidas a tratamento superficial de galvanização para evitar a corrosão, têm 1050 mm de comprimento e 20 mm de espessura da parede. Em uma das extremidades dessas hastes foi colocado uma rosca macho, na qual era conectado um adaptador para a ligação de uma mangueira flexível para a entrada de água. O adaptador utilizado é composto por uma peça de bronze denominada *niple*, com rosca macho, e um joelho de ferro fundido, com rosca fêmea. Na outra extremidade foram coladas ponteiras com diferentes tamanhos de furo, de forma a permitir diferentes diâmetros do jato de água. Para ensaios com massa superior à massa da haste suspensa no ar foram anexadas hastes prolongadores, de forma a garantir o valor projetado. Para facilitar a identificação da penetração durante os ensaios, os modelos de estaca torpedo foram marcados de 0,01 em 0,01 m ao longo do comprimento. A rugosidade superficial destas hastes foi testada por Passini (2015) através de ensaios com *laser*, em 10 pontos escolhidos ao longo do fuste. O valor de rugosidade máxima ( $R_{máx}$ ) foi de 75,821  $\mu\text{m}$  e a rugosidade média de 8,799  $\mu\text{m}$ .

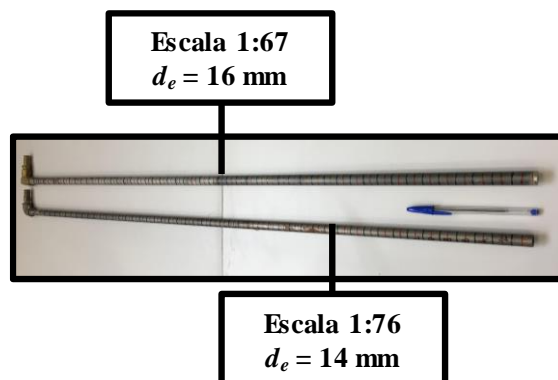


Figura 3.3: Hastes metálicas utilizadas para simular estacas torpedo sem aletas.

Para a realização dos ensaios de hidrojateamento o sistema de mangueira e contrapeso era conectado a haste e esta era posicionada sobre o solo. Nos tanques menores o sistema era instalado lateralmente ao tanque, enquanto no tanque grande o sistema era instalado sobre o mesmo. A Figura 3.4 ilustra o processo de calibração do contrapeso, ou seja, da determinação

das massas que precisavam ser inseridas no sistema para que a massa ao ar das hastes fosse a estipulada pelas regras de similaridade adotadas.

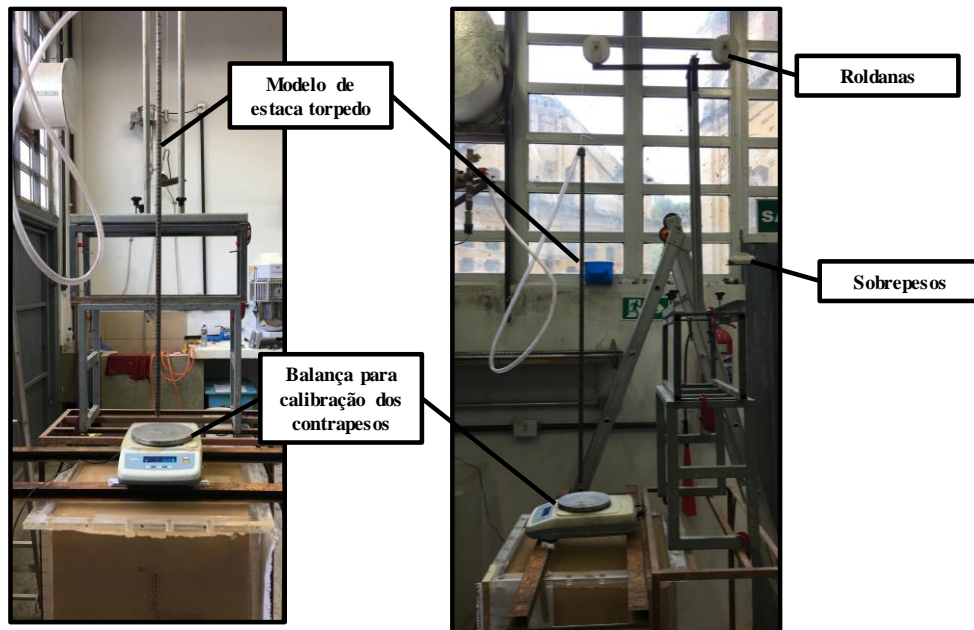


Figura 3.4: Detalhe do sistema de calibração contrapeso.

Protegendo o solo para não haver hidrojateamento, dava-se início à circulação de água no sistema, ajustando a vazão para a condição de ensaio. Após a estabilização da vazão no valor adequado, descia-se a haste até quase encostar o solo, ainda protegendo para que não houvesse hidrojateamento. Nesta posição, com a haste ainda suspensa, o sistema era liberado para a penetração. O tempo entre o início e o fim do processo penetração foi monitorado em todos os ensaios. O tempo de espera entre ensaios foi de, no mínimo, cinco minutos. Alguns ensaios preliminares realizados com vazões elevadas foram perdidos em função do desacoplamento da mangueira à haste. Por isso, para vazões maiores que 2 L/min optou-se por prender a mangueira à haste com o auxílio de uma braçadeira.

Para a realização dos ensaios com sobrecarga foram utilizadas duas placas de aço inoxidável de 15 kg, com dimensões de 400 mm × 400 mm × 30 mm. Estas placas contém 6 furos de 40 mm de diâmetro, os quais permitem a realização dos ensaios de penetração. As placas estão representadas na Figura 3.5. Nos ensaios com solo submetido à sobrecarga, para impedir que o solo extravasasse dos furos, foi colocada um material geossintético entre o solo e a placa. Previamente à realização do ensaio, o geossintético foi cortado, de forma a permitir a

penetração no solo do modelo de estaca torpedo. Durante o período de adensamento foram inseridos tampões nos furos das placas, de forma a garantir que a tensão fosse aplicada de forma homogênea em toda a superfície do solo. Entretanto, para o corte do geossintético e realização do ensaio, foi necessário tirar o tampão correspondente ao furo que seria ensaiado. O tampão foi recolocado logo após a realização do ensaio. É sabido que este procedimento causa um alívio localizado de tensões no solo, no momento do ensaio. Entretanto, este alívio foi desconsiderado na interpretação dos resultados. Assume-se que o coeficiente de adensamento do solo ensaiado é tão baixo que neste período não há tempo suficiente para a dissipação de excesso de poropressão entre a retirada do tampão e realização do ensaio.

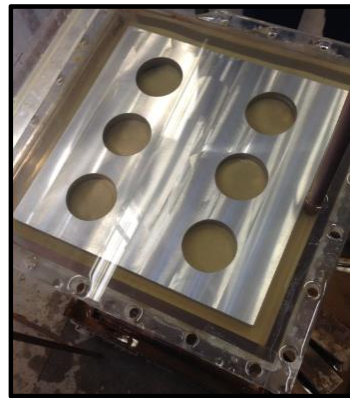


Figura 3.5: Placas de aço inoxidável utilizadas para aplicar sobrecarga ao solo.

Para a realização de alguns ensaios complementares foi acoplado ao tanque menor um prolongador de cerca de 0,5 m de altura, o qual permitiu a realização de ensaios com lâmina de água de 0,45 m. A realização destes ensaios objetivou aferir a influência do peso submerso na interpretação dos resultados.

### 3.3 ENSAIOS DE HIDROJATEAMENTO EM CAMPO

Devido às dificuldades e aos elevados custos da realização de ensaios de penetração por peso próprio e auxiliada por hidrojateamento de estaca torpedo em tamanho real (escala 1:1), nesta pesquisa, optou-se por representar o protótipo através de modelos reduzidos. Em uma primeira etapa foi realizada uma série de ensaios de penetração em solo artificial com

modelos de estaca torpedo nas escalas 1:76 e 1:67, respeitando-se, sempre que possível, a Teoria da Semelhança por Número de Froude. Entretanto, são conhecidas as limitações da aplicação da referida teoria para solos. Por este motivo, em uma segunda etapa, optou-se pela realização de ensaios de penetração dos modelos de estaca torpedo ainda em tamanho reduzido, mas mais próximo das condições de campo - escala 1:12. Para atingir esta finalidade, optou-se pela realização de ensaios de penetração por peso próprio e auxiliada por hidrojateamento em solo natural, com ensaios realizados em dois sítios de solos finos localizados na costa lagunar de Rio Grande/RS, cujos materiais, equipamentos e métodos utilizados são apresentados neste item.

### 3.3.1 Cenário de estudo e seleção dos sítios

Rio Grande é um município localizado no extremo Sul do Estado do Rio Grande do Sul (32° de latitude Sul e 52° de longitude Oeste) e localizado a cerca de 320 km da capital do Estado, na foz da Laguna dos Patos, às margens do canal de saída das águas da laguna para o Oceano Atlântico (Barra do Rio Grande). O município está localizado na mais ampla planície costeira brasileira – a Planície Costeira do Rio Grande do Sul, a qual se desenvolveu durante o Quaternário através de um amplo sistema de leques aluviais, situado em sua parte mais interna, próximo às áreas-fonte, e do acréscimo lateral de quatro sistemas deposicionais do tipo “laguna-barreira”. Rio Grande está localizado no sistema laguna-barreira mais recente e o único holocênico (Barreira IV), conforme pode ser visto na Figura 3.6 (VILLWOCK *et al.*, 1986; VILLWOCK e TOMAZELLI, 1995; BARBOZA *et al.*, 2008).

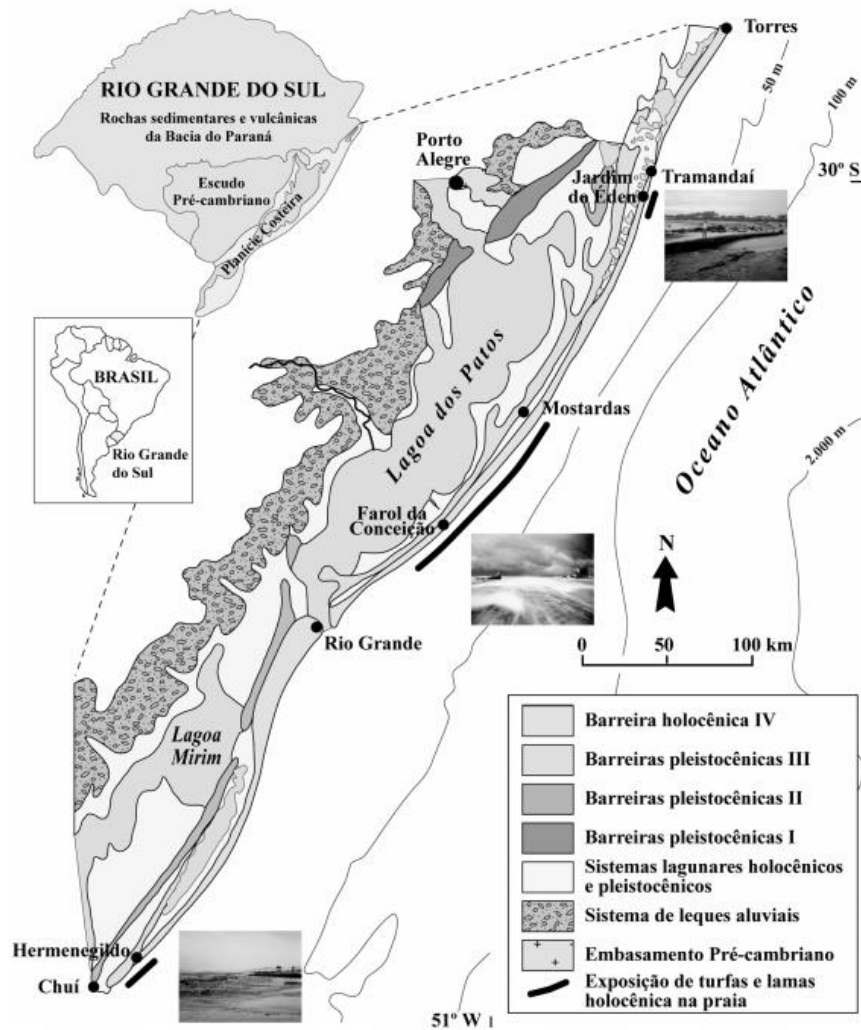


Figura 3.6. Mapa geológico simplificado da Planície Costeira do Rio Grande do Sul (modificado de TOMAZELLI E VILLWOCK, 1996 por BARBOZA *et al.*, 2008).

De acordo com Dias e Bastos (1997), o solo superficial da cidade é formado por areias em campos de dunas e depósitos de solos moles de baixa capacidade de suporte. Com o objetivo de encontrar esses depósitos de solos moles superficiais, foi realizada a consulta de informações disponíveis sobre os solos da região. Para isso, foram consultados os dados de ensaios DPL (*Dynamic Probe Light*) e SPT (*Standard Penetration Test*) do Laboratório de Geotecnia e Concreto Prof. Dr. Cláudio Renato Rodrigues Dias, da FURG (Universidade Federal do Rio Grande). Complementarmente, foram consultados trabalhos sobre caracterização geológico-geotécnica de solos na região (GODOLPHIN, 1976; DIAS, 1979; RIN *et al.*, 1983; DIAS, 1992; DIAS, 1993a; DIAS, 1993b; DIAS e BASTOS, 1994; DIAS e BASTOS, 1997; DIAS, 1998; DIAS e MORAES, 1998; PEDREIRA, 2000; DIAS, 2001; DIAS e KERSTNER, 2003; BALINHAS, 2006; DIAS *et al.*, 2008; PEDREIRA *et al.*, 2008;



SCHULER *et al.*; 2008; HLENKA, 2009; RIBEIRO *et al.*, 2009; DIAS *et al.*, 2010; RABASSA, 2010; BASTOS *et al.*, 2011; DIENTSMANN, 2011; ALMEIDA, 2012; GOULARTE, 2012; BASTOS, 2014; SCHNAID *et al.*, 2014; DIAS e BASTOS, 2015; GOULARTE *et al.*, 2016).

Uma vez detectados os potenciais locais com presença de solo mole na região, procurou-se identificar entre eles locais com: (i) autorização para a realização de ensaios; (ii) facilidade de acesso às redes de abastecimento de água e energia elétrica; (iii) indicação de presença de solo mole a pequena profundidade; (iv) facilidade de acesso por caminhonetes e caminhões de pequeno porte, de forma a permitir a realização de ensaios de campo do tipo CPTu; e (v) área suficiente para a realização dos ensaios de penetração por peso próprio e auxiliada por hidrojateamento. Tendo em vista estes pré-requisitos, foram identificados quatro locais adequados para a realização dos ensaios: (i) Museu Oceanográfico (M.O.) da FURG; (ii) Centro de Convivência dos Meninos do Mar da FURG (CCMar); (iii) Escola Estadual de Ensino Fundamental Barão de Cerro Largo (Escola); e (iv) terreno particular localizado próximo ao Comando do 5º Distrito Naval da Marinha (Marinha).

A Figura 3.7 mostra esses locais e que todos estão próximos à Região 3 indicada por Dias (1993) a como região com presença de solo mole próximo à superfície. De acordo com Dias (1993) a esta região ocorre na porção Norte da cidade, junto ao local onde existia um projeto de cais de saneamento e desenvolve-se desde o aterro onde foi construído o Museu Oceanográfico da FURG até proximidades da rua Domingos de Almeida (Bairro Cidade Nova). Nesta Região 3, segundo Dias (2001), ocorrem depósitos de material vasoso com até 18 m de espessura, quase superficiais e com presença de muitas conchas. O autor relata que estes são depósitos muito jovens, formados junto ao feixe de restinga arenoso que formou a península. Ao se criar neste ambiente de águas calmas, grande parte do sedimento mais fino, o qual provém dos rios que desaguam na Laguna dos Patos, se deposita com mais ou menos fração argila, dependendo da salinidade da época do processo de sedimentação.

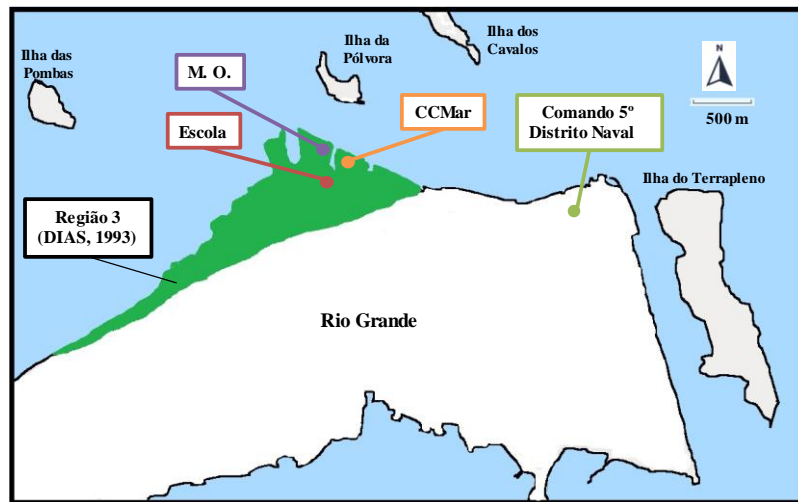


Figura 3.7. Localização dos sítios estudados e Região 3 de solos moles indicada por Dias (1993)a.

Dias (2001) ainda destaca que nesta região, além da evolução geológica, houve uma forte ação antrópica que pode ser verificada pela comparação da Figura 3.8a e 3.3b, que apresenta o mapa da cidade de Rio Grande em 1829 e atualmente. Dias (2001) salienta que com a construção do Porto Novo (1915), foi realizada a dragagem até 10,3 m (calado) e o material resultante da dragagem foi lançado em aterros de saneamento na região.

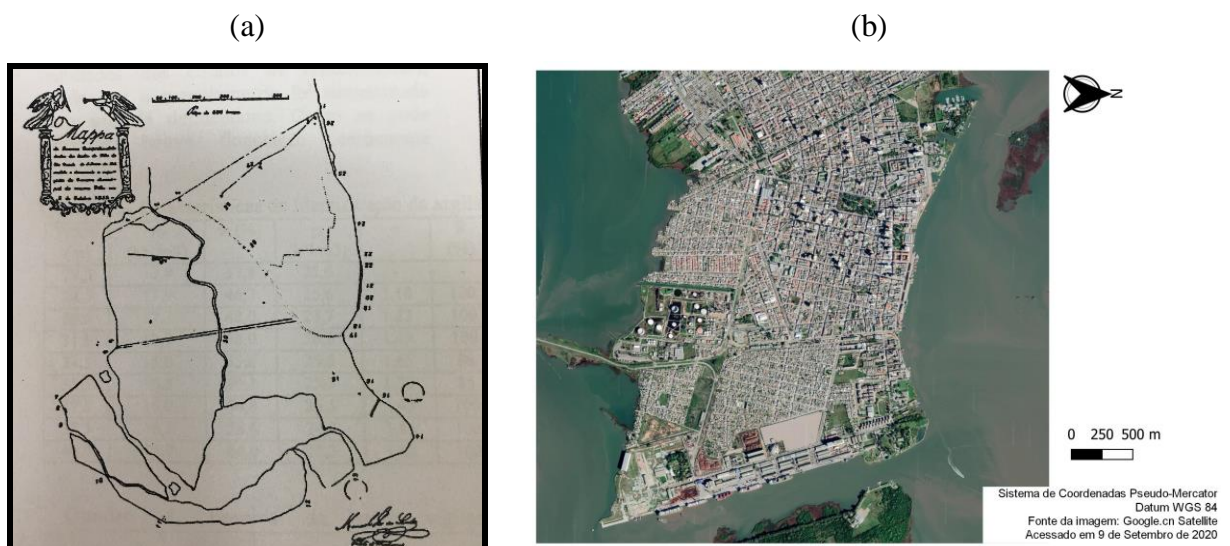


Figura 3.8: Mapa da zona urbana da cidade de Rio Grande: (a) em 1829 (DIAS, 2001); e (b) atualmente.

Pedreira (2000) apresentou resultados de 5 ensaios CPTu realizados em terreno particular nesta região. Os resultados apresentados evidenciam a presença de um solo fino de baixa resistência a partir de 1,5 a 14,5 m de profundidade. Dias e Moraes (1998) informam que este pacote de argila apresenta baixa capacidade de suporte e tem cerca de 16 a 18 m de espessura e ocasiona grandes recalques em construções executadas na região. Os autores destacam ainda que apesar da alta compressibilidade do solo, ele é altamente permeável e, portanto, ocasiona rápida dissipação do excesso de poropressão. Os autores o classificam como um silte areno-argiloso com presença de conchas.

### 3.3.2 Materiais, equipamentos e métodos

Nos quatro locais identificados (M.O., CCMar, Escola e Marinha) foram realizados novos ensaios DPL – Figura 3.4. A interpretação destes resultados evidenciou que os lugares indicados para a realização de novos ensaios com modelos de estaca torpedo são a Escola e algumas regiões do CCMar.

Uma vez escolhidos os dois locais, para fins de determinação de propriedades geotécnicas em campo, foram realizados ensaios CPTu pela empresa *Geoforma Engenharia Ltda.* Esta é uma empresa especializada em investigação geotécnica e que possui piezocone fabricado pela empresa *A. P. Van Der Berg*, da Holanda. O equipamento utilizado possui capacidade de carga de 75 kN, com sensor *strain gauge* para medidas de resistência de ponta e lateral, seção transversal de 10 cm<sup>2</sup>, ângulo de ápice de 60°, área da luva lateral de atrito de 150 cm<sup>2</sup> e elemento poroso na base da luva confeccionado com aço sinterizado com abertura dos poros de 100 microns e permeabilidade de 10<sup>-4</sup> cm/s. O equipamento de cravação utilizado nos ensaios, consiste de uma estrutura de reação sobre a qual foi montado um sistema hidráulico para aplicação das cargas. Uma bomba hidráulica acoplada a um motor à combustão aciona os pistões para a cravação das hastes (cada uma tem 1 m de comprimento). O controle da velocidade de cravação é feito com o auxílio de uma válvula reguladora da vazão. O equipamento foi montado sobre esteiras e tem capacidade de 10 t de reação devido ao peso próprio e por fixação ao solo com hélices de ancoragem. O conjunto está representado na Figura 3.10a.

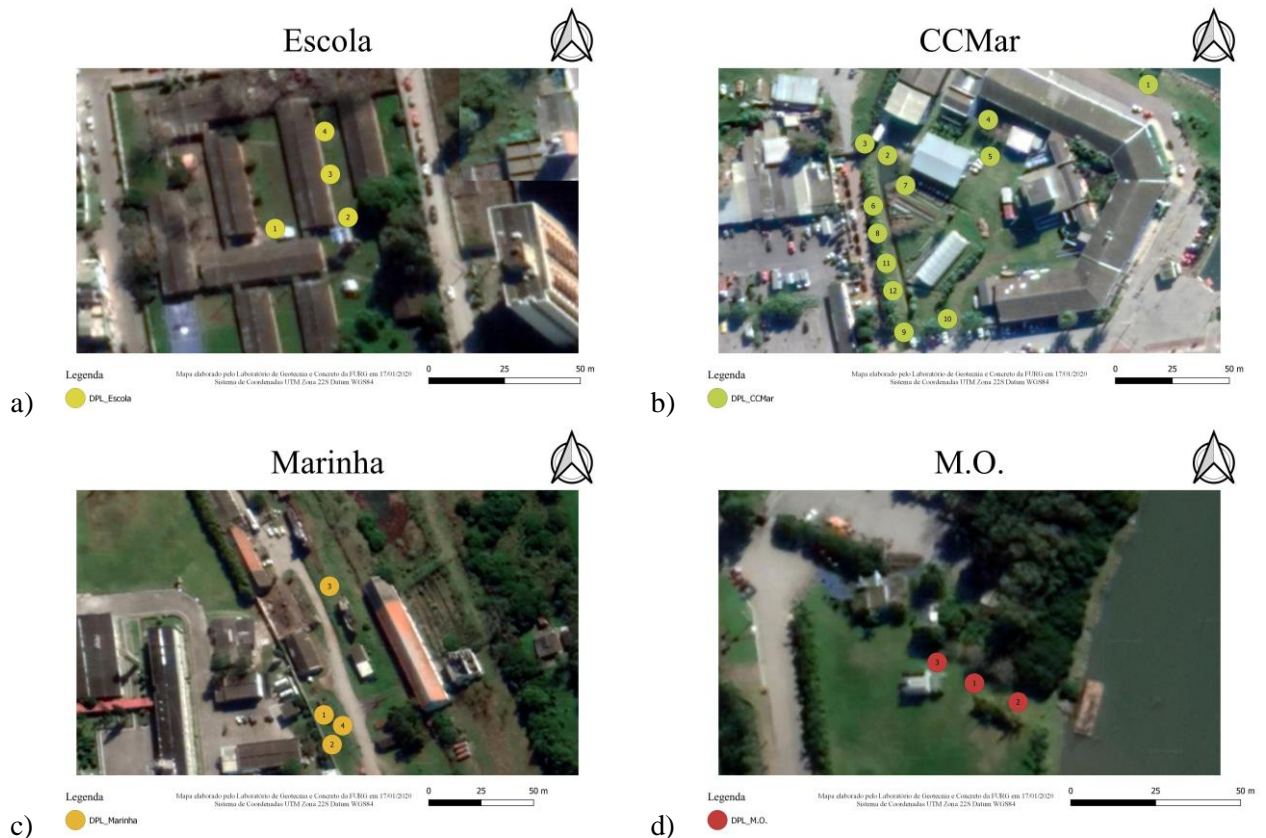


Figura 3.9: Localização dos ensaios DPL: (a) Escola; (b) CCMar; (c) Marinha; e (d) M. O..

Previamente à realização dos ensaios, o elemento poroso foi saturado com o auxílio de uma câmara de vácuo, conforme mostra a Figura 3.10b. A aquisição de dados durante o ensaio foi realizada via cabo passante no interior das hastes de cravação. A leitura de dados digitais foi realizada pelo sistema *Icone*, o qual é fornecido pelo fabricante do equipamento. Para registro dos dados obtidos durante os ensaios foi utilizado o *software Ifield*.

Em alguns pontos, nos quais foram realizados ensaios CPTu, foram também realizados ensaios de palheta de formato cruciforme com 65 mm de diâmetro e altura de 130 mm, conforme mostra a Figura 3.11, ou seja, esta palheta tem índice de aspecto igual a 2, conforme a mini palheta utilizada nos ensaios laboratoriais. Para estes ensaios foi utilizado o mesmo sistema de cravação dos ensaios CPTu.



Figura 3.10: (a) Sistema utilizado para a realização dos ensaios CPTu (ensaio realizado no CCMar); e (b) detalhe da ponteira cônica inserida na câmara de vácuo para saturar o elemento poroso.



Figura 3.11: Detalhe da ponteira cruciforme utilizada para a realização dos ensaios de palheta.

A empresa Geoforma também auxiliou na retirada de quatro tubos *shelby* de 0,1 m de diâmetro com amostras indeformadas dos solos do CCMar e da Escola (Figura 3.12a e b). O material foi levado à laboratório para a realização de ensaios complementares e foi acomodado em câmara úmida (Figura 3.12c).



Figura 3.12: Retirada de amostras indeformadas: (a) montagem da estrutura auxiliar na Escola; (b) montagem da estrutura auxiliar no CCMar; e (c) acondicionamento dos tubos *shelby* em câmara úmida.

Para que os ensaios geotécnicos pudessem ser realizados com as amostras indeformadas recuperadas, inicialmente foi retirado o parafinamento dos tubos, realizado para manter a umidade natural do solo, e foi retirado o material de preenchimento (o qual foi inserido porque as amostras recuperadas foram menos compridas que os tubos) e o tubo foi cortado na altura da amostra recuperada. Em seguida, realizou-se o extrudamento cuidadoso da amostra de dentro do tubo.

Com o material indeformado obtido com o auxílio dos tubos *shelby* foram realizados ensaios geotécnicos de interesse para a pesquisa: (i) caracterização geotécnica; (ii) ensaios de mini palheta de laboratório; (iii) ensaios de cone de queda livre; (iv) ensaios de adensamento oedométrico; (v) ensaios triaxiais do tipo UU (não adensado – não drenado); e (vi) ensaios triaxiais do tipo CD (adensado e drenado).

A preparação das amostras dos solos analisados e determinação do teor de umidade foram realizados de acordo com os procedimentos descritos na NBR 6457 (ABNT, 2016). O limite de liquidez e o limite de plasticidade foram determinados de acordo com a NBR 6459 (ABNT, 2016b) e NBR 7180 (ABNT, 2016c), respectivamente. A análise granulométrica e a massa específica foram determinadas conforme as recomendações da NBR 7181 (ABNT, 2016a) e NBR 6508 (ABNT, 2014), respectivamente.

O equipamento de mini palheta utilizado nesta etapa da pesquisa (Figura 3.13a) foi fabricado pela empresa *Viatest*, possui palheta de 12,7 mm de altura e diâmetro de 12,7 mm e não possui automatização. Todos os ensaios foram realizados com a mola 4, cuja constante de calibração é 1,1830. Convém destacar que o índice de aspecto da palheta utilizada nestes ensaios é 1, enquanto nos ensaios com solo artificial e os ensaios realizados em campo, este índice é 2. Watson *et al.* (2000) relatam para ensaios de palheta realizados em centrífuga com argilas normalmente adensadas e pré-adensadas um crescimento de até 30% na resistência ao cisalhamento não-drenada de pico com o índice de aspecto variando de 0,33 a 1,5. Entende-se, portanto, que é provável que a variação da resistência ao cisalhamento não-drenada do solo para índices de aspecto entre 1 e 2 deva ser menor que 30%. Levando-se em consideração a variabilidade normalmente apresentada por resultados deste tipo, optou-se por desconsiderar esta provável diferença nos valores.

Os ensaios de cone de queda livre foram realizados com equipamento da marca *Solotest*, conforme mostra a Figura 3.13b. Os procedimentos foram realizados de com as especificações da norma britânica BS 1377 (1990). Para a estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada em função dos resultados deste tipo de ensaio foi utilizado o fator do cone igual a 0,8, conforme recomendações da norma ISO 17892-6:2017. Os ensaios de adensamento oedométrico foram realizados em prensa do tipo Bishop, fabricado pela empresa Testop, na qual a carga axial é transmitida ao corpo de prova por pesos previamente calibrados, através de um braço de alavanca com vantagem mecânica de 10:1 e o registro das variações de altura é feito por meio de um extensômetro com resolução de 0,01 mm (Figura 3.13c).

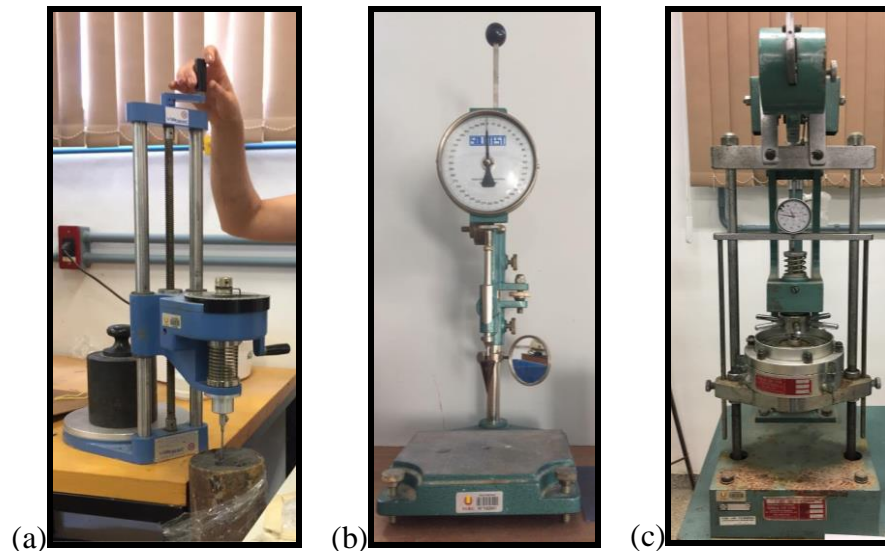


Figura 3.13: Realização dos ensaios laboratoriais: (a) mini palheta; (b) cone de queda livre; e (c) adensamento oedométrico.

Com as amostras indeformadas também foram realizados ensaios triaxiais do tipo UU (não-adensado e não-drenado) e CD (adensado e drenado) com corpos de prova cilíndricos de diâmetro 0,035 m e aproximadamente 0,07 m de altura em equipamento da marca *Wille Geotechnik*. O equipamento consiste em um sistema de interface ar-água para a aplicação de pressões e uma prensa elétrica automatizada para a aplicação do carregamento axial. As deformações axiais foram medidas por um transdutor de deslocamento do tipo LVDT, as pressões de confinamento e de contrapressão são aferidas por transdutor de pressão e a carga axial foi medida por célula de carga externa. Os instrumentos foram previamente calibrados e a aquisição de dados foi realizada por unidade *Spider* da HBM, gerenciada pelo *software Catman*. A velocidade de compressão axial empregada foi de 1 mm/min para ensaios tipo UU e 0,25 mm/min para ensaios tipo CD. A Figura 3.14a mostra um corpo de prova moldado a partir da amostra de solo indeformada inserido na câmara triaxial e a Figura 3.14b mostra o arranjo experimental completo.



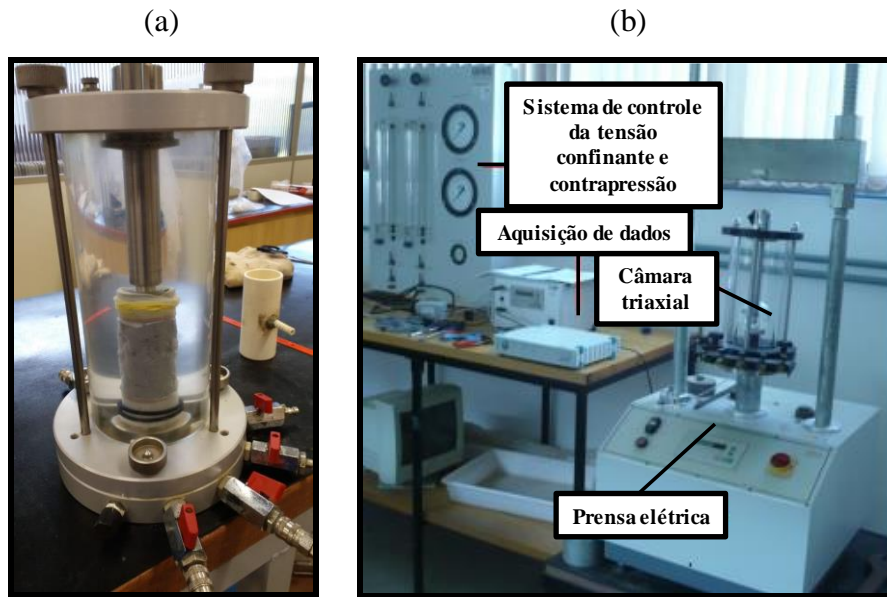


Figura 3.14: (a) Corpo de prova de amostra indeformada retirada do CCMar na câmara triaxial; e (b) arranjo experimental para os ensaios triaxiais.

Os ensaios de hidrojateamento de campo foram realizados com o sistema de jateamento montado por Ruver (2013) no Laboratório de Geotecnia e Concreto Prof. Dr. Cláudio Renato Rodrigues Dias, da FURG, o qual foi adaptado para as condições de campo. O sistema consiste em uma caixa de polietileno (capacidade de 1000 litros) ligada à rede pública de abastecimento de água. No sistema original o bombeamento é realizado por um motor-bomba. A vazão é lida de forma manual por meio de um rotâmetro de acrílico transparente (escala de 0 a 10 m<sup>3</sup>/h). Entretanto, a realização de ensaios preliminares evidenciou que o inversor de frequência estava ocasionando uma perda de carga bastante significativa no sistema. Assim, optou-se por retirá-lo, o que não mais permitiu a variação da vazão entre os ensaios (apenas a realização de ensaios com a vazão máxima fornecida pelas diferentes motobombas utilizadas, as quais foram locadas). Ao sistema foi inserido um transdutor de pressão modelo SITRON SP21.

Para garantir a verticalidade e sustentação do modelo de estaca torpedo durante a penetração no solo, foi construído um tubo guia suportado por um tripé (Figura 3.15). O modelo de estaca torpedo T66 foi construído em aço na escala 1:12, tem 90 mm de diâmetro externo, 1,43 m de altura e 1,30 m de altura útil (profundidade que pode ser penetrada no solo). Pela aplicação da Lei de Semelhança por Número de Froude, o modelo deveria possuir 38 kg. Para facilitar a

realização dos ensaios em campo, o modelo foi construído com 16 kg e um suporte para encaixar duas massas de sobrepeso, de 11 kg cada. Para a parte inferior da estaca foram construídas duas peças roscáveis, uma com furo de 11 mm e outra de 22 mm, para permitir testes com diferentes diâmetros de jato de água. A Figura 3.16 apresenta um esquema do sistema utilizado para a realização dos ensaios de campo e a Figura 3.17 apresenta o aparato experimental utilizado em campo.



Figura 3.15: Detalhe do sistema tripé – modelo de estaca torpedo durante o processo de pintura.

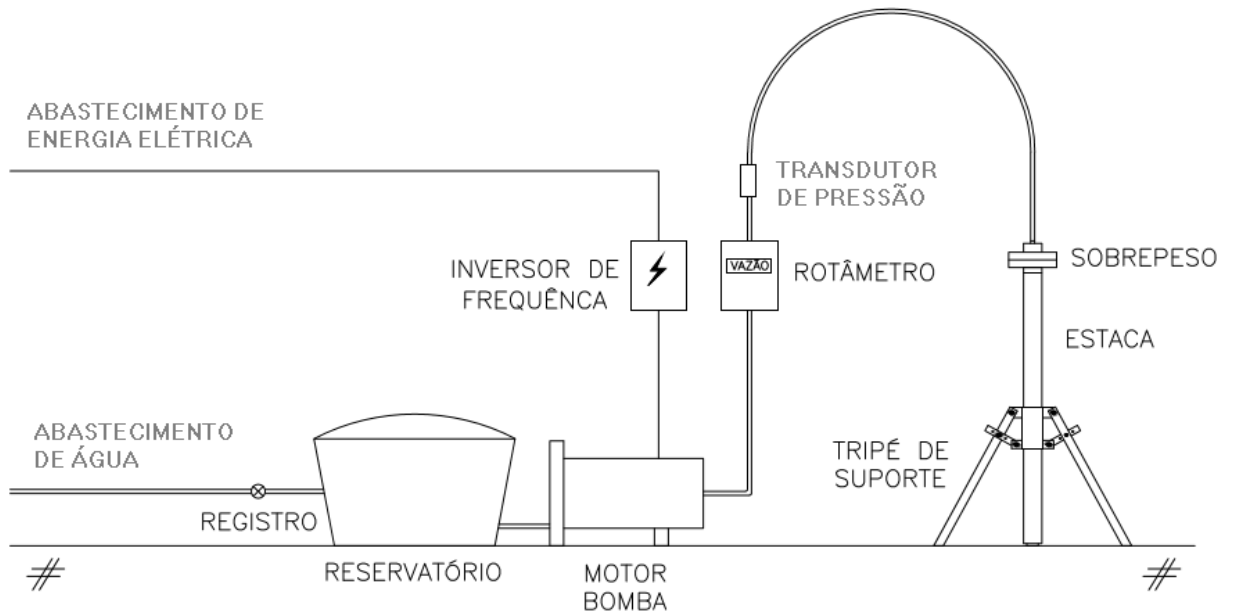


Figura 3.16: Esquema do sistema utilizado para a realização dos ensaios de hidrojateamento campo.

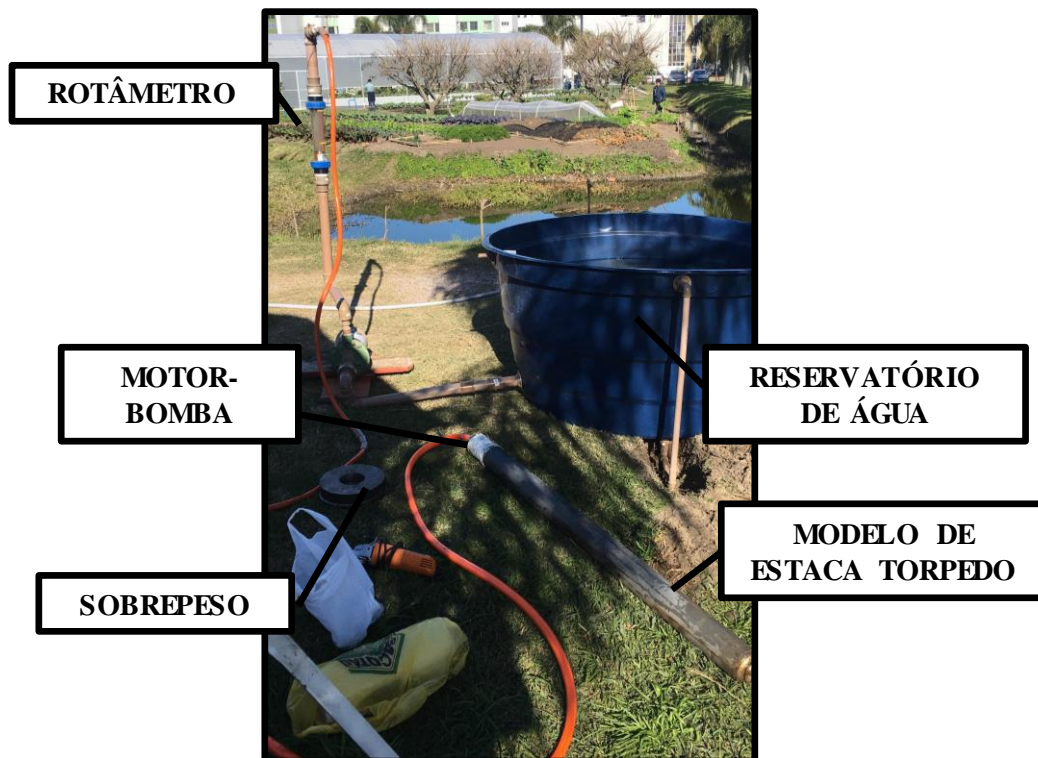


Figura 3.17: Aparato experimental utilizado nos ensaios de hidrojateamento em campo (ensaio realizado no CCMar).

Como os ensaios preliminares e a caracterização geotécnica indicaram a existência de um solo superficial sobrejacente ao solo indicado para a realização dos ensaios, houve a necessidade da realização de um pré-furo, de forma que o tripé fosse apoiado diretamente no solo indicado, conforme ilustra a Figura 3.18.

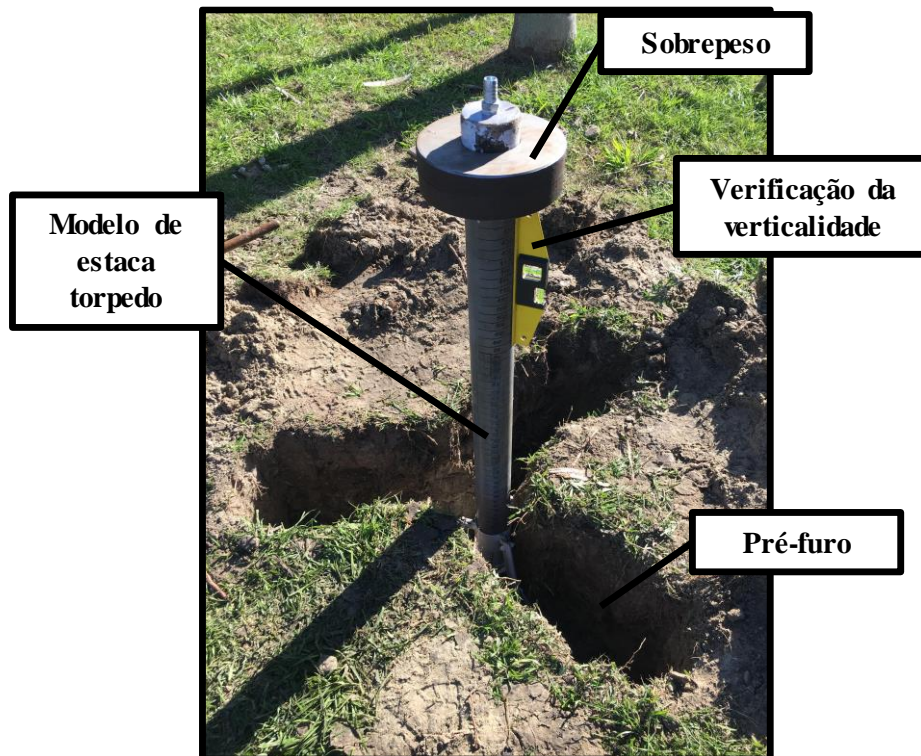


Figura 3.18: Detalhe do pré-furo e aferição da verticalidade dos modelos de estaca torpedo nos ensaios de hidrojateamento (ensaio realizado no CCMar).

Com o modelo apresentado foram realizados ensaios que chegaram a profundidades máximas da ordem de 1,5 m. Em uma segunda etapa dos ensaios de campo, verificou-se a necessidade de realizar ensaios de hidrojateamento mais profundos (profundidades da ordem de 3,3 m) e, por isso, o sistema foi adaptado, uma vez que a presença de nível de água inviabilizou a abertura de pré-furos sem revestimento grandes e estáveis o suficiente para apoiar o tripé. Estes novos ensaios foram realizados no pátio da Escola. O modelo de estaca torpedo foi cortado para a retirada do suporte para os sobrepesos (Figura 3.19a) e foram inseridas massas internamente em substituição aos sobrepesos externos (Figura 3.19b). Estas massas apresentavam um furo equivalente ao diâmetro do maior jato de água testado (22 mm). Além disso, foi inserido um gancho na ponta superior do modelo de estaca para facilitar a extração deste do solo (Figura 3.19c).

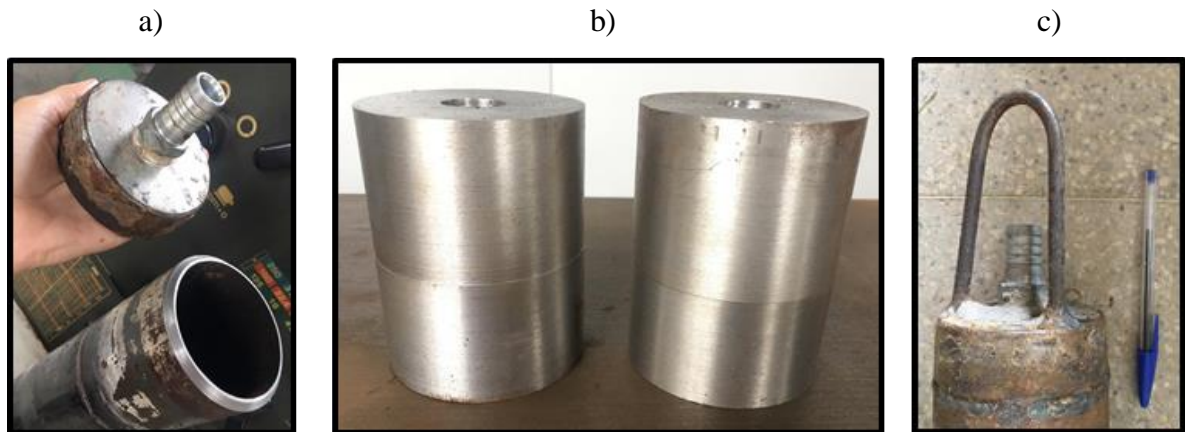


Figura 3.19: (a) Corte do modelo de estaca torpedo para extração do suporte de sobrepeso e inserção das (b) massas internas; e (c) detalhe do gancho utilizado para a retirada do modelo de estaca do solo.

A Figura 3.20a apresenta a abertura de pré-furos revestidos para a realização dos ensaios. Os pré-furos foram mantidos abertos com o auxílio de tubos de PVC de 150 mm de diâmetro (Figura 3.20b). Após a abertura dos pré-furos, foi utilizado um sistema de pórtico com talha para descer, suportar e subir o modelo de estaca torpedo (Figura 3.20c).

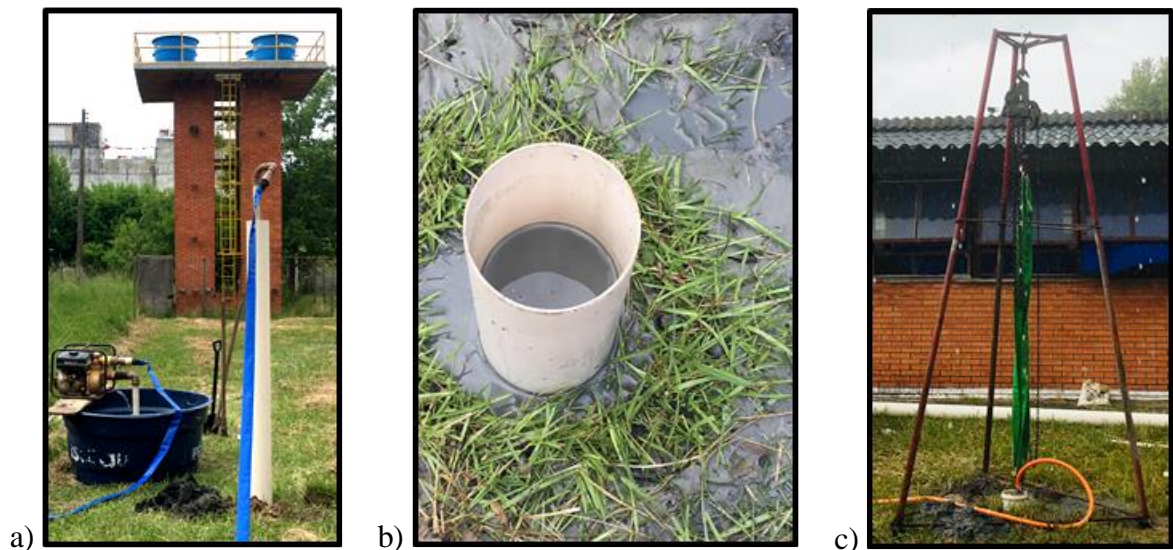


Figura 3.20: (a) abertura de pré-furo revestido; (b) revestimento de PVC utilizado para manter o pré-furo aberto; e (c) sistema pórtico e talha utilizado como suporte para o deslocamento do modelo de estaca.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

### 4.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Os resultados obtidos neste trabalho, por questões de organização, são apresentados em duas partes: (i) resultados de ensaios de hidrojateamento em laboratório com solo artificial; e (ii) resultados de ensaios de hidrojateamento em campo com solos naturais. Assim, este capítulo destina-se a apresentar, discutir e comparar com resultados encontrados na literatura todos os ensaios de caracterização geotécnica e de penetração dos modelos de estaca torpedo nas diferentes escalas estudadas. Ainda neste capítulo é apresentada uma análise conjunta de todos os ensaios, bem como um método de previsão de penetração dos modelos de estaca torpedo.

### 4.2 ENSAIOS DE HIDROJATEAMENTO EM LABORATÓRIO

#### 4.2.1 Caracterização geotécnica

A Tabela 4.1 apresenta os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica obtidos para o caulim, a bentonita e para a mistura destes materiais, a qual é composta por 85% de caulim e 15% de bentonita, sob o peso seco, com teor de umidade de  $120 \pm 3\%$ . Cabe salientar que a busca pela proporção ideal destes materiais foi avaliada em trabalhos anteriores, especialmente no de Sampa (2015).

Em termos de classificação por tamanho de grão, a bentonita é classificada como argila siltosa, enquanto o caulim e a mistura são classificados como siltes argilosos. Constata-se que a bentonita apresenta um índice de atividade coloidal ( $I_a$ ) de um solo ativo, o que confirma o tipo de argilomineral expansivo (2:1) da bentonita sódica utilizada nesta pesquisa. O caulim, segundo o mesmo critério, é classificado como um solo inativo.

Tabela 4.1: Caracterização geotécnica dos materiais.

Propriedade geotécnica	Caulim	Bentonita	Mistura
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	14,0
Peso específico real dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )	25,4	24,5	25,5
Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	6,4
Peso específico saturado (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	13,9
Peso específico submerso (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	3,9
Índice de vazios	-	-	3,0
Porosidade (%)	-	-	75,0
$d_{50}$ (mm)	0,0015	-	0,0015
Limite de liquidez (%)	58	453	95
Limite de plasticidade (%)	30	86	46
Índice de plasticidade (%)	28	367	49
Índice de consistência (%)	-	-	-0,5
Índice de liquidez (%)	-	-	0,5
Índice de atividade coloidal (%)	0,7	4,4	1,0
% argila	43	84	46
% silte	54	16	53
% areia fina	3	0	1
% areia média	0	0	0
% areia grossa	0	0	0

Constata-se que o acréscimo de 15% em peso seco de bentonita ao caulim não é suficiente para tornar a mistura um solo ativo. Verificou-se que ocorre um aumento dos Limites de Atterberg do solo artificial com o acréscimo de bentonita ao caulim. Este era um comportamento esperado uma vez que o acréscimo de finos ao solo, caso do acréscimo de bentonita ao caulim, tende a aumentar estes parâmetros. Levando-se em consideração a classificação em função do limite de liquidez ( $w_l$ ), com teor de umidade de 120%, a mistura apresenta o comportamento de um líquido e é classificada como um solo altamente plástico. Quanto ao índice de consistência ( $I_c$ ), com teor de umidade de 120%, a mistura é classificada como muito mole. Com o índice de liquidez pode-se inferir que a mistura apresenta o comportamento de uma argila normalmente adensada, conforme esperado. A Figura 4.1 apresenta as curvas granulométricas do caulim, da bentonita e da mistura.

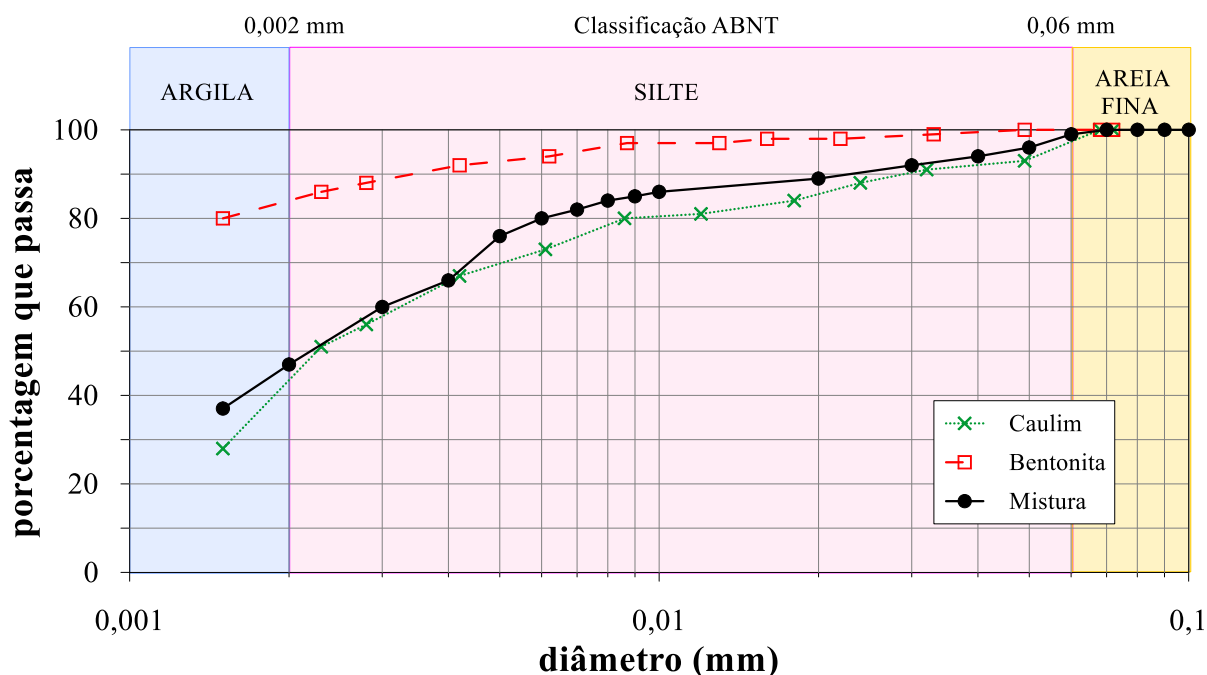


Figura 4.1: Curvas granulométricas da bentonita, do caulim e da mistura.

Pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), a bentonita é classificada como “CH” e os demais como “CL”, ou seja, todos se enquadram como argilas. A bentonita apresenta comportamento altamente plástico e os demais fracamente plástico. Pelo Sistema de Classificação HRB (AASHTO, 1973), o caulim é classificado como um solo A-7-5 (19), a bentonita e a mistura são classificadas como um solo A-7-6 (20). De acordo com AASHTO (1973) solos do grupo A-7-5 apresentam moderada plasticidade em relação ao limite de liquidez e do grupo A-7-6 apresentam, a exemplo do grupo A-7-5, elevada plasticidade em relação ao limite de liquidez, mas também são sujeitos a variações de volume bastante elevadas.

A Tabela 4.2 reúne os resultados de caracterização geotécnica de trabalhos recentes da UFRGS que usaram mistura de caulim e bentonita para simular um solo fino de ambiente marinho - este trabalho, Jung (2012), Rocha (2014), Sampa (2015), Passini (2015), Gauer (2015), Lourenço (2016) e Faria (2019). Dentre estes trabalhos, os únicos que apresentam exatamente as mesmas condições da mistura (proporção entre caulim, bentonita e teor de umidade) que esta pesquisa são os de Rocha (2014), Sampa (2015), Lourenço (2016) e Faria (2019). Jung (2012) estudou o comportamento de um solo mais fino (5% a mais de bentonita que este trabalho). Já Passini (2015) avaliou o comportamento de um solo mais grosso (5% a



menos de bentonita que este trabalho), o que repercutiu significativamente na redução de propriedades que dependem fundamentalmente da parcela fina do solo, tais como os Limites de Atterberg.

Tabela 4.2: Comparação da caracterização geotécnica de solos artificiais usados para simular um solo coesivo de comportamento marinho na UFRGS.

		JUNG (2012)	ROCHA (2014)	SAMPA (2015)	PASSINI (2015)	GAUER (2015)			LOURENÇO (2015)	FARIA (2019)	Presente trabalho
						A	B	C			
Composição da mistura	% caulim	80	85	85	90	85	85	85	85	85	85
	% bentonita	20	15	15	10	15	15	15	15	15	15
	teor de umidade (%)	120	120	120	120	100	130	160	120	120	120
Índices físicos	Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	13,71	13,03	16,32	14,21	13,9	13,9	13,9	13,5	13,46	14
	Peso específico dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )	25,69	26,5	26,5	26,3	26,8	26,8	26,8	26,79	25,76	25,5
	Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	6,23	5,82	7,42	6,46	6,7	6	5,3	6,14	6,12	6,4
	Peso específico saturado (kN/m <sup>3</sup> )	13,72	13,63	14,62	14,01	-	-	-	13,85	13,62	13,9
	Peso específico submerso (kN/m <sup>3</sup> )	3,22	3,63	4,62	4,01	-	-	-	3,85	3,62	3,9
	Índice de vazios	3,22	3,55	2,57	3,07	2,86	3,44	4,01	3,37	3,19	3
	Porosidade (%)	76,3	78,02	71,99	75,42	74,08	77,48	80,04	77,12	76,13	75
Limites de Atterberg	Limite de liquidez (%)	102	114	108	62	108	108	108	114	103	95
	Limite de plasticidade (%)	32	49	33	38	31	31	31	49	37	46
	Índice de plasticidade (%)	70	65	75	24	77	77	77	65	66	49
Granulometria	$d_{50}$ (mm)	0,007	0,011	0,0038	0,009	-	-	-	0,004	0,003	0,0015
	% argila	82,8	13,6	39	25,9	16,3	16,3	16,3	39	41	46
	% silte	17,2	86,4	59	73	79,3	79,3	79,3	49	58	53
	% areia fina	0	0	2	1,1	4,4	4,4	4,4	7	1	1
	% areia média	0	0	0	0	0	0	0	4	0	0

Todos estes trabalhos usaram a mistura de caulim e bentonita em substituição aos solos plásticos de leito marinho encontrados na região *offshore* brasileira. Dentre os principais campos de exploração destacam-se, segundo a PETROBRAS (2011), Lula, Lula NE e Guará. O Campo Lula está localizado na porção central da Bacia de Santos, no litoral do Estado do Rio de Janeiro, a aproximadamente 230 km da costa, em lâmina d'água em torno de 2.200 m e ocupando uma área de, aproximadamente, 1.523,22 km<sup>2</sup>. O Campo Lula NE está situado à nordeste do Campo Lula, a aproximadamente, 300 km da costa com profundidade d'água em torno de 2.120 m. O Campo de Guará está localizado na Bacia de Santos, a cerca de 310 km da costa do Estado de São Paulo e a 55 km a sudoeste do Campo Lula, com profundidade média de 2.141 m.

Os solos destes campos são classificados como argilas siltosas normalmente adensadas com pequenos fragmentos de concha. A Figura 4.2 compara os resultados de distribuição granulométrica da parcela fina obtidos pela PETROBRAS (2011) para estes campos com o solo artificial utilizado nesta pesquisa e com solos artificiais testados em trabalhos anteriores na UFRGS. A análise da figura permite concluir que, em termos de distribuição

granulométrica, a mistura utilizada é representativa do solo encontrado nos principais campos exploratórios de petróleo brasileiros.

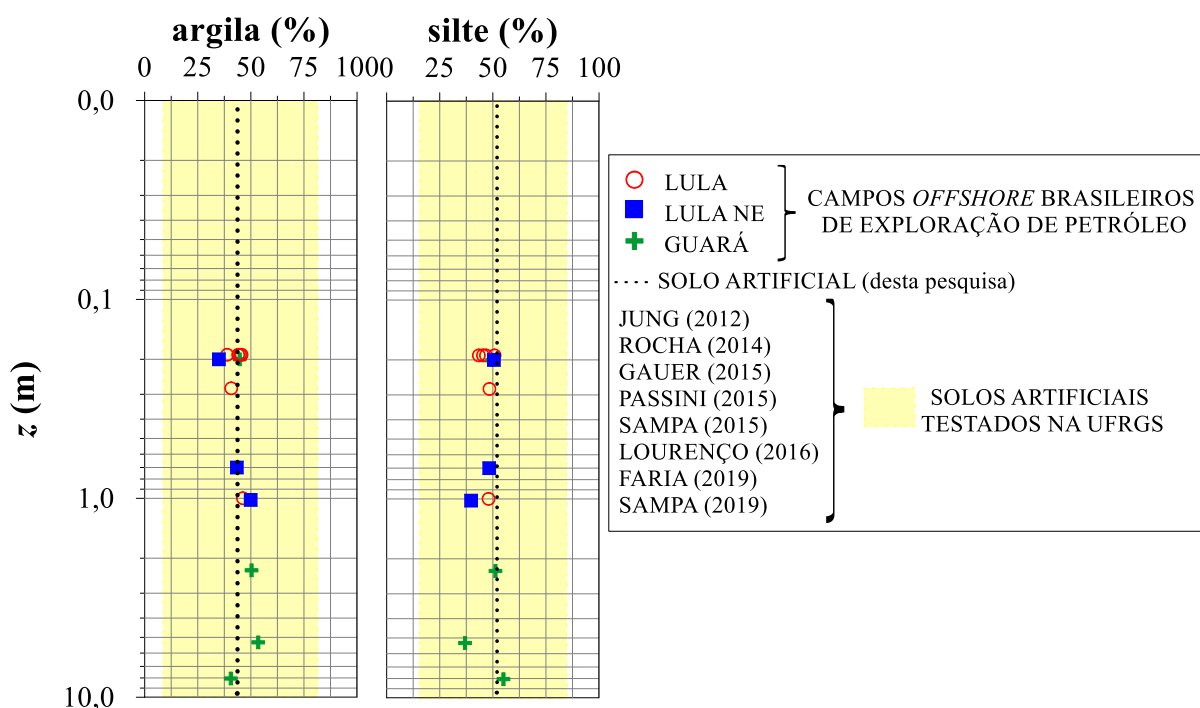


Figura 4.2: Composição granulométrica da parcela fina do solo artificial comparada com outros solos artificiais testados na UFRGS e com solos de campos *offshore* brasileiros de exploração de petróleo.

A Figura 4.3 apresenta os resultados dos Limites de Atterberg ( $w_l$ ,  $w_p$  e  $I_p$ ) dos campos Lula, Lula NE e Guará e os compara com os resultados obtidos com o solo artificial utilizado nesta pesquisa e com solos artificiais testados em trabalhos anteriores na UFRGS. Em termos médios, a mistura ensaiada apresenta um comportamento mais plástico do que os solos naturais. Apesar disso, o comportamento da mistura está dentro da dispersão encontrada para estes solos.

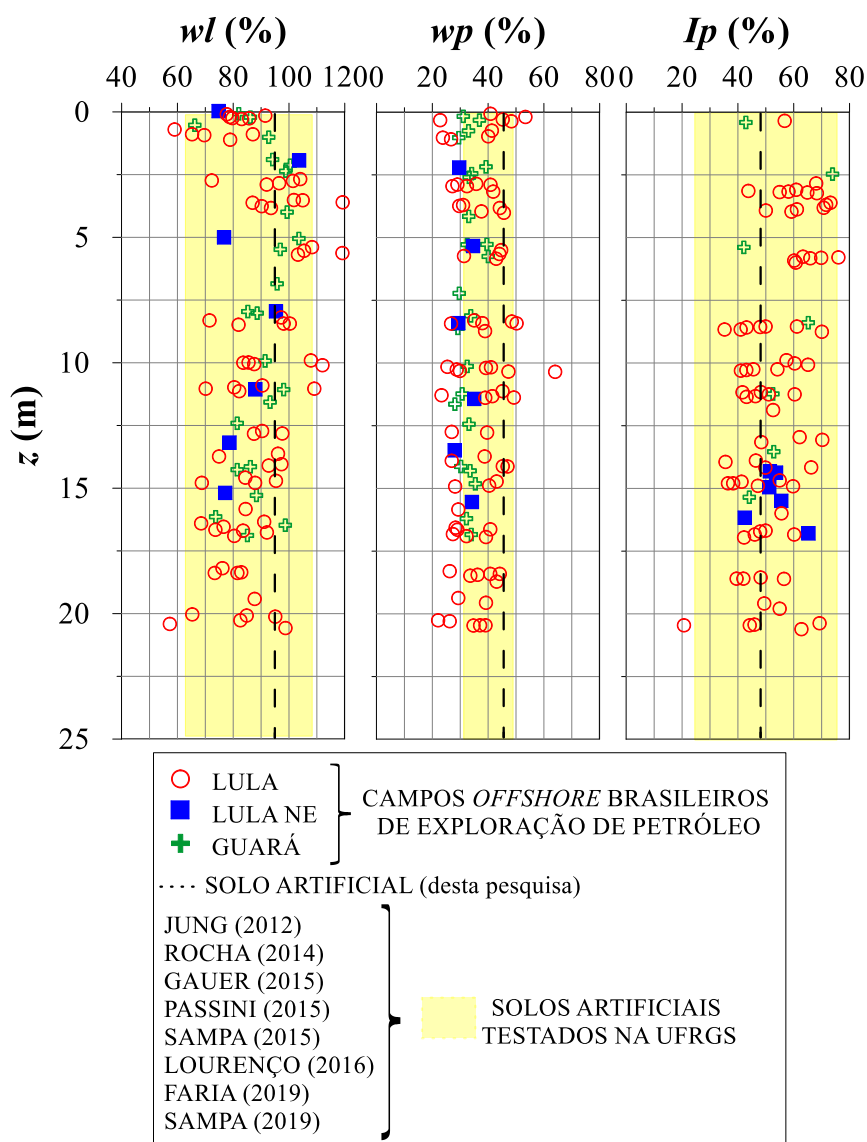


Figura 4.3: Limites de Atterberg ( $wl$ ,  $wp$  e  $Ip$ ) do solo artificial comparados com outros solos artificiais testados na UFRGS e com solos de campos *offshore* brasileiros de exploração de petróleo.

De acordo com dados da PETROBRAS (2011), o peso específico inicial dos campos Lula, Lula NE e Guará é, respectivamente, 14,2, 15,05 e 15,90 kN/m<sup>3</sup> e para os três casos acontece uma taxa de crescimento de 0,07  $z$  ao longo da profundidade. O solo artificial apresenta um peso específico médio da ordem de 14 kN/m<sup>3</sup>. A Figura 4.4 apresenta as curvas que representam a variação da resistência ao cisalhamento não-drenada ao longo da profundidade para diferentes tempos de adensamento com simples (a) e dupla drenagem (b).

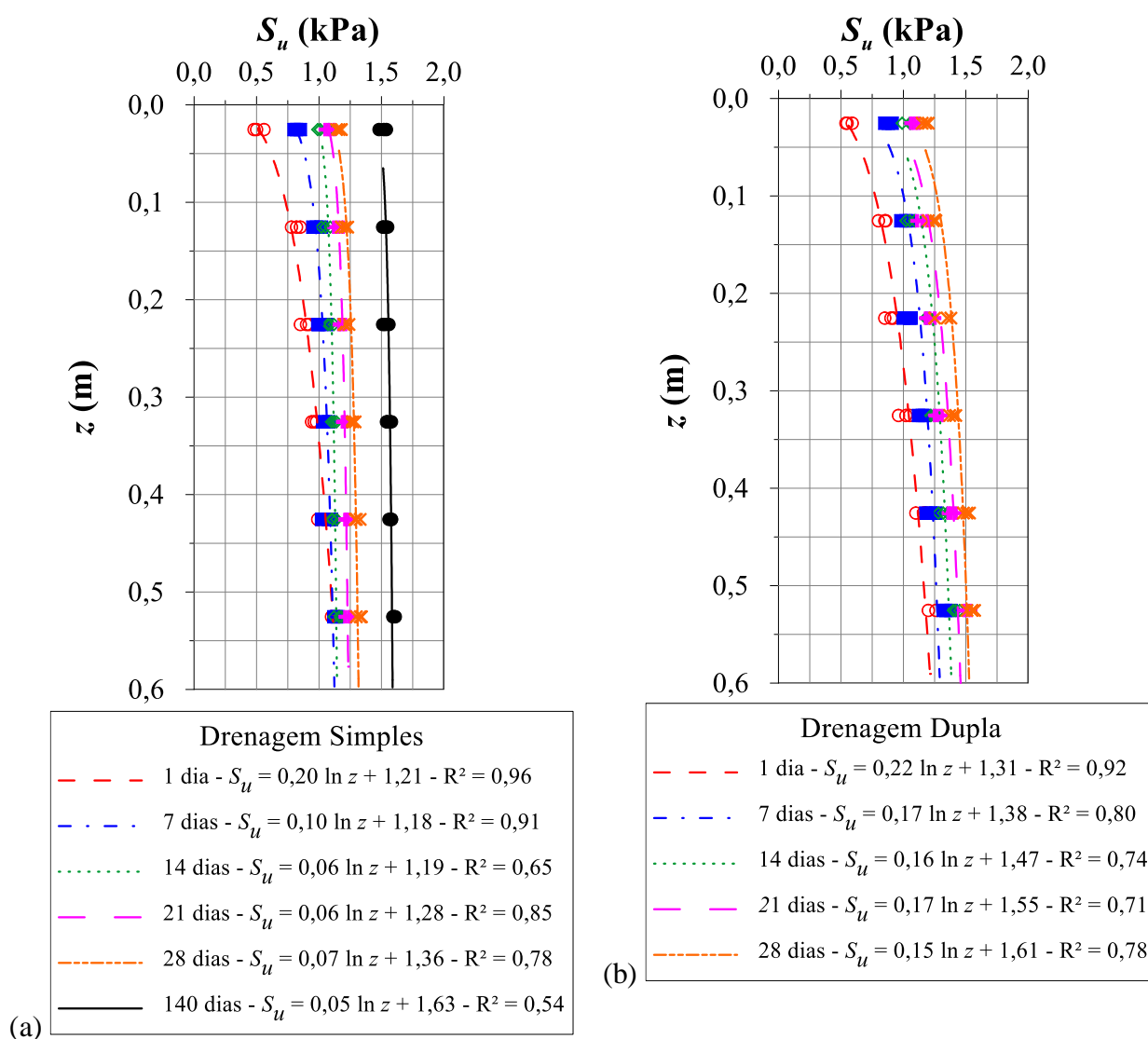


Figura 4.4: Resistência ao cisalhamento não-drenada para diferentes tempos de adensamento (a) do solo submetido à drenagem simples e (b) do solo submetido à drenagem dupla.

A Figura 4.5 compara os perfis de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo para 7 dias de adensamento e drenagem dupla entre solo com e sem sobrecarga de 23 kPa.

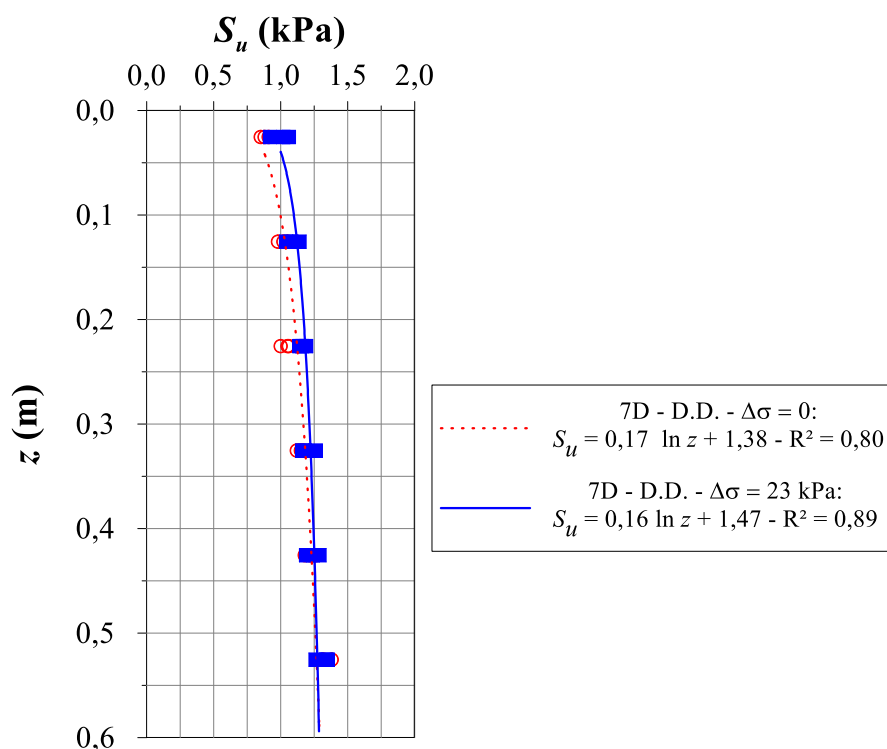


Figura 4.5: Comparação entre os perfis de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo para 7 dias de adensamento e drenagem dupla entre solo com e sem sobrecarga de 23 kPa.

Os valores de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo artificial, para cada condição de altura drenante e tempo de adensamento, são expressos pelas equações apresentadas na legenda destas figuras. Nestas equações as parcelas de ponta e atrito lateral são definidas em função da profundidade: (i) profundidade média penetrada para estimativa da resistência lateral da estaca ( $S_{ul}$ ); e (ii) profundidade total penetrada para estimativa da resistência de ponta da estaca ( $S_{up}$ ).

A Figura 4.6 apresenta perfil de resistência ao cisalhamento não-drenada para um dia de adensamento e solo submetido à drenagem simples (1D – D.S.) e o compara com os resultados obtidos por Rocha (2014), Sampa (2015), Lourenço (2016), Sampa (2019) e Faria (2019) para estas mesmas condições. Como os valores foram obtidos por três diferentes equipamentos (mini-palhetas, mini-CPTu e T-Bar), encontra-se especificado na legenda da figura o tipo de equipamento utilizado em cada uma das pesquisas.

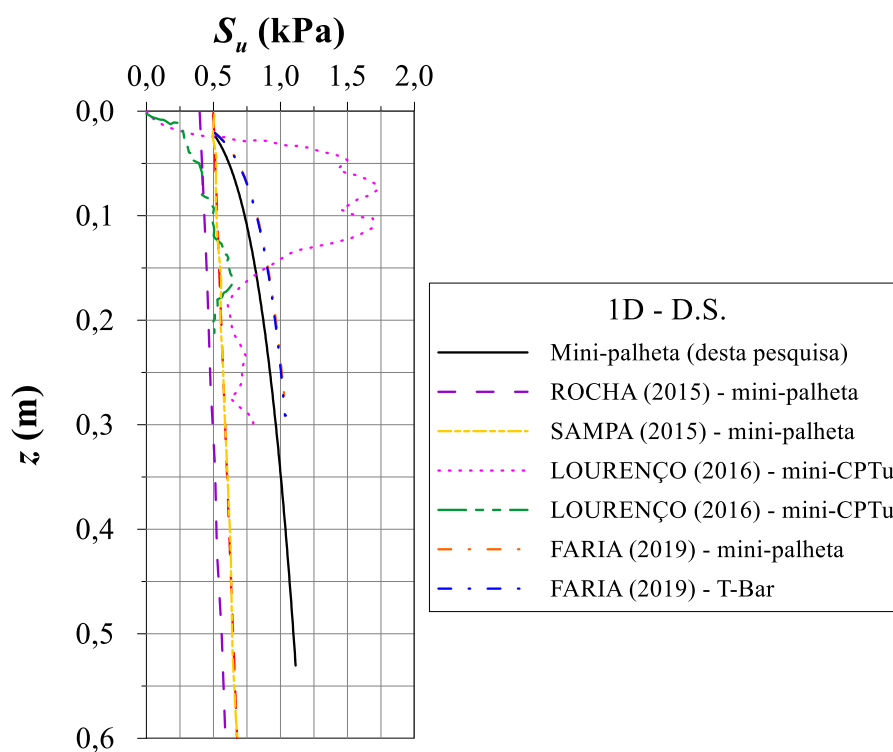


Figura 4.6: Comparação entre os perfis de resistência ao cisalhamento não-drenada ao longo da profundidade para um dia de adensamento e drenagem simples.

Percebe-se que apesar de os valores de  $S_u$  deste trabalho serem superiores aos de Rocha (2014) e Sampa (2015), estes se aproximam bastante de um dos perfis de resistência determinados por Lourenço (2016) e dos obtidos por Faria (2019). As diferenças de resistência medidas são atribuídas à diferença no comportamento entre amostras, conforme evidenciado pela Tabela 4.2 e Figura 4.3. Faria (2019) usou os mesmos lotes dos materiais necessários para a composição do solo artificial testado que os utilizados nesta pesquisa, o que justifica a grande semelhança entre os perfis de resistência obtidos.

Em campo, dados fornecidos pela PETROBRAS (2011) indicam que a resistência ao cisalhamento não drenada varia de  $1,40$  a  $1,56 \times z$  ao longo da profundidade. Assim, pode-se concluir que, em laboratório, especialmente para maiores profundidades do tanque, conseguiu-se reproduzir uma taxa de crescimento praticamente linear com a profundidade, em similaridade às condições de campo, mas com um valor, cerca de, 10 vezes menor. A diminuição da altura drenante, aumento do tempo de adensamento e inserção de sobrecarga ao solo, conforme apresentado, não foram suficientes para produzir um acréscimo na resistência ao cisalhamento não-drenada próximo aos valores encontrados em campo.

Na Figura 4.7 estão plotadas as leituras de poropressão ao longo de 140 dias realizadas por um transdutor de pressão localizado abaixo de uma camada de argila de 0,6 m, com lâmina d'água de 0,05 m, assim como os valores estimados para a poropressão.

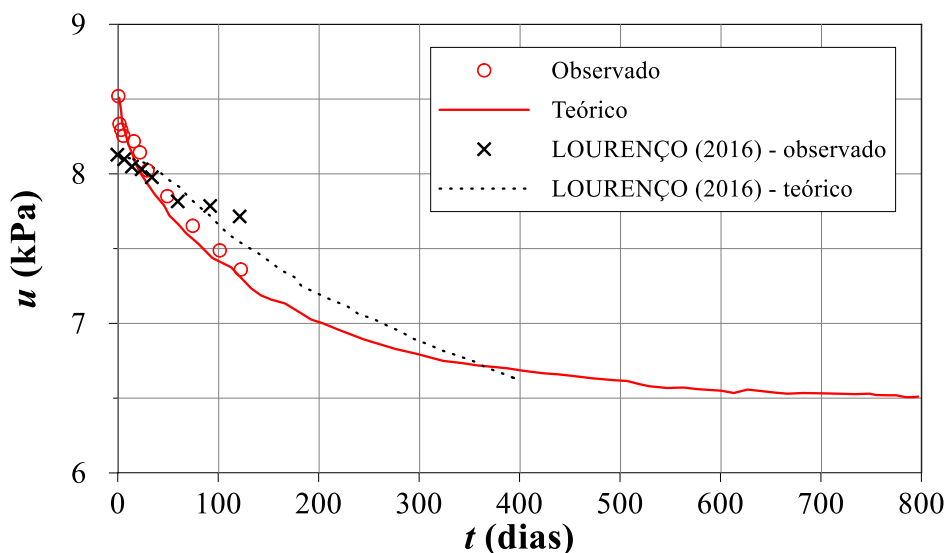


Figura 4.7: Variação da poropressão (observada e teórica) na base do tanque de ensaio ao longo do tempo.

Para fazer a estimativa destes valores de poropressão, foi considerado a taxa de dissipação do excesso de poropressão ( $C_v$ ) igual  $8,64 \times 10^{-4}$  m<sup>2</sup>/dia, o qual foi determinado por Gauer (2015). Na figura acima também estão plotados os resultados de Lourenço (2016). A diferença entre as curvas teóricas dos dois trabalhos se dá devido à adoção de diferentes fatores tempo para a estimativa do tempo aproximado para atingir o fim do adensamento. Lourenço (2016) adotou um fator tempo ( $T$ ) de 0,99, o qual corresponde a uma porcentagem de adensamento ( $U_{adens}$ ) de, aproximadamente, 93%, enquanto neste trabalho adotou-se o fator tempo igual a 1,781, o qual corresponde a uma porcentagem de adensamento de aproximadamente 99,9%. Devido a esta diferença, o tempo estimado para o final do adensamento neste trabalho é de, aproximadamente, 800 dias e no trabalho de Lourenço (2016) é ligeiramente inferior a 400 dias. Assim, entende-se que no tanque em que foi realizado a medida da dissipação do excesso de poropressão, ocorreu cerca de 17,5% do total do processo de adensamento.

Para a determinação da tensão efetiva – usada para determinação do quociente  $S_u / \sigma'_{v0}$  - ao longo da profundidade, para diferentes tempos de adensamento e em diferentes condições de drenagem, foi utilizada a solução da equação diferencial do adensamento. Os resultados obtidos estão representados na Figura 4.8.

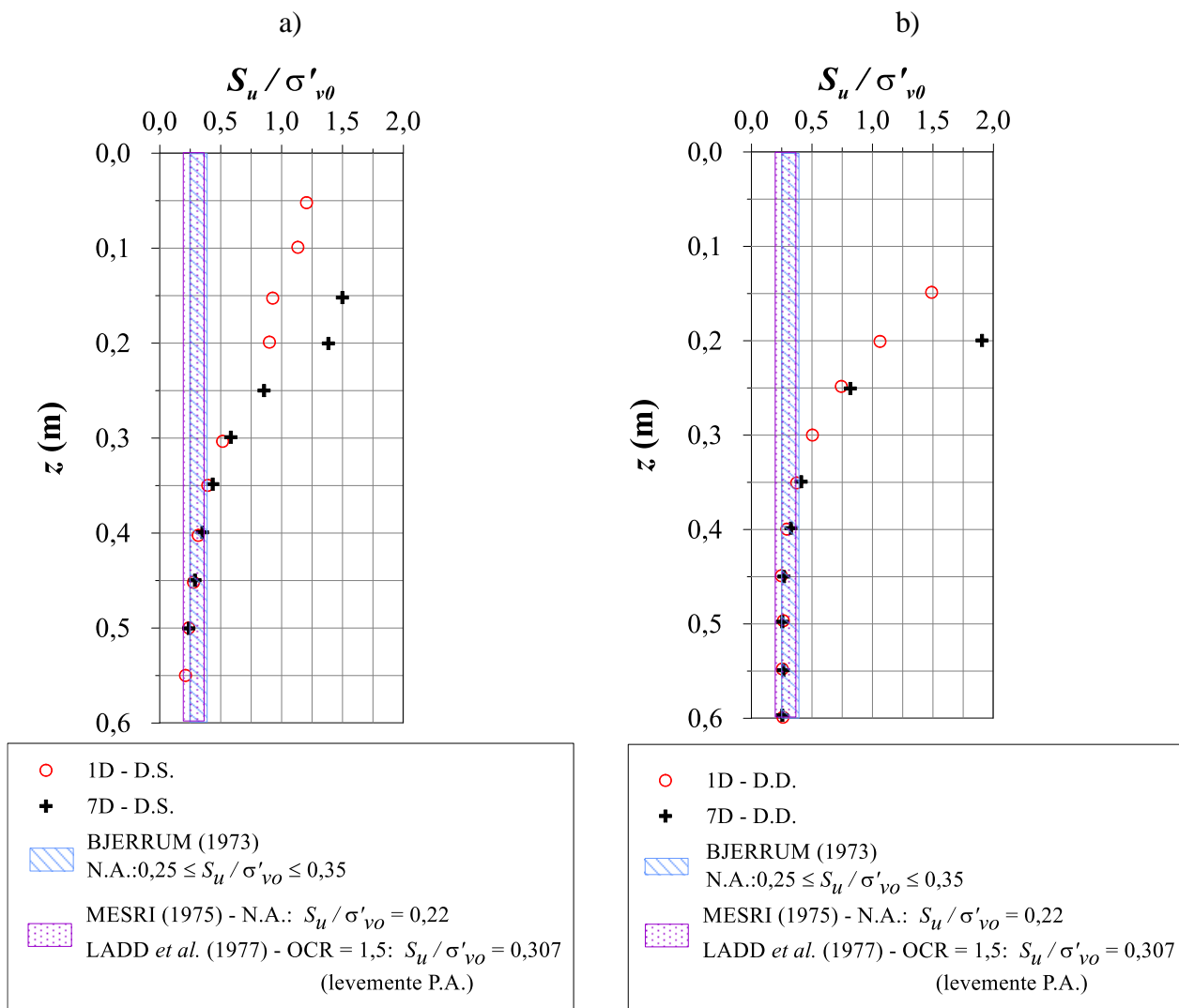


Figura 4.8: Variação do quociente entre a resistência ao cisalhamento não-drenada e a tensão efetiva vertical do solo ao longo da profundidade com diferentes tempos de adensamento para (a) solo submetido à drenagem simples e (b) solo submetido à drenagem dupla.

De acordo com Bjerrum (1973) solos coesivos normalmente adensados com  $I_p$  de 65% (o solo estudado tem  $I_p = 49\%$ ) apresentam valores de quociente  $S_u / \sigma'_{v0}$  entre 0,25 e 0,35. Mesri (1975) aponta um quociente de 0,22 para argilas de comportamento normalmente adensado e Ladd *et al.* (1977) de 0,307 para argilas de comportamento levemente pré-adensado com razão de sobre-adensamento (OCR) de 1,5. Observa-se que nas regiões mais



profundas do tanque, os valores do quociente tendem a 0,25, o que é um indicativo de solo fino normalmente adensado. Observa-se que quanto menor a profundidade do solo no tanque, maior é o quociente, o que seria um indicativo de solo com comportamento pré-adensado. Este comportamento, no entanto, não resulta de adensamento mecânico, mas do efeito tixotrópico rápido produzido pela bentonita (SAMPA, 2019). Em função da delimitação da área de estudo deste trabalho, optou-se por assumir que o solo apresenta um comportamento normalmente adensado, sem considerar, portanto, os efeitos tixotrópicos da mistura, especialmente porque para as maiores profundidades do tanque, a relação entre a resistência ao cisalhamento não-drenada e a tensão efetiva vertical do solo é características de solos normalmente adensados.

Lourenço (2016) ao avaliar esse quociente obteve valores ainda maiores. Acredita-se que a diferença entre estes resultados ocorra pela diferença de consideração da variação da tensão efetiva do solo ao longo da profundidade. Lourenço (2016) considerou uma variação linear da tensão efetiva com a profundidade, enquanto neste trabalho foi utilizada a equação diferencial do adensamento.

Jung (2012) avaliou o comportamento de dois solos artificiais, ambos compostos por 80% de caulim e 20% de bentonita, sob o peso seco. O que os diferenciava é o teor de umidade. Enquanto um solo foi moldado com teor de umidade de 100%, o outro foi com 120%. Ao realizar ensaios de mini-palhetas em molde para ensaio de mini-palhetas, proposto por Gauer (2010), à 0,075 m de profundidade da amostra, o autor observou relações médias de  $S_u / \sigma'_{v0}$  de 0,67 e 0,34, respectivamente, as quais também são consideradas elevadas para um solo que esperava-se que apresentasse um comportamento de solo normalmente adensado. Assim, entende-se que esta diferença entre a relação  $S_u / \sigma'_{v0}$  desejada e estimada é uma questão recorrente nos trabalhos em que foi utilizado solo artificial composto por bentonita. Para tentar contornar este problema, as resistências ao cisalhamento não-drenada nos ensaios de penetração por peso próprio ou com vazões baixas (ensaios em que ocorrem as menores penetrações) foi estimada por retro-análise através do uso da Teoria do Equilíbrio Limite, conforme é detalhado a frente neste trabalho.

Assim, com base nos resultados apresentados e discutidos, conclui-se que o solo artificial utilizado nesta pesquisa permite reproduzir em laboratório algumas das feições encontradas nos depósitos de argila da costa brasileira e, portanto, é adequado para a realização da pesquisa sobre a penetração dos modelos de estaca de torpedo sob efeito do processo de hidrojateamento.

#### 4.2.2 Penetração dos modelos de estaca torpedo

Inicialmente foram realizados 710 ensaios de penetração em laboratório dos modelos reduzidos de estaca torpedo. Neste conjunto de ensaios foram variados: (i) modelo de estaca torpedo (T66 e T120); (ii) escala (1:76 e 1:67); (iii) diâmetro do jato (1,7 e 3,3 mm para a escala 1:76 e 2,0 e 4,0 mm para a escala 1:67); (iv) tempo de adensamento (1 e 7 dias de adensamento); (v) condição de drenagem (drenagem simples e dupla); e (vi) vazão (nula a 5,8 L/min). Os ensaios com vazão nula foram realizados em quadruplicata, os demais em triplicata.

As Figuras 4.9 a 4.16 apresentam os resultados de penetração em função da vazão ( $Q$ ), velocidade do jato ( $v_j$ ), tempo para estabilização da penetração ( $t$ ) e pressão total ( $P_{tot}$ ). Os resultados estão separados por modelo de estaca, escala e diâmetro do jato. Assim, numa mesma figura são apresentados resultados para diferentes tempos de adensamento e condição de drenagem. A descrição aparece na legenda das figuras, onde 1D significa um dia de adensamento, 7D significa sete dias de adensamento, D.S. significa drenagem simples e D.D. significa drenagem dupla.

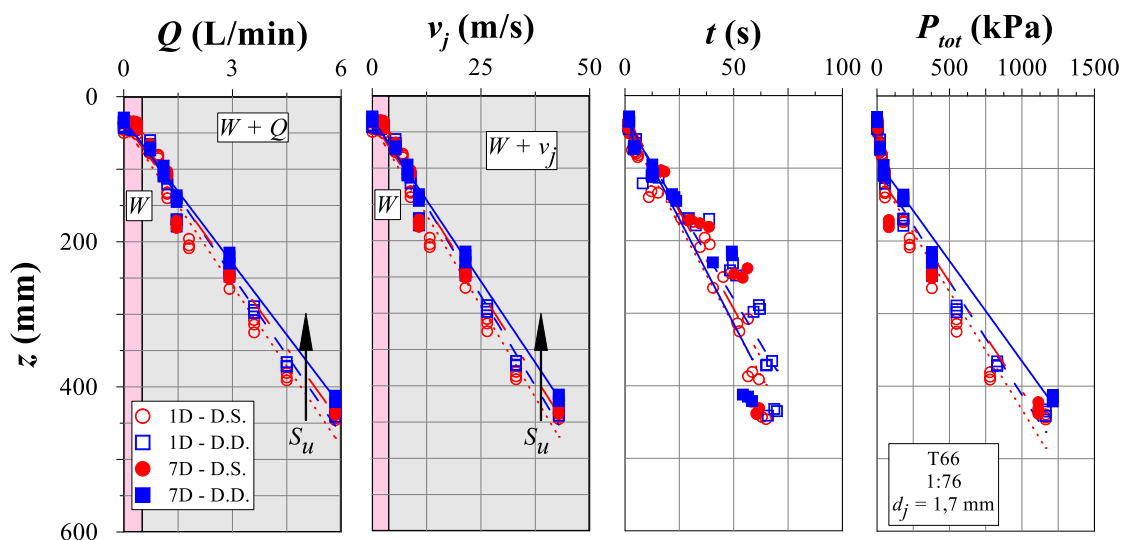


Figura 4.9: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T66 na escala 1:76 e diâmetro do jato de 1,7 mm.

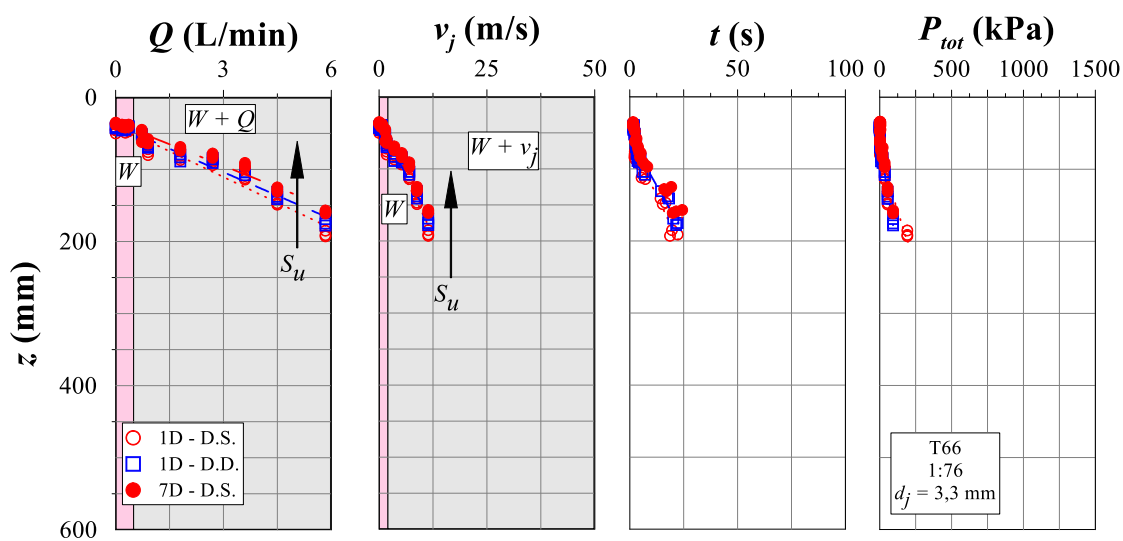


Figura 4.10: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T66 na escala 1:76 e diâmetro do jato do 3,3 mm.

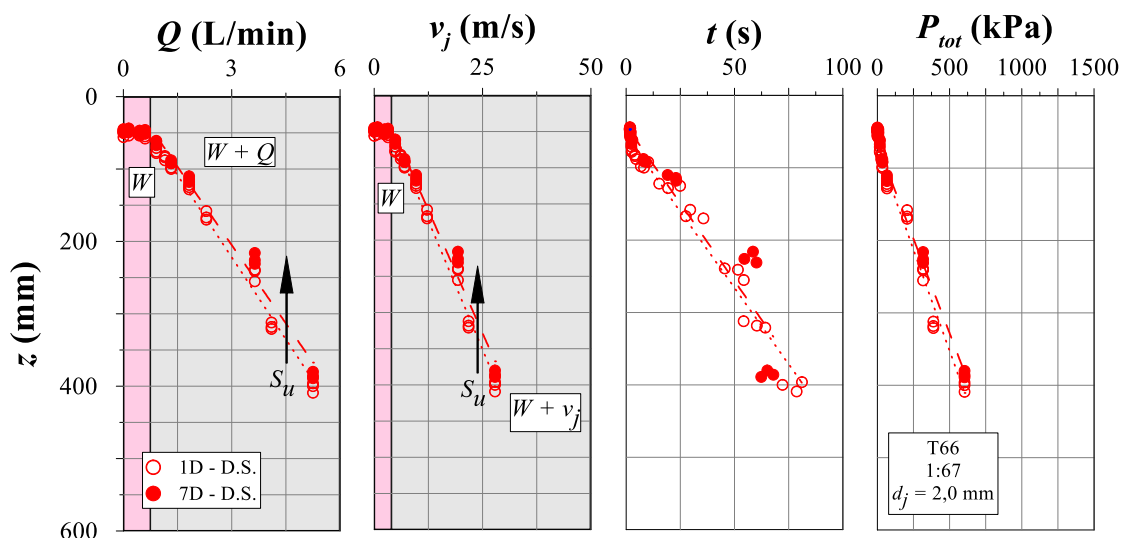


Figura 4.11: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T66 na escala 1:67 e diâmetro do jato de 2,0 mm.

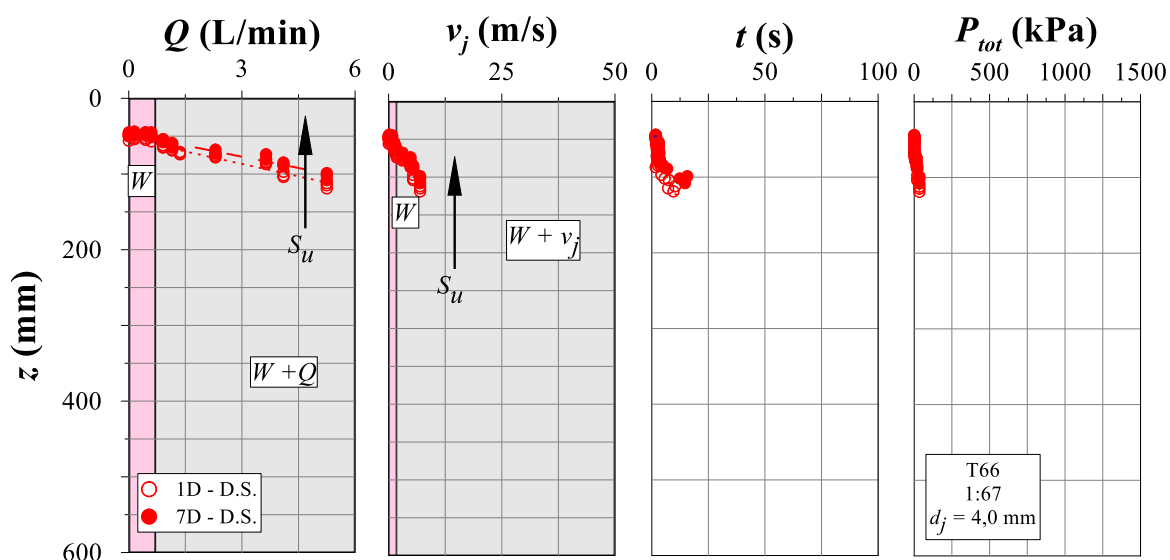


Figura 4.12: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T66 na escala 1:67 e diâmetro do jato de 4,0 mm.

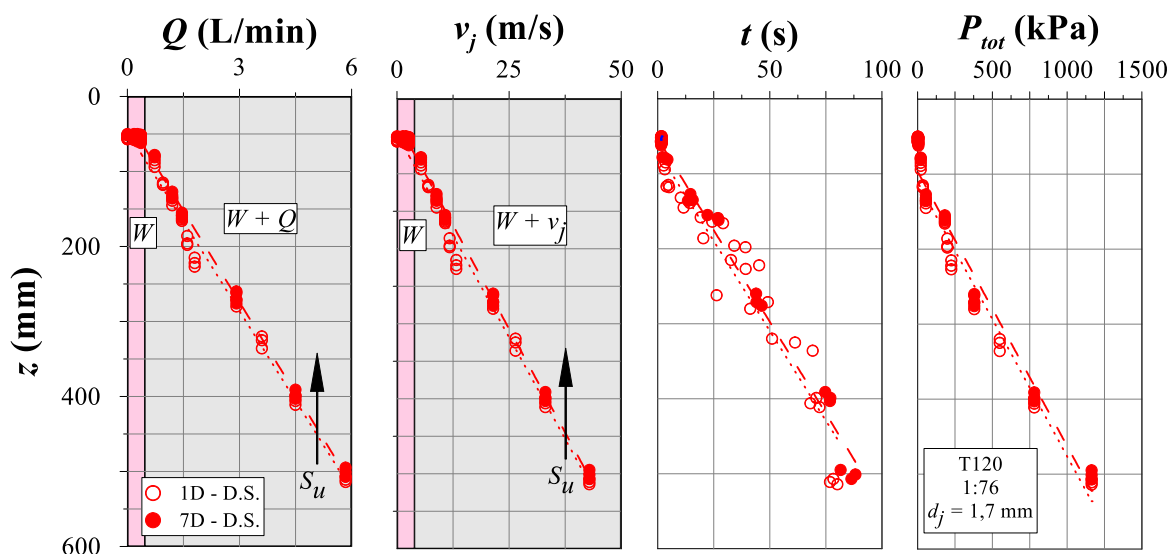


Figura 4.13: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T120 na escala 1:76 e diâmetro do jato de 1,7 mm.

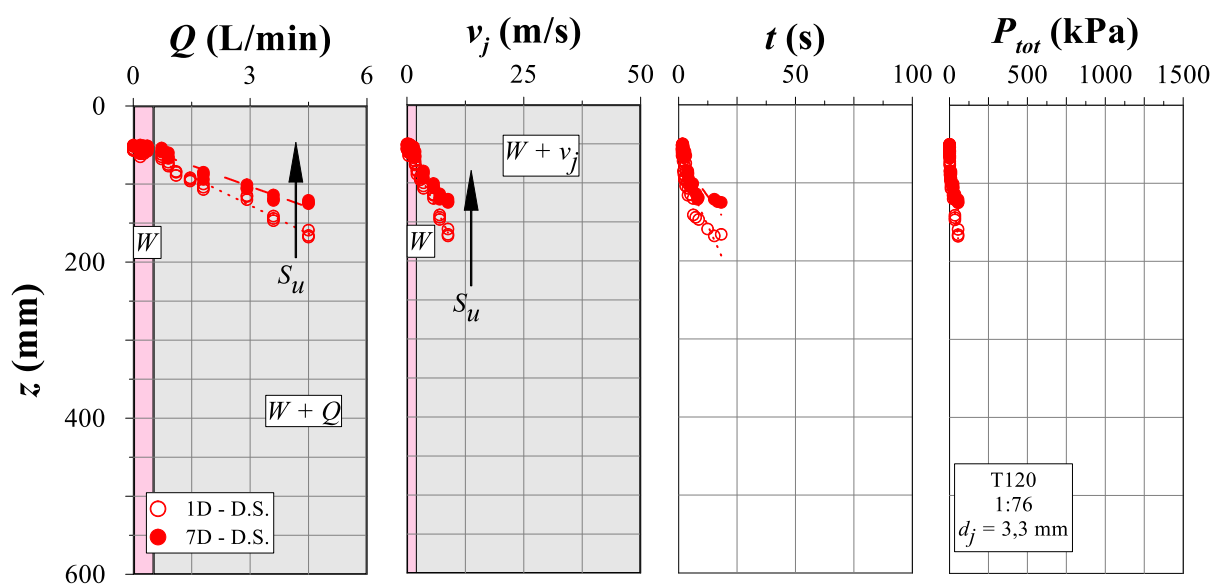


Figura 4.14: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T120 na escala 1:76 e diâmetro do jato do 3,3 mm.

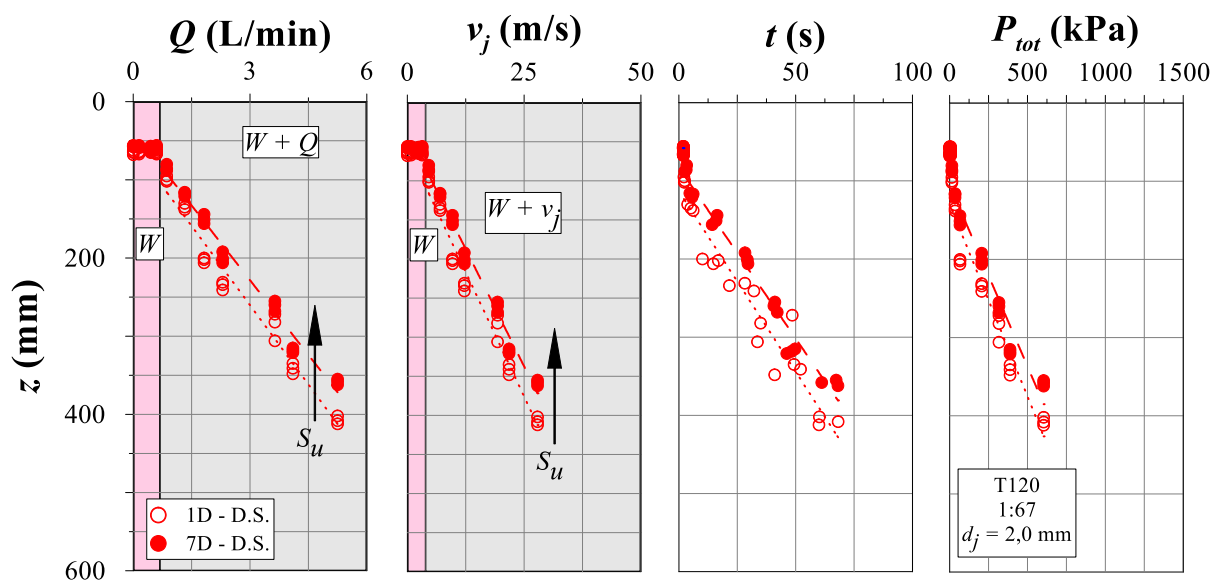


Figura 4.15: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T120 na escala 1:67 e diâmetro do jato de 2,0 mm.

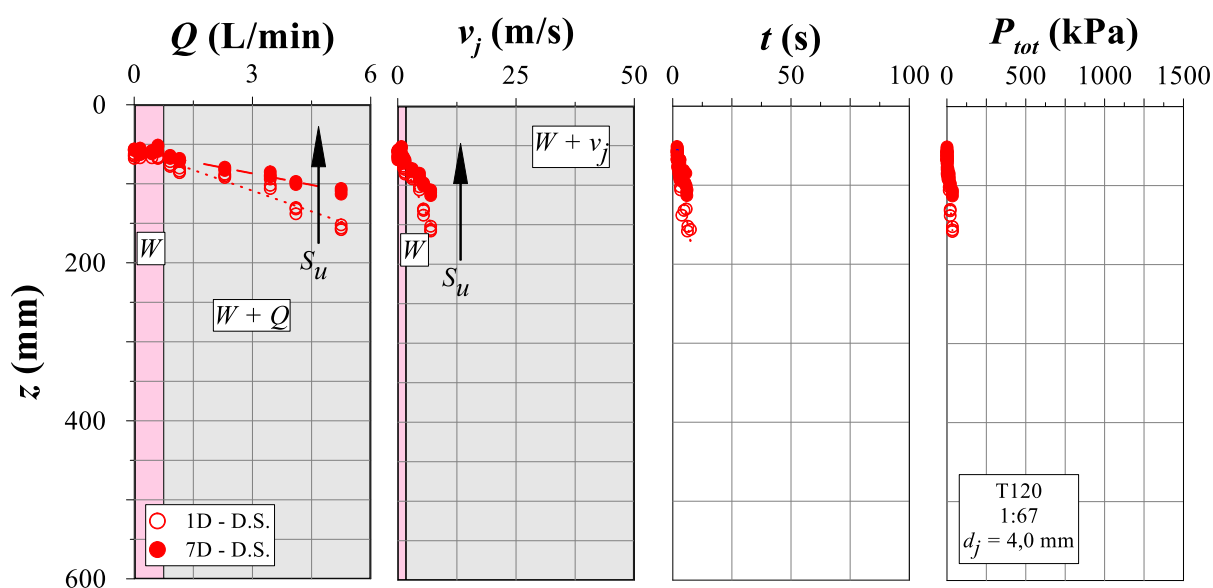


Figura 4.16: Vazão, velocidade do jato, tempo para estabilização da penetração e pressão total em função da penetração para o modelo de estaca torpedo T120 na escala 1:67 e diâmetro do jato do 4,0 mm.

Todos os perfis de resistência ao cisalhamento não-drenada (drenagem simples/dupla, 1/7 dias de adensamento) foram obtidos para o modelo de estaca torpedo T66, na escala 1:76 e com diâmetro do jato de 1,7 mm. Nas condições avaliadas com diâmetro do jato de 3,3 mm não foi

testada a condição de drenagem dupla e sete dias de adensamento. Para as demais variáveis foram testadas as condições de um e sete dias de adensamento em solo submetido à drenagem simples. A decisão de diminuir o número de ensaios especialmente em solo submetido à drenagem dupla levou em conta: (i) o pouco ganho em termos de resistência do solo obtido por esta técnica; e (ii) apenas um dos tanques pequenos ser compatível aos procedimentos nestas condições.

A análise dos resultados permite concluir que a penetração depende da combinação entre o peso do modelo e vazão/velocidade do jato. A dispersão dos resultados no que se refere ao tempo necessário à estabilização da penetração é maior que a dispersão dos resultados das outras variáveis. Provavelmente isto decorre da imprecisão do sistema de medição (feita manualmente através do acionamento de um cronômetro).

Constata-se que para vazões/velocidades do jato baixas o acréscimo destas variáveis não é suficiente para causar um incremento da penetração dos modelos no solo e, portanto, a penetração é controlada pelo peso do sistema. Esta região foi identificada nas figuras por um retângulo de coloração rosa e com o símbolo  $W$ , o que indica que a penetração ocorreu predominantemente por efeito de peso do sistema. A partir de um dado valor de vazão/velocidade do jato, passa a ocorrer um aumento aproximadamente linear da penetração em função do aumento das demais variáveis. Entende-se que nesta região a penetração ocorre em função dos efeitos combinados de peso e hidrojateamento. Este trecho foi identificado nas figuras por um retângulo de coloração cinza e apresenta o símbolo  $W + Q$ , ou  $W + v_j$ , em função da variável da figura em questão. Separam-se, portanto, ensaios nos quais a penetração resulta apenas do peso das hastes (vazões/velocidades do jato baixas para as quais o jato de água não tem energia suficiente para causar um aumento de penetração nos modelos), de ensaios nos quais o hidrojateamento é efetivo.

Constata-se que, em geral, as penetrações são menores quanto maior o tempo de adensamento. Percebe-se que, para as mesmas condições, as penetrações em amostras submetidas à drenagem simples tendem a ser ligeiramente maiores que as penetrações ocorridas em solo submetido a drenagem dupla. Essas duas conclusões resultam da influência da resistência ao cisalhamento não-drenada no fenômeno avaliado.

Esta análise permite concluir que, para um modelo de peso  $W$  e com um dado diâmetro do jato, a penetração pode ser expressa em função vazão/velocidade do jato conforme representado pela Figura 4.17, onde  $z_w$  é a penetração por peso próprio dos modelos.

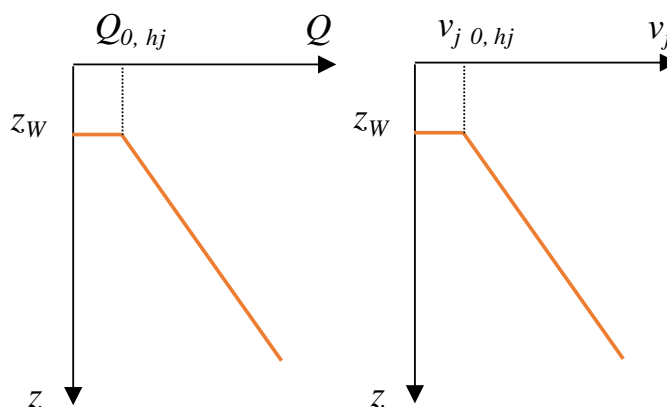


Figura 4.17: Comportamento característico da penetração em função da vazão/velocidade do jato para um modelo de peso  $W$ .

Denominou-se  $Q_{0, hj}$  a vazão correspondente à mudança de comportamento da penetração (i.e. o ponto de inflexão entre o comportamento controlado pelo peso e o comportamento controlado pelo hidrojateamento). Analogamente denominou-se  $v_{j 0, hj}$  a velocidade do jato correspondente.

Conclui-se, portanto, que os resultados indicam que nos ensaios realizados há a ocorrência dois conjuntos de resultados distintos:

- (i) penetração influenciada exclusivamente por efeito de peso (ensaios com vazão nula) e predominantemente pelo peso do sistema (ensaios com vazão baixa e insuficiente para causar aumento de penetração em relação aos ensaios com vazão nula);
- (ii) penetração influenciada pelo somatório dos efeitos de peso e hidrojateamento (ensaios com vazão alta e suficiente para causar aumento de penetração em relação ao grupo (i) de ensaios).



Como para a condição de penetração por peso próprio ocorrem as menores penetrações, as quais ocorrem em região do tanque de ensaios onde a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo apresenta um comportamento mais distante do esperado (ver Figura 4.9), optou-se por utilizar a teoria do equilíbrio limite para determinar a resistência do solo nessas condições por retroanálise, a exemplo do realizado por Passini (2015). Considerou-se, portanto, que na condição de penetração por peso próprio, no instante de paralisação da penetração, as forças contrárias e que se igualam à penetração são as resistências lateral ( $P_{lat}$ ) e de ponta ( $P_{ponta}$ ) mobilizadas.

Para a determinação da capacidade de carga de ponta unitária ( $P_{pu}$ ) são utilizadas formulações clássicas da Mecânica dos Solos (MEYERHOFF, 1951; SKEMPTON, 1951):

$$P_{pu} = S_{up} N_c + \gamma D, \quad (4.1)$$

onde  $N_c$  é o fator adimensional de capacidade de carga e  $D$  é o diâmetro do elemento ancorante, que no caso dos modelos reduzidos é igual a  $d_e$ . Utilizando-se a proposta de Skempton (1951) para a estimativa de  $N_c$  em função do embutimento relativo da estaca no solo, obtém-se um  $N_c$  de 9, valor que também é o recomendado pela norma API-RP-2A (2005). Já a capacidade de carga por atrito lateral unitária ( $P_{lu}$ ) é determinada através da aplicação de um fator empírico ( $\alpha$ ) à resistência ao cisalhamento não-drenada lateral do solo

$$P_{lu} = \alpha S_{ul}. \quad (4.2)$$

De acordo com Poulos (1989)  $\alpha$  é igual a, aproximadamente, 1 para solos normalmente adensados, como o estudada nesta pesquisa. Para transformar as capacidades de cargas unitárias determinadas em capacidades de carga, basta multiplicá-las pela respectiva área de interesse (lateral -  $P_{lat}$  - ou de ponta -  $P_{ponta}$ ).

Utilizando-se as equações acima, fazendo-se as devidas substituições, considerando-se a resistência ao cisalhamento não-drenada lateral como uma dada fração ( $\kappa$ ) da de ponta e isolando-se esta última, obtém-se

$$S_{up} = \frac{4 W_{sub} - \gamma d_e \pi (d_e^2 - d_j^2)}{4 \alpha \kappa \pi d_e z + N_c \pi (d_e^2 - d_j^2)} \quad (4.3)$$

para a estimativa da resistência ao cisalhamento não-drenada de ponta, a qual foi utilizada para a condição  $Q < Q_{o, hj}$ . Com base na média nos resultados obtidos experimentalmente considerou-se a relação  $\kappa = 0,85$  para os ensaios laboratoriais deste trabalho.

Com os resultados apresentados até aqui são conhecidas, para um dado modelo de estaca torpedo, representada por uma escala, com um diâmetro do jato, com uma condição de drenagem e com um dado tempo de adensamento:

- (i) a vazão máxima que é menor que a  $Q_{o, hj}$ , ou seja, a maior vazão em que foi observado comportamento comandado pela penetração por peso próprio, i.e., a máxima vazão em que não houve ganho de penetração em relação aos ensaios com vazão nula;
- (ii) a mínima vazão imposta que é maior que  $Q_{o, hj}$ , ou seja, a menor vazão em que foi observado comportamento comandado pela penetração por peso próprio e auxiliada por hidrojateamento, i.e., a mínima vazão em que foi observado ganho de penetração em relação aos ensaios com vazão nula.

A Figura 4.18 mostra, para as diferentes condições testadas, a relação entre a pressão total e a resistência ao cisalhamento não-drenada de ponta (determinada pelo método do equilíbrio limite) para estas duas vazões.

Observa-se que a relação  $P_{tot}/S_{up}$  para ensaios com  $Q_{máx} < Q_{o, hj}$  varia entre 0,19 e 1,07 e para ensaios com  $Q_{mín} > Q_{o, hj}$  varia entre 1,23 e 17. Isto é um indicativo de que o ponto de inflexão entre o comportamento comandado pelo peso próprio de modelo de estaca e comandado pelo peso próprio auxiliado pelo processo de hidrojateamento ocorre quando a relação é unitária, ou seja, quando a pressão total imposta se iguala a resistência ao cisalhamento não-drenada de ponta. Assim, entende-se que para que o processo de hidrojateamento ser significativo, ou seja, causar ganho de penetração em relação a condição de penetração por peso próprio, a pressão imposta tem que ser maior do que a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo.

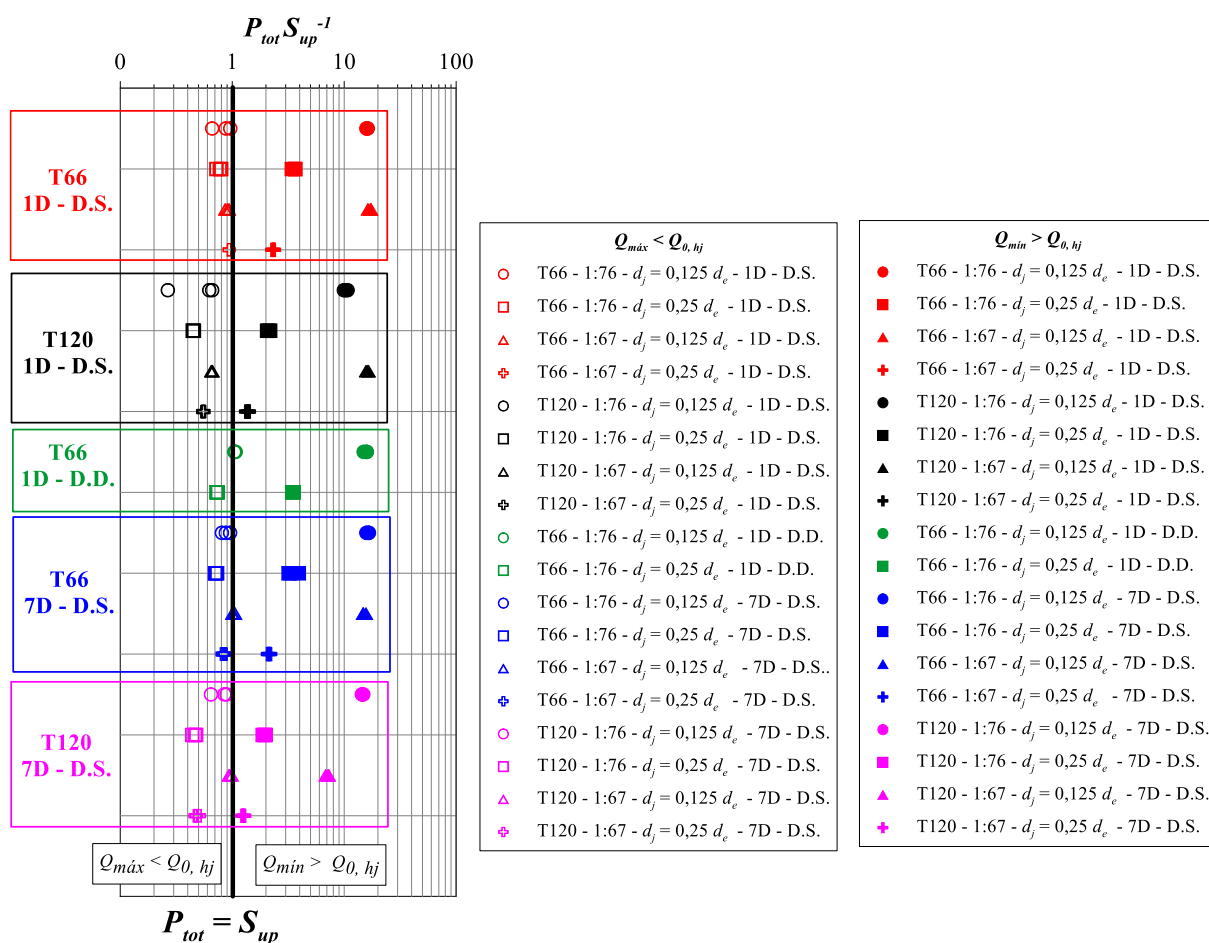


Figura 4.18: Relação entre a pressão total e a resistência ao cisalhamento não-drenada para ensaios com  $Q_{m\acute{a}x} < Q_{0,hj}$  e  $Q_{m\acute{i}n} > Q_{0,hj}$ .

#### 4.2.2.1 Teste de variáveis

A realização de um grande número de ensaios de penetração dos modelos permitiu a análise da influência das diferentes variáveis no processo estudado. A Figura 4.19 compara as penetrações observadas nos modelos de estaca torpedo T66 ( $z_{T66}$ ) e T120 ( $z_{T120}$ ) para as mesmas condições das demais variáveis (escala, diâmetro do jato, vazão, tempo de adensamento e condição de drenagem).

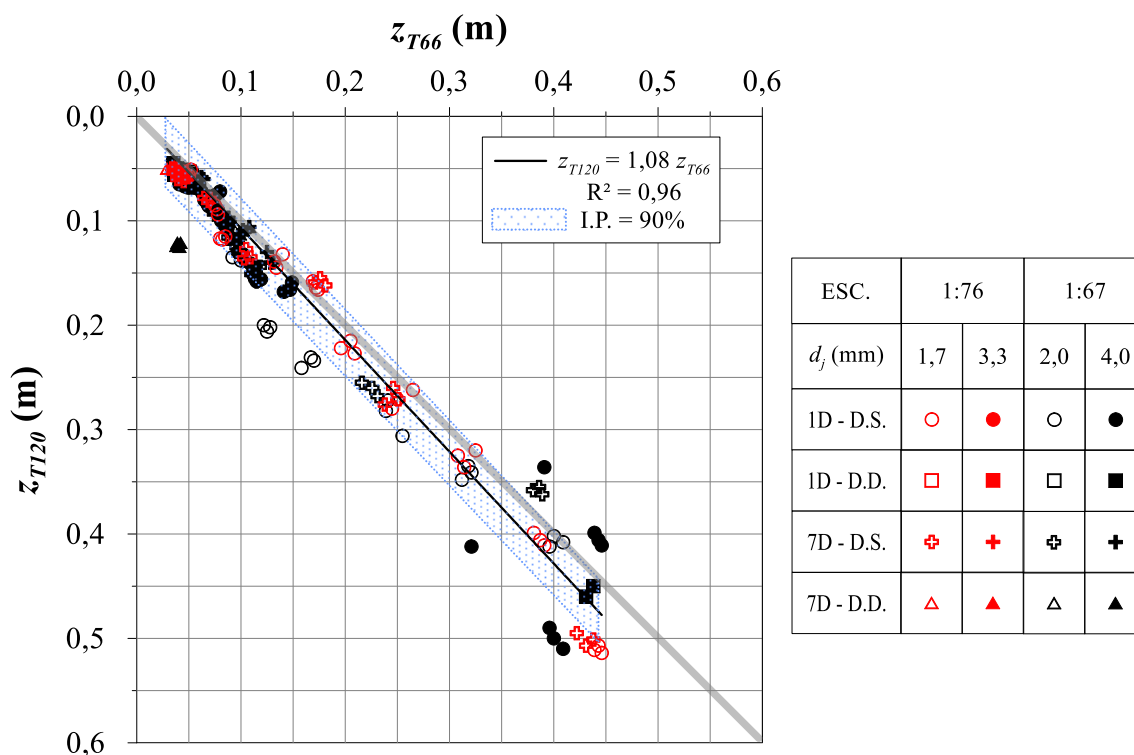


Figura 4.19: Comparação entre as penetrações observadas nos modelos T66 e T120 de estaca torpedo.

Observa-se que, em termos médios, as penetrações alcançadas pelo modelo T120 são 8% superiores às atingidas pelo modelo T66. Isto evidencia a influência da massa dos modelos na penetração. Como esta diferença é constante, entende-se que esta diferença no peso é significativa no processo de penetração, mas não na penetração por hidro-jateamento. Esta é uma evidência bastante importante, pois com base nela será considerado no trabalho a penetração total como o somatório das penetrações por peso próprio e hidro-jateamento, conforme será detalhado à frente.

A Figura 4.20 compara as penetrações observadas nas duas escalas testadas: 1:76 ( $z_{1:76}$ ) e 1:67 ( $z_{1:67}$ ). Como ao mudar a escala os diâmetros do jato mudam, optou-se por apresentar apenas os resultados de ensaios que foram realizados com a mesma velocidade do jato (relação com vazão e diâmetro do jato) ou cuja diferença em termos de velocidade do jato foi inferior a  $\pm 0,3$  m/s. A análise da figura permite inferir que praticamente não há diferença nos resultados em termos de penetração dos modelos, quando mantidas as mesmas configurações dos ensaios para as diferentes escalas testadas. Esta evidência ratifica a validade da adimensionalização

utilizada nesta pesquisa, apesar das limitações conhecidas, tais como impossibilidade da redução do tamanho dos grãos do solo.

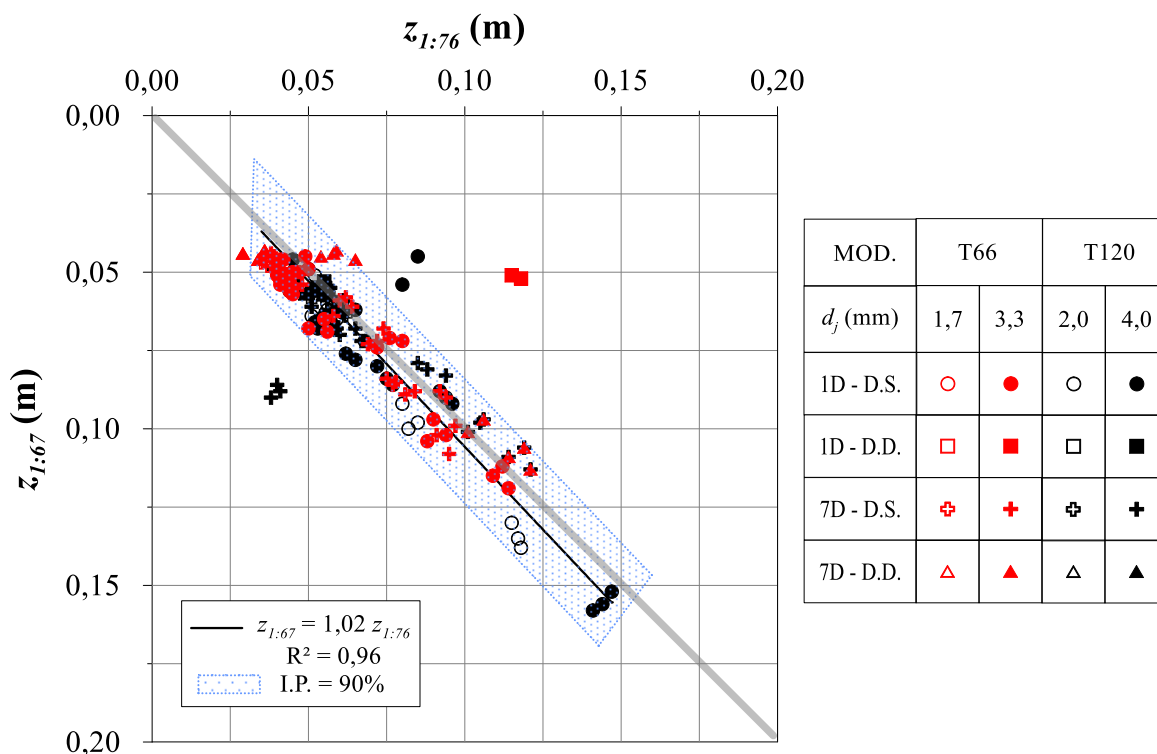


Figura 4.20: Comparação entre as penetrações alcançadas pelas escalas 1:76 e 1:67.

A Figura 4.21 compara os resultados obtidos pelos diferentes diâmetros de jato (1,7 e 3,3 mm para a escala 1:76; 2,0 e 4,0 mm para a escala 1:67; estes diâmetros representam, respectivamente, 12,5 e 25% do diâmetro externo da estaca). As penetrações medidas para o diâmetro do jato pequeno (1,7 e 2,0 mm) foram chamadas de  $z_{dj p}$ , enquanto as penetrações medidas com o diâmetro do jato grande (3,3 e 4,0 mm) foram chamadas de  $z_{dj g}$ . Para traçar esta figura são apenas utilizados os ensaios com vazões maiores do que  $Q_{o, h_j}$ , uma vez que não há diferença na penetração para ensaios com vazões inferiores. A figura evidencia que para ensaios realizados nas mesmas condições, as penetrações alcançadas pelos ensaios de maior diâmetro do jato são, em média, 72% inferiores às realizadas com menores diâmetros do jato. Portanto, quanto menor o diâmetro jato, maior é sua velocidade e, portanto, maior a energia para remover as partículas do solo, o que aumenta a penetração dos modelos.

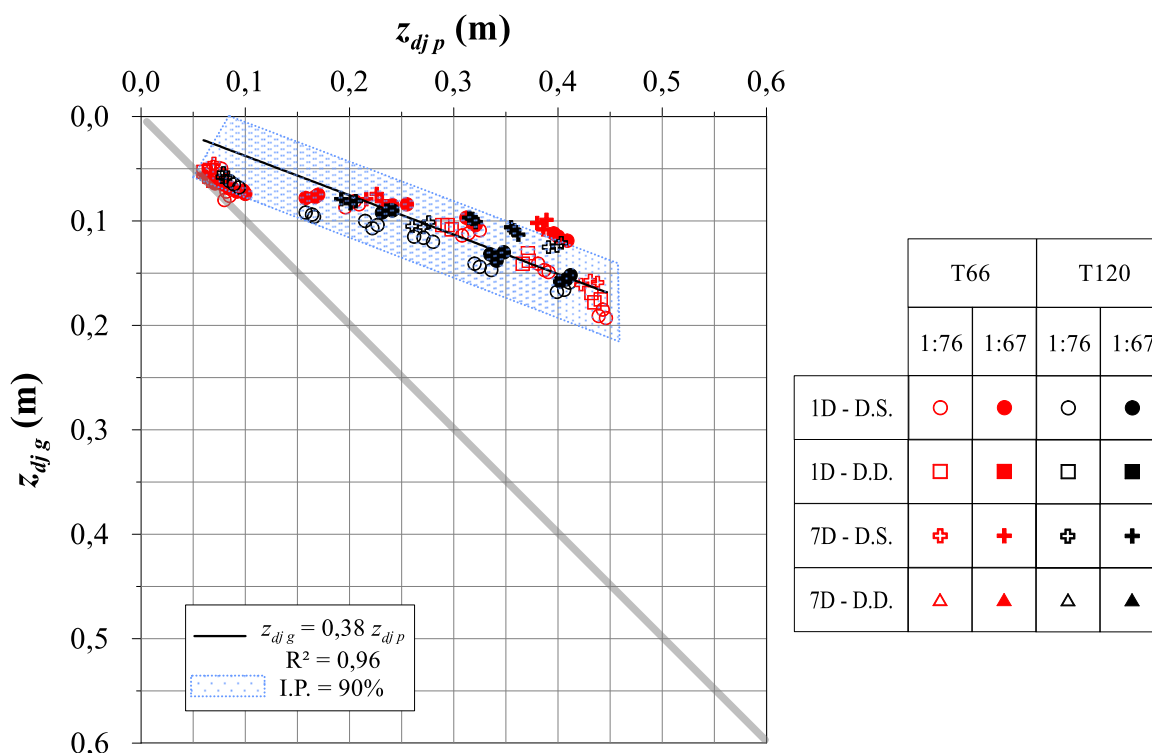


Figura 4.21: Comparação entre as penetrações alcançadas pelos diferentes diâmetros de jato.

A Figura 4.22 compara os resultados de penetração obtidos para diferentes tempos de adensamento: 1 dia ( $z_{1D}$ ) e 7 dias ( $z_{7D}$ ). Observa-se que, em termos médios, as penetrações em solo submetido a 7 dias de adensamento são 8% menores do que as obtidas em solo submetido a apenas um dia de adensamento. Este comportamento era esperado, uma vez que o aumento do tempo de adensamento contribui para o aumento da resistência ao cisalhamento não-drenada do solo e, portanto, na diminuição da penetração dos modelos. Entretanto, conforme já apresentado, a diferença de resistência do solo nestas condições é pequena, o que justifica a pequena diferença em termos de penetração observada.

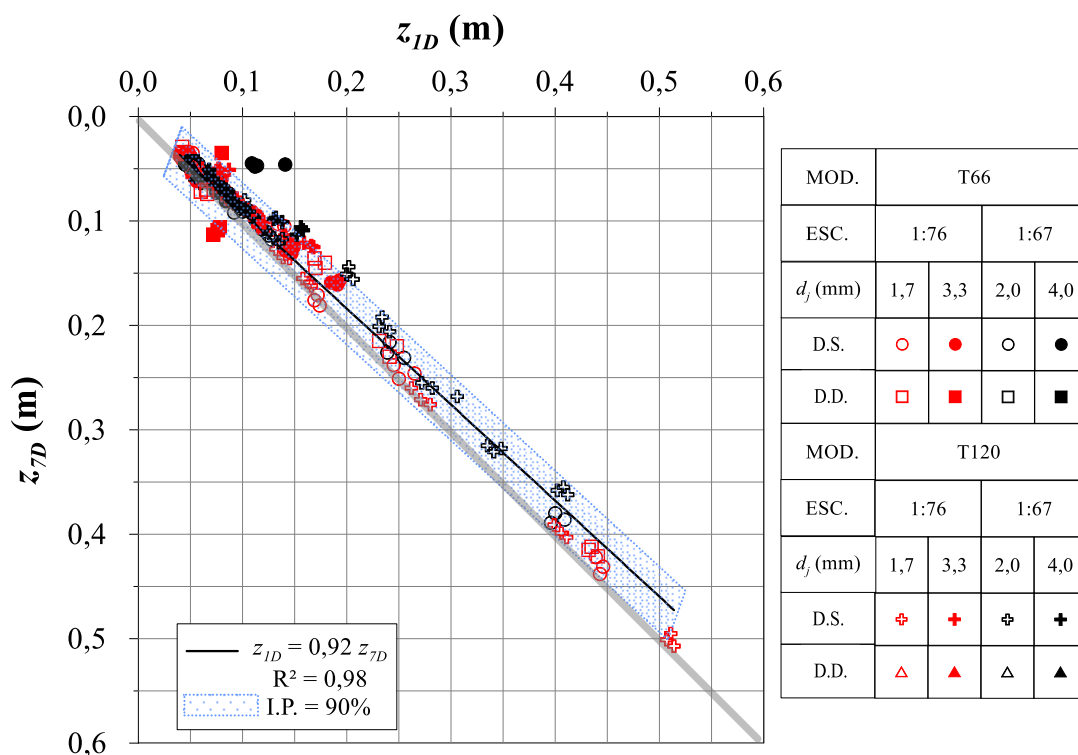


Figura 4.22: Comparação entre as penetrações alcançadas pelos diferentes tempos de adensamento.

A Figura 4.23 compara os resultados de penetração obtidos para diferentes condições de drenagem: drenagem simples ( $z_{D.S.}$ ) e drenagem dupla ( $z_{D.D.}$ ). Observa-se que, em termos médios, as penetrações alcançadas em solo submetido a drenagem dupla são 5% menores do que as obtidas em solo submetido a drenagem simples. Assim, entende-se que embora haja diminuição da penetração ocasionada pelo ganho de resistência do solo, esta é ainda menos significativa do que a ocasionada pelo aumento do tempo de adensamento.

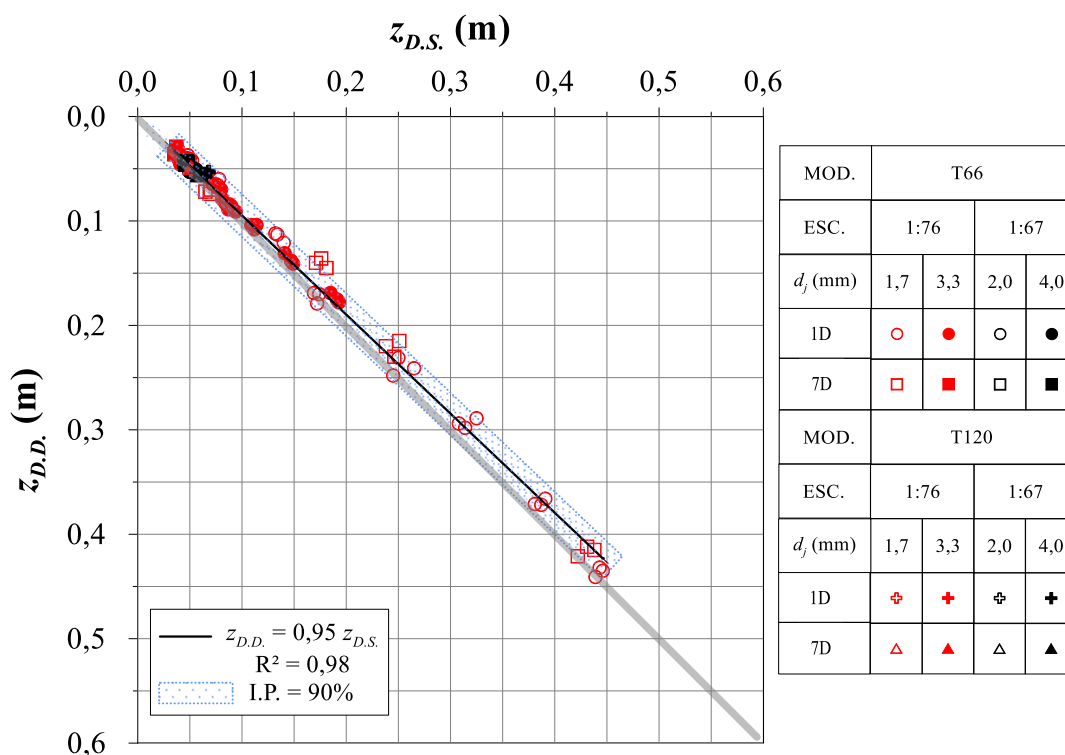


Figura 4.23: Comparação entre as penetrações alcançadas pelas diferentes condições de drenagem.

#### 4.2.2.2 Efeito do peso próprio

Este item destina-se a apresentar os resultados do grupo (i) de ensaios, ou seja, ensaios com vazão nula ou muito baixa, nos quais não foi observado acréscimo de penetração pelo efeito do hidrojateamento. São, portanto, resultados de ensaios nos quais a penetração se deu predominantemente por efeito do peso próprio do sistema haste + massa e, conforme discutido anteriormente, a resistência ao cisalhamento não-drenada de ponta é igual ao menor a pressão total imposta pelo hidrojateamento. Na interpretação destes resultados utilizou-se o peso submerso ( $W_{sub}$ ). Esta mudança em relação aos trabalhos anteriores visou levar em consideração o empuxo causado na haste.

A Figura 4.24 apresenta os ensaios deste grupo em função da penetração para os diferentes pesos submersos dos modelos. As penetrações variaram entre 29 mm (T66, escala 1:76, 7 dias de adensamento e drenagem dupla) e 68 mm (T120, escala 1:67, 1 dia de adensamento e



drenagem simples), ou seja, para a menor massa com maior valor de resistência do solo e para a maior massa com menor valor de resistência do solo, respectivamente.

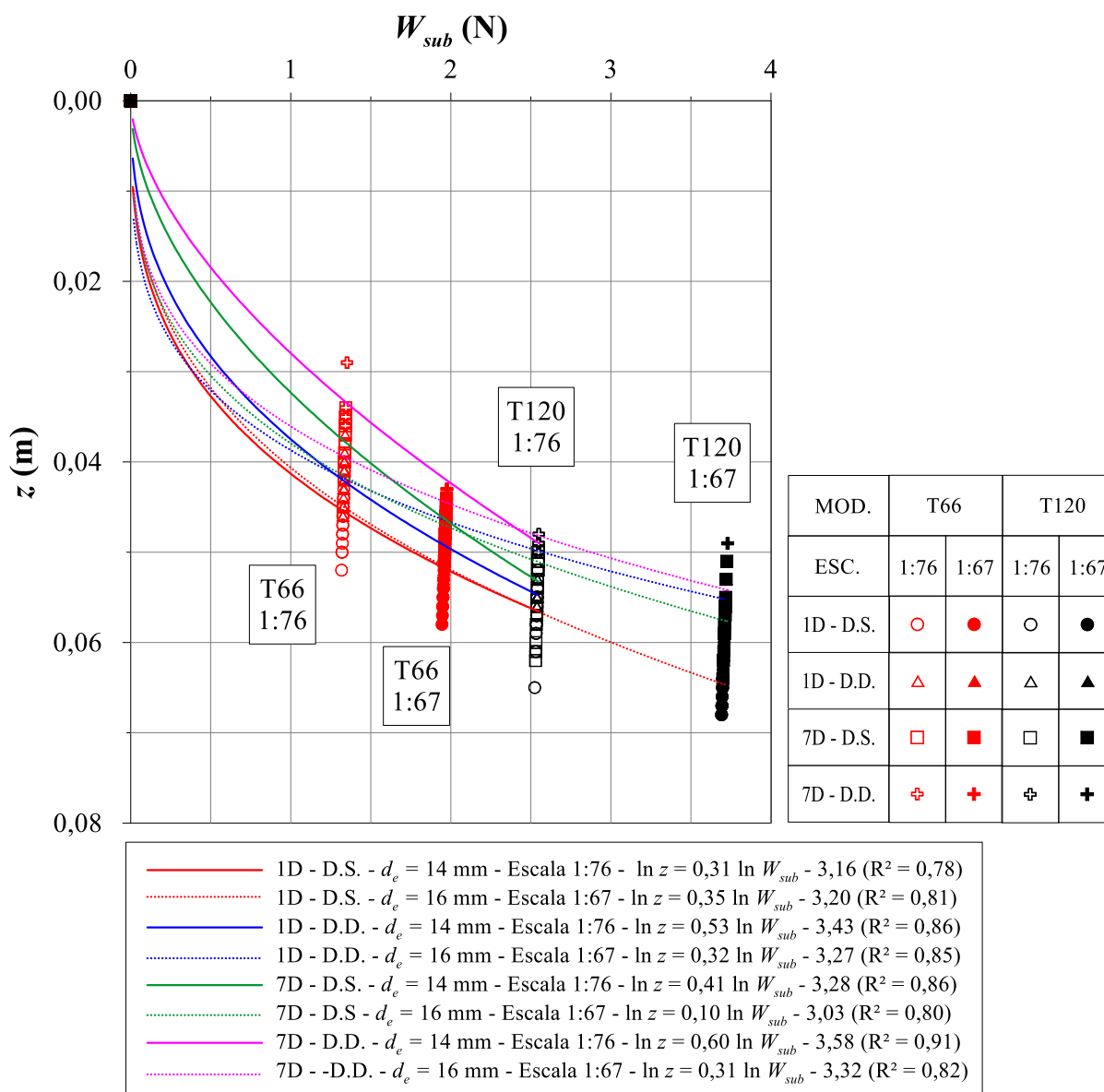


Figura 4.24: Penetração em função do peso submerso para ensaios com vazão menor do que

$$Q_0, h_j.$$

Nota-se a possibilidade de usar um único ajuste para cada tendência de resistência ao cisalhamento não-drenada (representada pela combinação de tempo de adensamento e condição de drenagem) e escala (representada pelo diâmetro externo da haste). Conforme esperado, para um mesmo peso submerso do modelo, constata-se que, em geral, a penetração diminui com o aumento do tempo de adensamento e com a diminuição da altura drenante

(mudança de drenagem de simples para dupla), o que demonstra a influência da resistência ao cisalhamento não-drenada no fenômeno avaliado.

Ao contrário da situação real de campo, nos ensaios realizados o modelo de estaca torpedo não encontra-se totalmente submerso (altura de lâmina d'água de 0,05 m – utilizado na maioria dos ensaios - e 0,45 m – utilizado em alguns ensaios complementares). Com o objetivo de levar em consideração o efeito do empuxo para as condições dos ensaios realizados, optou-se por realizar algumas alterações no método da adimensionalização proposto por Lourenço (2016). A primeira delas é no adimensional  $\Pi_{10}$  no qual passou-se a considerar o peso submerso dos modelos e não a massa. Essa alteração, levou à necessidade de substituir a massa específica do solo por peso específico do mesmo. Assim, o adimensional passa a tomar a forma de

$$\Pi_{10} = \frac{W_{sub}}{\gamma d_j^3}. \quad (4.4)$$

A Figura 4.25 apresenta os resultados observados de coeficiente de penetração plotados em função do coeficiente do peso submerso dos modelos. Como esta adimensionalização é utilizada para ensaios em que a penetração ocorre por peso próprio, o adimensional  $\Pi_1$  foi alterado para  $\Pi'_1$ , o qual relaciona a penetração por peso próprio com o diâmetro externo da estaca.

Neste espaço, observou-se a possibilidade de um único ajuste para cada tendência de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo (representada pela combinação de condição de drenagem e tempo de adensamento), independentemente da escala do modelo de estaca torpedo ensaiada. No gráfico fica evidenciado um pequeno erro na adimensionalização do coeficiente peso, especialmente para o modelo de estaca torpedo T120 entre as duas escalas ensaiadas. Isto ocorre porque o peso específico do solo foi mantido o mesmo para todos os ensaios, independentemente da escala ensaiada.

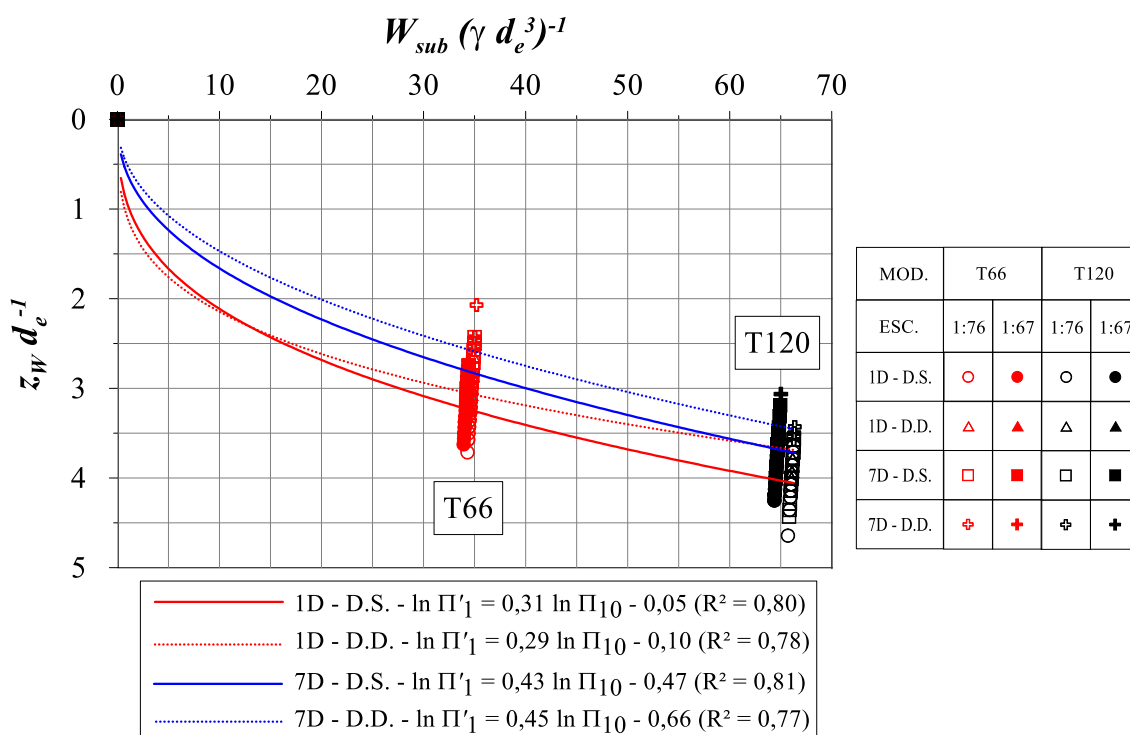


Figura 4.25: Coeficiente de penetração em função do coeficiente de peso submerso para ensaios com vazão menor que  $Q_{0, hj}$

Este grupo de resultados evidenciou a necessidade de adimensionalização em função da resistência ao cisalhamento não-drenada do solo. Por isso, optou-se pela criação de um novo adimensional que relaciona a tensão dos modelos (quociente entre peso submerso e área) com a resistência ao cisalhamento não-drenada. Inicialmente foi testada a adimensionalização em função da área total de ponta dos modelos ( $A_p$ ), conforme mostra a parte superior da Figura 4.26. Observa-se que o ajuste pode ser considerado satisfatório para os ensaios realizados nesta pesquisa e na de Lourenço (2016). Entretanto, a dispersão em relação aos resultados de Passini (2015) é evidente. Passini (2015) realizou ensaios com diâmetro do jato igual ao diâmetro interno dos tubos utilizados para simular a estaca torpedo. Convém lembrar que nesta pesquisa e na de Lourenço (2016) foram utilizados adaptadores na ponteira na estaca para diminuir o diâmetro do jato e, conseqüentemente, aumentar a velocidade de saída deste. Por isso, foi traçada a parte inferior na Figura 4.26, na qual se utiliza a área de ponta fechada dos modelos ( $A_f$ ), que é função da diferença entre os diâmetros externo e do jato, na adimensionalização.

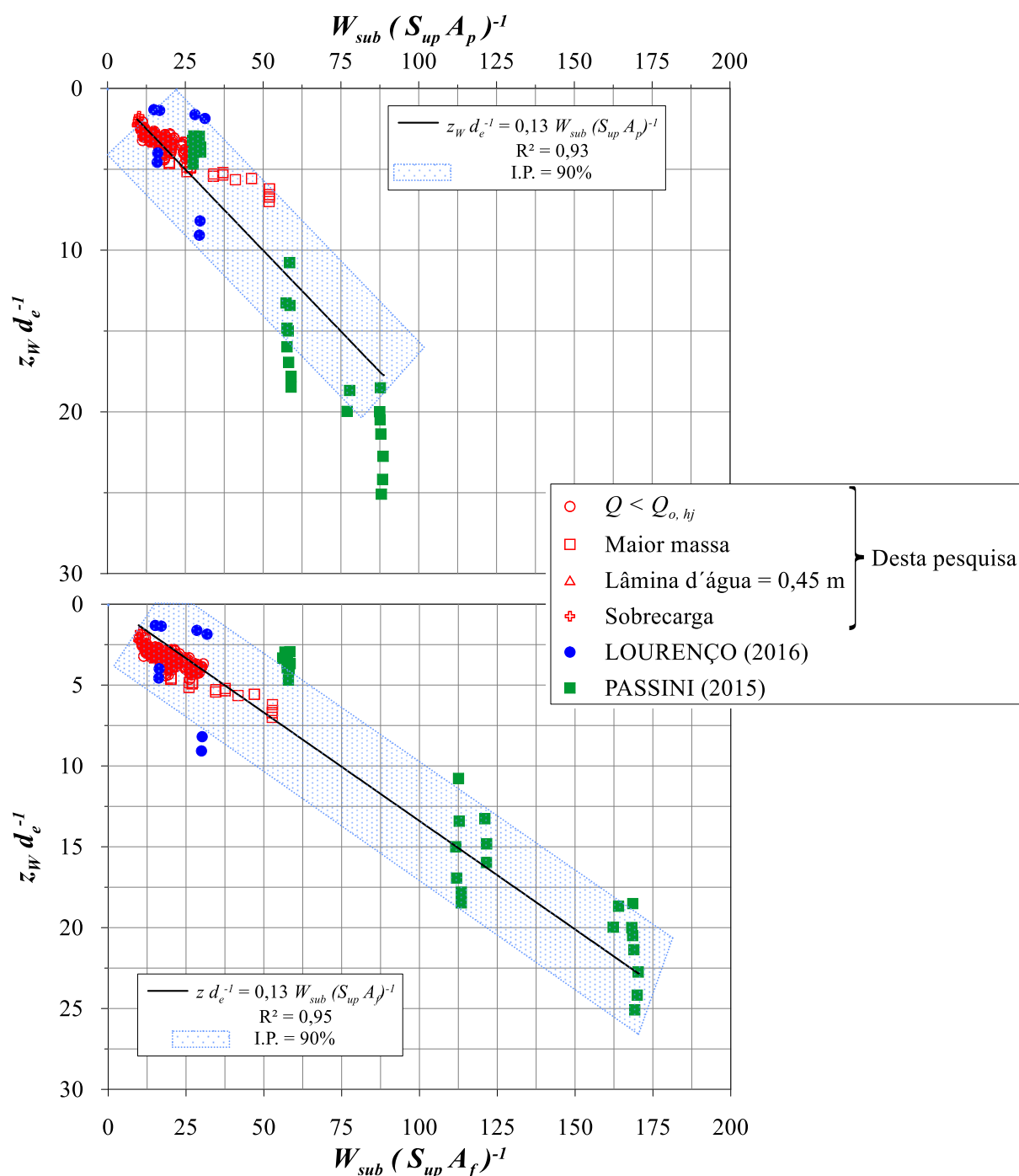


Figura 4.26: Coeficiente de penetração em função do coeficiente de resistência ao cisalhamento não-drenada por unidade de área de ponta (parte superior) e em função do coeficiente de resistência ao cisalhamento não-drenada por unidade de área de ponta fechada (parte inferior).

Observa-se que a consideração da área de ponta fechada dos modelos melhorou significativamente o ajuste dos resultados por uma única linha de tendência. Assim, entende-

se que a melhor forma do adimensional que relaciona peso submerso dos modelos e resistência ao cisalhamento de ponta do solo é

$$\Pi_{13} = \frac{W_{sub}}{S_{up} A_f}. \quad (4.5)$$

Levando-se em conta o adimensional proposto, observa-se na parte inferior da Figura 4.32 que a relação entre  $\Pi'_1$  e  $\Pi_{13}$ , na forma implícita, é

$$\Pi'_1 = 0,13 \Pi_{13}. \quad (4.6)$$

Já a forma explícita é

$$\frac{z_W}{d_e} = 0,13 \frac{W_{sub}}{S_{up} A_f}. \quad (4.7)$$

Reorganizando-se a Equação 4.7 e fazendo-se as devidas substituições obtém-se

$$z_W = 0,17 \frac{W_{sub} d_e}{S_{up} (d_e^2 - d_j^2)}, \quad (4.8)$$

a qual pode ser utilizada para prever a penetração por peso próprio dos modelos de estaca torpedo.

#### 4.2.2.3 Efeito do hidrojateamento

Ao analisar os adimensionais propostos por Lourenço (2016) – Capítulo 2 – observa-se que o adimensional  $\Pi_1$  é o resultado adimensionalizado do fenômeno estudado (penetração adimensionalizada pelo diâmetro do jato), o adimensional  $\Pi_{10}$  (coeficiente de massa que foi alterado para coeficiente de peso submerso neste trabalho, conforme discutido anteriormente) é relacionado com a penetração por peso próprio dos modelos e os adimensionais  $\Pi_2$  (relação entre diâmetro externo da estaca e diâmetro do jato),  $\Pi_3$  (relação entre a área fechada da ponta da estaca e a área do jato),  $\Pi_4$  (relação entre o diâmetro da zona de solo perturbada pela penetração da estaca e o diâmetro do jato),  $\Pi_5$  (relação entre  $d_{50}$  do solo e o diâmetro do jato),  $\Pi_7$  (relação entre massa específica da água e do solo) e  $\Pi_{11}$  (relação entre altura de lâmina d'água e o diâmetro do jato) são relacionados à parâmetros geométricos e características/propriedades dos materiais testados.

Assim, para auxiliar na compreensão do efeito do hidrojateamento na penetração, restam os adimensionais  $\Pi_6$  (número de Reynolds do jato),  $\Pi_8$  (relação entre a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo e a vazão),  $\Pi_9$  (relação entre a pressão total e a vazão) e  $\Pi_{12}$  (relação entre a pressão total e a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo). O adimensional  $\Pi_{12}$  é o quociente entre os adimensionais  $\Pi_9$  e  $\Pi_8$ . Por isso, entende-se que este representa adequadamente os outros dois. Além disso, o número de Reynolds do jato está intrinsecamente representado no adimensional  $\Pi_{12}$  uma vez que o adimensional depende da vazão e o do diâmetro do jato, os quais estão relacionados com a pressão dinâmica, a qual é parcela significativa da pressão total utilizada no adimensional  $\Pi_{12}$ . Entende-se, com isto, que o adimensional  $\Pi_{12}$  é o que melhor representa o fenômeno estudado, uma vez que relaciona parâmetros do jato (número de Reynolds do jato, vazão, diâmetro do jato e pressão total) e do solo (resistência ao cisalhamento não-drenada).

Como, conforme debatido anteriormente, a vazão só passa a auxiliar na penetração dos modelos a partir de um valor mínimo, a qual foi denominada  $Q_{o, hj}$ , e para vazões inferiores a esta a penetração ocorre por efeito de peso próprio dos modelos, entende-se, portanto, que a penetração é o somatório da penetração por peso próprio ( $z_w$ ) e por hidrojateamento ( $z_{hj}$ ). O diâmetro externo da estaca mostrou-se relevante na determinação da penetração por peso próprio dos modelos. Porém entende-se que o diâmetro do jato – que repercute na velocidade do mesmo – é um parâmetro mais importante na descrição do fenômeno associado à penetração por efeito do hidrojateamento. Por isso, para representar o efeito do hidrojateamento na penetração, propõe-se a alteração do adimensional  $\Pi_1$  para  $\Pi''_1$ , no qual a penetração é descrita pelo processo de hidrojateamento, segundo a expressão:

$$\Pi''_1 = \frac{z_{hj}}{d_j}. \quad (4.9)$$

A Figura 4.27 apresenta os resultados de  $\Pi''_1$  em função de  $\Pi_{12}$  para ensaios realizados com vazões superiores a  $Q_{o, hj}$ . Foi considerado como penetração por peso próprio – valor que deve ser descontado da penetração total para determinar a penetração por hidrojateamento – a média dos valores estimados pelo método da adimensionalização e, para esta penetração foi considerada a resistência ao cisalhamento não-drenada de ponta estimada por retroanálise pelo método do equilíbrio limite, utilizando-se os valores médios de penetração com vazão nula.

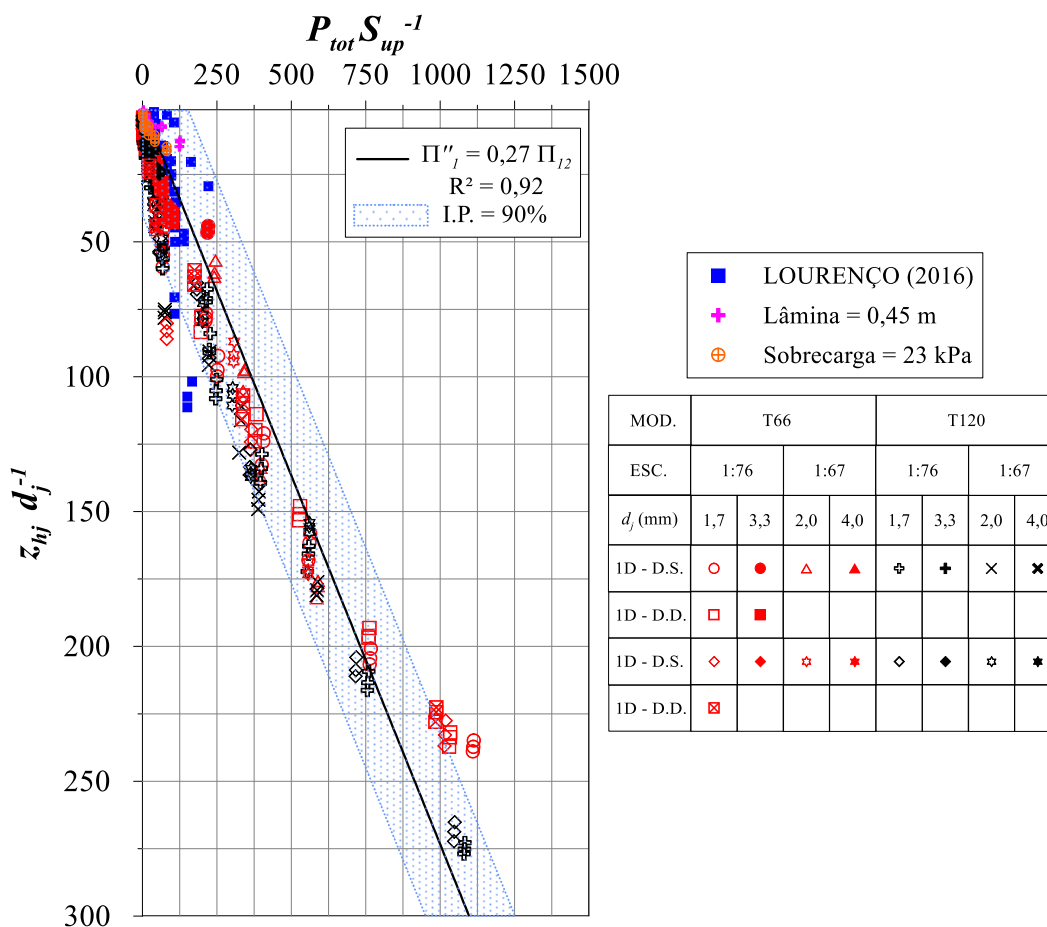


Figura 4.27: Resultados adimensionalizados de penetração por efeito hidrojateamento em função da pressão total.

Observa-se que os resultados desta pesquisa e de Lourenço (2016) podem ser ajustados por uma relação linear entre os valores adimensionalizados de pressão e penetração. A equação linear é atrativa pois explícita de forma simples e direta o fenômeno de penetração por hidrojateamento. É importante notar que, para as pressões impostas, a penetração chega a atingir 275 vezes o diâmetro do jato, o que dependendo da escala considerada, representa um ganho de penetração de 29 a 33 vezes o diâmetro externo da estaca, o que em larga escala pode justificar o desenvolvimento desta tecnologia à engenharia de fundações *offshore*.

Como todos os resultados apresentados validam o ajuste linear dos resultados adimensionalizados de penetração por efeito do hidrojateamento em função da pressão total,

entende-se que a relação entre os adimensionais  $\Pi''_1$  e  $\Pi_{12}$ , na forma implícita, pode ser representada pela expressão:

$$\Pi''_1 = 0,27 \Pi_{12}. \quad (4.10)$$

Já a forma explícita é

$$\frac{z_{hj}}{d_j} = 0,27 \frac{P_{tot}}{S_{up}}. \quad (4.11)$$

Reorganizando-se a Equação 4.11 obtém-se

$$z_{hj} = 0,27 \frac{P_{tot} d_j}{S_{up}} \quad (4.12)$$

Em alguns ensaios, especialmente nos em que a vazão imposta é mais elevada, foram observadas a abertura de fraturas hidráulicas. A Figura 4.28 mostra dois exemplos em que foram observadas fraturas hidráulicas (as fraturas foram destacadas em *software* para edição de imagens) significativas e em condições em que foi observada a total paralisação do processo de penetração dos modelos de estaca torpedado.

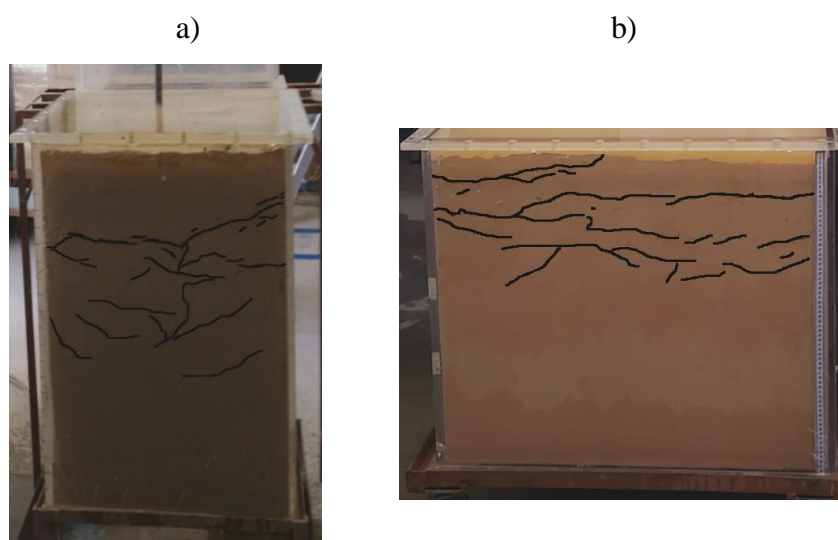


Figura 4.28: Exemplos de fraturas hidráulicas: (a) T66 – 1:76 – 7D – D.S. –  $d_j = 1,7 \text{ mm} - Q = 5,8 \text{ L/min}$ ; e (b) T66 – 1:76 – 1D – D.S. –  $d_j = 1,7 \text{ mm} - Q = 5,8 \text{ L/min}$ .



#### 4.2.2.4 Análise conjunta

Conforme discutido anteriormente, a penetração dos modelos de estaca torpedo ocorre pelo somatório de dois fenômenos: penetração por peso próprio e penetração devido ao hidrojateamento. Foram apresentados métodos para a estimativa, em termos de penetração, destes dois fenômenos. Assim, unindo-se estes métodos, tem-se a equação para a previsão da penetração dos modelos de estaca torpedo

$$z = 0,17 \frac{W_{sub} d_e}{S_{up} (d_e^2 - d_j^2)} + 0,27 \frac{P_{tot} d_j}{S_{up}} \quad (4.13)$$

A Figura 4.29 compara os resultados de penetração medidos e estimados por esta equação e mostra que o método é adequado para prever resultados apresentados neste trabalho, no de Passini (2015) e no de Lourenço (2016).

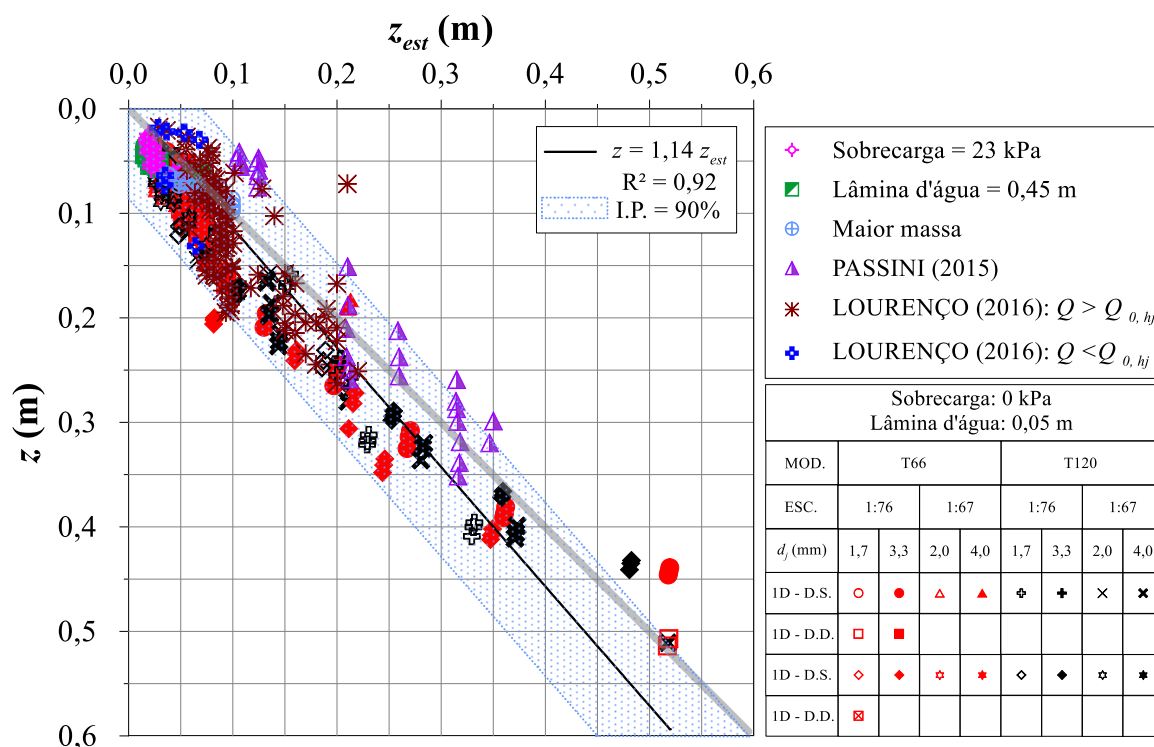


Figura 4.29: Comparação entre as penetrações totais medidas e estimadas.

Ao longo deste item foi demonstrado que o solo artificial utilizado nesta pesquisa é representativo dos solos encontrados nos principais campos brasileiros de exploração de petróleo *offshore*. Além disso, foram apresentados os resultados de um grande número de ensaios de laboratório de penetração dos modelos de estaca torpedo. Além da repetição de alguns ensaios realizados por Lourenço (2016) e Passini (2015), foram realizados ensaios com vazões maiores e menores do que as testadas por estes autores. A ampliação deste intervalo evidenciou que ocorre uma penetração mínima dos modelos de estaca torpedo, a qual depende basicamente do peso dos modelos e da resistência mobilizada, a qual depende de características geométricas da estaca, como diâmetro externo e diâmetro do jato, e do perfil de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo.

Foi apresentado um método, baseado na adimensionalização, para a estimativa da penetração por peso próprio dos modelos de estaca torpedo e foi mostrado que para que ocorra aumento de penetração em relação aos ensaios com vazão nula, a pressão total imposta deve ser maior que a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo.

O efeito do empuxo sobre os resultados foi avaliado comparando-se os resultados com lâmina d'água de 0,05 e 0,45 m. Estes resultados evidenciaram a necessidade de interpretação dos resultados em função do peso submerso das amostras, o que levou à modificação de alguns adimensionais propostos por Lourenço (2016).

Foi mostrado que ocorre uma relação que pode ser considerada linear entre a penetração adimensionalizada pelo diâmetro do jato com a pressão disponível adimensionalizada pela resistência ao cisalhamento não-drenada de ponta para valores de penetração maiores do que a penetração mínima e, baseado nesta adimensionalização, foi proposto um método para a previsão da penetração por efeito do hidrojateamento e que se mostrou válido para os ensaios realizados nesta pesquisa e na de Lourenço (2016).

Os métodos de previsão de penetração por peso próprio e hidrojateamento foram unidos, de forma a obter-se uma única equação para a previsão de penetração total dos modelos. As penetrações estimadas por esta equação mostraram-se adequadas para prever os resultados dos ensaios realizados por este trabalho, Passini (2015) e Lourenço (2016). Assim, conclui-se que

a interpretação deste grupo de resultados apresentou uma contribuição significativa na interpretação dos fenômenos estudados. Apesar disso, a validade dos equacionamentos propostos na escala real (1:1) ainda precisa ser avaliada. Pelas dificuldades técnicas e financeiras de realização de ensaios na escala real, optou-se por, ainda nesta pesquisa, realizar ensaios em campo (solo natural) mais próximos das condições reais, mas ainda através de modelos reduzidos (escala 1:12), conforme é apresentado no item a seguir.

## 4.3 ENSAIOS DE HIDROJATEAMENTO EM CAMPO

### 4.3.1 Caracterização geotécnica

A Figura 4.30 apresenta os resultados de ensaios DPL realizados. O solo do M.O. mostrou maior resistência e heterogeneidade do que o desejável para esta pesquisa. O solo da Marinha, de um dos pátios da Escola e de algumas regiões do CCMar apresentaram perfis similares. Como a Escola e o CCMar são estabelecimentos públicos, optou-se por dar continuidade à pesquisa nestes locais pela facilidade de acesso.

Durante a extração do solo dos tubos *shelby*, moldagem dos corpos de prova e realização dos ensaios foram encontradas muitas conchas (Figura 4.31), especialmente no solo mais superficial da Escola, ratificando as informações de Dias e Moraes (1998) e Dias (2001). Para os ensaios de caracterização geotécnica, cujos resultados estão resumidos na Tabela 4.3, procurou-se retirar com auxílio de pinça todas as conchas detectadas.

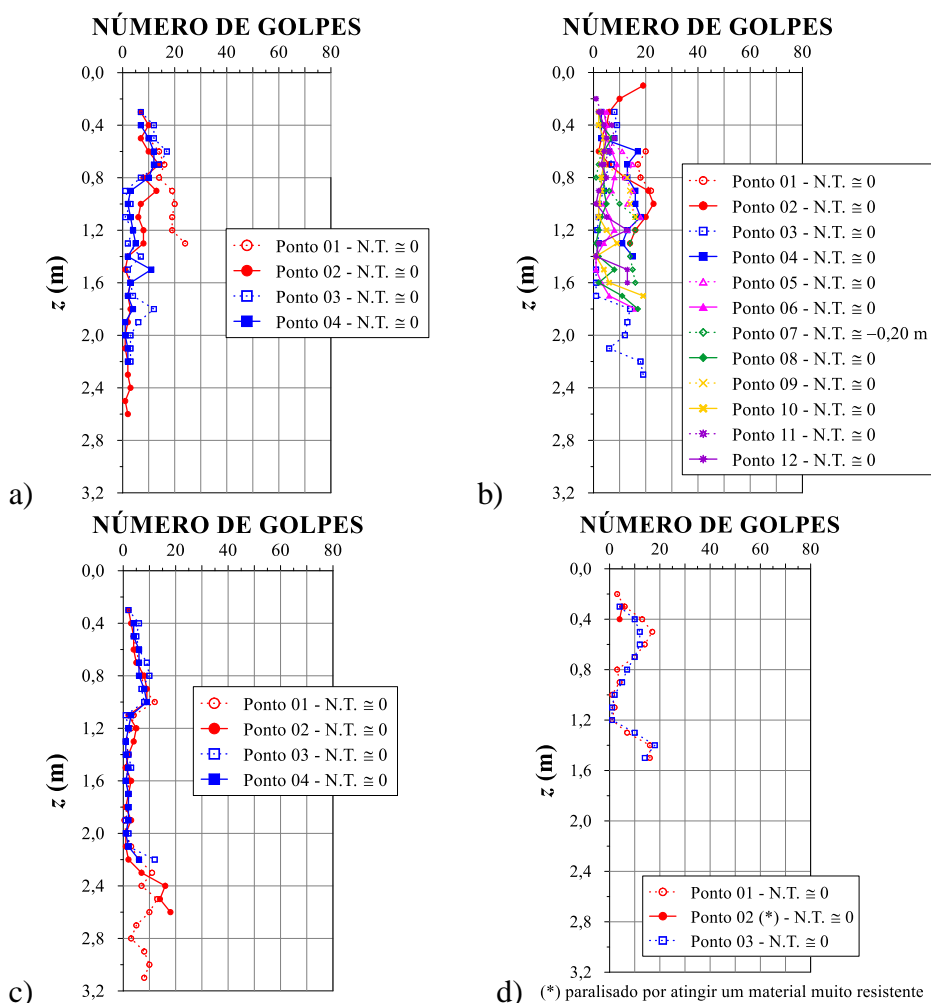


Figura 4.30: Resultados dos ensaios DPL: (a) Escola (b) CCMar; (c) Marinha; e (d)

M.O..

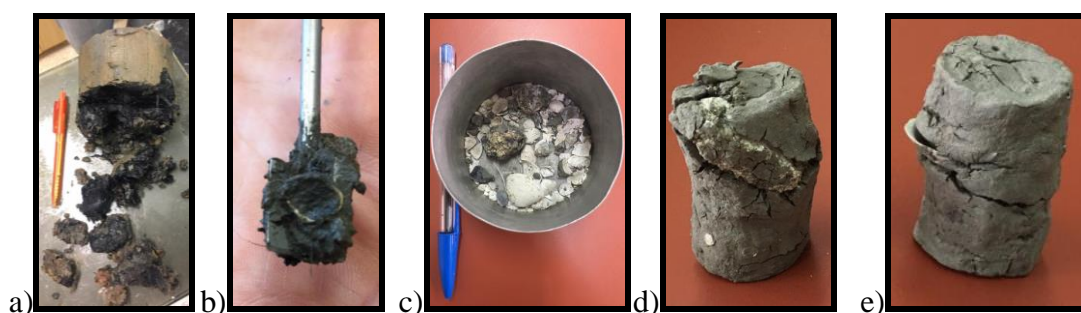


Figura 4.31: Presença de conchas: (a) heterogeneidade e presença de conchas (Escola); (b) ensaio de mini-palheta descartado devido à presença de concha (CCMar); (c) conchas retiradas de cerca de 300 g de solo (Escola); (d) ensaio triaxial descartado porque a ruptura ocorreu na interface solo/concreção (Escola); e (e) ensaio triaxial descartado porque a ruptura ocorreu na interface solo/concha (Escola).

Tabela 4.3: Caracterização geotécnica dos solos do CCMar e da Escola obtidas com amostras oriundas de tubos *shelby*.

	CCMar	CCMar	Escola	Escola	Escola
Profundidade (m)	1,50 a	3,00 a	2,40 a	2,575	3,0 a
	1,80	3,50	2,575	a 3,0	3,50
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	16,38	16,06	17,20	15,31	15,15
Peso específico real dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )	25,01	25,04	25,93	24,98	24,13
Peso específico seco (kN/m <sup>3</sup> )	10,42	10,10	11,61	9,27	9,01
Índice de vazios	1,40	1,47	1,23	1,69	1,68
Porosidade (%)	58,33	59,51	55,16	62,83	62,69
$d_{50}$ (%)	0,003	0,07	0,075	0,007	0,006
Limite de liquidez – $w_l$ (%)	51	25	N.P.*	60	68
Limite de plasticidade - $w_p$ (%)	29	12	N.P.*	32	35
Índice de plasticidade - $I_p$ (%)	22	13	N.P.*	28	33
Argila (%)	45	25	14	20	31
Silte (%)	17	13	28	51	40
Areia fina (%)	35	54	41	35	21
Areia média (%)	1	6	8	14	6
Areia grossa (%)	1	2	9	0	2
Pedregulho (%)	1	0	0	0	0
Teor de umidade (%)	57,25	59,02	48,13	65,15	68,14
Classificação HRB	A-7-5	A-6	A-4	A-7-6	A-7-6
	(14)	(1)	(1)	(20)	(20)
Classificação SUCS	MH	CL	ML	CH	CH

(\*) N.P.: Não plástico

O solo da Escola de 2,6 a 3,5 m de profundidade tem a mesma classificação do solo artificial utilizado para a realização dos ensaios laboratoriais desta pesquisa. A Figura 4.32 compara os resultados de distribuição granulométrica fina obtidas pela PETROBRAS (2011) para os principais campos de exploração de petróleo *offshore* brasileiros, com o solo artificial testado nesta pesquisa, o intervalo de solos artificiais testados na UFRGS em substituição às argilas plásticas marinhas e os solos naturais da Escola e CCMar. Observa-se nos solos naturais estudados neste trabalho uma menor fração fina do solo, o que repercutiu na diminuição das suas propriedades plásticas (Figura 4.33). Apesar disso, o comportamento dos solos da Escola encontra-se dentro do intervalo de comportamento dos solos artificiais testados na UFRGS.

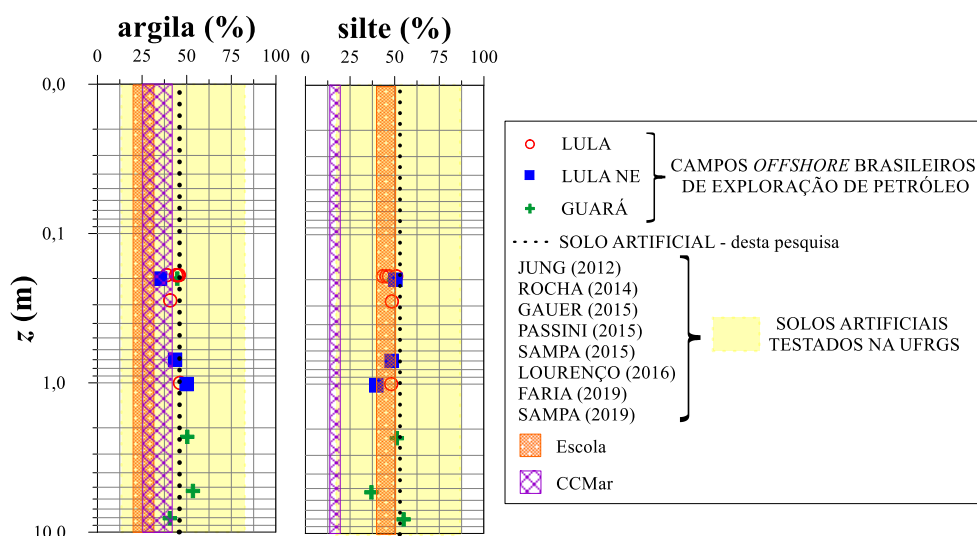


Figura 4.32: Comparação da distribuição granulométrica fina dos principais campos brasileiros de exploração de petróleo *offshore*, os solos artificiais utilizados para substituir argilas plásticas marinhas na UFRGS e os solos naturais (CCMar e Escola) e artificial desta pesquisa.

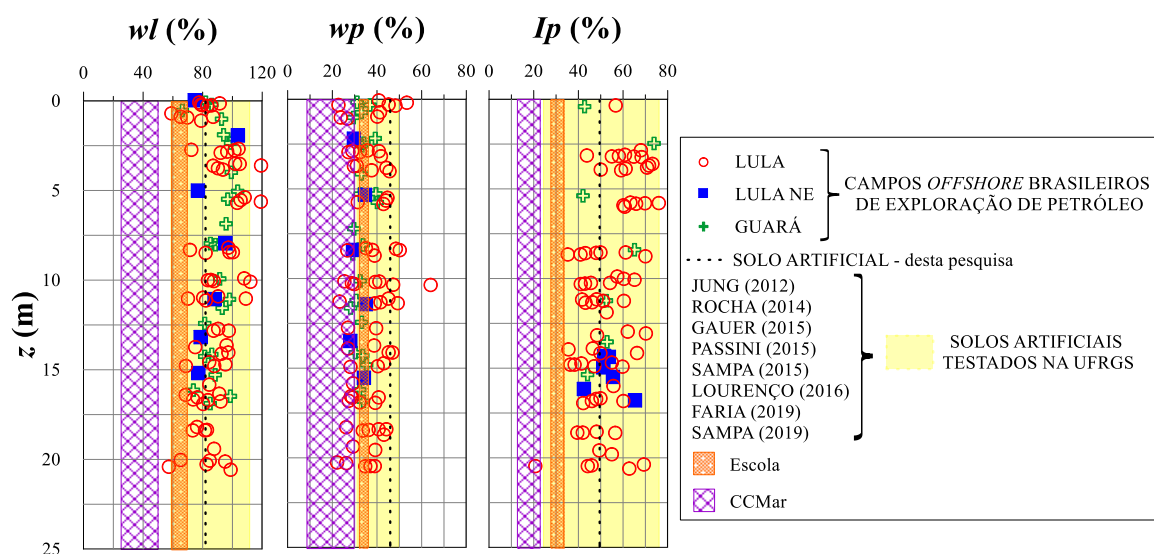


Figura 4.33: Comparação dos Limites de Atterberg ( $w_l$ ,  $w_p$  e  $I_p$ ) dos principais campos brasileiros de exploração de petróleo *offshore*, os solos artificiais utilizados para substituir argilas plásticas marinhas na UFRGS e os solos naturais (CCMar e Escola) e artificial desta pesquisa.

A Tabela 4.4 resume os resultados de ensaios de adensamento oedométrico realizados com tensões de 3,125; 6,25; 12,5; 25; 50; 100; 200; e 400 kPa. Os valores apresentados de

coeficiente de adensamento são os correspondentes aos valores médios obtidos para os carregamentos estimados em campo. São observados valores relativamente altos para este parâmetro. Acredita-se que isso ocorra pela presença de material granular (fração areia e conchas), o que confere a estes solos facilidade para a dissipação do excesso de poropressão.

Tabela 4.4: Adensamento oedométrico.

	CCMar	CCMar	Escola
Profundidade média da amostra (m)	1,65	3,37	2,90
Peso específico (kN/m <sup>3</sup> )	16,31	16,13	15,80
Índice de vazios inicial	1,41	1,52	1,83
Tensão de pré-adensamento (kPa)	28	34	29
Índice de compressão	0,84	0,83	1,04
Índice de recompressão	0,13	0,15	0,19
OCR	≅ 1	≅ 1	≅ 1
Coeficiente de adensamento (m <sup>2</sup> /s)	$3,6 \times 10^{-6}$	$7,0 \times 10^{-6}$	$2,8 \times 10^{-6}$
Qualidade – Lunne <i>et al.</i> (1997)	Pobre	Boa a regular	Boa a regular
Qualidade – Coutinho (2007)	Boa a regular	Boa a regular	Boa a regular
Qualidade – Andrade (2009)	Boa a regular	Muito boa a boa	Muito boa a boa

A qualidade das amostras foi avaliada pelos critérios de: (i) Lunne *et al.* (1997) – o qual se baseia na diferença entre o índice de vazios inicial da amostra e o índice de vazios associado à tensão vertical efetiva sob a qual a amostra se encontrava submetida em campo; (ii) Coutinho (2007) – o qual adaptou o critério de Lunne *et al.* (1997) com base na experiência em argilas moles brasileiras com OCR de 1 a 2,5; e (iii) Andrade (2009) – o qual definiu melhor os intervalos propostos por Coutinho (2007). Apesar de uma das amostras ter sido considerada de qualidade “pobre”, segundo o critério de Lunne *et al.* (1997), considera-se a qualidade das amostras satisfatória quando considerados critérios baseados em experiência em argilas moles brasileiras e por considerar-se as dificuldades de extração e moldagem do tipo de material em questão. Estas dificuldades com este material já haviam sido relatadas por Dias (2001).

Com ensaios CPTu é possível prever o comportamento em campo do solo através de correlações entre as medidas fornecidas pelo ensaio. Atualmente. Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), as propostas mais utilizadas consideram a combinação de parâmetros normalizados e corrigidos propostos por Robertson (1990):  $Q_c$  (resistência de ponta corrigida e

normalizada),  $Bq$  (parâmetro de poropressão) e  $Fr$  (resistência lateral corrigida e normalizada), os quais são calculados por

$$Q_t = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{\sigma'_{v0}}, \quad (4.13)$$

$$Bq = \frac{u_2 - u_0}{q_t - \sigma'_{v0}}, \quad (4.14)$$

$$F_r = \frac{f_s}{q_t - \sigma'_{v0}} \times 100\% \quad (4.15)$$

onde  $q_t$  é a resistência de ponta corrigida,  $\sigma_{v0}$  é a tensão total vertical atuante em uma dada profundidade do solo,  $\sigma'_{v0}$  é a tensão efetiva vertical atuante em uma dada profundidade do solo e  $u_0$  é a poropressão estática e  $f_s$  é a resistência lateral. A resistência de ponta corrigida é calculada por

$$q_t = q_c + (1 - a) \quad (4.16)$$

onde  $a$  é o quociente entre a área descontada da área ocupada pelo transdutor de pressão na interface cone/cilindro e a área total do cone, conforme proposto por Campanella *et al.* (1982).

As Figuras 4.34 e 4.35 apresentam os resultados dos ensaios CPTus da Escola e CCMar, respectivamente e foram obtidos com base nas equações acima e nos resultados de resistência de ponta, poropressão e de resistência lateral fornecidos pelos ensaios.



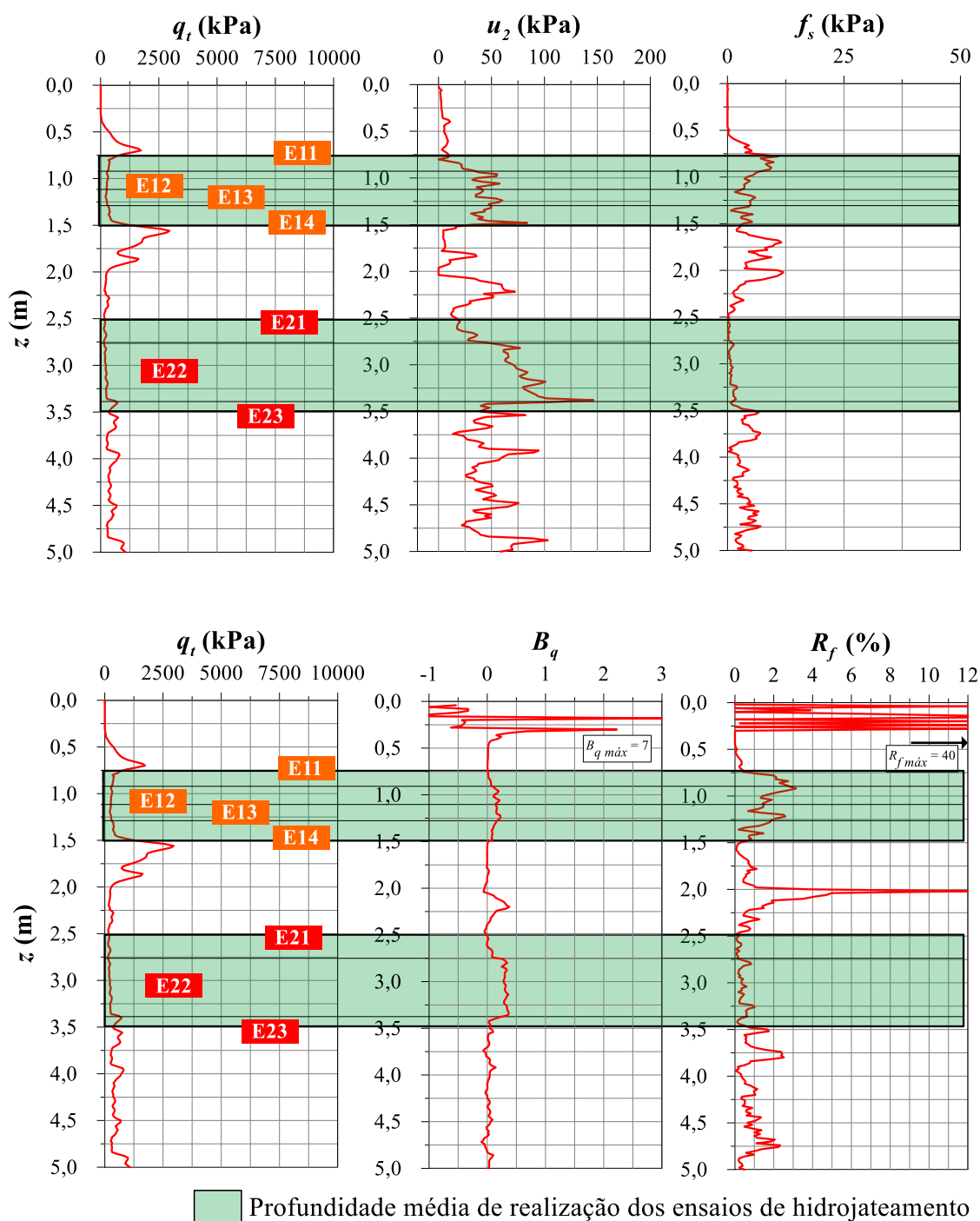


Figura 4.34: Resultados do ensaio CPTu realizado na Escola.

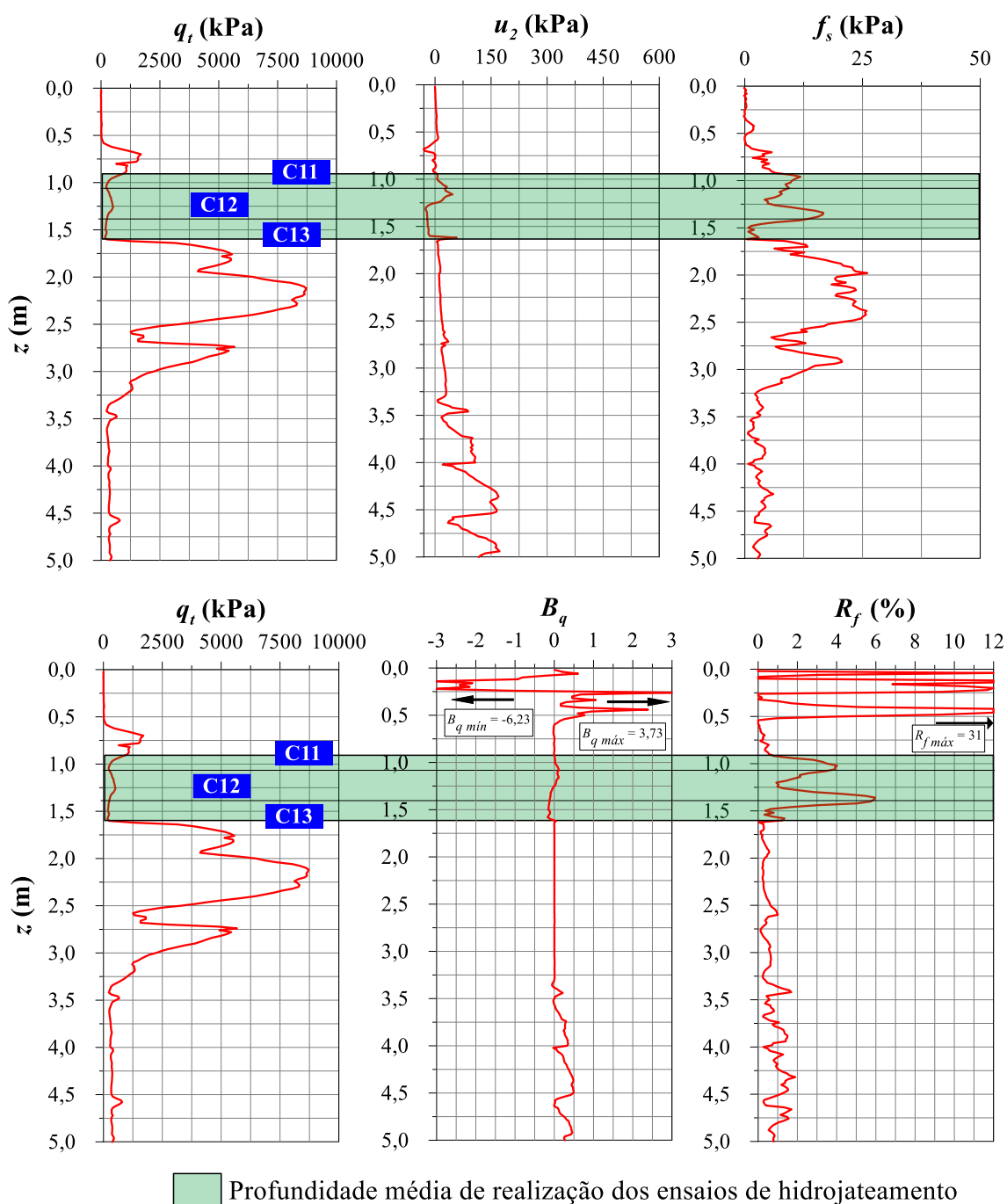


Figura 4.35: Resultados do ensaio CPTu realizado no CCMar.

Nas figuras, a profundidade média de realização dos ensaios de hidrojetamento estão indicadas por um retângulo de coloração verde. Além disso, são apresentadas as divisões dos solos ao longo da profundidade de realização dos ensaios de hidrojetamento utilizada para a verificação do comportamento dos solos. Para esta divisão a primeira letra indica o sítio do ensaio (E para a Escola e C para o CCMar), o primeiro dígito indica a profundidade (no CCMar todos os ensaios foram realizados entre 0,80 e 1,60 m, então todos recebem o número

1; na Escola recebem o número 1 ensaios realizados entre 0,75 e 1,50 m e número 2 ensaios realizados entre 2,6 e 3,5 m). Já o segundo dígito indica a camada na profundidade indicada pelo segundo número. Assim, por exemplo, o solo E23 é o solo da Escola da terceira camada localizada entre 2,6 e 3,50 m de profundidade (camada 2).

Com ensaios CPTu é possível prever o comportamento em campo do solo através de correlações entre as medidas fornecidas pelo ensaio. Atualmente, as propostas mais utilizadas consideram a combinação de parâmetros normalizados propostos por Robertson (1990). As Figuras 4.36 e 4.37 apresentam estes resultados normalizados para a Escola e CCMar, respectivamente.

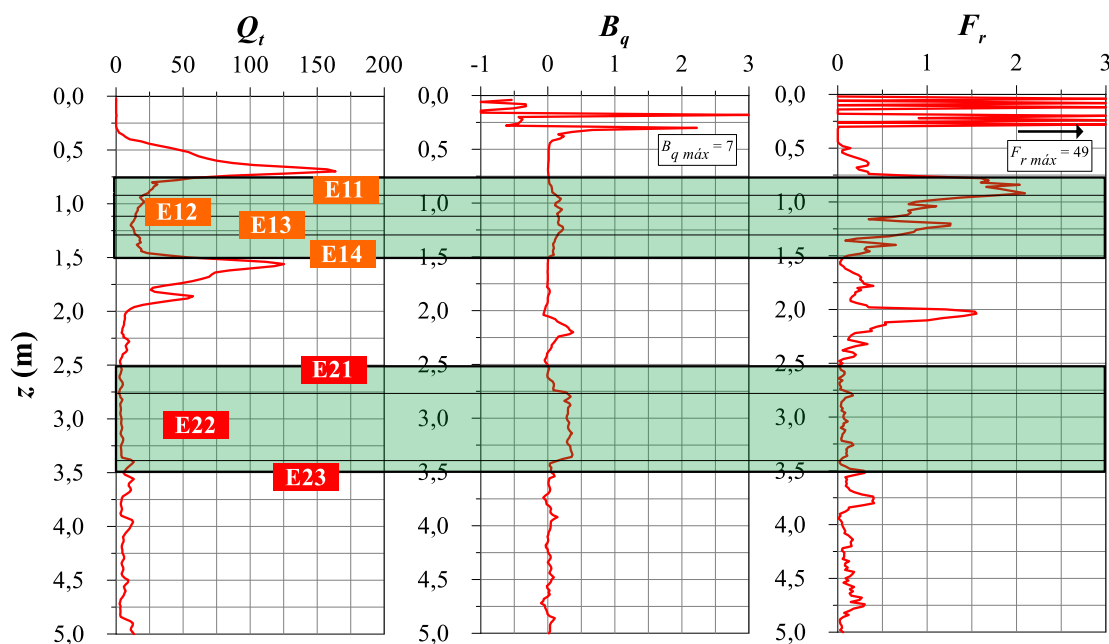


Figura 4.36: Resultados adimensionalizados do ensaio CPTu realizado na Escola.

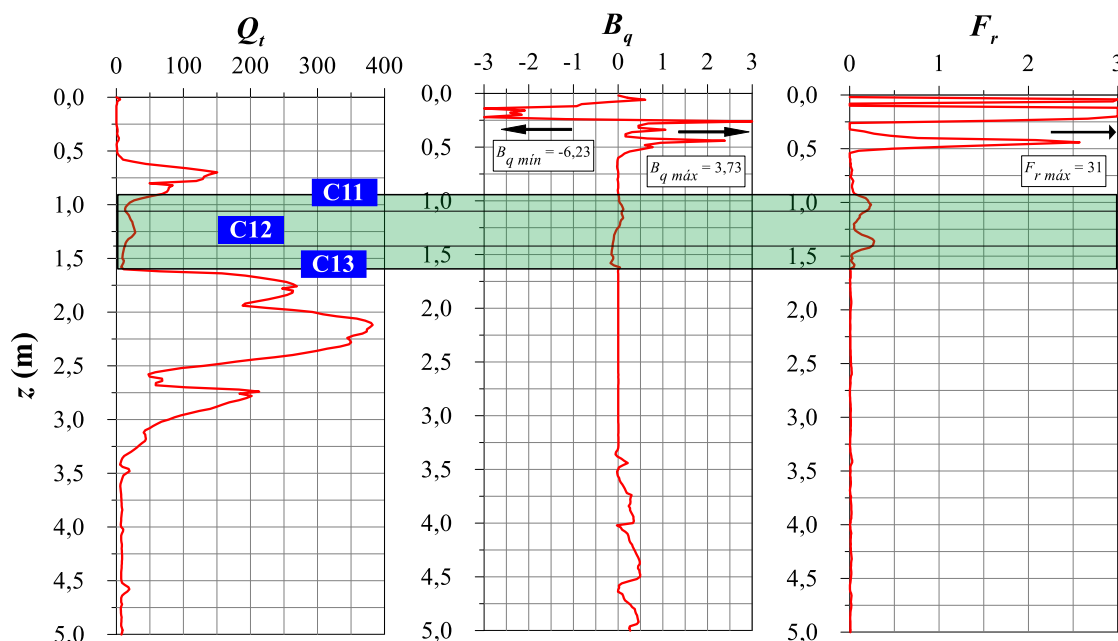


Figura 4.37: Resultados adimensionalizados do ensaio CPTu realizado no CCMar.

A Figura 4.38 apresenta o método de previsão de comportamento de Robertson (1990) e o utiliza para classificar o comportamento dos solos encontrados nas profundidades de realização dos ensaios de hidrojateamento. Verifica-se que o comportamento dos solos do CCMar avaliados são, predominantemente, de misturas de areia (areias siltsosas a siltes argilosos). Como os ensaios de hidrojateamento foram realizados antes dos ensaios de campo, estes resultados foram desconsiderados na análise do efeito do processo de penetração dos modelos.

Os solos avaliados da Escola apresentam o comportamento de solos finos sensíveis à misturas de silte (siltes argilosos a argilas siltsosas). Conforme apresentado anteriormente, o solo artificial testado nesta pesquisa, em termos de classificação por tamanho de grão, é um silte argiloso e foi demonstrado que este solo artificial é representativo dos principais campos brasileiros de exploração de petróleo *offshore*. Assim, entende-se que os solos avaliados da Escola são adequados para a realização de ensaios de penetração por peso próprio e auxiliada pelo hidrojateamento. Além disso, o solo da Escola apresenta considerável quantidade de conchas em sua composição, a exemplo dos solos dos principais campos brasileiros de exploração de petróleo *offshore*.

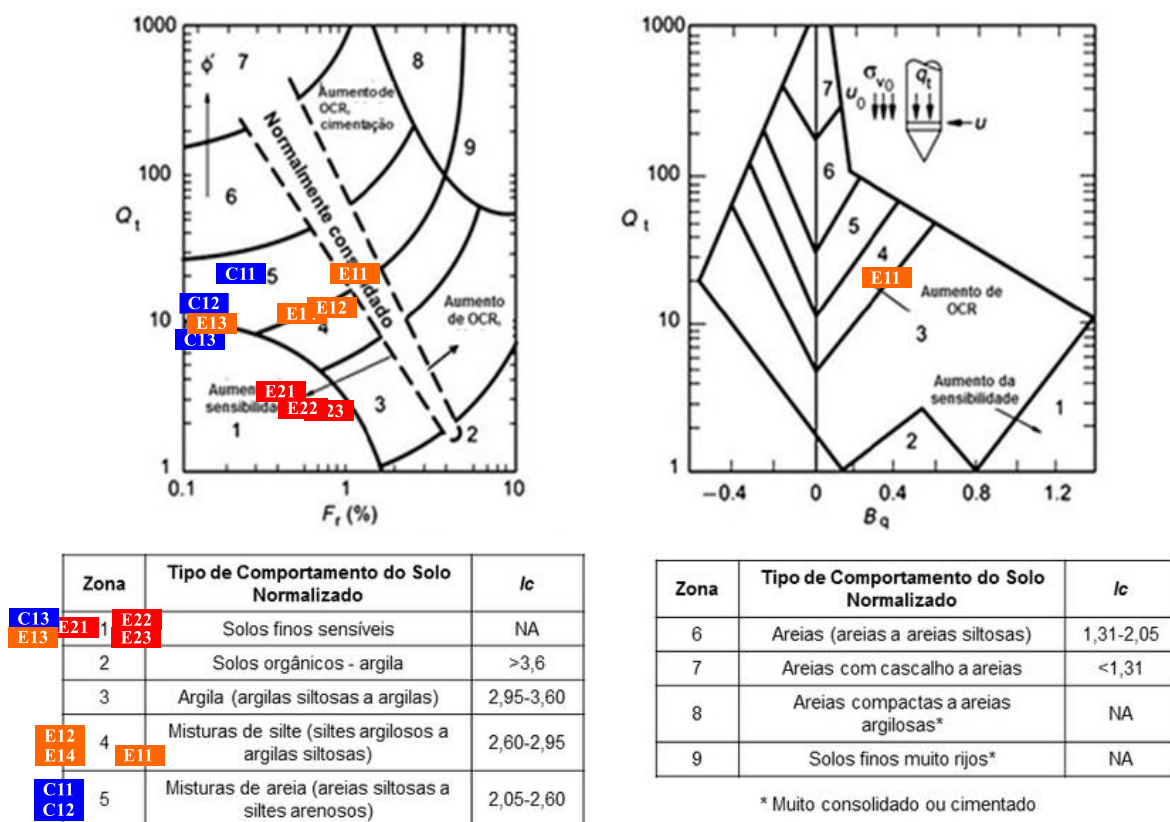


Figura 4.38: Avaliação do comportamento dos solos com base em dados normalizados de ensaio CPTu (adaptado de ROBERTSON, 1990).

A análise combinada dos resultados dos ensaios CPTu e de caracterização geotécnica realizada em laboratório com as amostras oriundas do tubos *shelby* evidenciou que a melhor condição para a realização dos ensaios de campo é no solo da Escola abaixo de 2,575 m e, por isso, conforme já foi descrito, o equipamento e os procedimentos foram adaptados para a realização de ensaios mais profundos do que a primeira bateria de ensaios realizada (entre 0,75 e 1,50 m de profundidade).

As Figuras 4.39 e 4.40 apresentam os valores de fator de cone teórico ( $N_{kt}$ ) por diferentes métodos (ensaios de campo: palheta e estimado em função de  $Bq$  pelos métodos propostos por Robertson (2010) e Mayne e Peuchen (2018); ensaios laboratoriais: triaxiais UU, palheta e cone de queda livre). Observa-se certa dispersão entre os valores estimados por diferentes técnicas e que os valores médios, nas profundidades de interesse, obtidos de  $N_{kt}$  são elevados, da ordem de 17 a 22. Schnaid e Odebrecht (2012) apresentam uma compilação de valores de  $N_{kt}$  obtidos por diferentes trabalhos e técnicas para argilas brasileiras. Os valores apresentados

variam entre 8 e 18. Assim, acredita-se que os altos valores de  $N_{kt}$  estimados ocorram pelos relativos baixos valores dos parâmetros de poropressão ( $B_q$ ) observados. É provável que os valores de  $B_q$  baixos ocorram devido à presença de finas camadas arenosas, oriundas do processo de sedimentação do material em função da salidade da Laguna no período de deposição, conforme foi destacado por Dias (2001), e pela presença de conchas. Há vários estudos que demonstram que o valor de  $N_{kt}$  aumenta com a diminuição de  $B_q$  (LUNNE *et al.*, 1985; SKOMEDAL E BAYNE, 1988; LUNNE *et al.*, 1997; HONG *et al.*, 2010; MAYNE *et al.*, 2015; MAYNE E PEUCHEN, 2018). Nas figuras também são apresentados os valores de  $N_{kt}$  adotados para a estimativa da resistência ao cisalhamento não drenada do solo.

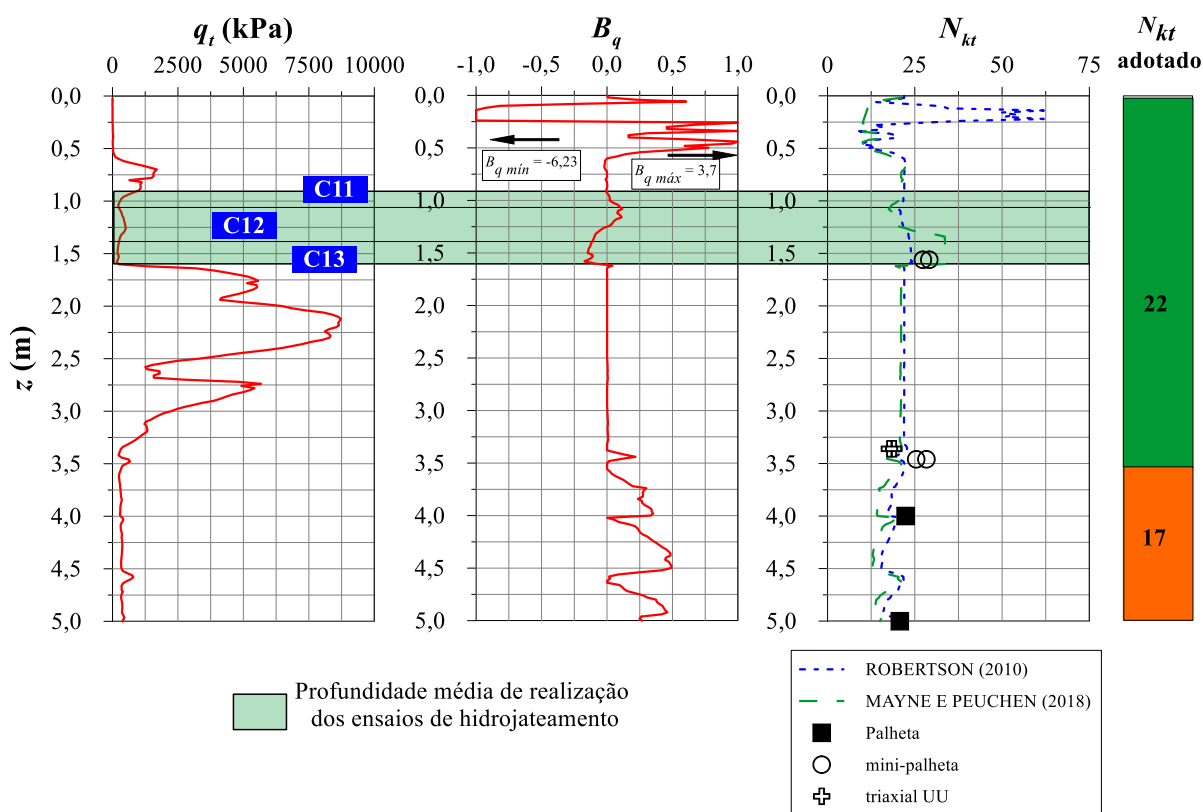


Figura 4.39:  $N_{kt}$  ao longo da profundidade obtido e estimado por diferentes métodos para o CCMar e o valor adotado.

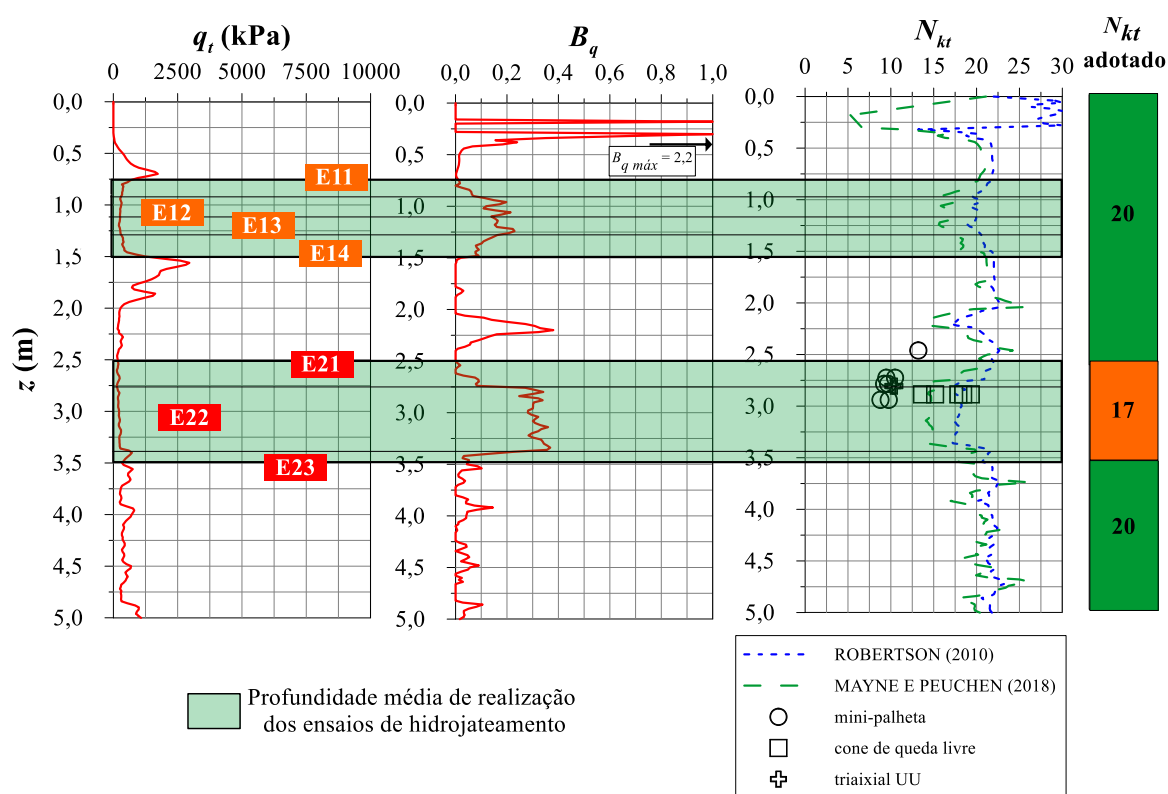


Figura 4.40:  $N_{kt}$  ao longo da profundidade obtido e estimado por diferentes métodos para a Escola e os valores adotados.

As Figuras 4.41 e 4.42 apresentam os resultados de resistência ao cisalhamento não-drenada estimados ao longo da profundidade dos dois depósitos baseando-se no valor de  $N_{kt}$  apresentados nas Figuras 4.39 e 4.40 e com os resultados de ensaios CPTu. Também foram plotados nestas figuras os resultados de resistência ao cisalhamento não-drenada obtidos por outras técnicas (mini-palhaeta de laboratório, cone de queda livre e triaxial UU realizados em laboratório com amostras indeformadas; e ensaio de palheta realizados em campo). Nas figuras também é também apresentada a resistência normalizada  $S_u / \sigma'_{v0}$ , além dos critérios de interpretação dos valores estimados observados, a exemplo do que foi realizado nos ensaios laboratoriais.

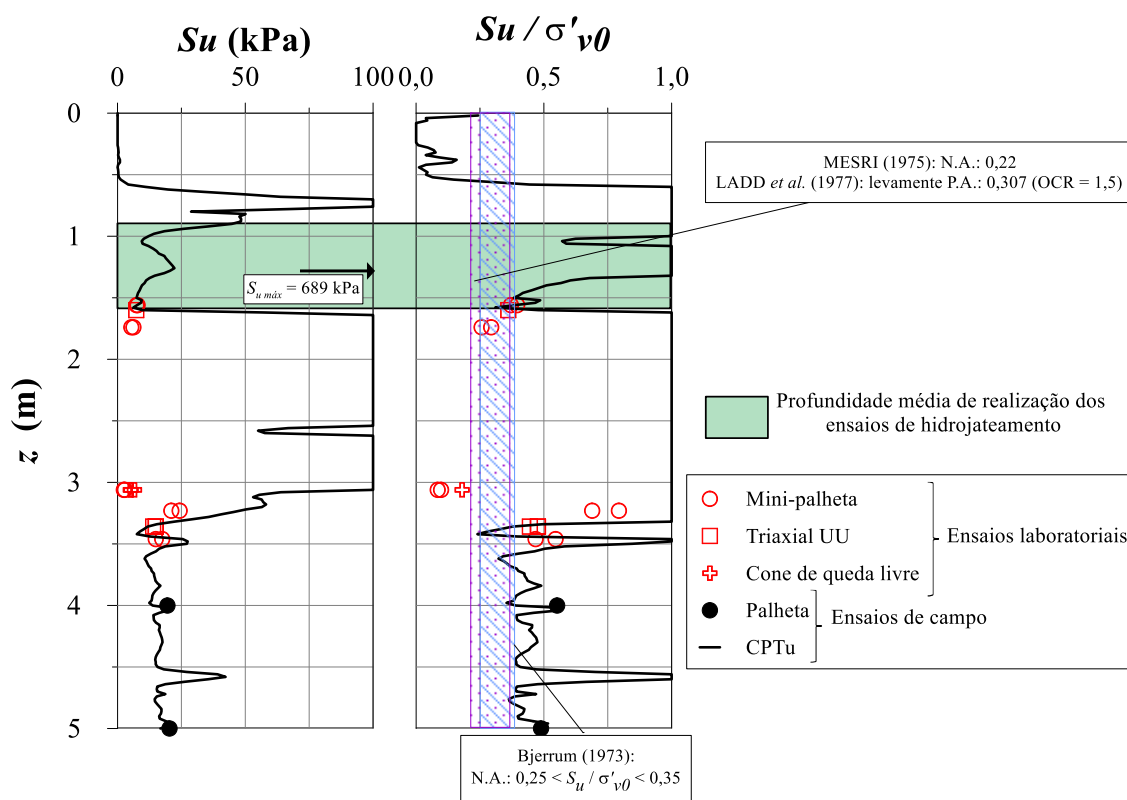


Figura 4.41: Comparação entre os resultados medidos e estimados de  $S_u$  e  $S_u / \sigma'_{v0}$  ao longo da profundidade obtidos por diferentes técnicas laboratoriais e de campo no CCMar.

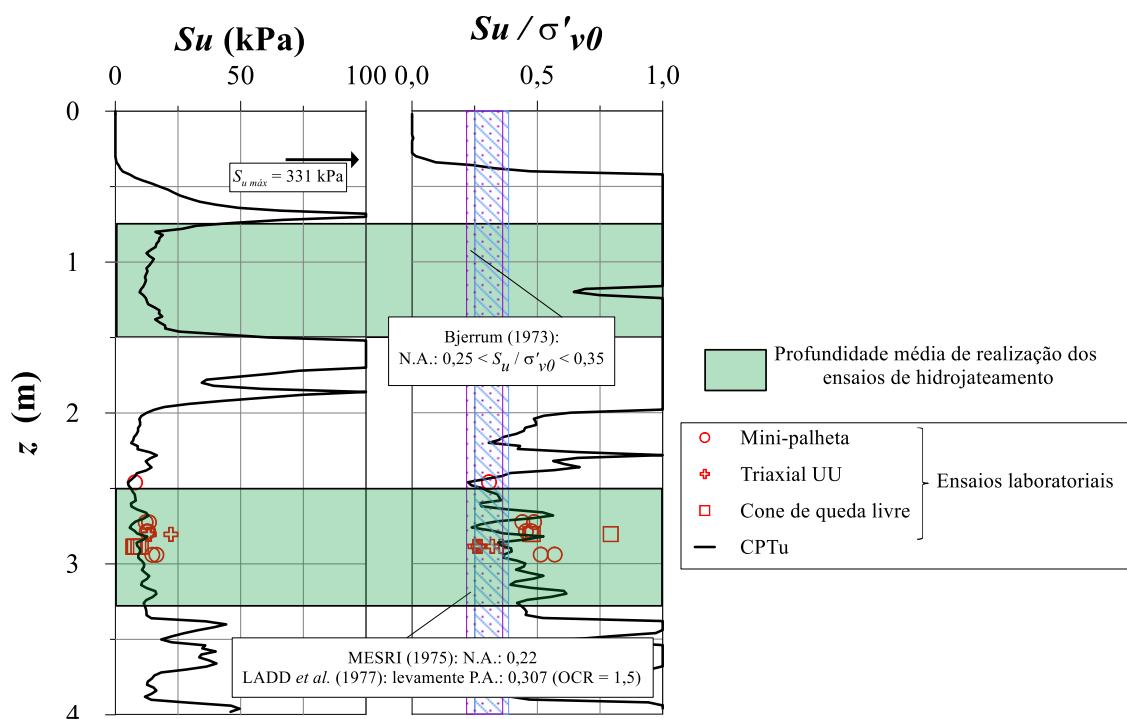


Figura 4.42: Comparação entre os resultados medidos e estimados de  $S_u$  e  $S_u / \sigma'_{v0}$  ao longo da profundidade obtidos por diferentes técnicas laboratoriais e de campo na Escola.



A análise destas figuras mostra que os valores estimados de  $S_u$  pelos ensaios CPTu com a devida calibração são consistentes com os valores obtidos por outras técnicas. Assim, para a interpretação dos ensaios de hidrojateamento de campo, considerou-se adequada a utilização dos valores estimados pelo CPTu. Foi considerada a resistência ao cisalhamento não-drenada de ponta ( $S_{up}$ ) o valor de  $S_u$  estimado na cota de paralisação da penetração e a resistência ao cisalhamento não-drenada lateral ( $S_{ul}$ ) como a resistência ao cisalhamento não-drenada média entre a cota de pré-furo e de paralisação da penetração.

Ensaio triaxiais adensado e drenado (CD) realizados com tensão confinante de 25, 50 e 100 kPa com amostra indeformada de solo da Escola de 2,8 a 2,9 m de profundidade evidenciaram o comportamento de um solo coesivo normalmente adensado (intercepto coesivo nulo) com ângulo de atrito de  $23,63^\circ$ . A Figura 4.43 mostra que este valor de ângulo de atrito, apesar de ser um pouco menor do que a previsão de Bjerrum e Simons (1960) para solos normalmente adensados em função do índice de plasticidade deste solo, está dentro da dispersão encontrada para solos naturais.

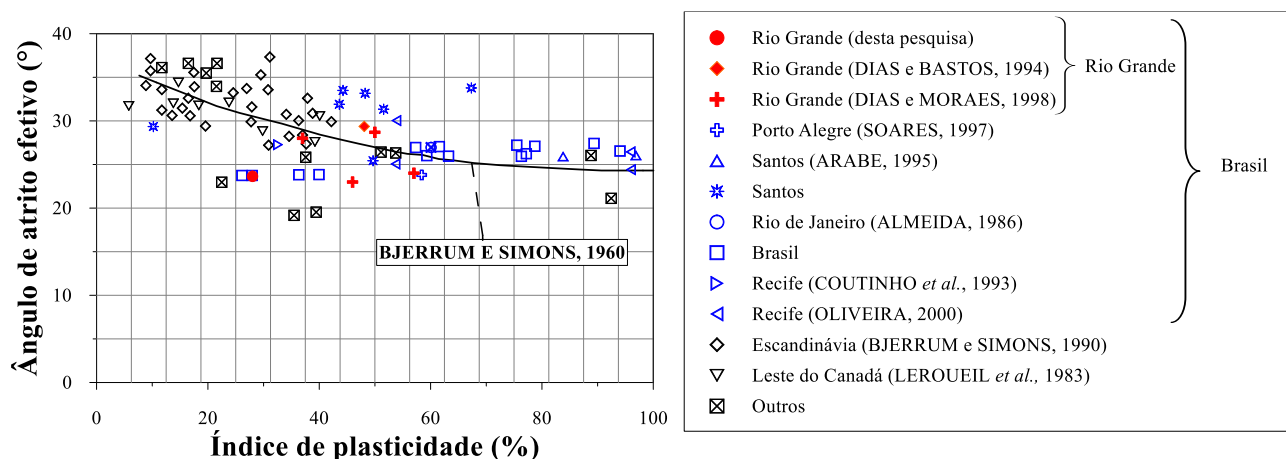


Figura 4.43: Correlação entre ângulo de atrito efetivo e índice de plasticidade para argilas normalmente adensadas (adaptado de SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

### 4.3.2 Efeito do peso próprio

Em todos os pré-furos realizados foi testada a condição de penetração por peso próprio dos modelos de estaca torpedo. Entretanto, em nenhum destes casos foi observada penetração. Como não houve penetração, a resistência lateral foi considerada nula e, conforme observado na Figura 4.44, em todas as condições a resistência de ponta estimada passível de ser mobilizada é maior que o peso submerso dos modelos. Assim, entende-se que não ocorreu penetração por peso próprio porque a resistência do solo é elevada em relação peso dos modelos. Convém ressaltar que os valores de resistência ao cisalhamento não drenada do solo nos ensaios de laboratório eram muito baixos (variaram entre 0,5 e 1,5 kPa), enquanto nos ensaios de campo, nas profundidades avaliadas, esta resistência variou entre 8 e 32 kPa.

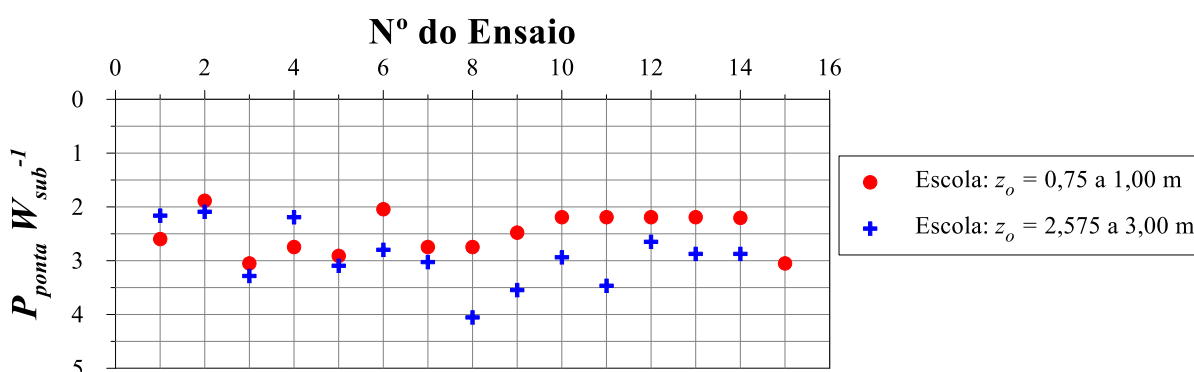


Figura 4.44: Comparação entre a resistência de ponta mobilizada e o peso submerso dos modelos para ensaios de campo com vazão nula.

A Figura 4.45 reapresenta os resultados, em termos adimensionais, de penetração por peso próprio dos ensaios de laboratório desta pesquisa, de Passini (2015) e Lourenço (2016) acrescidos dos resultados de ensaios de campo. Observa-se que as relações entre tensão dos modelos e resistência de ponta são baixas e, por isso, não ocorre penetração dos modelos da escala 1:12.

Os dados apresentados não acrescentam informações substanciais à penetração por peso próprio, mas corroboram a adimensionalização proposta nas escalas 1:76 e 1:67. Sugere-se para trabalhos futuros a realização de novos ensaios de penetração por peso próprio em campo, com maior massa dos modelos, para que ocorra penetração e as estimativas realizadas possam

ser confrontadas com os valores de penetração observados. De qualquer forma, o objetivo principal do trabalho refere-se ao estudo do hidrojateamento e seus efeitos na penetração de estacas em solos argilosos.

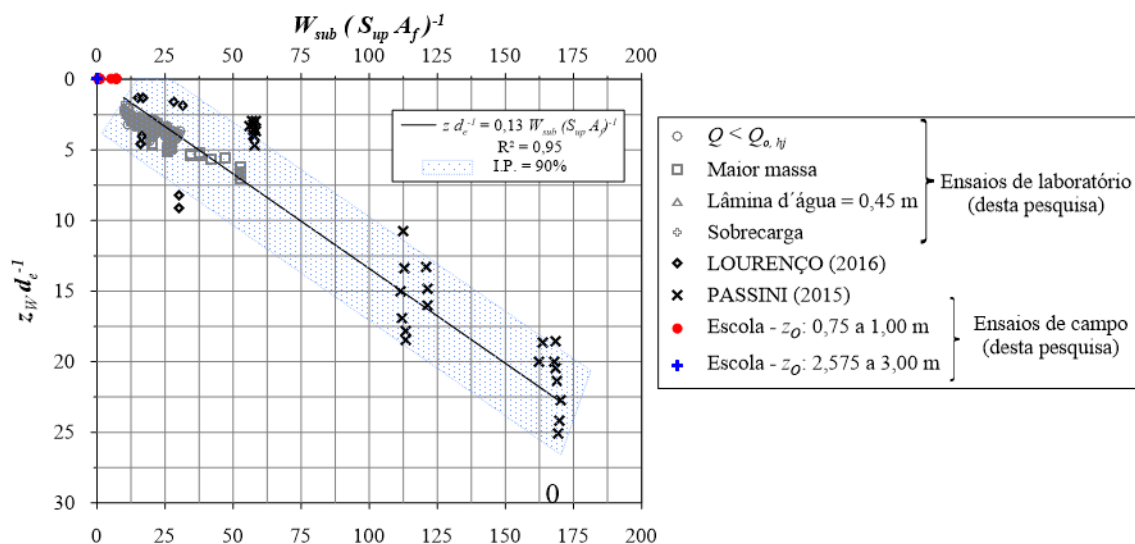


Figura 4.45: Coeficiente de penetração em função do coeficiente de resistência ao cisalhamento não-drenada por unidade de área fechada para ensaios com vazão nula.

### 4.3.3 Efeito do hidrojateamento

A Figura 4.46 apresenta todos os resultados - ensaios de laboratório, de campo e de Lourenço (2016) – expressos pelo adimensional  $\Pi''_1$  em função do adimensional  $\Pi_{12}$  para ensaios realizados com vazão maior do que  $Q_{o, hj}$  e nos quais se observou penetração. A exemplo do que foi observado nos ensaios de laboratório, observa-se um ajuste satisfatório da equação linear que havia sido proposta com os resultados experimentais. Isto evidencia que a escala, desde que obedecidas as condições da Lei de Semelhança por Número de Froude que podem ser adaptadas, não intervém significativamente no fenômeno estudado. Isto ratifica a relevância do uso das regras de adimensionalização e similaridade para testes em condições simplificadas para a compreensão de problemas geotécnicos e, principalmente, que a abordagem proposta é promissora no desenvolvimento de um método de projeto (ainda a ser validado por modelos em escalas maiores). Observa-se que mesmo tendo-se usado vazões muito maiores nos ensaios de campo do que nos ensaios de laboratório (vazão máxima de

laboratório: 6 L/min; vazão máxima de campo: 100 L/min), o ganho de penetração foi baixo devido à alta resistência do solo (baixo valor do adimensional  $\Pi_{12}$ ).

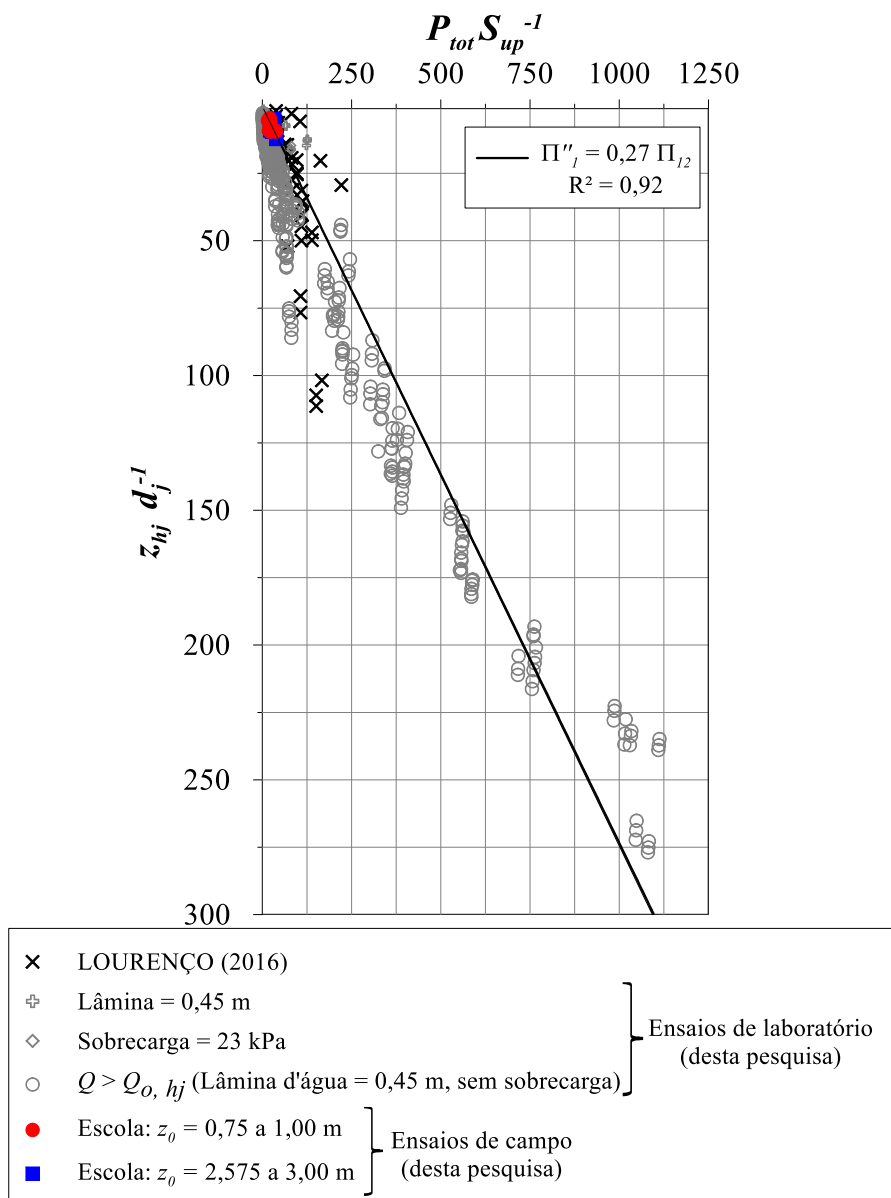


Figura 4.46: Resultados adimensionalizados de penetração por efeito de hidrojateamento em função da pressão total.

#### 4.3.4 Análise conjunta

A exemplo do realizado com os ensaios de laboratório, a Figura 4.47 compara os resultados de penetração medidos e estimados pela Equação 4.13. Convém salientar que como os perfis

de resistência do solo testados em campo não apresentam uma variação linear ao longo da profundidade, optou-se por não estimar a penetração por peso próprio em função de  $\kappa$ , uma vez que não há uma relação constante entre as resistências ao cisalhamento não-drenada de ponta e lateral. Por isso, foram utilizados os valores de cada uma na condição testada. Observa-se que os resultados estimados são da mesma ordem de grandeza dos observados e, por isso, considera-se a previsão satisfatória.

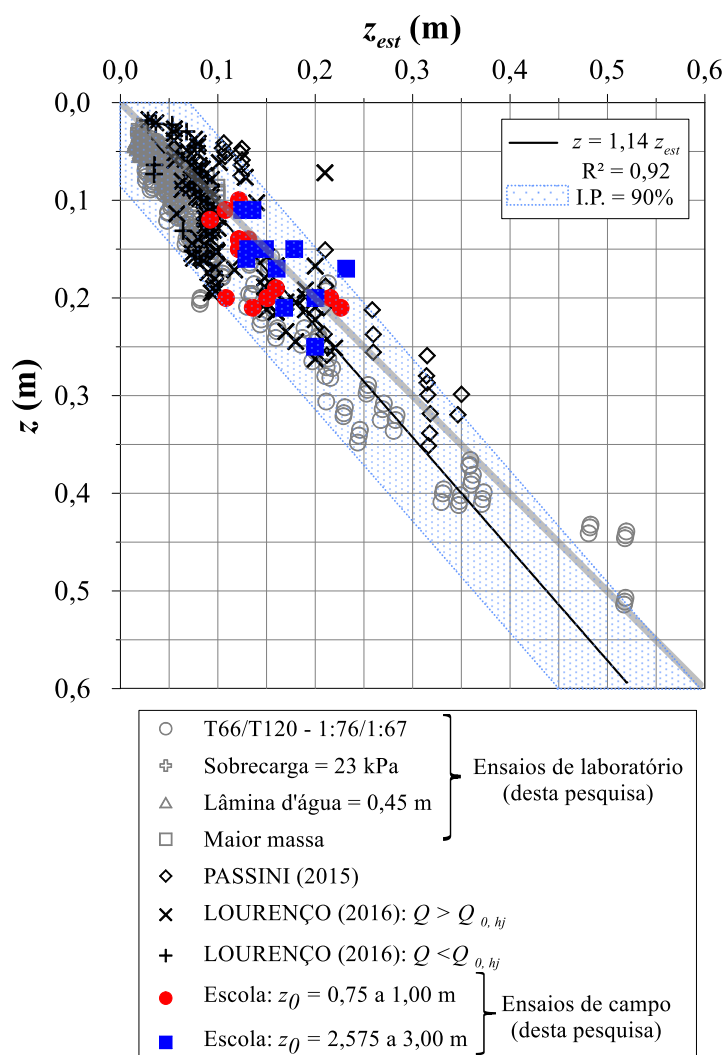


Figura 4.47: Comparação entre as penetrações medidas e estimadas.

Assim, a equação baseada na adimensionalização mostrou-se adequada para a previsão de penetração de todos os ensaios realizados nesta pesquisa (escalas 1:76, 1:67 e 1:12; solo natural e artificial; vazões nulas a 100 L/min; resistência ao cisalhamento não-drenada do solo de 0,5 a 32 kPa; diâmetro do jato de 12,5 e 25% do diâmetro externo da estaca; modelos de

estaca torpedo T66 e T120), além dos ensaios realizados por Passini (2015) e Lourenço (2016).

Assim, foi concluído com esta etapa da pesquisa que, com a realização da revisão bibliográfica observou-se que há grandes depósitos de argila no município de Rio Grande/RS. Entretanto, a maioria deles encontra-se a elevadas profundidades (entre 20 e 50 m). Os poucos depósitos encontrados próximos à superfície são na região Norte, no centro urbano do município, o que restringe bastante a disponibilidade de grandes áreas para a realização dos ensaios.

O ensaio DPL mostrou-se uma importante ferramenta para a identificação dos prováveis sítios com o comportamento desejado. A caracterização geotécnica dos solos do CCMar e da Escola evidenciou se tratarem de solos finos com presença de areia e conchas. Ensaios de adensamento oedométrico realizados com as amostras indeformadas mostraram o comportamento de solos de comportamento normalmente adensado a levemente pré-adensado. Os coeficientes de adensamento são altos para argilas moles. Acredita-se que isto ocorra pela presença de areia e conchas, as quais conferem um comportamento granular às amostras.

Diferentes ensaios de laboratório foram executados para determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada com amostras indeformadas e variaram entre 7,3 e 24,3 kPa. Observa-se para profundidades próximas, uma boa aproximação entre os resultados obtidos pelas diferentes técnicas empregadas. Os valores encontrados também são relativamente próximos dos estimados por ensaios CPTu com realização de ensaios de palheta em campo e diferentes ensaios laboratoriais para calibração do parâmetro  $N_{kt}$ .

O método de previsão de penetração por peso próprio obtido com os ensaios laboratoriais ratifica a impossibilidade da estaca em penetrar por peso próprio, conforme observado em campo. Isto ocorre porque a resistência do solo natural é bastante elevada. Entende-se que novos ensaios com maior massa dos modelos devem ser realizados para confirmar a validade

do método proposto. Os resultados de penetração por hidrojateamento de campo foram adequadamente estimados pelo método de previsão apresentado com base em ensaios laboratoriais. Assim, a equação de previsão de penetração total, que é o somatório da penetração por peso próprio e por efeito do hidrojateamento, foi comprovada como válida para todos os ensaios realizados neste trabalho e nos trabalhos com solos finos de Passini (2015) e Lourenço (2016).

## CONCLUSÕES

### 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Este capítulo apresenta as conclusões obtidas com a realização desta tese de doutorado. Inicialmente é apresentada a conclusão geral, em seguida as conclusões específicas e, por fim, são apresentadas sugestões para pesquisas futuras sobre o tema.

### 5.2 CONCLUSÃO GERAL

O programa experimental – realizado em laboratório e em campo – atingiu o objetivo principal deste trabalho, que era contribuir para o avanço do conhecimento dos fenômenos, mecanismos e grandezas envolvidas no processo de hidrojetamento de solos coesivos.

O método de instalação dos modelos de estaca torpedo através de processos de hidrojetamento se mostrou eficiente tanto nas escalas de laboratório quanto campo, em solo artificial e natural, respectivamente. O uso de jatos de água verticais circulares demonstra ser adequado e com potencial para, em função de características do solo, da estaca e do jato, contribuir na penetração de estacas.

Com este trabalho foi estabelecido que, para cada condição avaliada, há um valor mínimo de pressão total que deve ser imposta para que ocorra ganho em termos de penetração dos modelos de estaca. Foi também estabelecido que, para pressões totais maiores do que essa mínima, em termos adimensionais, ocorre uma relação linear entre a pressão imposta e a penetração. Com base nos resultados experimentais e nas observações de comportamento associadas, foi desenvolvido um método para a previsão da penetração das estacas que é expresso em função de características do solo, da estaca e do jato d'água.



### 5.3 CONCLUSÕES ESPECÍFICAS

São conclusões específicas deste trabalho:

- O solo artificial utilizado, que é uma mistura de 85% de caulim e 15% de bentonita, sob o peso seco, com teor de umidade de  $120 \pm 3\%$ , é representativo geotecnicamente dos principais campos brasileiros de exploração de petróleo *offshore*;
- Em Rio Grande/RS o depósito de solo coesivo superficial que melhor representa geotecnicamente os principais campos brasileiros de exploração de petróleo *offshore* encontra-se na Região 3, a qual foi estabelecida por Dias (1993). Duas áreas desta região (Escola e CCMar) foram detalhadamente caracterizadas geotecnicamente através de ensaios CPTu e palheta de campo e ensaios realizados com as amostras indeformadas retiradas com auxílio de tubos *shelby* (ensaios de mini palheta de laboratório, cone de queda livre, adensamento oedométrico e ensaios triaxiais do CD e UU);
- Foi observado através dos ensaios de laboratório que há dois grupos de ensaios com comportamentos distintos: (i) ensaios com vazão baixa e nos quais não há ganho em termos de penetração em relação aos ensaios com vazão nula (i.e. ensaios em que o comportamento é comandado pelo peso submerso dos modelos); e (ii) ensaios com vazão elevada e nos quais há ganho em termos de penetração em relação aos ensaios com vazão nula (i.e. ensaios em que o comportamento é comandado pelo peso submerso dos modelos e pelo hidrojateamento);
- Foi observado que para que ocorra ganho em termos de penetração dos modelos, a pressão imposta deve ser maior do que a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo;
- A realização de um grande número de ensaios laboratoriais permitiu avaliar o efeito das principais variáveis no processo estudado e concluir que:
  - ✓ Os modelos de estaca torpedo T120, por serem mais pesados, penetram em média 8% a mais que os modelos T66. Como esta diferença é constante, entende-se a diferença de peso é significativa no processo de

penetração por peso próprio, mas não na penetração por hidrojateamento;

- ✓ Em termos médios, a diferença entre as penetrações de modelos na escala 1:76 e 1:67 foi de 2%. Isto demonstra que a variação da escala em função da Teoria de Semelhança por Número de Froude foi, apesar das limitações para ensaios com solos, adequadamente realizada;
  - ✓ Ensaios realizados com a mesma vazão com diâmetro do jato grande (25% do diâmetro externo da estaca) penetraram 72% a menos do que com diâmetro do jato pequeno (12,5% do diâmetro externo da estaca), o que demonstra a alta dependência do fenômeno avaliado de características do jato d'água, tais como velocidade e pressão;
  - ✓ Os modelos de estaca torpedo, em ensaios realizados nas mesmas condições, penetram em média 8% a menos em solo submetido à 7 dias de adensamento quando comparados com solo submetido à apenas 1 dia de adensamento;
  - ✓ A diferença, em termos de penetração, entre ensaios realizados com solo submetido à drenagem simples e dupla é ainda menor (em média 5%).
- A realização de ensaios com maior lâmina d'água evidenciou ser imprescindível a interpretação dos resultados em função do peso submerso dos modelos e não do peso, como vinha sendo realizado em trabalhos predecessores;
  - A previsão de penetração por peso próprio é dada por

$$z_W = 0,17 \frac{W_{sub} d_e}{S_{up} (d_e^2 - d_j^2)}$$

e esta previsão foi demonstrada como válida para os ensaios realizados nesta pesquisa, ensaios com pressão total disponível menor que a resistência ao cisalhamento não-drenada realizados por Lourenço (2016) e ensaios de Passini (2015) realizados com vazão nula e sem a ponteira redutora do diâmetro do jato;

- A previsão de penetrações por efeito do hidrojateamento é dada por

$$z_{hj} = 0,27 \frac{P_{tot} d_j}{S_{up}}$$

e esta previsão foi demonstrada válida para os ensaios de laboratório e campo realizados nesta pesquisa e ensaios realizados por Lourenço (2016);

- Foi observado um ganho máximo da ordem de 275 vezes o diâmetro do jato com os ensaios de hidrojateamento. Isto, dependendo da escala considerada, representa um ganho de 29 a 33 o diâmetro da estaca;
- Foi demonstrado que é possível somar as previsões de penetração por peso próprio e hidrojateamento e esta previsão foi comparada com todos os resultados encontrados neste trabalho (laboratório e campo), no de Lourenço (2016) e com os resultados em solo fino de Passini (2015). Apesar de uma certa dispersão nos resultados, o ajuste entre os resultados previstos e observados foi considerado satisfatório. Assim, obteve-se pela primeira vez uma única equação para a previsão de penetração do total dos modelos de estaca torpedo válida para todos os ensaios realizados no grupo de pesquisa da UFRGS até então.

#### 5.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Sugere-se para trabalhos futuros sobre hidrojateamento em solos finos:

- Aumentar ainda mais as dimensões dos experimentos mantendo os princípios de similaridade descritos nesta pesquisa, realizando, preferencialmente, ensaios em escala real (1:1);
- Realizar ensaios de penetração com variação da pressão imposta no mesmo ensaio (penetração multi estágios);
- Realizar ensaios de instalação dos modelos de estaca torpedo com outras tecnologias como vibração e aumento de temperatura para facilitar o processo de adensamento do solo;

- Realizar ensaios de resistência à tração pós-hidrojetamento dos modelos, de forma a conseguir estimar esta resistência e, com este conhecimento, conseguir comparar este método com o método tradicional da estaca torpedo (método por queda livre);
- Avaliar os ganhos em termos de resistência à tração pós-hidrojetamento dos modelos de estaca torpedo pela utilização de modelos com maior rugosidade superficial;
- Avaliar os ganhos em termos de resistência à tração pós-hidrojetamento dos modelos de estaca torpedo pelo uso de diferentes técnicas de melhoramento de solos;
- Avaliar o fluxo radial entre as zonas fluidizada e não fluidizada do solo.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO M145. *American Association of State Highway and Transportation Officials*. 143.

ADERIBIGBE, O.O.; RAJARATNAM, N. *Erosion of loose beds by submerged circular impinging turbulent jets*. Journal of Hydraulic Research, 34(1). P. 19 – 33. 1996.

AGUIAR, C.S *Interação solo-estrutura de fundações offshore do tipo estaca*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro, 135 p., 2007.

ALMEIDA, M.S.S. *Aterros sobre solos moles: da concepção à avaliação de desempenho*. Rio de Janeiro: Editora UFRJ. 1986.

ALMEIDA, M.S.S.; RICCIO, M.; RAMMAH, K.; BARBOSA, O.; CALDAS, F. *Estudos geotécnicos para ampliação do Porto Novo de Rio Grande/RS*. In: Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia. SEFE 7. São Paulo, Brasil. 2012.

ANDRADE, M.E.S. *Contribuição ao estudo de argilas moles da cidade de Santos*. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia Civil). COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro. 2009.

API – AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. *Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – Working stress design*. API-RP-2A – WSD, 21<sup>st</sup> Edition, USA. 2005.

ÁRABE, L.G.C. *Comportamento das propriedades de engenharia de solos de uma área experimental na Baixada Santista*. In: Cong. Bras. de Mec. Solos e Eng. Fund., 7, 5, p. 25 – 47, Olinda. 1995.

ARULANANDAN, K. *Fundamental aspects of erosion of cohesive soils*. Journal of Hydraulic Division. New York. ASCE, v. 101 (HY5), p. 635 – 639. 1975.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.

\_\_\_\_. *NBR 10.905: Solo – Ensaio de palheta in situ – Método de ensaio*. Rio de Janeiro, 1989.

\_\_\_\_. *NBR 6457: Amostras de solos – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização*. Rio de Janeiro, 1986.

\_\_\_\_. *NBR 6459: Solo – determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro, 1984c.

\_\_\_\_. *NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica*. Rio de Janeiro, 1984a.

\_\_\_\_. *NBR 7181: Solo – análise granulométrica*. Rio de Janeiro, 1984b.

\_\_\_\_. *NBR 7180: Solo – determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro, 1984d.

ASTM Standard D5852. *Standard test method for erodibility determination of soil in the field or in the laboratory by the jet index method*. American Society for Testing and Materials, West Conshohocken, PA. 2007.

AUBENY, C. P., MURFF, J. D., ROSSET, J. M. *Geotechnical issues in deep and ultradeep waters*. The International Journal of Geomechanics, [Reston], v. 1, n. 2, p. 225 – 247, Apr. 2001.

BALINHAS, B.C. *Estudos prévios visando a implantação do campo experimental de fundações da FURG – caracterização do perfil de solo local*. Projeto de Graduação em Engenharia Civil. FURG. 2006.

BARBASSA, A.G. *Fato relevante, análise da área Tupi*. Petrobrás. 2007. Disponível em: <http://siteempresas.bovespa.com.br/consbov/ArquivosExibe.asp?site=&protocolo=140478>. Acessado em: 14 de julho de 2017.

BARBOZA, E.; TOMAZZELLI, L.; DILLENBUG, S. ROSA, M. *Planície costeira do Rio Grande do Sul: erosão em longo período*. Revista da Sociedade Uruguaia de Geología, v. 15, pp. 94-107. 2008.

BASTOS, C.A.B.; CARMO, C.M.; ALVES, A.M.L.; DIAS, C.R.R. *Estratigrafia da região estuarina e praial de Rio Grande a partir de novas sondagens tipo SPT*. In: 13º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. São Paulo/SP. ABGE. 2011.

BASTOS, E. *Evolução e estratigrafia do terreno na região do Superporto de Rio Grande/RS: análise com base em propriedades geotécnicas e variações do nível médio do mar*. Dissertação de Mestrado, Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Universidade Federal do Rio Grande. 2014.

BELTAOS, S.; RAJARATNAM, N. *Plane turbulent impinging jets*. Journal of Hydraulic Research, v. 11, n. 1, p. 29-59. 1973.

BELTAOS, S.; RAJARATNAM, N. *Impinging circular turbulent jets*. Journal of Hydraulic Division, New York, ASCE, v. 100, n. HY10, p. 1313 – 1328. 1974.

BELTAOS, S.; RAJARATNAM, N. *Impingement of axisymmetric developing jets*. Journal of Hydraulic Research, v. 15, n. 4, p. 311-325. 1977.

BEN – *Balanco Energético Nacional* – Ministério de Minas e Energia. Brasília – DF. 2019.

BHASIN, R.N.; LOVELL, C.W.; TOEBES, G.R. *Erodability of sand-clay mixture as evaluated by a water jet*. Technical Report n. 8. Purdue University Water Resources Research Center. Purdue University. 1969.

BJERRUM, L. *Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally unstable soils*. Proceeding of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. 1973.

BJERRUM, L.; SIMONS, N.E. *Comprehensive investigations of the shear strength of na undisturbed Drammen clay*. Norwegian Geotechnical Institute. Publ., 35, p. 23 – 34. 1960.

BRUNI, P.B. *Petrobrás: estratégias e esforço tecnológico para alavancar competitividade*. Análise da conjuntura das indústrias de petróleo e gás. 2002.

BS 1377-1. *Methods of test for soils for civil engineering purposes. General requirements and sample preparation*. 1990.

CAMARGO, K.R.; SCHNAID, F.; SCHETTINNI, E.B.C. *Estaca torpedo – previsão de penetração mínima em solo argiloso normalmente adensado*. In: X Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GeoRS 2019. Santa Maria, Brasil. 2019.

CANELAS, A.L.S., *Evolução da importância econômica da indústria do petróleo e gás natural no Brasil: contribuição a variáveis*. Dissertação de Mestrado em Planejamento Energético – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil, 120 p. 2007.

CARNEIRO, F.L. *Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos*. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, p. 256. 1993.

CORRÊA, F.N.; JACOB, B.P.; ALBRECHT, C.H. *Um procedimento numérico expedito para representação de turrets na análise acoplada de movimentos de sistemas flutuantes offshore*. In: Mecânica Computacional, Dvorkin, E., Goldsmit, M., Storti, M. (Eds.). Vol. XXIX, Buenos Aires, Argentina, p. 7891 – 7911. 2010.

COSTA, R. G. B. *Análise paramétrica das condições de ancoragem de plataformas offshore utilizando estacas torpedo a partir de modelos em elementos finitos*. Rio de Janeiro. 109 p. Dissertação (Mestrado em Ciências) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil (COPPE) da UFRJ. 2008.

COSTA, A.M.; AMARAL, C.S.; CARDOSO, C.O. *Application of torpedo piles as fixed points for offshore platform mooring systems*. In: International Conference on Computational Ballistica. Nº 1, Rio de Janeiro, p. 37-48. 2002.

COUTINHO, R.Q. *Characterization and engineering properties of Recife soft clays – Brazil*. Characterization and Engineering Properties of Natural Soil, Taylor and Francis – Balkema, Editors Tan, Phoo, Hight and Leroueil, v. 3, pp. 2049 – 2010. 2007.

COUTINHO, R.Q.; OLIVEIRA, J.D.R.; DANZIGER, F.A.B. *Caracterização geotécnica de uma argila mole do Recife*. In: Solos e Rochas. São Paulo: ABMS. 1993.

CROAD, R.N. *Physics of erosion of cohesive soil*. Ph.D. Thesis. University of Auckland. Auckland, New Zealand. 1981.



ÇENGEL, Y.A.; CIMBALA, J.M. *Mecânica dos Fluidos – Fundamentos e Aplicações*. 3ª Ed. São Paulo: McGrawHill. 2015.

DANZIGER, B.R. *Análise dinâmica da cravação de estacas*. Tese do Doutorado (Doutorado em Engenharia – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE,UFRJ. 1991.

DENNETT, K.E.; STURM, T.W.; AMIRTHARAJAH, A.; MAHMOOD, T. **Flume studies on the erosion of cohesive sediments**. In: International Conference on Water Resources, 1. San Antonio, Texas. Proceedings of International Conference on Water Resources. 1995.

DIAS, C.R.R. *A experiência sobre argilas moles na região do Estuário da Laguna dos Patos e Porto de Rio Grande*. In: Anais do Seminário de Práticas de Engenharia Geotécnica da Região Sul, 1ª Ed., Porto Alegre, pp. 179 – 196. 1998.

DIAS, C.R.R. *Caracterização dos parâmetros de sedimentação e adensamento de solo sedimentar da planície costeira – Região de Rio Grande*. Relatório FAPERGS – Proj. 0797/89. 1992.

DIAS, C.R.R. *Parâmetros geotécnicos da argila siltosa mole da cidade de Rio Grande – região do Superporto*. Vetor, Rio Grande, Brasil, v. 3, pp. 19 – 34. 1993a.

DIAS, C.R.R. *Caracterização dos parâmetros geotécnicos de solo sedimentar da cidade do Rio Grande – Resultados de pesquisa sobre argilas moles*. COPPEGEO'93, Rio de Janeiro, pp. 55 – 68. 1993b.

DIAS, C.R.R. *Comportamento de estacas de fundação dos silos do Terminal de Trigo e Soja do Superporto de Rio Grande*. Solos e Rochas, São Paulo, v. 2, pp. 27 – 37. 1979.

DIAS, C.R.R. *Os parâmetros geotécnicos e a influência dos eventos geológicos – argilas moles de Rio Grande/RS*. Anais do Encontro Propriedades de Argilas Moles Brasileiras, Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, pp. 29-49. 2001.

DIAS, C.R.R.; BASTOS, C.A.B. *Argila siltosa marinha de Rio Grande/RS – análise de dados geotécnicos aplicados às obras portuárias*. Anais do VI Congresso Brasileiro da ABEQUA, Curitiba: ABEQUA, pp. 53 – 57. 1997.

DIAS, C.R.R.; BASTOS, C.A.B. *Propriedades geotécnicas da argila siltosa marinha de Rio Grande/RS: uma interpretação a luz da história geológica recente da região*. Anais do X Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Foz do Iguaçu/PR, ABMS, v. 2, pp. 555 – 562. 1994.

DIAS, C.R.R.; BASTOS, E. *Datação de sedimentos costeiros e uso do piezocone para definir estratigrafia*. Revista Geotecnia, Lisboa, Portugal, nº 134, pp. 64 – 86. 2015.

DIAS, C.R.R.; BASTOS, C.A.B.; PEDREIRA, C.L.S.; SCHULER, A.R.; SCHMITT, L.A. *Caracterização do subsolo do Superporto de Rio Grande a partir de novas investigações geotécnicas para obras portuárias*. IV Congresso Luso-Brasileiro de Geotecnia, SPG, Coimbra, vol. 1, pp. 375 – 382. 2008.

DIAS, C.R.R.; BASTOS, C.A.B.; PEDREIRA, C.L. *Variações no comportamento geotécnico da camada argilosa profunda ao longo do Porto de Rio Grande: influência da energia durante o processo sedimentary*. Anais do XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado. Porto Alegre: ABMS (cd-rom). 2010.

DIAS, C.R.R.; KERSTNER, V.W.T. *Argila siltosa orgânica do Porto de Rio Grande/RS – parâmetros de laboratório e correlações*. Teoria e Prática na Engenharia Civil, Rio Grande, v. 3, pp. 81 - 91. 2003.

DIAS, C.R.R.; MORAES, J.M. *A experiência sobre argilas moles da região do estuário da Laguna dos Patos e Porto de Rio Grande*. In: 1º Simpósio de Prática de Engenharia Geotécnica da Região Sul. Anais. Porto Alegre, Brasil, pp. 179 – 196. 1998.

DIENTSMANN, G. *Projeto interativo dos molhes da Barra de Rio Grande-RS*. Dissertação de Mestrado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. 175 p. 2011.

DODDIAH, D.; ALBERTSON, M.L.; THOMAS, R. *Scour from jets*. Proceedings Minnesota International Convention, International Association of Hydraulic Research, Minneapolis, p. 161-169. 1953.

DUNN, I.S. *Tractive resistance of cohesive channels*. Journal of the Soil Mechanics and Foundation Division. New York. ASCE, v. 85, n. SM3, p. 1-24. 1959.

ERGUN, S. *Fluid flow through packed beds*. Chemical Engineering Progress, v. 48, Nº 2, p. 89-94. 1952.

FARIA, D.A. *Estudo do arranchamento de fundações superficiais apoiadas em argilas marinhas através de experimentos em modelos reduzidos*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 2019.

FERNANDES, A.C.; ARAÚJO, J.B.; ALMEIDA, J.C.L.; MACHADO, R.D.; MATOS, V. *Torpedo anchor installation hydrodynamics*. Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, ASME, p. 286-293. 2006.

FERNANDES, A.C.; SANTOS, M.F.; ARAÚJO, J.B.; ALMEIDA, J.C.L.; DINIZ, R.; MATOS, V. *Hydrodynamic aspects of the torpedo anchor installation*. Proceedings of the ASME 24th OMAE Conference, 67201, Halkidiki, Greece. 2006.

FONINI, A. *Uso da técnica eletrocínética para a estabilização de um solo arenoso*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 2012.

FOX, R.W.; MCDONALD, A.T. *Introdução à Mecânica dos Fluidos*. 4ª Edição. LTC – Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., Rio de Janeiro, Brasil, 1998.

FREITAS, A.G. *Capacitação tecnológica em sistemas de produção para águas profundas: o caso da Petrobrás*, Dissertação (Mestrado em Política Científica e Tecnológica) – Instituto de Geociências, UNICAMP, Campinas, 1993.

GARBER, M.F. *Estruturas flutuantes para a exploração de campos de petróleo no mar (FPSO): apoio à decisão na escolha do sistema*. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia – Área de concentração: Engenharia Naval e Oceânica). 91 p. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (USP). 2002.

GAVIN, K.G.; LEHANE, B.M.; *The shaft capacity of pipe piles in sand*. Canadian Geotechnical Journal 40, p. 36 – 45 [DOI:10.1139/T02-093]. 2003.

GAUER, E.A. *Influência da velocidade de rotação da mini-palhaeta na resistência de um solo siltoso*. Dissertação (Mestrado). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre. 118 p. 2010.

GAUER, E.A. *Efeitos da velocidade em ensaios de palheta*. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2015.

GILBERT, R.B.; MORVANT, M.; AUDIBERT, J. *Torpedo piles joint industry project – model torpedo pile tests in kaolinite test beds*. Final Project Report 575, Prepared for the Minerals Management Service. The University of Texas, EUA, 42 p. 2008.

GIRÓN, A.R.C. *Projeto integrado de sistemas de ancoragem e risers em plataformas flutuantes de produção de petróleo*. Tese de Doutorado. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, COPPE, da Universidade Federal do Rio de Janeiro. 458 p. 2013.

GODOLPHIN, M.F. *Geologia do Holoceno costeiro do município de Rio Grande* Porto Alegre. Dissertação de Mestrado, UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 146 p. 1976.

GOULARTE, C.L. *Inventário e análise dos parâmetros geotécnicos da argila siltosa profunda da região portuária de Rio Grande*. Rio Grande, Dissertação de Mestrado, FURG – Universidade Federal do Rio Grande, 171 p. 2012.

GOULARTE, C.L.; BASTOS, C.A.B.; DIAS, C.R.R. *Argila siltosa profunda de Rio Grande – análise da variação de parâmetros geotécnicos*. Geotecnia (Lisboa), v. 1, p. 63-77. 2016.

GOUVEIA, F. *Tecnologia nacional para extrair petróleo e gás do pré-sal*. Conhecimento & Inovação [online]. 2010, vol.6, n.1, pp. 30-35. Disponível em: <[http://inovacao.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S1984-43952010000100010&lng=pt&nrm=iso](http://inovacao.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S1984-43952010000100010&lng=pt&nrm=iso)>. ISSN 1984-4395. Acessado em 12 de Agosto de 2017.

GRIM, R.E. *Clay mineralogy*. 2 ed. New York: McGraw. 1968.

GRISSINGER, E.H. *Resistance of selected clay systems to erosion by water*. Water Resources Research, v. 2, n.1, p. 131-138. 1966.

GULARTE, R.C.; KELLY, W.E.; NACCI, V.A. *Scouring of cohesive material as a rate process*. In: Specialty Conference of Civil Engineering in the Ocean, 4, San Francisco, California. Proceedings of Specialty Conference of Civil Engineering in the Ocean. ASCE. 1979a.

GULARTE, R.C.; KELLY, W.E.; NACCI, V.A. *Rheological methods for predicting erosion*. In.: Annual Conference of the Marine Technological Society, 15, New Orleans, Louisiana. Proceeding of Annual Conference of the Marine Technological Society. 1979b.

HAGYARD, T.; GILMOUR, I.A.; MOTTRAN, W.D. *A proposal to remove sand bars by fluidization*. New Zealand Journal of Science, v. 12, p. 851 – 864. 1969.

HANSON, G.J. *Surface erodibility of earthen channels at high stresses: part II – developing an in situ testing device*. Transactions of the ASAE, v. 33, n. 1, p. 132-137. 1990a.

HANSON, G.J. *Surface erodibility of earthen channels at high stresses: part I – open channel testing*. Transactions of the ASAE, v. 33, n. 1, p. 127-131. 1990b.

HANSON, G.J.; COOK, K.R. *Apparatus test procedures and analytical methods to measure soil erodibility in situ*. Appl. Eng. Agric., vol. 20, n. 4, pp. 455 – 462. 2004.

HANSON, G.J.; COOK, K.R. *Development of excess shear stress parameters for circular jet testing*. American Society of Agricultural Engineers. St. Joseph, MI. 1997.

HENRIQUES JR., P.R.D.; PORTO, E.C.; MEDEIROS JR., C.J.; FOPPE, D.; COSTA, R.G.B.; FERNANDES, J.V.V.; DANZIGER, F.A.B.; JANNUZZI, G.M.F.; GUIMARÃES, G.V.M; SILVA JR.,S.P. *O desenvolvimento do piezocone-torpedo: finalidades do ensaio, desafios e primeiros testes*. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Gramado, Brasil, 8 p. 2010.

HLENKA, L. *Instrumentação de obras geotécnicas*. Trabalho de Conclusão de Curso. Engenharia Civil. Universidade do Estado de Santa Catarina. Joinville. 2009.

HONG, S.J; LEE, M.J.; KIM, J.J.; LEE W.J. *Evaluation of undrained shear strength of Gusan clay using CPT*. Proc., 2nd Intl Symp. On Cone Penetration Testing, vol. 2 (CPT'10, Huntington Beach, CA), Omnipress: 313-320. 2010.

HOUSEL, W.S. *Procedures for testing soils*. ASTM, 360 p. 1958.

HUANG., C.; BRADFORD, J.M.; CUSHMAN, J.A. *A numerical study of raindrop impact phenomena: the elastic deformation case*. Soil Sci. Am. J. 47:855-861. 1983.

HWANG, J.; LIANG, N.; CHEN, C. *Ground response during pile driving*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, 127(11), p. 939-949. 2001.

ISO 17892-6. *Geotechnical investigation and testing – laboratory testing of soil – Part 6: fall cone test*. 2017.

JAMIOLKOWSKI, M.; LADD, C.C.; LADD, J.T.; GERMAINE, J.T.; LANCELOTTA, R. *New developments in field and laboratory testing of soils*. Vol. 1, A.A., Balkema, San Francisco, CA, p. 7-153. 1985.

JARDINE, R.J.; CHOW, F.C. *New design methods for offshore piles*. MTD Publication 96/103. Center for Petroleum and Marine Technology (CPMT), London, UK. 1996.

JUNG, J. G. *Estudo do jateamento em solos argilosos e sua aplicação à Engenharia de Fundações Offshore*. 181 p. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2012.

JUNG, J. G.; SCHNAID, F. *Estudo do comportamento de um solo argiloso submetido ao jateamento*. In: XVII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Goiânia, Brasil, 8p. 2014.

JUNG, J.G.; SCHNAID, F. *Estudo do comportamento de um solo argiloso submetido ao jateamento*. In: SEFE 8 – Seminário de Engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, Brasil, 2015.

KAMPHUIS, J.W.; HALL, K.R. *Cohesive material erosion by unidirectional current*. Journal of the Hydraulic Division. New York, ASCE, v. 109, n. 1, p. 49-61. 1983.

KARASEV, I. F. *The regimes of eroding channels in cohesive material*. Soviet Hydrology. Am. Geophys Union, n. 6, p. 551 – 579. 1964.

KAWASAKI, P.Y. *Análise de linhas de ancoragem de plataformas oceânicas considerando diversos tramos e o trecho enterrado da linha*. Projeto de Graduação do Curso de Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2010.

KELLY, W.E.; GULARTE, R.C.; NACCI, V.A. *Erosion of cohesive sediments as rate process*. Journal of the Geotechnical Engineering Division., New York, ASCE, v.105, n. GT5, p. 673-676. 1979.

KOBUS, H.; LEISTER, P.; WESTRICH, B. *Flow field and scouring effects of steady and pulsating jets impinging on a movable bed*. Journal of Hydraulical Research, 17(3), p. 175 – 192. 1979.

KOWSMANN, R.O.; COSTA, M.P.A. *Sedimentação quaternária da margem continental brasileira e das áreas oceânicas adjacentes*. Série Projeto REMAC (8). 55 p. 1979.

KRONE, R.B. *Cohesive sediment properties and transport properties*. In.: Frontiers in Hydraulic Engineering. Cambridge, Massachusetts. Proceedings of Frontiers in Hydraulic Engineering. New York. ASCE. 1983.

KUNITAKI, D.M.K.N. *Tratamento de incertezas no comportamento dinâmico de estacas torpedo para ancoragem de sistemas flutuantes na exploração de petróleo offshore*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro, 111 p., 2006.

KUTI, E.G.; YEN, C. *Scouring of cohesive soils*. Journal of Hydraulic Research. New York, ASCE, v. 14, n. 3, p. 195-206. 1976.

LAVIERI, R.S. *Métodos de navegação inercial aplicados a lançamentos submarinos*. Dissertação de Mestrado em Engenharia – Departamento de Engenharia Naval e Oceânica. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – SP. 292 p. 2011.

LEFEBVRE, G.; ROHAN, K.; MILETTE, J.P. *Erosivity of intact clay: influence of the natural structure*. Canadian Geotechnical Journal. Ottawa, NRC Research Press, v. 23, n. 4, p. 427-434. 1986.

LEHANE, B.M.; JARDINE, R.J.; BOND, A.J.; FRANK, R. *Mechanisms of shaft friction in sand from instrumented pile test*. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 119(1): 19-35. 1993.

LEHANE, B.M.; SCHNEIDER, J.A.; LIM, K.K.; MORTARA, G. *Shaft friction from instrumented displacement piles in an uncemented calcareous sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 138: 1357 – 1368. 2012.

LEITE, L.F.; DUTRA, L.E.D.; ANTUNES, A.M.S. *Desenvolvimento tecnológico na indústria do petróleo: o ambiente organizacional e seus aspectos habilitadores e inibidores da inovação*. Revista de Administração, v. 41, n. 3, p. 301-314. 2006.

LENNON, G.P.; CHANG, T.; WEISMAN, R.N. *Predicting incipient fluidization of fine sands in unbounded domains*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, v. 116, n. 12, p. 1454 – 1467. 1990.

LEROUEIL, S.; TAVENAS, F.; BIHAN, J.P. *Propriétés caractéristiques des argiles de l'est du Canada*. Can. Geotec. J., 20, p. 681 – 705. 1983.

LEVA, A.M. *Fluidization*. New York: McGraw-Hill Book Co. 1959.

LIM, J.K.; LEHANE, B.M. *Set-up of pile shaft friction in laboratory chamber tests*. International Journal of Physical Modelling in Geotechnics, 14(2): pp. 21-30. 2014.

LIMA, C.J.T. Processo de tomada de decisão em projetos de exploração e produção de petróleo no Brasil: Uma abordagem utilizando conjuntos nebulosos. Dissertação de Mestrado em Planejamento Energético – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro, 198p., 2003.

LIMA, H. *Petróleo no Brasil: a situação, o modelo e a política atual*. Rio de Janeiro: Synergia. 2008.

LIU, Y. *Hydraulic erodibility of two pure clay systems*. Ph.D. Thesis. Colorado State University, Fort Collins, Colorado. 1970.



LOURENÇO, E.D. *Hidrojateamento em solos argilosos*. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre/RS. 2016.

LOURENÇO, D.E.; SCHNAID, F. *Fenômenos de hidrojateamento em solos argilosos*. In: Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Goiânia, Brasil, 8 p., 2014.

LOURENÇO, D.E.; SCHNAID, F. *Hidrojateamento em solos argilosos: estudo em modelos reduzidos*. In: 8º Congresso Brasileiro de Geotecnia, Porto, Portugal, 2016a.

LOURENÇO, D.E.; SCHNAID, F. *Instalação de fundações profundas em solos argilosos para aplicação offshore*. In: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Belo Horizonte, Brasil, 2016b.

LOURENÇO, D.E.; SCHNAID, F. *Instalação de fundações profundas, utilizando o hidrojateamento, em solos argilosos*. In: CV Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Buenos Aires, Argentina. 2015.

LOURENÇO, D.E.; SCHNAID, F.; SCHETTINI, E.B.C. *Model pile installation by vertical water jet in clay*. Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, v. 144, 045001-1-045001-9. 2020.

LUNNE, T.; CHRISTOPHERSEN, H.P.; TJELTA, T.I. *Engineering use of piezocone data in North Sea Clays*. International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 11, São Francisco, Cal. 1985. Proceedings, Vol. 2, pp. 907 – 912. 1985.

LUNNE, T.; BERRA, T.; STRANDVIK, S. *Sample disturbance effects in soft low plastic norwegian clay*. Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics, Aldeida (ed), Balkema, Rotterdam. 1997.

LYLE, W.M.; SMERDON, E.T. *Relation of compactation and other soil properties to erosion resistance of soils*. Transactions of the ASAE, v. 8, p. 419-422. 1965.

MARIANO, J.B. *Proposta de metodologia de avaliação integrada de riscos e impactos ambientais para estudos de avaliação ambiental estratégica do setor de petróleo e gás natural em áreas offshore*. Tese de Doutorado em Planejamento Energético – Programa de

Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil, 517 p. 2007.

MASTRANGELO, C.F.; BARUSCO, P.J.; FORMIGLI, J.M. *From early production systems to the development of ultra deepwater fields – experience and critical issues of floating production units*. In: Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference, Paper 15224, Houston, USA, 2003.

MAYNE, P.; PEUCHEN, J. *CPTu bearing factor  $N_{kt}$  for undrained strength evaluation in clays*. In: Proc., 4<sup>th</sup> Int. Symp. on Cone Penetration Testing 2018 (CPT'20188). Pp. 423-430. Londo: CRC Press. 2018.

MAYNE, P.; PEUCHEN, J.; BALTOUKAS, D. *Piezocone evaluation of undrained strength in soft to firm offshore clays*. Frontiers in Offshore Geotechnics III – 3<sup>rd</sup> International Symposium on Frontiers in Offshore Geotechnics. ISFOG 2015. 10.1201/b18442-162. 2015.

MAZURECK, K. A. *Scour of clay by jets*. Ph. D. Thesis in Water Resources Engineering. 313 p. Department of Civil & Environmental Engineering. University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada. 2001.

MEDEIROS Jr., C. J. *Torpedo anchor for deep water*. In: Deep Water Offshore Technology Conference, 2001. Rio de Janeiro. 2001.

MEDEIROS Jr., C. J. *Low cost anchor system for flexible risers in deep waters*. In: Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference, Paper 14151, 6-9 May, Houston, USA, 5p. 2002.

MEHTA, A.J. *Review notes on cohesive sediment erosion*. In: Specialty Conference on Quantitative Approaches to Coastal Sediment Processes, Seattle, Washington. Proceeding of Specialty Conference on Quantitative Approaches to Coastal Sediment Processes. New Yor. ASCE. 1991.

MEHTA, A.J.; HAYTER, E.J.; PARKER, W.R.; KRONE, R.B.; TEETER, A.M. *Cohesive sediment transport*. Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, v. 115, N° 8, p. 1076-1093. 1989.

MESRI, G. *Discussin on new design procedure for stability of soft clay*. ASCE, v. 101, n. ST1, p. 409-412. 1975.

MEYERHOF, G.G. *The ultimate bearing capacity of foundations*. Geotéchnique. 2:4. P. 301 – 332. 1951.

MEZZOMO, S. M. *Estudo dos mecanismos de fluidização de areias com a utilização de jatos de água*. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2009.

MEZZOMO, S.M.; POLTRONIERI, G. *Utilização de jatos de água na fluidização de solos arenoso*. In: III Conferência Sudamericana de Ingenieros Geotecnicos Jóvenes. Córdoba. Desafios y Avances de la Geotecnia Joven e Sudamérica, p. 177 – 180. 2009.

MEZZOMO, S.M.; SCHNAID, F.; MOLLER, S. V. *Análise quantitativa da fluidização de solos arenosos com emprego de jatos de água para a implantação de âncoras offshore*. In: COBRAMSEG 2010 – Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2010. Gramado/RS. Engenharia Geotécnica para o desenvolvimento: Inovação e Sustentabilidade – Anais. 2010a.

MEZZOMO, S.M.; SCHNAID, F.; MOLLER, S.V. *Mecanismos de fluidização de solos arenosos com emprego de jatos de água para a implantação de âncoras offshore*. In: COBRAMSEG 2010 - Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2010. Gramado/RS. Engenharia Geotécnica para o desenvolvimento: Inovação e Sustentabilidade – Anais. 2010b.

MEZZOMO, S.M.; SCHNAID F.; MOLLER, S.V.; CONSOLI, N.C. *Utilização de jatos de água na fluidização de solos arenosos*. In: 12º CBGE – Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental. Porto de Galinhas. 2008.

MIH, W.C.; KABIR, J. *Impingement of water jets on non uniform stream bed*. Journal of Hydraulic Engineering, 109(4), p. 536 – 548. 1983.

MINISTÉRIO DE MINAS E ENERGIA. Empresa de Pesquisa Energética (EPE). *Plano Nacional de Energia 2030*, volume 1 – Análise Retrospectiva. 2007.

MINKS, A.G. *Investigation of the effect of soil particle orientation on the erodibility of kaolinite*. M.Sc. Thesis. University of Missouri-Rolla, Rolla, Missouri. 1983.

MIRONER, A. *Engineering Fluid Mechanics*. USA. 592 p. 1979.

MITCHENER, H.; TORFS, H. *Erosion of mud/sand mixtures*. Coastal Engineering. N. 29, p. 1 -25. 1996.

MOTTA, V.F. *Curso de Teoria da Semelhança*. Editora UFRG. UFRS. Rio Grande do Sul. 1972.

NEPOMUCENO, F. *Experiências da PETROBRAS no caminho do pré-sal*. Rio Oil & Gas Conference, Rio de Janeiro, setembro de 2009. Disponível em: <[http://www2.petrobras.com.br/ri/pdf/RioOilGas\\_2008\\_Nepomuceno.pdf](http://www2.petrobras.com.br/ri/pdf/RioOilGas_2008_Nepomuceno.pdf)>, acessado em 12 de agosto de 2016.

NIVEN, R.K. *In situ multiphase fluidisation (“upflow washing”) for the remediation of diesel and lead contaminated soil*. PhD Thesis. The University of New South Wales, Sydney, Australia, 548 p., 1998.

NIVEN, R. K.; KHALILI, N. *In situ fluidization by a single internal vertical jet*. Journal of Hydraulic research, v. 36, n. 2, p. 199 – 228, 1998.

NOGUEIRA, E.F.; BORGES, A.T.; JUNIOR, C.J.M.; MACHADO, R.D. *Torpedo base – a new conductor installation process*. Proceedings of the Offshore Technology Conference. Houston. USA. 2005.

O'DONOGHUE, T.; TRAJKOVI, B.; PIGGINGS, J. *Sand bed response to submerged water jet*. Proceedings of the 11<sup>th</sup> International Offshore and Polar Engineering Conference, Stavanger, Noruega, p. 66-72. 2001.

O'LOUGHLIN, C.D.; RANDOLPH, M.F.; RICHARDSON, M. *Experimental and theoretical studies of deep penetration anchors*. In: Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference, Paper 16841, 3-6 May, Houston, USA, 11 p. 2004.

OLIVEIRA, J.T.D.; DANZINDER, F.A.B.; COUTINHO, R.Q. *Amostragem em bloco nas argilas moles brasileiras*. SEFE-BIC, vol. 3, p. 199 – 208, São Paulo. 2000.

ORTIZ NETO, J. B.; COSTA, A.J.D. *A Petrobrás e a exploração de petróleo offshore no Brasil: um approach evolucionário*. Revista Brasileira de Economia, v. 61, n. 1. p. 95 – 109. Rio de Janeiro. 2007.

ORTIZ NETO, J.B.; SHIMA, W.T. *Trajatórias tecnológicas no segment offshore: ambientes e oportunidades*. Rev. Econ. Contemp. Rio de Janeiro, v. 12, n. 2, p. 301-332. <https://doi.org/10.1590/S1415-98482008000200005>. 2008.

PAIK, K.; SALGADO, R. *Determination of bearing capacity of open-ended piles in sand*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, 129: 46 – 57. 2003.

PAMADI, B.N.; BELOV, I.A. *A note on the heat transfer characteristics of circular impinging jet*. International Journal of Heat Mass Transfer, v. 23, p. 783-787. 1980.

PARTHENIADES, E.; PAASWELL, R. E. *Erosion of cohesive soil and channel stabilization – part I: state of knowledge*. Civil Engineering Report n. 19, State University of New York, Buffalo. 1968.

PASSINI, L. B. *Instalação e capacidade de carga axial de estacas modelo fluidizadas em solos arenosos*. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2015.

PASSINI, L. B.; SCHNAID, F. *Experimental investigation of pile installation by vertical jet fluidization in sand*. Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, v. 137(4). 2015.

PASSINI, L.B.; SCHNAID, F.; SALGADO, R. *Experimental study of shaft resistance of model piles in fluidized and nonfluidized sand*. Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, v. 139, 052001-1-052001-1, 2017.

PASSINI, L.B.; SCHNAID, F.; ROCHA, M.M.; MOLLER, S.V. *Mechanism of model pile installation by water jet fluidization in sand*. JCR Ocean Engineering, v. 170, p. 160-170, 2018.

PAASWELL, R.E. *Causes and mechanisms of cohesive soils erosion: state of the art*. Soil Erosion: Causes and Mechanisms, Prevention and Control. Special Report N° 135, Highway Research Board, Washington, D.C., p. 52-74. 1973.

PEDREIRA, C.L. *Uso de material de rejeito como fundação em solos compressíveis*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). 186 p. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2000.

PEDREIRA, C.L.S.; DIAS, C.R.R.; BSATOS, C.A.B. FAGUNDES, D.F.; SCHNAID, F. *Argilas moles de Rio Grande: estudo de sítios de investigação*. Anais do IV Congresso Luso Brasileiro de Geotecnia, Coimbra. SPG/ABMS: Coimbra-PT, pp. 303 – 310. 2008.

PETROBRAS. *Relatório Interno*. 11 p. 2011.

PETROBRAS. *Relatório Tecnologia Petrobrás 2013*. 75 p. Rio de Janeiro. 2014.

PETROBRAS. *Exploração e produção de petróleo e gás*. Rio de Janeiro, 2015. Disponível em: <<http://www.petrobras.com.br/pt/nossas-atividades/areas-de-atuacao/exploracao-e-producao-de-petroleo-e-gas/>>. Acesso em: 17/09/2016.

PIQUET, R.; SERRA, R. *Petróleo e região no Brasil: o desafio da abundância*. Rio de Janeiro: Garamond Universitária. 352 p. 2007.

POREH, M.; TSUEI, Y.G.; CERMAK, J.E. *Investigation of a turbulent radial wall jet*. Journal of Applied Mechanics, Transactions of the ASME, p. 457-463. 1967.

POULOS, H.G. *Pile behaviour – theory and application*. Geotéchnique. p. 365 – 415. 1989.

RABASSA, C.M. *Monitoramento geotécnico da obra de ampliação dos molhes do Rio Grande, Brasil*. Porto Alegre, Dissertação de Mestrado, UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 103 p. 2010.

RAJARATNAM, N. *Turbulent jets*. Elsevier Scientific Publishing Company, New York, 304 p., 1976.

RAJARATNAM, N.; BELTAOS, S. *Erosion by impinging circular turbulent jets*. Journal of Hydraulics Division, ASCE, 103(10), p. 1191 – 1205. 1977.

RAJARATNAM, N.; MAZURECK, K.A. *Erosion of sand by circular impinging water jets with small tailwater*. Journal of Hydraulic Engineering. ASCE, 129(3), p. 225 – 229. 2003.

RAJARATNAM, N.; MAZURECK, K.A. *Impingement of circular turbulent jets on rough boundaries*. Journal of Hydraulic Research, International Association of Hydraulic Engineering and Research (IAHR), v. 43, p. 689-695. 2005.

RANDOLPH, M.F.; CARTER, J.P.; WROTH, C.P. *Driven piles in clay – the effects of installation and subsequent consolidation*. Geotechnique 29, N° 4, pp. 361-393. 1979.

RANDOLPH, M.; CASSIDY, M.; GOVERNEC, S.; ERBRICH, C. *Challenges of offshore geotechnical engineering*. Invited State of the Art Report, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Osaka, Japão, pp. 123-176, 2005.

RANDOLPH, M.F.; GOVERNEC, S.M. *Offshore Geotechnical Engineering*. Taylor & Francis, London. ISBN: 978-0-415-47744-4. 2010.

RAUDVIKI, A.J.; HUTCHINSON, D.L. *Erosion of kaolinite by flowing water*. Proceedings of the Royal Society of London, v. 3347, p. 537-554. 1974.

RAUDVIKI, A.J.; TAN, S.K. *Erosion of cohesive soils*. Journal of Hydraulic Research. New York, ASCE, v. 22, n. 4, p. 217-233. 1984.

RAUSCHE, F.; GOBLE, G.G.; LIKINS, G.E. *Dynamics determination of pile capacity*. Journal of Geotechnical Engineering, v. 3, n. 3, p. 367. Mar. 1985.

REINHORN, A.M. *Experimental methods in structural engineering*. Lecture notes of Department of Civil, Structural and Environmental Engineering of University of Buffalo. Buffalo – New York. 2008.

RIBEIRO, K.C.; ALVES, A.M.L.; BASTOS, C.A.B. *Caracterização do subsolo de uma área do Superporto de Rio Grande aplicando geoestatística a dados de sondagens SPT*. In: XXIII Congresso Regional de Iniciação Científica e Tecnológica em Engenharia. Joinville/RS. Anais. UDESC, v.1 p. 1-4. 2009.

RICCOMINI, C.; SANT'ANNA, L.G.; TASSINARI, C.C.G. *Pré-sal: geologia e exploração*. Revista USP. N. 95, p. 33-42, 2012.

RIN, P.D.; BARROS, L.A.; MELLO, L.G.F.S. *Provas de carga especiais nas estacas de grande diâmetro do porto de Rio Grande*. Revistas Solos e Rochas, ABMS, São Paulo, vol. 6, n 3., pp. 79-88. 1983.

ROBERTSON, P.K. *Estimating in-situ soil permeability from CPT & CPTu*. 2nd International Symposium on Cone Penetration Testing. Huntington Beach, CA, USA, May, 2010.

ROBERTSON, P.K. *Soil classification using the cone penetration test*. Canadian Geotech. J., 27 (1), p. 151 – 158. 1990.

ROCHA, C.M. *Atenuação de cargas estáticas em linhas de ancoragem*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 209 p. 2014.

ROUSE, H. *Criteria for similarity in the transportation of sediment*. Proceedings of Hydraulics Conference. University of Iowa, Bulletin 20, Iowa, USA, p. 33 – 49. 1939.

RUVER, C.A. *Estudo do comportamento de estacas pré-fabricadas cravadas por jato de água*. Relatório Edital Universal CNPq – 14/2011. Inscrição 475198/2011-5. 2013.

SAGRILO, L.V.S.; SOUZA, J.R.M.; LIMA, E.C.P.; PORTO, E.C.; FERNANDES, J.V.V. FOPPA, D. *Safety factors evaluation for torpedo anchors design*. In: Mecânica Computacional, Dvorkin, E., Goldschmit, M., Storti, M. (Eds.). Vol XXIX, Buenos Aires, Argentina, p. 9023-9036. 2010.

SAMPA, N.C. *Atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem de plataformas offshore*. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). 186 p. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2015.

SAMPA, N.C. *Modelagem de mecanismos de interação de linhas de ancoragem de plataformas offshore em solos argilosos*. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2019.

SARGUNAM, A. *Influence of mineralogy, pore fluid composition and structure on the erosion of cohesive soils*. 1973. Ph.D. Thesis – University of California, Davis, California. 1973.



SCHMERTMANN, J.H. *The mechanical aging of soils*. 25<sup>th</sup> Terzaghi Lecture, Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, 117: 1288-1330.

SCHNAID, F.; MELLO, L.G.; SANDRONI, S.S. *Observational method applied to the Rio Grande Port breakwater*. Soils and Rocks. 2014.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos, v.1, 223 p. 2012.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; LOBO, B.; ROCHA, M.M. *Ensaio de penetração dinâmica: inovações aplicadas à prática de engenharia*. In: Engenharia de Fundações – Passado recente e perspectivas. Suprema Gráfica e Editora Ltda, São Carlos/SP. 371 p. 2009.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E.; ROCHA, M.M. *On the mechanics of dynamic penetration test*. Geomechanics and Geoengineering: An International Journal, v.3, p. 12 – 16. 2007.

SCHNAID, F.; PASSINI, L.; MEZZOMO, S.M. *On the response of fluidized piles from laboratory model tests in granular soils*. Journal of Geo-Engineering Sciences, v.1, p. 69-81. 2014.

SCHULER, A.; BASTOS, FOLLE, D.; DIAS, C.R.R. *Análise da variabilidade especial do subsolo de Rio Grande/RS a partir de um SIG de sondagens DPL e SPT*. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Armação – Búzios/RJ. Anais do XIV Congresso Brasileiro de Engenharia Geotécnica: ABMS-NRRJ, p. 1256 – 1263. 2008.

SHARMA, P. P. *Ultimate capacity of suction cation in normally and lightly overconsolidated clays*. 167 p. Thesis of Master of Science – Office of Graduate Studies of Texas. A & M University. 2004.

SHERARD, J. L.; DUNNIGAN, L. P.; DECKER, R. S. *Identification and nature of dispersive soils*. Journal of Geotechnical Engineering Division. ASCE, Vol. 102, N. 4, p. 287 – 301. 1976.

SILVA, U.A. *Análise da cravabilidade de estacas torpedo*. Monografia (Especialização). Programa de Pós-Graduação em Engenharia. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 2008.

SKEMPTON, A.W. *The bearing capacity of clays*. Building Research Congress, London, p. 180 – 189. 1951.

SKOMEDAL, E.; BAYNE, J.M. *Interpretation of porepressure measurements from advanced cone penetration testing*. Penetration Testing in the U.K. Thomas Tekford, London: 279-283. 1988.

SOARES, J.M.D. *Caracterização de depósitos de argilas moles da região metropolitana de Porto Alegre*. Porto Alegre: CPGEC/UFRGS. 1997.

SODERBERG, L.O. *Consolidation theory applied to foundation pile time effects*. Geotechnique, 12(3), pp. 217-225. 1962.

SOGOMONYAN, A.Y. *The theory of penetration phenomena*. Journal of Mechanic Solids. 1974;

SOUZA, J.R.M.; AGUIAR, C.S.; ELLWANGER, G.B.; PORTO, E.C.; FOPPA, D.; MEDEIROS Jr., C.J. *Undrained load capacity of torpedo anchors embedded in cohesive soils*. Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, ASME, v. 133, 12p. 2011.

SOUZA, R.G. *Petróleo, história das descobertas e o potencial brasileiro*. Niterói – RJ, Ed. Muiraquitã. 272 p. 1997.

STEIN, J. GRABE, J. *Jet grouting tests and simulation*. Proceedings of 13<sup>th</sup> European Conference of Soil Mechanics Engineering, Prague, p. 899-902. 2003.

STEIN, O.R.; NETT, D.D. *Impinging jet calibration of excess shear sediment detachment parameters*. Trans. ASAE, vol. 40, no. 6, p. 1573 – 1580. 1997.

STRACKE, F. *Fluidização de solo arenoso associada à injeção de agente cimentante para ancoragem de estruturas offshore*. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2012.

TAKAFUJI, F.C.M. *Dinâmica tridimensional de risers*. Tese de Doutorado – Departamento de Engenharia Mecatrônica e de Sistemas Mecânicos, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo, Brasil, 313p. 2010.

TAN, S.L.; CUTHBERTSON, J.; KIMMERLING, R.E. *Prediction of pile setup in non-cohesive soil*. Current Practices and Future Trends in Deep Foundations, ASCE, p. 50-65.

TAVARES, A.C.; BORGHI, L.; CORBETT, P.; LOPES, J.N.; CÂMARA, R. *Análise das fácies nas coquinas da Formação Morro do Chaves, Bacia Sergipe-Alagoas, sob enfoque tafonômico e composicional*. Braz. J. Geol. [online], v. 45, n. 3, pp. 415-429. ISSN 2317-4889. Disponível em <[http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci\\_arttext&pid=S231748892015000300415&lng=en&tlng=en](http://www.scielo.br/scielo.php?script=sci_arttext&pid=S231748892015000300415&lng=en&tlng=en)> . Acesso em 20/01/2020.

THORBURN, S.; RIGDEN, W.J. *A practical study of pile behavior*. Proc. 12<sup>th</sup> Annual Offshore Technology Conference, Houston, USA. 1980.

TOLMASQUIM, M.T. *O Brasil vai ser o primeiro grande exportador de petróleo tendo uma das matrizes mais renováveis do mundo*. Energia na CPLP. 1<sup>a</sup> ed. Carnaxide: Masemba, v. 1, p. 227 – 238. 2015.

TOMAZELLI, L.J.; VILLWOCK, J.A. *Quaternary geological evolution of Rio Grande do Sul Coastal Plain, Southern Brazil*. Anais da Academia Brasileira de Ciências, 68: 373 – 382. 1996.

TORFS, H.; HUYGENS, M.; TITO, L. *The influence of the cross-section on the erosion criteria for partly cohesive sediments*. Water Science and Technology, IWA, v. 29, n. 1-2, p. 103-111. 1994.

TRUE, D.G. *Undrained vertical penetration into ocean bottom soils*. Ph.D. Thesis, University of California, Berkeley, California. 1976.

TSINKER, G. P. *Pile jetting*. Journal of Geotechnical Engineering. ASCE, 114(3): 326-334. 1988.

TURNER, J.; KULHAWY, F. *Physical modeling of drilled shaft side resistance in sand*. Geotechnical Testing Journal, Vol. 17, No. 3, pp. 282 – 290. ISSN 0149-6115. 1994.

VILLWOCK, J.A.; TOMAZELLI, L.J. *Geologia costeira do Rio Grande do Sul*. Notas Técnicas, CECO-UFRGS, 8:1-45. 1995.

VILLWOCK, J.A.; TOMAZELLI, J.L.; LOSS, E.L.; DEHNAHRDT, E.A.; HORN FILHO, N.O.; BACHI, F.A.; DEHNHARDT, B.A. *Geology of the Rio Grande do Sul Coastal Province*. In RABASSA, J. (ed). Quaternary of South America and Antarctic Peninsula, 4, p. 79 – 97. 1986.

WATSON, P.G.; SUEMASA, N. *Evaluating undrained shear strength using the vane shear apparatus*. Washington, The 10<sup>th</sup> International Offshore and Polar Engineering Conference. 2000.

WEISMAN, R.N.; COLLINS, A.G.; PARKS, J.M. *Maintaining tidal inlet channels by fluidization*. Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division, ASCE, v. 108, n. WW4, p. 526 – 538. 1982.

WEISMAN, R.N.; LENNON, G.P. *A guide to the planning and hydraulic fluidizer for sand management in the coastal environment*. Dredging Research Program, Technical Reporto DRP-96-3, US Army Corps of Engineers, 94 p. 1994.

WEISMAN, R.N.; LENNON, G.P.; ROBERTS, E.W. *Experiment on fluidization in unbounded domains*. Journal of Hydraulics Engineering, ASCE, v. 114, n. 5, p. 502 – 515. 1988.

WEN, C.Y.; YU, Y.H. *Mechanics of fluidization*. Chemical Engineering Progress Symposium Series, Fluid Particle Technology, vol. 62, N° 62, p. 100-111. 1966.

WESTRICH, B.; KOBUS, H. *Erosion of a uniform sand bed by continuous and pulsating jets*. Proceedings of International Association of Hydraulic Research Congress, v.1, n. A13, p. 1- 3. Istanbul. 1973.

ZREIK, D.; KRISHNAPPAN, B.G.; GERMAINE, J.T.; MADSEN, O.S.; LADD, C.C. **Erosional and mechanical strenghts of deposited cohesive sediments**. ASCE Journal of Hydraulic Engineering., 124 (11): 1076-1085. 1998.

**APÊNDICE A:**

Resistência ao cisalhamento não drenada máxima medida por ensaios de mini-palheta em solo artificial.

Tabela A.1: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

z (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	0,50	0,48	0,56	0,51	0,04
0,1254	0,82	0,78	0,85	0,82	0,04
0,2254	0,92	0,90	0,85	0,89	0,04
0,3254	0,94	0,98	0,96	0,96	0,02
0,4254	0,99	1,03	1,12	1,05	0,07
0,5254	1,10	1,08	1,16	1,11	0,04

Tabela A.2: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

z (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	0,80	0,85	0,82	0,82	0,03
0,1254	0,95	0,98	1,02	0,98	0,04
0,2254	1,00	0,99	1,06	1,02	0,04
0,3254	1,03	1,05	1,08	1,05	0,03
0,4254	1,10	1,08	1,02	1,07	0,04
0,5254	1,14	1,12	1,15	1,14	0,02

Tabela A.3: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem simples, 14 dias de adensamento e sem sobrecarga.

z (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	1,01	0,99	1,08	1,03	0,05
0,1254	1,02	1,05	1,09	1,05	0,04
0,2254	1,09	1,07	1,12	1,09	0,03
0,3254	1,10	1,12	1,14	1,12	0,02
0,4254	1,10	1,14	1,11	1,12	0,02
0,5254	1,12	1,16	1,18	1,15	0,03

Tabela A.4: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem simples, 21 dias de adensamento e sem sobrecarga.

$z$ (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	1,08	1,12	1,05	1,08	0,04
0,1254	1,12	1,15	1,19	1,15	0,04
0,2254	1,18	1,16	1,21	1,18	0,03
0,3254	1,20	1,19	1,22	1,20	0,02
0,4254	1,22	1,21	1,23	1,22	0,01
0,5254	1,25	1,24	1,21	1,23	0,02

Tabela A.5: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem simples, 28 dias de adensamento e sem sobrecarga.

$z$ (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	1,16	1,18	1,14	1,16	0,02
0,1254	1,23	1,21	1,18	1,21	0,03
0,2254	1,21	1,20	1,24	1,22	0,02
0,3254	1,27	1,25	1,29	1,27	0,02
0,4254	1,30	1,29	1,33	1,31	0,02
0,5254	1,34	1,33	1,30	1,32	0,02

Tabela A.6: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem simples, 140 dias de adensamento e sem sobrecarga.

$z$ (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	1,48	1,54	1,52	1,51	0,03
0,1254	1,52	1,51	1,55	1,53	0,02
0,2254	1,51	1,53	1,56	1,53	0,03
0,3254	1,55	1,58	1,54	1,56	0,02
0,4254	1,58	1,56	1,58	1,57	0,01
0,5254	1,59	1,60	1,61	1,60	0,01

Tabela A.7: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

$z$ (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	0,55	0,54	0,59	0,56	0,03
0,1254	0,85	0,80	0,86	0,84	0,03
0,2254	0,92	0,90	0,85	0,89	0,04
0,3254	0,96	1,05	1,02	1,01	0,05
0,4254	1,18	1,10	1,16	1,15	0,04
0,5254	1,20	1,18	1,26	1,21	0,04

Tabela A.8: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

$z$ (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	0,85	0,88	0,91	0,88	0,03
0,1254	0,98	1,02	1,05	1,02	0,04
0,2254	1,00	1,05	1,06	1,04	0,03
0,3254	1,15	1,17	1,12	1,15	0,03
0,4254	1,22	1,18	1,26	1,22	0,04
0,5254	1,32	1,34	1,38	1,35	0,03

Tabela A.8: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem dupla, 14 dias de adensamento e sem sobrecarga.

$z$ (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	0,99	1,05	1,06	1,03	0,04
0,1254	1,02	1,05	1,09	1,05	0,04
0,2254	1,19	1,18	1,21	1,19	0,02
0,3254	1,26	1,22	1,24	1,24	0,02
0,4254	1,35	1,28	1,32	1,32	0,04
0,5254	1,40	1,42	1,45	1,42	0,03



Tabela A.9: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem dupla, 21 dias de adensamento e sem sobrecarga.

$z$ (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	1,09	1,06	1,12	1,09	0,03
0,1254	1,11	1,15	1,19	1,15	0,04
0,2254	1,21	1,25	1,18	1,21	0,04
0,3254	1,31	1,25	1,28	1,28	0,03
0,4254	1,42	1,38	1,36	1,39	0,03
0,5254	1,54	1,51	1,49	1,51	0,03

Tabela A.10: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem dupla, 28 dias de adensamento e sem sobrecarga.

$z$ (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	1,18	1,15	1,20	1,18	0,03
0,1254	1,20	1,24	1,26	1,23	0,03
0,2254	1,35	1,38	1,25	1,33	0,07
0,3254	1,42	1,40	1,37	1,40	0,03
0,4254	1,51	1,48	1,53	1,51	0,03
0,5254	1,55	1,51	1,57	1,54	0,03

Tabela A.11: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palheta de laboratório em solo artificial submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e com sobrecarga de 23 kPa.

$z$ (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	0,85	0,88	0,91	0,88	0,03
0,1254	0,98	1,02	1,05	1,02	0,04
0,2254	1,00	1,05	1,06	1,04	0,03
0,3254	1,15	1,17	1,12	1,15	0,03
0,4254	1,22	1,18	1,26	1,22	0,04
0,5254	1,32	1,34	1,38	1,35	0,03

Tabela A.12: Resistência ao cisalhamento não drenada máxima obtida por ensaios de mini-palhetas de laboratório em solo artificial submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e com sobrecarga de 23 kPa.

$z$ (m)	$S_{u\ máx}$ (kPa)				
	Furo 01	Furo 02	Furo 03	Média	D.P.
0,0254	1,06	0,92	1,02	1,00	0,07
0,1254	1,04	1,14	1,08	1,09	0,05
0,2254	1,19	1,14	1,16	1,16	0,03
0,3254	1,18	1,16	1,26	1,20	0,05
0,4254	1,19	1,24	1,29	1,24	0,05
0,5254	1,34	1,26	1,35	1,32	0,05

## **APÊNDICE B:**

Penetração e tempo para estabilização da penetração observado para diferentes condições dos ensaios realizados em solo artificial.

Tabela B.01: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	50	2,04
Ensaio 02	46	1,90
Ensaio 03	44	1,87
Ensaio 04	45	1,88
Média	46,25	1,92
D.P.	2,63	0,08

Tabela B.02: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 0,18 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	48	1,74
Ensaio 02	40	1,75
Ensaio 03	45	1,87
Média	44,33	1,79
D.P.	4,04	0,07

Tabela B.03: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 0,27 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	46	1,68
Ensaio 02	47	1,95
Ensaio 03	48	1,94
Média	47,00	1,86
D.P.	1,00	0,15

Tabela B.04: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 0,36 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	52	1,92
Ensaio 02	46	1,87
Ensaio 03	45	1,89
Média	47,67	1,89
D.P.	3,79	0,03

Tabela B.05: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 0,72 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	75	3,13
Ensaio 02	77	4,54
Ensaio 03	78	4,61
Média	76,67	4,09
D.P.	1,53	0,84

Tabela B.06: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 0,95 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	80	5,13
Ensaio 02	85	5,90
Ensaio 03	82	6,08
Média	82,33	5,70
D.P.	2,52	0,50

Tabela B.07: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 1,20 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	140	10,91
Ensaio 02	132	12,15
Ensaio 03	134	15,16
Média	135,33	12,74
D.P.	4,16	2,19

Tabela B.08: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	169	25,78
Ensaio 02	172	28,91
Ensaio 03	174	31,33
Média	171,67	28,67
D.P.	2,52	2,78

Tabela B.09: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 1,80 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	205	38,95
Ensaio 02	209	34,58
Ensaio 03	196	36,71
Média	203,33	36,75
D.P.	6,66	2,19

Tabela B.10: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 2,92 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	265	40,50
Ensaio 02	250	45,12
Ensaio 03	245	48,61
Média	253,33	44,74
D.P.	10,41	4,07

Tabela B.11: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 3,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	325	52,58
Ensaio 02	308	56,57
Ensaio 03	314	51,71
Média	315,67	53,62
D.P.	8,62	2,59

Tabela B.12: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 4,50 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	381	58,51
Ensaio 02	387	56,60
Ensaio 03	391	61,54
Média	386,33	58,88
D.P.	5,03	2,49

Tabela B.13: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão de 5,84 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	439	60,58
Ensaio 02	443	63,00
Ensaio 03	446	64,85
Média	442,67	62,81
D.P.	3,51	2,14

Tabela B.14: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	49	1,88
Ensaio 02	50	1,94
Ensaio 03	56	1,91
Ensaio 04	50	1,95
Média	51,25	1,92
D.P.	3,20	0,03

Tabela B.15: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,18 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	43	1,70
Ensaio 02	42	1,71
Ensaio 03	41	1,97
Média	42,00	1,79
D.P.	1,00	0,15



Tabela B.16: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,27 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	49	1,78
Ensaio 02	45	1,85
Ensaio 03	44	1,84
Média	46,00	1,82
D.P.	2,65	0,04

Tabela B.17: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,36 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	47	1,90
Ensaio 02	40	1,82
Ensaio 03	45	1,79
Média	44,00	1,84
D.P.	3,61	0,06

Tabela B.18: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,73 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	55	2,15
Ensaio 02	50	2,38
Ensaio 03	56	2,42
Média	53,67	2,32
D.P.	3,21	0,15

Tabela B.19: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,90 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	80	2,19
Ensaio 02	76	2,29
Ensaio 03	72	2,64
Média	76,00	2,37
D.P.	4,00	0,24

Tabela B.20: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,80 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	81	3,54
Ensaio 02	84	2,12
Ensaio 03	87	2,58
Média	84,00	2,75
D.P.	3,00	0,72

Tabela B.21: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,70 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	90	4,58
Ensaio 02	94	4,79
Ensaio 03	88	4,82
Média	90,67	4,73
D.P.	3,06	0,13

Tabela B.22: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	109	6,24
Ensaio 02	114	7,19
Ensaio 03	112	5,47
Média	111,67	6,30
D.P.	2,52	0,86

Tabela B.23: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,50 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	141	14,26
Ensaio 02	147	16,58
Ensaio 03	149	15,24
Média	145,67	15,36
D.P.	4,16	1,16

Tabela B.24: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,84 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	191	22,24
Ensaio 02	185	19,57
Ensaio 03	193	18,69
Média	189,67	20,17
D.P.	4,16	1,85

Tabela B.25: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	49	1,88
Ensaio 02	50	1,94
Ensaio 03	56	1,91
Ensaio 04	50	1,95
Média	51,25	1,92
D.P.	3,20	0,03

Tabela B.26: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	54	1,90
Ensaio 02	45	1,88
Ensaio 03	49	1,79
Média	49,33	1,86
D.P.	4,51	0,06

Tabela B.27: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,45 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	51	1,95
Ensaio 02	53	1,96
Ensaio 03	54	2,01
Média	52,67	1,97
D.P.	1,53	0,03

Tabela B.28: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	55	1,91
Ensaio 02	51	1,68
Ensaio 03	58	1,91
Média	54,67	1,83
D.P.	3,51	0,13

Tabela B.29: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,91 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	71	2,36
Ensaio 02	78	2,57
Ensaio 03	76	2,68
Média	75,00	2,54
D.P.	3,61	0,16

Tabela B.30: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	82	3,68
Ensaio 02	84	4,05
Ensaio 03	88	4,57
Média	84,67	4,10
D.P.	3,06	0,45

Tabela B.31: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,32 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	92	10,15
Ensaio 02	98	6,79
Ensaio 03	100	8,27
Média	96,67	8,40
D.P.	4,16	1,68

Tabela B.33: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,82 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	122	15,29
Ensaio 02	125	24,88
Ensaio 03	128	19,36
Média	125,00	19,84
D.P.	3,00	4,81

Tabela B.34: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,64 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	170	35,68
Ensaio 02	158	29,57
Ensaio 03	167	27,58
Média	165,00	30,94
D.P.	6,24	4,22

Tabela B.35: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,10 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	312	54,21
Ensaio 02	318	60,29
Ensaio 03	321	64,21
Média	317,00	59,57
D.P.	4,58	5,04

Tabela B.36: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,25 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	400	72,13
Ensaio 02	409	78,69
Ensaio 03	396	81,14
Média	401,67	77,32
D.P.	6,66	4,66

Tabela B.37: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	49	1,88
Ensaio 02	50	1,94
Ensaio 03	56	1,91
Ensaio 04	50	2,35
Média	51,25	2,02
D.P.	3,20	0,22

Tabela B.38: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	52	1,95
Ensaio 02	46	1,88
Ensaio 03	54	1,63
Média	50,67	1,82
D.P.	4,16	0,17

Tabela B.39: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,45 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	55	2,08
Ensaio 02	53	1,89
Ensaio 03	50	1,84
Média	52,67	1,94
D.P.	2,52	0,13

Tabela B.40: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	50	1,84
Ensaio 02	51	1,89
Ensaio 03	57	1,91
Média	52,67	1,88
D.P.	3,79	0,04



Tabela B.41: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,91 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	64	2,36
Ensaio 02	65	3,15
Ensaio 03	62	2,17
Média	63,67	2,56
D.P.	1,53	0,52

Tabela B.42: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	65	2,69
Ensaio 02	68	2,58
Ensaio 03	69	2,71
Média	67,33	2,66
D.P.	2,08	0,07

Tabela B.43: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,36 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	72	2,13
Ensaio 02	71	3,06
Ensaio 03	74	3,29
Média	72,33	2,83
D.P.	1,53	0,61

Tabela B.44: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,30 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	75	2,54
Ensaio 02	78	3,50
Ensaio 03	77	3,61
Média	76,67	3,22
D.P.	1,53	0,59

Tabela B.45: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,64 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	87	1,74
Ensaio 02	85	2,86
Ensaio 03	84	3,69
Média	85,33	2,76
D.P.	1,53	0,98

Tabela B.46: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,10 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	97	4,25
Ensaio 02	102	5,69
Ensaio 03	104	7,58
Média	101,00	5,84
D.P.	3,61	1,67

Tabela B.47: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,25 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	115	7,26
Ensaio 02	119	9,58
Ensaio 03	112	10,32
Média	115,33	9,05
D.P.	3,51	1,60

Tabela B.48: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	57	1,37
Ensaio 02	55	1,74
Ensaio 03	56	1,55
Ensaio 04	57	1,54
Média	56,25	1,55
D.P.	0,96	0,15

Tabela B.49: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,18 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	58	1,64
Ensaio 02	55	1,63
Ensaio 03	54	1,54
Média	55,67	1,60
D.P.	2,08	0,06

Tabela B.50: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,27 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	55	1,58
Ensaio 02	58	1,64
Ensaio 03	57	1,61
Média	56,67	1,61
D.P.	1,53	0,03

Tabela B.51: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,36 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	51	1,59
Ensaio 02	56	1,67
Ensaio 03	59	1,87
Média	55,33	1,71
D.P.	4,04	0,14

Tabela B.52: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,73 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	85	3,50
Ensaio 02	89	2,69
Ensaio 03	94	3,19
Média	89,33	3,13
D.P.	4,51	0,41

Tabela B.53: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,95 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	117	3,89
Ensaio 02	115	4,74
Ensaio 03	118	5,14
Média	116,67	4,59
D.P.	1,53	0,64

Tabela B.54: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,20 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	132	10,26
Ensaio 02	139	14,35
Ensaio 03	145	11,57
Média	138,67	12,06
D.P.	6,51	2,09

Tabela B.55: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	158	19,20
Ensaio 02	164	24,36
Ensaio 03	166	29,14
Média	162,67	24,23
D.P.	4,16	4,97

Tabela B.56: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	186	20,38
Ensaio 02	196	34,13
Ensaio 03	198	39,12
Média	193,33	31,21
D.P.	6,43	9,71

Tabela B.57: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,80 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	215	32,74
Ensaio 02	227	39,21
Ensaio 03	222	45,26
Média	221,33	39,07
D.P.	6,03	6,26

Tabela B.58: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,92 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	262	26,29
Ensaio 02	271	49,13
Ensaio 03	280	41,29
Média	271,00	38,90
D.P.	9,00	11,61

Tabela B.59: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	320	50,98
Ensaio 02	325	61,23
Ensaio 03	336	69,15
Média	327,00	60,45
D.P.	8,19	9,11

Tabela B.60: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,50 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	399	70,71
Ensaio 02	406	68,13
Ensaio 03	411	72,15
Média	405,33	70,33
D.P.	6,03	2,04

Tabela B.61: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,84 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	511	76,84
Ensaio 02	507	78,35
Ensaio 03	514	80,12
Média	510,67	78,44
D.P.	3,51	1,64

Tabela B.62: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	57	1,37
Ensaio 02	55	1,74
Ensaio 03	56	1,55
Ensaio 04	57	1,54
Média	56,25	1,55
D.P.	0,96	0,15

Tabela B.63: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,18 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	61	1,69
Ensaio 02	55	1,25
Ensaio 03	65	1,50
Média	60,33	1,48
D.P.	5,03	0,22

Tabela B.64: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,27 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	61	1,48
Ensaio 02	59	1,54
Ensaio 03	58	1,71
Média	59,33	1,58
D.P.	1,53	0,12



Tabela B.65: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,36 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	52	1,52
Ensaio 02	53	1,57
Ensaio 03	54	1,71
Média	53,00	1,60
D.P.	1,00	0,10

Tabela B.66: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,73 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	62	2,03
Ensaio 02	65	1,79
Ensaio 03	68	2,26
Média	65,00	2,03
D.P.	3,00	0,24

Tabela B.67: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,90 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	72	1,92
Ensaio 02	75	3,05
Ensaio 03	77	2,51
Média	74,67	2,49
D.P.	2,52	0,57

Tabela B.68: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,10 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	85	2,02
Ensaio 02	84	3,12
Ensaio 03	89	2,19
Média	86,00	2,44
D.P.	2,65	0,59

Tabela B.69: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	92	2,85
Ensaio 02	94	2,47
Ensaio 03	96	2,51
Média	94,00	2,61
D.P.	2,00	0,21

Tabela B.70: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,80 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	100	3,68
Ensaio 02	104	3,03
Ensaio 03	107	4,02
Média	103,67	3,58
D.P.	3,51	0,50

Tabela B.71: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,92 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	115	5,13
Ensaio 02	116	4,02
Ensaio 03	120	6,18
Média	117,00	5,11
D.P.	2,65	1,08

Tabela B.72: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	141	6,27
Ensaio 02	144	7,31
Ensaio 03	147	8,59
Média	144,00	7,39
D.P.	3,00	1,16

Tabela B.73: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,50 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	168	15,23
Ensaio 02	166	18,24
Ensaio 03	159	12,39
Média	164,33	15,29
D.P.	4,73	2,93

Tabela B.74: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	68	1,94
Ensaio 02	64	1,98
Ensaio 03	62	1,94
Ensaio 04	65	1,98
Média	64,75	1,96
D.P.	2,50	0,02

Tabela B.75: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	64	1,99
Ensaio 02	65	2,00
Ensaio 03	67	1,87
Média	65,33	1,95
D.P.	1,53	0,07

Tabela B.76: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,45 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	64	1,98
Ensaio 02	60	1,96
Ensaio 03	65	1,91
Média	63,00	1,95
D.P.	2,65	0,04

Tabela B.77: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	66	1,78
Ensaio 02	64	1,89
Ensaio 03	67	1,85
Média	65,67	1,84
D.P.	1,53	0,06

Tabela B.78: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,86 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	95	2,15
Ensaio 02	100	2,45
Ensaio 03	102	2,30
Média	99,00	2,30
D.P.	3,61	0,15

Tabela B.79: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,32 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	135	5,13
Ensaio 02	130	3,74
Ensaio 03	138	6,10
Média	134,33	4,99
D.P.	4,04	1,19

Tabela B.80: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,82 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	200	10,12
Ensaio 02	206	14,78
Ensaio 03	202	16,91
Média	202,67	13,94
D.P.	3,06	3,47

Tabela B.81: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,30 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	234	21,59
Ensaio 02	241	32,10
Ensaio 03	231	28,24
Média	235,33	27,31
D.P.	5,13	5,32

Tabela B.82: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,64 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	282	35,01
Ensaio 02	272	48,55
Ensaio 03	306	33,60
Média	286,67	39,05
D.P.	17,47	8,25

Tabela B.83: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,10 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	348	41,00
Ensaio 02	335	49,28
Ensaio 03	341	52,07
Média	341,33	47,45
D.P.	6,51	5,76

Tabela B.84: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,25 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	402	60,12
Ensaio 02	408	68,17
Ensaio 03	412	59,97
Média	407,33	62,75
D.P.	5,03	4,69

Tabela B.85: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	68	1,94
Ensaio 02	64	1,98
Ensaio 03	62	1,94
Média	65,00	1,68
D.P.	3,06	0,02

Tabela B.86: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	63	1,91
Ensaio 02	67	2,01
Ensaio 03	62	1,88
Média	64,00	1,93
D.P.	2,65	0,07

Tabela B.87: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,45 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	59	1,90
Ensaio 02	62	1,86
Ensaio 03	67	1,97
Média	66,00	1,87
D.P.	4,04	0,06

Tabela B.88: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	66	1,87
Ensaio 02	68	1,61
Ensaio 03	67	1,81
Média	66,00	1,87
D.P.	1,00	0,14



Tabela B.89: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,91 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	76	2,09
Ensaio 02	78	2,18
Ensaio 03	72	2,28
Média	66,00	1,87
D.P.	3,06	0,10

Tabela B.90: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	80	2,51
Ensaio 02	84	2,55
Ensaio 03	86	2,65
Média	66,00	1,87
D.P.	3,06	0,07

Tabela B.91: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,30 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	88	2,81
Ensaio 02	90	2,92
Ensaio 03	92	2,98
Média	66,00	1,87
D.P.	2,00	0,09

Tabela B.92: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,45 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	94	3,15
Ensaio 02	102	3,05
Ensaio 03	106	3,51
Média	66,00	1,87
D.P.	6,11	0,24

Tabela B.93: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,10 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	158	6,19
Ensaio 02	156	7,51
Ensaio 03	152	6,36
Média	66,00	1,87
D.P.	3,06	0,72

Tabela B.94: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,25 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	158	6,19
Ensaio 02	156	7,51
Ensaio 03	152	6,36
Média	66,00	1,87
D.P.	3,06	0,72

Tabela B.95: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	41	1,75
Ensaio 02	43	1,78
Ensaio 03	42	1,68
Ensaio 04	43	1,70
Média	42,25	1,73
D.P.	0,96	0,05

Tabela B.96: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,18 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	40	1,89
Ensaio 02	42	1,68
Ensaio 03	45	1,74
Média	66,00	1,87
D.P.	2,52	0,11

Tabela B.97: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,27 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	44	1,72
Ensaio 02	46	1,76
Ensaio 03	37	1,79
Média	66,00	1,87
D.P.	4,73	0,04

Tabela B.98: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,36 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	42	1,68
Ensaio 02	43	1,81
Ensaio 03	41	1,82
Média	66,00	1,87
D.P.	1,00	0,08

Tabela B.99: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,73 L/min, solo submetido à drenagem duplamps, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	65	3,12
Ensaio 02	66	4,70
Ensaio 03	60	5,12
Média	66,00	1,87
D.P.	3,21	1,05

Tabela B.100: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,2 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	121	8,15
Ensaio 02	112	12,57
Ensaio 03	113	15,47
Média	66,00	1,87
D.P.	4,93	3,69

Tabela B.101: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	169	29,35
Ensaio 02	179	32,54
Ensaio 03	170	38,75
Média	66,00	1,87
D.P.	5,51	4,78

Tabela B.102: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,92 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	241	48,25
Ensaio 02	231	49,65
Ensaio 03	248	51,21
Média	66,00	1,87
D.P.	8,54	1,48

Tabela B.103: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,60 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	289	61,62
Ensaio 02	294	62,13
Ensaio 03	298	57,13
Média	66,00	1,87
D.P.	4,51	2,75

Tabela B.104: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,50 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	371	65,19
Ensaio 02	372	64,87
Ensaio 03	366	67,66
Média	66,00	1,87
D.P.	3,21	1,53

Tabela B.105: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,84 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	441	65,72
Ensaio 02	432	68,68
Ensaio 03	435	69,88
Média	66,00	1,87
D.P.	4,58	2,14

Tabela B.106: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	41	1,75
Ensaio 02	43	1,78
Ensaio 03	42	1,68
Ensaio 04	43	1,70
Média	42,25	1,73
D.P.	0,96	0,05

Tabela B.107: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	42	1,85
Ensaio 02	43	1,78
Ensaio 03	46	1,69
Média	66,00	1,87
D.P.	2,08	0,08

Tabela B.108: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,27 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	45	1,15
Ensaio 02	40	1,77
Ensaio 03	39	1,79
Média	66,00	1,87
D.P.	3,21	0,36

Tabela B.109: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,36 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	41	1,70
Ensaio 02	42	1,85
Ensaio 03	40	1,47
Média	66,00	1,87
D.P.	1,00	0,19

Tabela B.110: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,73 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	52	1,98
Ensaio 02	51	2,31
Ensaio 03	53	2,19
Média	66,00	1,87
D.P.	1,00	0,17

Tabela B.111: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,90 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	70	2,81
Ensaio 02	68	2,95
Ensaio 03	65	2,45
Média	66,00	1,87
D.P.	2,52	0,26

Tabela B.112: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,80 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	79	3,15
Ensaio 02	83	3,68
Ensaio 03	89	3,59
Média	66,00	1,87
D.P.	5,03	0,28



Tabela B.113: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,70 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	86	5,05
Ensaio 02	91	4,25
Ensaio 03	84	4,84
Média	66,00	1,87
D.P.	3,61	0,41

Tabela B.114: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,60 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	104	6,98
Ensaio 02	104	5,87
Ensaio 03	108	7,02
Média	66,00	1,87
D.P.	2,31	0,65

Tabela B.115: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,50 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	131	14,54
Ensaio 02	138	17,68
Ensaio 03	141	18,20
Média	66,00	1,87
D.P.	5,13	1,98

Tabela B.116: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,84 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	175	22,25
Ensaio 02	169	20,18
Ensaio 03	178	21,57
Média	66,00	1,87
D.P.	4,58	1,06

Tabela B.117: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	51	1,61
Ensaio 02	52	1,76
Ensaio 03	51	1,82
Ensaio 04	53	1,90
Média	51,75	1,77
D.P.	0,96	0,12

Tabela B.118: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	51	1,67
Ensaio 02	50	1,66
Ensaio 03	51	1,89
Ensaio 04	54	1,90
Média	51,50	1,78
D.P.	1,73	0,13

Tabela B.119: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	53	1,35
Ensaio 02	53	1,65
Ensaio 03	57	1,55
Ensaio 04	55	1,68
Média	54,50	1,56
D.P.	1,91	0,15

Tabela B.120: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	51	1,35
Ensaio 02	53	1,87
Ensaio 03	54	1,65
Ensaio 04	55	1,67
Média	53,25	1,64
D.P.	1,71	0,21

Tabela B.121: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	53	1,74
Ensaio 02	55	1,70
Ensaio 03	56	1,58
Ensaio 04	57	1,59
Média	55,25	1,65
D.P.	1,71	0,08

Tabela B.122: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	56	1,80
Ensaio 02	58	1,70
Ensaio 03	56	1,18
Ensaio 04	55	1,99
Média	56,25	1,67
D.P.	1,26	0,35

Tabela B.123: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	38	1,54
Ensaio 02	35	1,51
Ensaio 03	37	1,66
Ensaio 04	36	1,54
Média	36,50	1,56
D.P.	1,29	0,07

Tabela B.124: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,18 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	34	1,70
Ensaio 02	35	1,54
Ensaio 03	37	1,53
Média	66,00	1,87
D.P.	1,53	0,10

Tabela B.125: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,27 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	34	1,55
Ensaio 02	39	1,68
Ensaio 03	36	1,74
Média	66,00	1,97
D.P.	2,52	0,10

Tabela B.126: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,36 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	35	1,51
Ensaio 02	45	1,55
Ensaio 03	39	1,70
Média	66,00	1,97
D.P.	5,03	0,10

Tabela B.127: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,73 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	70	5,12
Ensaio 02	69	5,48
Ensaio 03	65	4,12
Média	66,00	1,97
D.P.	2,65	0,70

Tabela B.128: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,20 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	105	18,16
Ensaio 02	109	12,58
Ensaio 03	103	16,57
Média	66,00	1,97
D.P.	3,06	2,87

Tabela B.129: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	176	34,51
Ensaio 02	171	30,12
Ensaio 03	181	38,64
Média	66,00	1,97
D.P.	5,00	4,26

Tabela B.130: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,92 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	246	50,27
Ensaio 02	251	54,12
Ensaio 03	238	56,35
Média	66,00	1,97
D.P.	6,56	3,08

Tabela B.131: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,84 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	422	58,14
Ensaio 02	438	60,38
Ensaio 03	431	61,72
Média	66,00	1,97
D.P.	8,02	1,81

Tabela B.132: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	38	1,54
Ensaio 02	35	1,51
Ensaio 03	37	1,66
Ensaio 04	36	1,54
Média	36,50	1,56
D.P.	1,29	0,07

Tabela B.133: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,18 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	40	1,52
Ensaio 02	41	1,64
Ensaio 03	38	1,63
Média	66,00	1,97
D.P.	1,53	0,07

Tabela B.134: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,27 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	39	1,75
Ensaio 02	40	1,58
Ensaio 03	42	1,59
Média	66,00	1,97
D.P.	1,53	0,10

Tabela B.135: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,36 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	41	1,51
Ensaio 02	38	1,65
Ensaio 03	39	1,68
Média	66,00	1,97
D.P.	1,53	0,09

Tabela B.136: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,73 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	45	2,15
Ensaio 02	48	2,38
Ensaio 03	62	2,42
Média	66,00	1,97
D.P.	9,07	0,15



Tabela B.137: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,90 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	60	2,91
Ensaio 02	64	3,02
Ensaio 03	58	3,14
Média	66,00	1,97
D.P.	3,06	0,12

Tabela B.138: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,80 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	69	3,48
Ensaio 02	72	3,95
Ensaio 03	74	4,05
Média	66,00	1,97
D.P.	2,52	0,30

Tabela B.139: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,70 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	78	5,08
Ensaio 02	84	4,49
Ensaio 03	81	4,82
Média	66,00	1,97
D.P.	3,00	0,30

Tabela B.140: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	91	6,13
Ensaio 02	95	7,24
Ensaio 03	97	8,15
Média	66,00	1,97
D.P.	3,06	1,01

Tabela B.141: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,50 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	128	15,94
Ensaio 02	131	17,02
Ensaio 03	125	19,28
Média	66,00	1,97
D.P.	3,00	1,70

Tabela B.142: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,84 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	161	19,89
Ensaio 02	159	21,54
Ensaio 03	157	24,35
Média	66,00	1,97
D.P.	2,00	2,26

Tabela B.143: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	45	1,84
Ensaio 02	47	1,52
Ensaio 03	48	1,72
Ensaio 04	46	1,62
Média	46,50	1,68
D.P.	1,29	0,14

Tabela B.144: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	44	1,71
Ensaio 02	46	1,72
Ensaio 03	48	1,81
Média	46,00	1,97
D.P.	1,63	0,06

Tabela B.145: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,45 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	50	1,68
Ensaio 02	47	1,78
Ensaio 03	48	1,72
Média	48,33	1,97
D.P.	1,25	0,05

Tabela B.146: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	48	1,63
Ensaio 02	51	1,75
Ensaio 03	46	1,87
Média	48,33	1,97
D.P.	2,05	0,12

Tabela B.147: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,91 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	61	2,65
Ensaio 02	67	2,37
Ensaio 03	62	2,88
Média	63,33	1,97
D.P.	2,62	0,26

Tabela B.148: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,32 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	92	9,16
Ensaio 02	88	7,98
Ensaio 03	91	8,02
Média	90,33	1,97
D.P.	1,70	0,67

Tabela B.149: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,82 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	110	19,15
Ensaio 02	114	22,98
Ensaio 03	118	23,15
Média	114,00	1,97
D.P.	3,27	2,26

Tabela B.150: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,64 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	226	54,55
Ensaio 02	216	58,51
Ensaio 03	231	60,12
Média	224,33	1,97
D.P.	6,24	2,87

Tabela B.151: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,25 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	380	65,13
Ensaio 02	386	67,96
Ensaio 03	389	62,33
Média	385,00	1,97
D.P.	3,74	2,82

Tabela B.152: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	47	1,64
Ensaio 02	47	1,73
Ensaio 03	50	1,92
Ensaio 04	47	1,42
Média	47,75	1,68
D.P.	1,50	0,21

Tabela B.153: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	49	1,61
Ensaio 02	46	1,39
Ensaio 03	44	1,71
Média	46,33	1,97
D.P.	2,05	0,16

Tabela B.154: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,45 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	45	1,64
Ensaio 02	48	1,77
Ensaio 03	49	1,79
Média	47,33	1,97
D.P.	1,70	0,08

Tabela B.155: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	50	1,83
Ensaio 02	48	1,85
Ensaio 03	45	1,57
Média	47,67	1,97
D.P.	2,05	0,16

Tabela B.156: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,91 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	55	3,08
Ensaio 02	54	3,07
Ensaio 03	58	2,68
Média	55,67	1,97
D.P.	1,70	0,23

Tabela B.157: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	59	3,12
Ensaio 02	61	3,06
Ensaio 03	64	2,78
Média	61,33	1,97
D.P.	2,05	0,18

Tabela B.158: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,30 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	73	2,98
Ensaio 02	72	3,06
Ensaio 03	68	3,41
Média	71,00	1,97
D.P.	2,16	0,23

Tabela B.159: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,64 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	74	2,98
Ensaio 02	79	2,57
Ensaio 03	81	3,68
Média	78,00	1,97
D.P.	2,94	0,56

Tabela B.160: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,10 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	85	4,96
Ensaio 02	88	5,67
Ensaio 03	89	6,81
Média	87,33	1,97
D.P.	1,70	0,93



Tabela B.161: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,25 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	102	12,36
Ensaio 02	108	14,68
Ensaio 03	99	15,72
Média	103,00	1,97
D.P.	3,74	1,72

Tabela B.162: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	52	1,47
Ensaio 02	51	1,54
Ensaio 03	50	1,84
Ensaio 04	51	1,64
Média	51,00	1,62
D.P.	0,82	0,16

Tabela B.163: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,18 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	50	1,65
Ensaio 02	52	1,74
Ensaio 03	53	1,61
Média	51,67	1,97
D.P.	1,25	0,07

Tabela B.164: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,27 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	50	1,58
Ensaio 02	60	1,55
Ensaio 03	51	1,67
Média	53,67	1,97
D.P.	4,50	0,06

Tabela B.165: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,36 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	54	1,37
Ensaio 02	62	1,59
Ensaio 03	52	1,63
Média	56,00	1,97
D.P.	4,32	0,14

Tabela B.166: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,73 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	79	3,30
Ensaio 02	81	4,35
Ensaio 03	78	2,18
Média	79,33	1,97
D.P.	1,25	1,09

Tabela B.167: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,20 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	127	14,57
Ensaio 02	135	15,61
Ensaio 03	136	13,52
Média	132,67	1,97
D.P.	4,03	1,05

Tabela B.168: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	155	22,24
Ensaio 02	159	26,87
Ensaio 03	162	27,13
Média	158,67	1,97
D.P.	2,87	2,75

Tabela B.169: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,92 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	260	43,87
Ensaio 02	271	44,09
Ensaio 03	276	46,33
Média	269,00	1,97
D.P.	6,68	1,36

Tabela B.170: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,50 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	391	73,12
Ensaio 02	399	77,02
Ensaio 03	403	76,81
Média	397,67	1,97
D.P.	4,99	2,19

Tabela B.171: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,84 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	495	81,54
Ensaio 02	501	88,2
Ensaio 03	507	86,41
Média	501,00	1,97
D.P.	4,90	3,45

Tabela B.172: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	53	1,57
Ensaio 02	50	1,59
Ensaio 03	50	1,84
Ensaio 04	53	1,54
Média	51,50	1,64
D.P.	1,73	0,14

Tabela B.173: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,18 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	50	1,61
Ensaio 02	61	1,69
Ensaio 03	55	1,19
Média	55,33	1,97
D.P.	4,50	0,27

Tabela B.174: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,27 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	56	1,64
Ensaio 02	57	1,75
Ensaio 03	51	1,28
Média	54,67	1,97
D.P.	2,62	0,25

Tabela B.175: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,36 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	58	1,67
Ensaio 02	56	1,39
Ensaio 03	51	1,69
Média	55,00	1,97
D.P.	2,94	0,17

Tabela B.176: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,73 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	54	2,03
Ensaio 02	59	2,12
Ensaio 03	58	1,91
Média	57,00	1,97
D.P.	2,16	0,11

Tabela B.177: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,90 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	65	3,06
Ensaio 02	60	2,74
Ensaio 03	67	2,51
Média	64,00	1,97
D.P.	2,94	0,28

Tabela B.178: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,80 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	85	3,91
Ensaio 02	88	4,03
Ensaio 03	94	4,15
Média	89,00	1,97
D.P.	3,74	0,12

Tabela B.179: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,92 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	105	4,84
Ensaio 02	106	5,61
Ensaio 03	101	6,01
Média	104,00	1,97
D.P.	2,16	0,59

Tabela B.180: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	114	7,5
Ensaio 02	119	8,39
Ensaio 03	121	8,11
Média	118,00	1,97
D.P.	2,94	0,46

Tabela B.181: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,50 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	125	18,21
Ensaio 02	124	16,71
Ensaio 03	121	15,26
Média	123,33	1,97
D.P.	1,70	1,48

Tabela B.182: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	56	1,93
Ensaio 02	57	1,60
Ensaio 03	58	1,59
Ensaio 04	57	1,95
Média	57,00	1,77
D.P.	0,82	0,20

Tabela B.183: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	59	1,9
Ensaio 02	56	1,9
Ensaio 03	57	1,97
Média	57,33	1,97
D.P.	1,25	0,04

Tabela B.184: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,45 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	58	1,84
Ensaio 02	59	1,70
Ensaio 03	56	1,90
Média	57,67	1,97
D.P.	1,25	0,10



Tabela B.185: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	57	1,97
Ensaio 02	64	1,96
Ensaio 03	58	1,87
Média	59,67	1,97
D.P.	3,09	0,06

Tabela B.186: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,86 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	58	1,90
Ensaio 02	62	1,68
Ensaio 03	56	1,58
Média	58,67	1,97
D.P.	2,49	0,16

Tabela B.187: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,32 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	121	5,61
Ensaio 02	116	4,65
Ensaio 03	117	6,13
Média	118,00	1,97
D.P.	2,16	0,75

Tabela B.188: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,82 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	151	14,91
Ensaio 02	156	14,25
Ensaio 03	144	16,38
Média	150,33	1,97
D.P.	4,92	1,09

Tabela B.189: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,30 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	192	27,36
Ensaio 02	206	29,54
Ensaio 03	201	29,32
Média	199,67	1,97
D.P.	5,79	1,20

Tabela B.190: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,64 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	260	40,64
Ensaio 02	255	41,05
Ensaio 03	268	42,09
Média	261,00	1,97
D.P.	5,35	0,75

Tabela B.191: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,10 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	318	48,25
Ensaio 02	315	49,71
Ensaio 03	321	46,21
Média	318,00	1,97
D.P.	2,45	1,76

Tabela B.192: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,25 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	358	61,20
Ensaio 02	355	67,35
Ensaio 03	362	68,10
Média	358,33	1,97
D.P.	2,87	3,79

Tabela B.193: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	57	1,75
Ensaio 02	59	1,60
Ensaio 03	58	1,72
Ensaio 04	60	1,34
Média	58,50	1,60
D.P.	1,29	0,19

Tabela B.194: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	62	1,92
Ensaio 02	55	1,81
Ensaio 03	57	1,70
Média	58,00	1,97
D.P.	2,94	0,11

Tabela B.195: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,45 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	58	1,61
Ensaio 02	59	1,73
Ensaio 03	61	1,98
Média	59,33	1,97
D.P.	1,25	0,19

Tabela B.196: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,60 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	53	2,00
Ensaio 02	51	1,84
Ensaio 03	59	1,90
Média	54,33	1,97
D.P.	3,40	0,08

Tabela B.197: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,91 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	64	1,99
Ensaio 02	68	3,01
Ensaio 03	66	2,10
Média	66,00	1,97
D.P.	1,63	0,56

Tabela B.198: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,15 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	68	3,09
Ensaio 02	70	2,48
Ensaio 03	72	3,02
Média	70,00	1,97
D.P.	1,63	0,33

Tabela B.199: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,30 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	79	2,70
Ensaio 02	81	4,58
Ensaio 03	83	4,12
Média	81,00	1,97
D.P.	1,63	0,98

Tabela B.200: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 3,45 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	85	5,55
Ensaio 02	89	3,61
Ensaio 03	91	3,13
Média	88,33	1,97
D.P.	2,49	1,28

Tabela B.201: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 4,10 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	98	4,98
Ensaio 02	97	5,19
Ensaio 03	101	5,66
Média	98,67	1,97
D.P.	1,70	0,35

Tabela B.202: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,25 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	109	4,91
Ensaio 02	106	6,03
Ensaio 03	113	5,98
Média	109,33	1,97
D.P.	2,87	0,63

Tabela B.203: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	35	1,90
Ensaio 02	36	1,95
Ensaio 03	29	1,87
Média	34,00	1,89
D.P.	3,11	0,04

Tabela B.204: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,73 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	70	4,13
Ensaio 02	74	3,98
Ensaio 03	72	4,69
Média	34,00	1,89
D.P.	19,07	0,37

Tabela B.205: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,10 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	110	12,18
Ensaio 02	108	13,00
Ensaio 03	95	12,57
Média	34,00	1,89
D.P.	35,79	0,41

Tabela B.206: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	136	21,61
Ensaio 02	140	22,68
Ensaio 03	145	23,59
Média	34,00	1,89
D.P.	53,29	0,99

Tabela B.207: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 2,92 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	215	49,15
Ensaio 02	220	49,21
Ensaio 03	421	58,48
Média	34,00	1,89
D.P.	158,11	5,37

Tabela B.208: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 5,84 L/min, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	421	58,48
Ensaio 02	415	56,57
Ensaio 03	412	54,25
Média	34,00	1,89
D.P.	191,04	2,12



Tabela B.209: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	28	1,95
Ensaio 02	29	1,65
Ensaio 03	30	1,87
Média	31,00	1,99
D.P.	1,29	0,16

Tabela B.210: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	45	1,75
Ensaio 02	43	1,87
Ensaio 03	44	1,92
Média	46,00	1,82
D.P.	1,29	0,09

Tabela B.211: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	46	1,75
Ensaio 02	44	1,70
Ensaio 03	44	1,92
Média	43,00	1,62
D.P.	1,26	0,12

Tabela B.212: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	49	1,94
Ensaio 02	48	1,98
Ensaio 03	50	1,90
Média	49,00	1,92
D.P.	0,82	0,04

Tabela B.213: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	51	1,92
Ensaio 02	49	1,97
Ensaio 03	50	1,57
Média	47,00	1,92
D.P.	1,71	0,22

Tabela B.214: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	49	1,62
Ensaio 02	56	1,87
Ensaio 03	55	1,99
Média	57,00	1,85
D.P.	3,59	0,19

Tabela B.215: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem dupla, 7 dias de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	50	1,72
Ensaio 02	57	1,87
Ensaio 03	55	2,12
Ensaio 04	58	2,06
Média	55,00	1,94
D.P.	3,56	0,18

Tabela B.216: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,45 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	40	1,38
Ensaio 02	42	1,50
Ensaio 03	44	1,27
Média	42,00	1,38
D.P.	1,63	0,12

Tabela B.217: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,45 m, vazão 0,72 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	51	2,05
Ensaio 02	53	2,17
Ensaio 03	57	2,57
Média	53,67	2,26
D.P.	2,49	0,27

Tabela B.218: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,45 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	61	3,16
Ensaio 02	62	3,88
Ensaio 03	65	3,50
Média	62,67	3,51
D.P.	1,70	0,36

Tabela B.219: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,45 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	38	1,84
Ensaio 02	40	1,68
Ensaio 03	43	1,41
Média	40,33	1,64
D.P.	2,05	0,22

Tabela B.220: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,45 m, vazão 0,72 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	46	2,57
Ensaio 02	44	2,89
Ensaio 03	47	2,97
Média	45,67	2,81
D.P.	1,25	0,21

Tabela B.221: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,45 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	50	3,58
Ensaio 02	52	3,47
Ensaio 03	54	4,01
Média	52,00	3,69
D.P.	1,63	0,29

Tabela B.222: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,45 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	50	1,03
Ensaio 02	54	1,27
Ensaio 03	52	1,80
Média	52,00	1,37
D.P.	1,63	0,39

Tabela B.223: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,45 m, vazão 0,72 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	55	2,14
Ensaio 02	54	2,61
Ensaio 03	56	2,72
Média	55,00	2,49
D.P.	0,82	0,31

Tabela B.224: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:67, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,45 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	61	3,54
Ensaio 02	64	3,60
Ensaio 03	66	3,84
Média	63,67	3,66
D.P.	2,05	0,16

Tabela B.225: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, massa 300 g, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	68	1,94
Ensaio 02	69	1,58
Ensaio 03	65	1,34
Ensaio 04	64	1,26
Média	66,50	1,53
D.P.	2,38	0,31

Tabela B.226: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, massa 600 g, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	78	1,28
Ensaio 02	79	1,34
Ensaio 03	75	1,18
Ensaio 04	73	1,27
Média	76,25	1,27
D.P.	2,75	0,07

Tabela B.227: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, massa 500 g, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	74	1,18
Ensaio 02	76	1,32
Ensaio 03	68	1,61
Ensaio 04	72	1,22
Média	72,50	1,33
D.P.	3,42	0,19

Tabela B.228: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T120 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, massa 1000 g, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 1 dia de adensamento e sem sobrecarga.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	87	1,02
Ensaio 02	98	0,88
Ensaio 03	92	1,01
Ensaio 04	94	0,96
Média	92,75	0,97
D.P.	4,57	0,06

Tabela B.229: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sobrecarga de 23 kPa.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	24	1,18
Ensaio 02	28	1,67
Ensaio 03	31	1,48
Média	27,67	1,44
D.P.	2,87	0,25

Tabela B.230: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,72 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sobrecarga de 23 kPa.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	45	2,06
Ensaio 02	42	2,22
Ensaio 03	48	2,67
Média	45,00	2,32
D.P.	2,45	0,32

Tabela B.231: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sobrecarga de 23 kPa.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	55	3,06
Ensaio 02	57	3,45
Ensaio 03	58	3,69
Média	56,67	3,40
D.P.	1,25	0,32

Tabela B.232: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sobrecarga de 23 kPa.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	26	1,74
Ensaio 02	32	1,68
Ensaio 03	34	1,51
Média	30,67	1,64
D.P.	3,40	0,12



Tabela B.233: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,72 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sobrecarga de 23 kPa.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	41	2,57
Ensaio 02	38	2,89
Ensaio 03	43	2,97
Média	40,67	2,81
D.P.	2,05	0,21

Tabela B.234: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sobrecarga de 23 kPa.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	51	3,58
Ensaio 02	54	3,47
Ensaio 03	57	4,01
Média	54,00	3,69
D.P.	2,45	0,29

Tabela B.235: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão nula, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sobrecarga de 23 kPa.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	35	1,13
Ensaio 02	37	1,27
Ensaio 03	38	1,60
Média	36,67	1,33
D.P.	1,25	0,24

Tabela B.236: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 0,72 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sobrecarga de 23 kPa.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	52	2,54
Ensaio 02	54	2,61
Ensaio 03	56	1,98
Média	54,00	2,38
D.P.	1,63	0,35

Tabela B.237: Penetração e tempo para estabilização da penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca, lâmina d'água de 0,05 m, vazão 1,46 L/min, solo submetido à drenagem simples, 7 dias de adensamento e sobrecarga de 23 kPa.

	$z$ (mm)	$t$ (s)
Ensaio 01	61	2,13
Ensaio 02	64	3,60
Ensaio 03	66	3,91
Média	63,67	3,21
D.P.	2,05	0,95

## **APÊNDICE C:**

Caracterização geotécnica dos solos naturais.

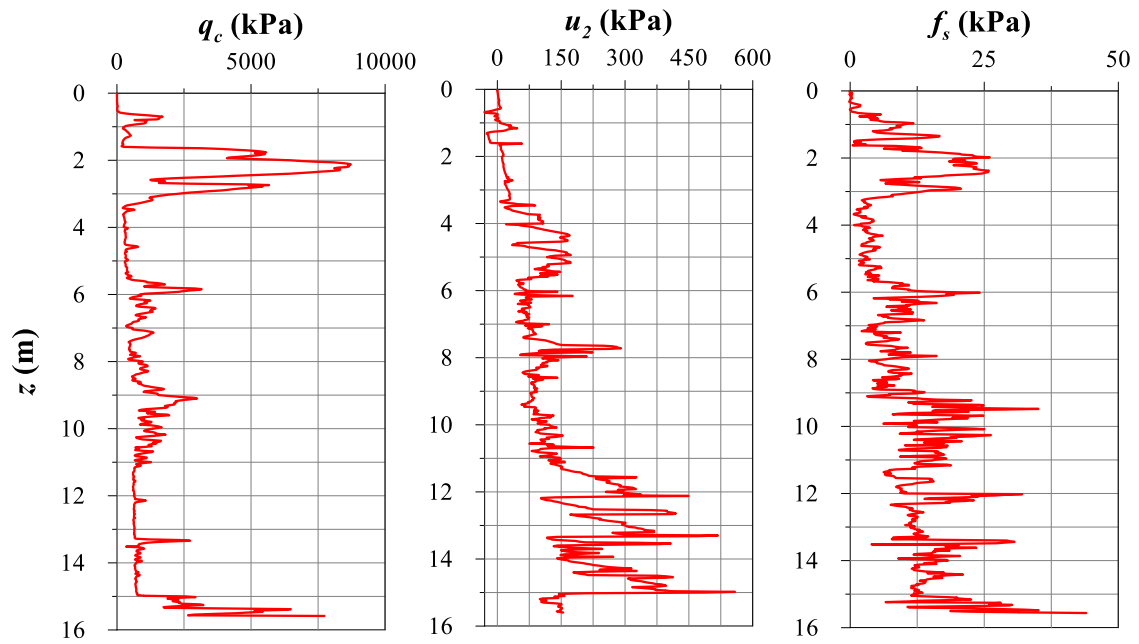


Figura C.1: Ensaio CPTu do CCMar.

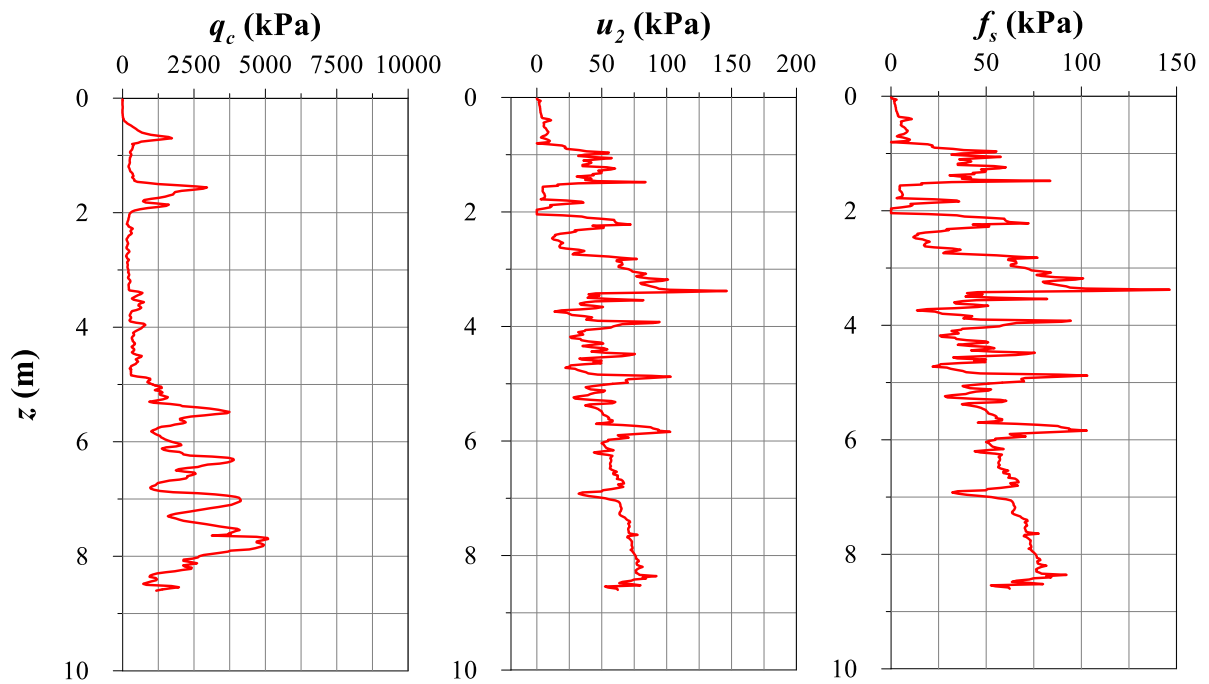


Figura C.2: Ensaio CPTu da Escola.

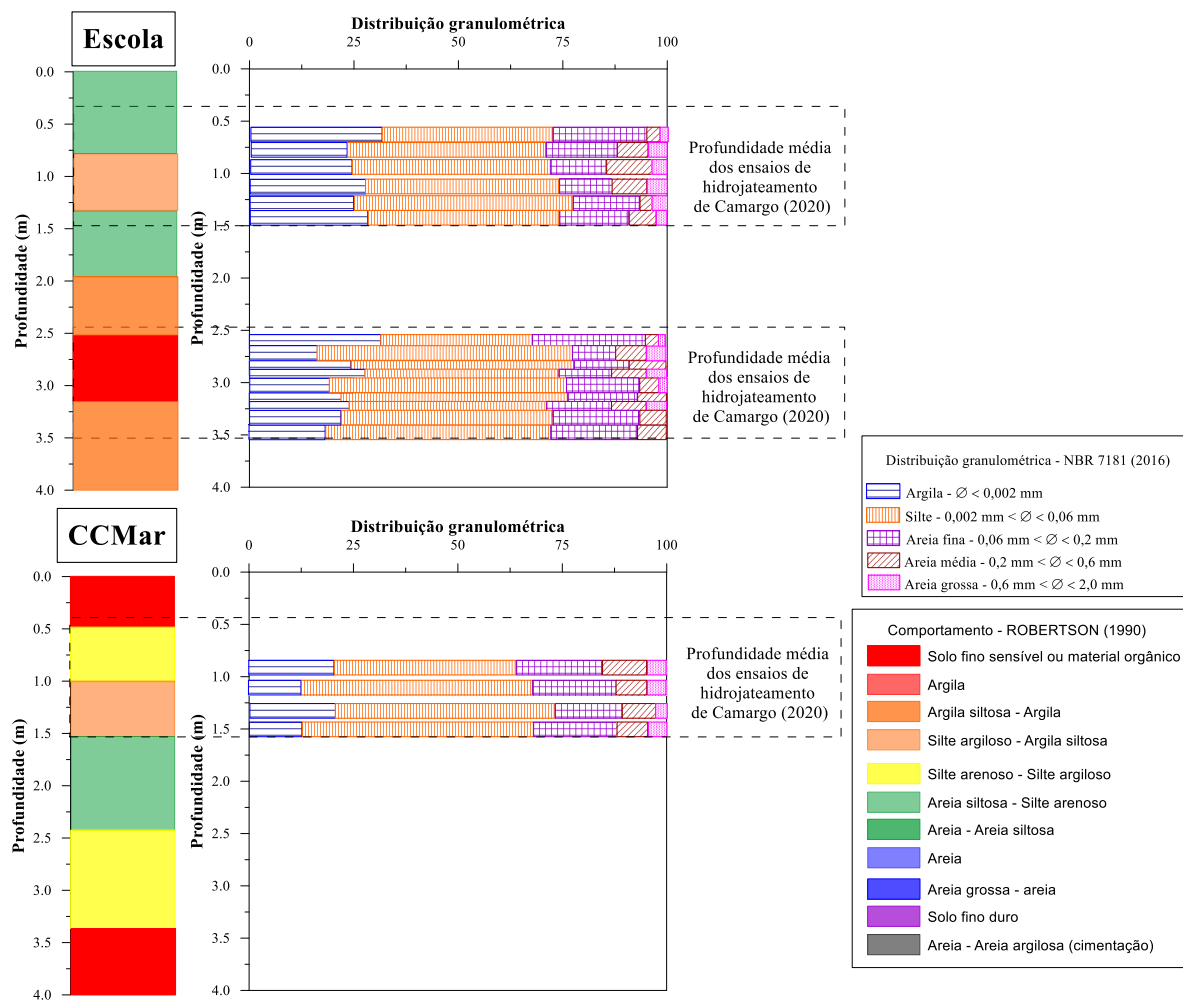


Figura C.3: Comportamento estimado pelo Método de Robertson (1990) e distribuição granulométrica.

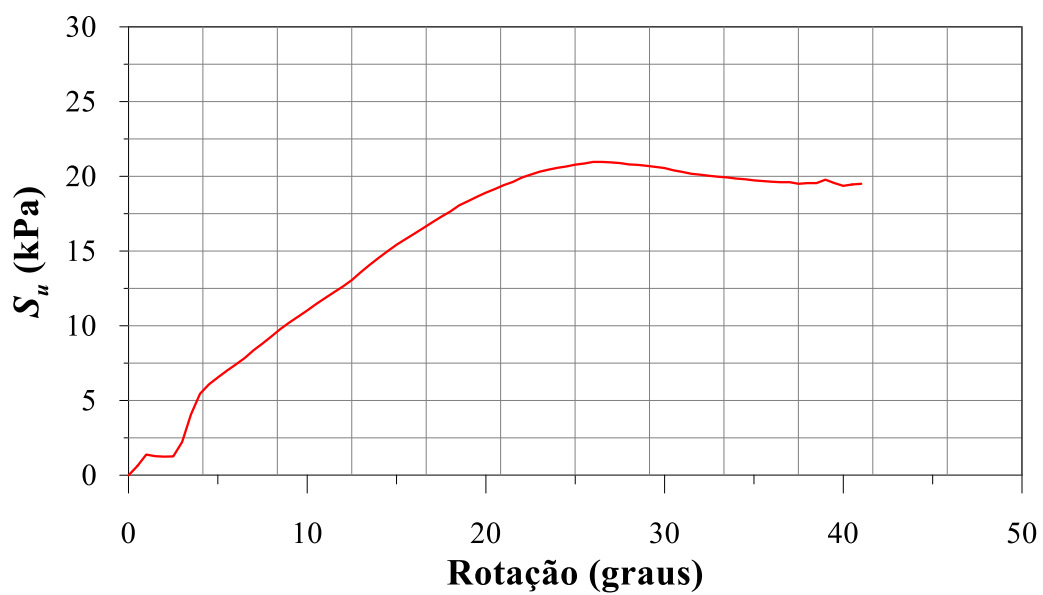


Figura C.3: Ensaio de palheta realizado no solo da Escola a 4,00 m de profundidade.

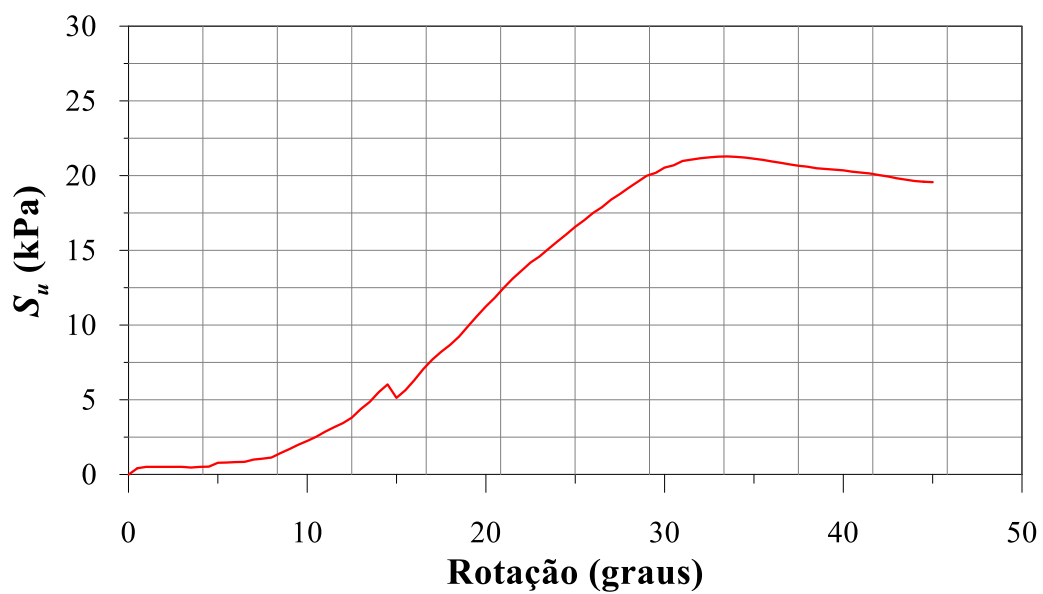


Figura C.4: Ensaio de palheta realizado no solo da Escola a 5,00 m de profundidade.

Tabela C.01: Resultados de mini-palhetas de laboratório realizados com amostras indeformadas dos solos naturais.

<b>Local</b>	<b>Nº</b>	<b>Profundidade (m)</b>	<b><math>S_u</math> (kPa)</b>
CCMar	1	1,56	7,4
CCMar	2	1,56	7,9
CCMar	1	1,74	5,4
CCMar	2	1,74	6,2
Escola	1	2,46	7,9
Escola	1	2,725	13,4
Escola	2	2,725	12,1
Escola	1	2,785	12,5
Escola	2	2,785	13,1
Escola	1	2,94	14,8
Escola	2	2,94	16,4
CCMar	1	3,06	2,9
CCMar	2	3,06	2,5
CCMar	1	3,23	24,3
CCMar	2	3,23	21,1
CCMar	1	3,46	17,5
CCMar	2	3,46	15,0

Tabela C.02: Resultados de cone de queda livre realizados com amostras indeformadas dos solos naturais.

<b>Local</b>	<b>Nº</b>	<b>Profundidade (m)</b>	<b><math>S_u</math> (kPa)</b>
Escola	1	2,885	7,7
Escola	2	2,885	7,2
Escola	3	2,885	10,2
Escola	4	2,885	7,5
Escola	5	2,885	9,1
CCMar	1	3,06	5,3
CCMar	2	3,06	5,0
CCmar	3	3,06	6,6

Tabela C.03: Resultados de ensaios triaxiais do tipo não-adensado e não-drenado realizados com amostras indeformadas dos solos naturais.

<b>Local</b>	<b>Nº</b>	<b>Profundidade (m)</b>	<b><math>S_u</math> (kPa)</b>
CCMar	1	1,740	7,3
Escola	1	2,805	13,5
Escola	2	2,805	13,2
Escola	3	2,805	22,2
CCMar	1	3,360	14,0
CCMar	2	3,360	15,0



## **APÊNDICE D:**

Resultados de penetração dos ensaios realizados em campo com solos naturais.

Tabela D.01: Resultados de penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca em solo natural pré-adensado da Escola.

<b>Ensaio</b>	<b><math>Q</math> (L/min)</b>	<b><math>z_0</math> (m)</b>	<b><math>z</math> (m)</b>
1	100	0,32	0,19
2	100	0,84	0,21
3	100	0,54	0,21
4	100	0,38	0,20
5	100	0,39	0,20
6	100	0,36	0,20
7	100	0,35	0,21

Tabela D.02: Resultados de penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca em solo natural normalmente adensado da Escola.

<b>Ensaio</b>	<b><math>Q</math> (L/min)</b>	<b><math>z_0</math> (m)</b>	<b><math>z</math> (m)</b>
1	36,36	2,88	0,27
2	36,36	2,75	0,17
3	31,58	2,75	0,11
4	31,58	2,93	0,20
5	31,58	2,98	0,11
6	50,00	3,03	0,15
7	66,66	3,10	0,15
8	66,66	2,91	0,16
9	50,00	3,20	0,15
10	50,00	2,99	0,21
11	66,66	3,12	0,17
12	66,66	2,93	0,25
13	50,00	3,13	0,12
14	66,66	3,13	0,22

Tabela D.03: Resultados de penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca em solo natural pré-adensado da Escola.

<b>Ensaio</b>	<b><math>Q</math> (L/min)</b>	<b><math>z_0</math> (m)</b>	<b><math>z</math> (m)</b>
1	85,71	0,56	0,12
2	85,71	0,64	0,14
3	85,71	0,54	0,20

Tabela D.04: Resultados de penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 12,5% do diâmetro externo da estaca em solo natural do CCMar.

<b>Ensaio</b>	<b><math>Q</math> (L/min)</b>	<b><math>z_0</math> (m)</b>	<b><math>z</math> (m)</b>
1	36,36	2,88	0,09
2	36,36	2,75	0,12
3	31,58	2,75	0,11
4	31,58	2,93	0,13
5	31,58	2,98	0,08
6	50,00	3,03	0,14
7	66,66	3,10	0,14
8	66,66	2,91	0,14

Tabela D.05: Resultados de penetração do modelo T66 de estaca torpedo, na escala 1:76, com diâmetro do jato de 25% do diâmetro externo da estaca em solo natural do CCMar.

<b>Ensaio</b>	<b><math>Q</math> (L/min)</b>	<b><math>z_0</math> (m)</b>	<b><math>z</math> (m)</b>
1	50,00	0,95	0,05
2	100,00	0,94	0,12
3	100,00	0,95	0,15
4	100,00	0,95	0,19
5	100,00	1,00	0,14
6	50,00	1,00	0,06
7	66,66	1,00	0,08
8	66,66	1,00	0,07

## **APÊNDICE E:**

Artigo publicado nos Anais do Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GeoRS 2019

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

**ESTACA TORPEDO – PREVISÃO DE PENETRAÇÃO MÍNIMA EM SOLO  
ARGILOSO NORMALMENTE ADENSADO**

**Karina Retzlaff Camargo**

Professora da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande e Doutoranda do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
karinacamargo@furg.br

**Fernando Schnaid**

Professor do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
fschnaid@gmail.com

**Edith Beatriz Camano Schettini**

Professora do Instituto de Pesquisas Hidráulicas da Universidade Federal do Rio Grande do Sul  
bcamano@iph.ufgrs.br

*Resumo. Esta pesquisa visa compreender e quantificar a penetração por peso próprio do elemento ancorante (estaca torpedo) em leito marinho de comportamento coesivo normalmente adensado. Para atingir estes objetivos foram realizados mais de 250 ensaios em modelos reduzidos, seguindo a Lei de Semelhança por Número de Froude, variando modelo de estaca torpedo (T66 e T120), escala (1:76 e 1:67), diâmetro do jato (dois diâmetros por escala) e tendência de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo (variando tempo de adensamento – 1 e 7 dias – e condição de drenagem – simples e dupla). Os resultados evidenciaram que, para cada condição, há uma vazão mínima para que o hidrojateamento seja significativo para aumentar a penetração do modelo de estaca. Além disso, propôs-se uma equação para estimativa de penetração para quando a vazão for menor que a vazão mínima citada. Os resultados experimentais foram confrontados com os estimados e o ajuste é da ordem de 80%, o qual foi considerado satisfatório.*

*Palavras-chave: Estaca torpedo; Penetração por peso próprio; Lei de Semelhança por Número Froude.*

## 1. INTRODUÇÃO

Nas últimas duas décadas do século passado, a Empresa Brasileira de Petróleo (PETROBRAS) investiu no desenvolvimento de tecnologia para a ancoragem de estruturas *offshore*. Isso a levou a patentear no início dos anos 2000, uma estaca para este fim – a estaca torpedo. No sistema convencional de instalação, a estaca torpedo é posicionada a certa altura do leito marinho e penetra no solo devido à velocidade adquirida em seu deslocamento em queda livre por peso próprio (RANDOLPH *et al.*, 2005; O'LOUGHLIN *et al.*, 2004; GILBERT *et al.*, 2008). No Brasil, a estaca torpedo é instalada predominantemente em água profundas, onde geralmente se encontra leito marinho argiloso (KOWSMANN E COSTA, 1979; MASTRANGELO *et al.*, 2003; KUNITAKI, 2006; HENRIQUE Jr. *et al.*, 2010). Entretanto, atualmente, com a necessidade de exploração em lâminas de água cada vez maiores, têm sido necessárias muitas estacas para a ancoragem de uma única plataforma, o que tem levado ao congestionamento do fundo marinho e aumento dos custos desta solução em função do elevado custo por estaca.

Dentre as potenciais soluções para aumentar a capacidade de carga e,

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

consequentemente, diminuir o número de estacas necessárias para ancorar uma plataforma, este trabalho faz parte de um projeto que foca no processo de hidrojateamento de solo argiloso normalmente adensado. O processo de penetração das estacas torpedo no leito marinho utilizando o hidrojateamento vem sendo estudado na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS) há alguns anos (MEZZOMO, 2009; STRACK, 2012; JUNG, 2012; SCHNAID *et al.*, 2014; PASSINI, 2015; PASSINI *et al.*, 2015; LOURENÇO, 2016). Este trabalho visa dar continuidade ao trabalho deste grupo de pesquisadores através da quantificação e compreensão da penetração por peso próprio de modelos de estaca torpedo, de forma a permitir, posteriormente, a verificação do ganho em termos de penetração e, consequentemente, capacidade de carga do elemento ancorante quando submetida ao processo de hidrojateamento.

## 2. MATERIAIS E MÉTODOS

Levando em conta as grandes dificuldades e elevados custos da realização de ensaios em tamanho real, nesta pesquisa optou-se por representar o protótipo (modelos T66 e T120) através de modelos reduzidos. Para isso foram realizados ensaios em duas escalas (1:76 e 1:67). Para cada modelo, em uma dada escala, foram testados dois diâmetros de jato diferentes. Os parâmetros foram estabelecidos de acordo com a Lei de Semelhança por Número de Froude, a qual é adequada para quando a relação entre forças inerciais e gravitacionais precisa ser preservada. A Tabela 1 apresenta o resultado da aplicação da teoria de Froude, mostrando as dimensões de protótipo e modelo, onde  $d_e$  é o diâmetro externo da estaca,  $d_{jp}$  é o diâmetro do jato pequeno,  $d_{jg}$  é diâmetro do jato grande,

$m_{66}$  é a massa do modelo T66 e  $m_{120}$  é massa do modelo T120.

Tabela 1. Dimensões de protótipo e modelos.

Parâmetro	Escala		
	1:1	1:67	1:76
$d_e$	1070 mm	16 mm	14 mm
$d_{jp}$	130 mm	2 mm	1,7 mm
$d_{jg}$	260 mm	4 mm	3,3 mm
$m_{66}$	66 ton	220 g	150 g
$m_{120}$	120 ton	400 g	275 g

Os ensaios foram realizados com uma mistura de 85% de caulim e 15% de bentonita, sob o peso seco, e água, com um teor de umidade de  $120 \pm 3\%$ . Os ensaios de caracterização geotécnica foram realizados em concordância com as normas técnicas vigentes. O tempo de espera entre a mistura dos materiais (caulim, bentonita e água) e a realização dos ensaios foi de, no mínimo, 24 horas.

Para a realização dos ensaios foram utilizados três tanques de acrílico. Dois tanques têm dimensões de 450 mm x 450 mm x 700 mm. O que os diferencia é que um é totalmente vedado embaixo, enquanto o outro apresenta uma perfuração para que possa ser drenada a água nos ensaios em que o solo artificial foi submetida à dupla drenagem. O terceiro tanque, utilizado apenas para a condição de drenagem simples, tem como dimensões 700 mm x 700 mm x 600 mm.

O sistema utilizado para a penetração das estacas é descrito no trabalho de Lourenço (2016). A resistência ao cisalhamento não-drenada do solo, em diferentes condições de drenagem e tempos de adensamento, foi determinada através de ensaios de minipalheta de laboratório.

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

### 3. RESULTADOS E DISCUSSÕES

A Tabela 2 apresenta a caracterização geotécnica dos materiais estudados, onde:  $\gamma$  é o peso específico do solo;  $\gamma_s$  é o peso específico dos grãos;  $\gamma_a$  é o peso específico aparente seco do solo;  $\gamma_{sat}$  é o peso específico saturado do solo;  $e$  é índice de vazios;  $\eta$  é a porosidade;  $d_{50}$  é o diâmetro médio das partículas de solo no qual 50% são passantes;  $w_l$  é o limite de liquidez;  $w_p$  é o limite de plasticidade;  $I_p$  é o índice de plasticidade;  $I_l$  é o índice de liquidez;  $I_c$  é o índice de consistência; e  $I_a$  é o índice de atividade coloidal.

Tabela 2. Caracterização geotécnica dos materiais estudados.

Prop. geotécnica	Caulim	Bentonita	Mistura
$\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	14
$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	25,38	24,46	26,46
$\gamma_a$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	6,36
$\gamma_{sat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	-	-	13,96
$e$	-	-	3,16
$\eta$ (%)	-	-	75,96
$d_{50}$ (mm)	0,015	-	0,002
$w_l$ (%)	58	453	116
$w_p$ (%)	30	86	46
$I_p$ (%)	28	367	70
$I_c$ (%)	-	-	-0,06
$I_l$ (%)	-	-	1,06
$I_a$ (%)	0,61	4,37	1,52
% argila	46	84	46
% silte	52	16	53
% areia fina	2	0	1

Constata-se que a bentonita apresenta um índice de atividade coloidal de um solo ativo. O que confirma o tipo de argilomineral expansivo (2:1) da bentonita sódica utilizada nesta pesquisa. O caulim, segundo o mesmo critério, é classificado como um solo inativo. Constata-se também que o acréscimo de 15%

de bentonita ao caulim não é suficiente para tornar a mistura um solo ativo.

Verificou-se que há um aumento dos Limites de Atterberg da mistura com o acréscimo de bentonita ao caulim. Este era um comportamento esperado uma vez que o acréscimo de finos ao solo, caso do acréscimo de bentonita ao caulim, tende a aumentar estes parâmetros. Levando-se em consideração a classificação em função do limite de liquidez, com teor de umidade de 120%, a mistura apresenta o comportamento de um líquido e é classificada como um solo altamente plástico. Quanto ao índice de consistência, com teor de umidade de 120%, a mistura é classificada como muito mole. Com o índice de liquidez pode-se inferir que a mistura apresenta o comportamento de uma argila normalmente adensada, conforme esperado.

Pelo Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), os três materiais são classificados como "CL", ou seja, se enquadram como argilas. Pelo Sistema de Classificação HRB (AASHTO, 1973), o caulim é classificado como um solo A-7 (19), a bentonita e a mistura são classificadas como um solo A-7 (20). Assim, conforme o esperado, devido ao aumento do índice de grupo pode-se constatar que a adição de bentonita ao caulim contribui para a redução da capacidade de suporte da mistura.

A Fig. 1 compara as porcentagens granulométricas da fração fina do solo artificial utilizado com os resultados de solos encontrados em três campos de exploração de petróleo brasileiros e com o intervalo dessas frações testado em trabalhos realizados na Universidade Federal do Rio Grande do Sul (UFRGS). A figura evidencia que o solo ensaiado é representativo dos encontrados nestes campos de exploração. De acordo com dados fornecidos pela PETROBRAS o peso específico inicial dos campos Lula, Lula NE e Guará é, respectivamente, 14,20, 15,05 e 15,90 kN/m<sup>3</sup> e para os três casos acontece

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

uma taxa de crescimento de  $0,07z$  ao longo da profundidade. O solo artificial apresenta um peso específico médio da ordem de  $14 \text{ kN/m}^3$ .

resistência ao cisalhamento não-drenada de ponta ( $S_{up}$ ).

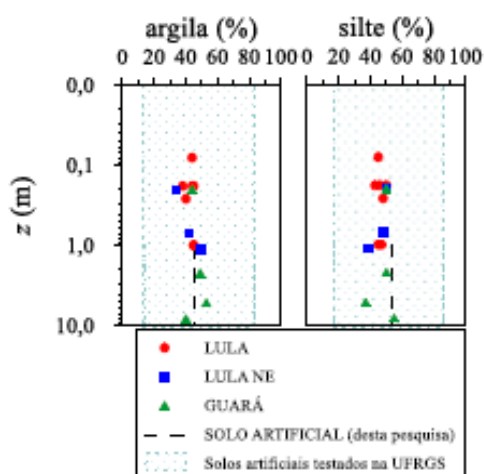


Fig. 1: Comparação da composição granulométrica da fração fina do solo artificial com solos de campos de exploração de petróleo brasileiros e com solos artificiais testados na UFRGS.

A Figura 2 apresenta os resultados dos Limites de Atterberg dos campos Lula, Lula NE e Guará, obtidos pela PETROBRAS, e os compara com os resultados obtidos na mistura caulim-bentonita utilizada nesta pesquisa. Em termos médios, o solo artificial apresenta um comportamento mais plástico do que os solos naturais, mas ainda em consonância com o comportamento do grupo de solos representados pela mistura.

As Figuras 3 e 4 apresentam as curvas para a determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada para, respectivamente, drenagem simples e dupla. Para utilizar as equações apresentadas nas figuras, podem ser usados dois valores de penetração: (i) o médio para determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada lateral ( $S_{ul}$ ); e (ii) o total para determinação da

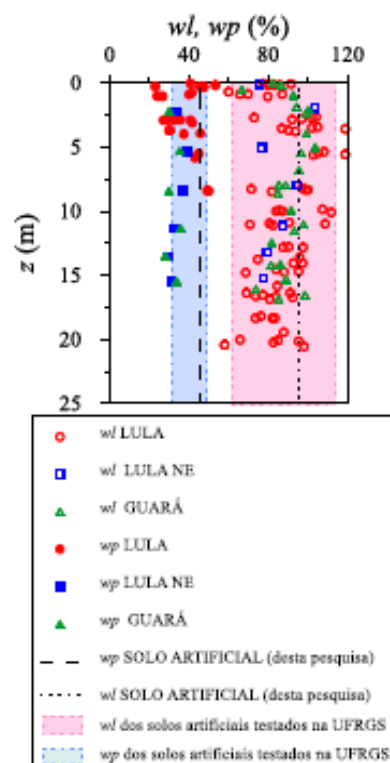


Fig. 2: Comparação dos Limites de Atterberg ( $wl$  e  $wp$ ) do solo artificial com solos de campos de exploração de petróleo brasileiros e com solos artificiais testados na UFRGS.

Ensaios preliminares indicam que, para uma dada tendência de resistência ao cisalhamento não-drenada do solo (combinação de tempo de adensamento e condição de drenagem), modelo de estaca torpedo e escala ensaiada, o comportamento da penetração ( $z$ ) em função da vazão aplicada ( $Q$ ) pode ser representada pela Fig. 5 e  $Q_1$  corresponde à vazão na qual passa a ocorrer aumento praticamente linear da penetração em função do aumento de vazão imposto. Ao ajustar-se uma única reta horizontal para cada



SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

condição de ensaio (tempo de adensamento, condição de drenagem, modelo de estaca ensaiado e escala de ensaio) com os dois diâmetros de jato testados, cerca de 95% dos pontos ficaram dentro do intervalo de predição de 90%, o que demonstra que a hipótese de que a vazão não influencia este grupo de ensaios é verdadeira e que, portanto, é válido afirmar o mesmo para o diâmetro do jato de água. Assim, por hipótese, considera-se que a energia produzida pelo jateamento não é suficiente para remover o solo argiloso e formar uma cavidade fluidizada que auxilie na penetração da estaca e, por isso, não ocorre variação na penetração em relação aos ensaios com vazão nula.

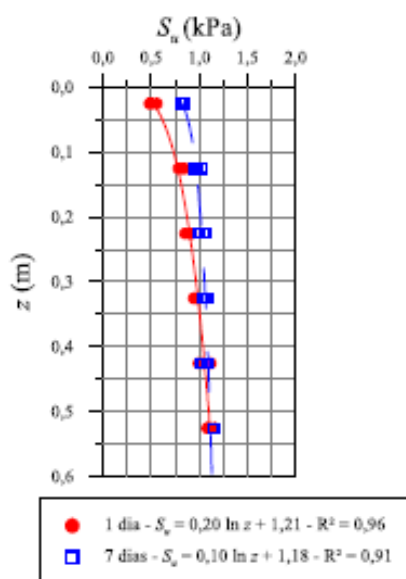


Fig. 3: Resistência ao cisalhamento não-drenada para o solo submetido à drenagem simples.

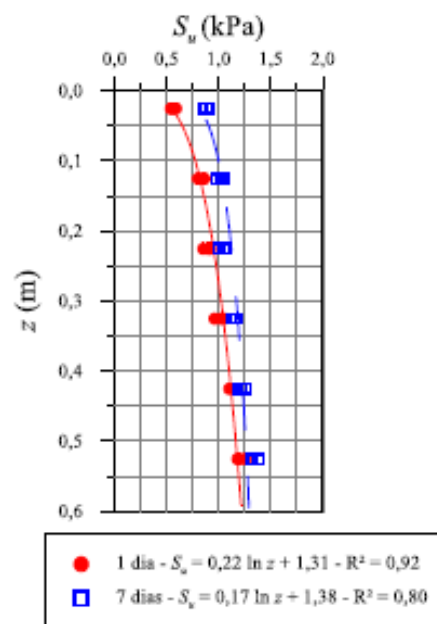


Fig. 4: Resistência ao cisalhamento não-drenada para solo submetido à drenagem dupla.

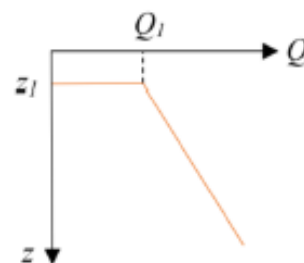


Fig. 5: Comportamento característico observado da penetração em função da vazão.

A Fig. 6 apresenta as penetrações alcançadas pelos modelos com vazão menor que  $Q_l$  em função do peso submerso no instante de paralização da penetração. Constata-se que quanto maior o peso submerso ( $W_{sub}$ ), maior é a penetração alcançada.

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

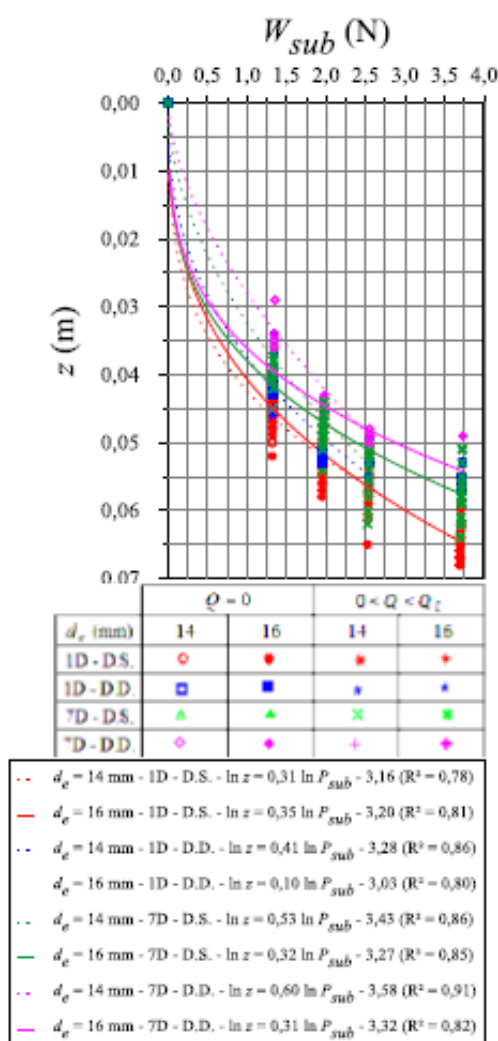


Fig. 6: Penetração alcançada pelos modelos em função do peso submerso no instante de paralização da penetração.

Conclui-se que a principal variável interveniente no processo, nestas condições, é o peso submerso da haste. Para estas condições, as forças que se opõem à força peso submerso e que fazem parar a penetração são as resistências mobilizadas de ponta e lateral da haste.

Para a determinação da capacidade de carga de ponta unitária ( $P_{pu}$ ) foi utilizada a formulação de Meyerhoff (1951) e Skempton (1951)

$$P_{pu} = S_{up} N_c + \gamma d_e \quad (1)$$

Utilizando-se a proposta de Skempton (1951) para a estimativa de  $N_c$  em função do embutimento relativo da estaca no solo, obtém-se um  $N_c$  de 9. A capacidade de carga por atrito lateral ( $P_{lu}$ ) foi determinada através de um fator empírico à resistência ao cisalhamento não-drenada do solo ( $\alpha$ )

$$P_{lu} = \alpha S_{ul} \quad (2)$$

De acordo com Hachich *et al.* (1998),  $\alpha$  é igual a, aproximadamente, 1 para argilas normalmente adensadas, como a estudada nesta pesquisa. Para transformar as capacidades de carga unitárias determinadas em capacidade de carga, basta multiplicá-las pela respectiva área de interesse (lateral ou de ponta).

A Fig. 8 apresenta os resultados de somatório das resistências mobilizadas no momento de paralização da penetração *versus* peso submerso do modelo. O ajuste linear e, praticamente, a 45° comprova que estas são as principais forças intervenientes no processo de penetração dos modelos quando estes são submetidos a vazões menores que  $Q_L$ , o que ratifica que a vazão pode ser desprezada na análise destes resultados.

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

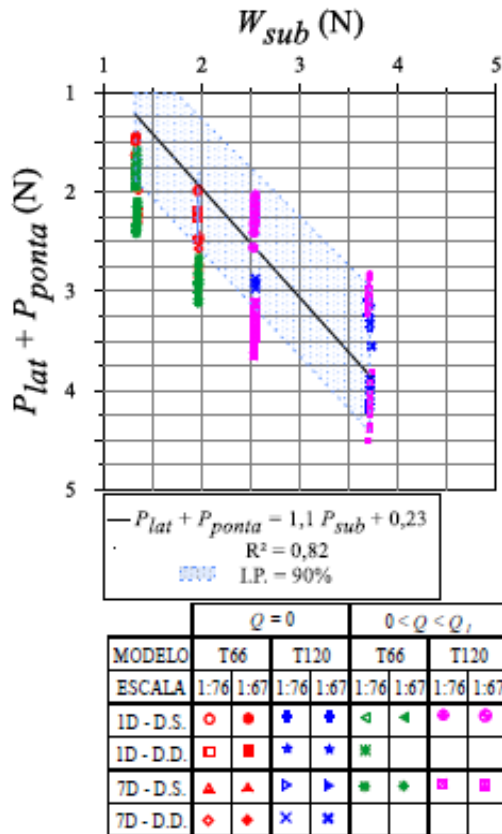


Fig. 8: Resistência mobilizada em função do peso submerso do modelo no momento de paralização da penetração.

A partir da análise da Fig. 6 pode-se concluir que a paralisação da penetração do modelo de estaca ocorre quando o somatório das resistências mobilizadas (lateral e ponta) são igualadas ao peso submerso do modelo. Baseando-se nesta igualdade, fazendo-se as devidas substituições e isolando-se a penetração, obtém-se

$$z = \frac{W_{sub}}{\pi d_e S_{ul}} - \frac{9 d_e S_{up}}{4 S_{ul}} - \frac{d_e^2 \gamma}{4 S_{ul}} \quad (3)$$

a qual pode ser utilizada para estimativa da penetração para vazão nula ou inferior a  $Q_l$ , ou seja, a menor penetração possível.

Em uma situação real de campo, o diâmetro externo e o peso submerso da estaca são conhecidos. Assim, a dificuldade de utilizar a equação proposta são as resistências ao cisalhamento não-drenada lateral e de ponta. Então, optou-se por relacionar estas duas resistências através de um coeficiente ( $\kappa$ ), o qual é determinado por

$$\kappa = \frac{S_{ul}}{S_{up}} \quad (4)$$

Com esta substituição, a Eq. 3 toma a forma de

$$z = \frac{W_{sub}}{\pi d_e \kappa S_{ul}} - \frac{9 d_e S_{up}}{4 S_{ul}} - \frac{d_e^2 \gamma}{4 S_{ul}} \quad (5)$$

Para determinar a relação  $\kappa$  para as condições dos ensaios realizados foi traçada a Fig. 7. Baseando-se na correlação mostrada na figura, parece bastante razoável considerar a resistência ao cisalhamento não-drenada lateral como 89% da de ponta. Assim, adotou-se  $\kappa = 0,89$  para este conjunto de ensaios. A Fig. 9 compara os resultados de penetração medidos e os estimados pela Eq. 5.

A relação entre as penetrações medidas e as estimadas aparentemente é razoável, visto que os valores medidos são da mesma ordem de grandeza dos estimados, embora a reta de ajuste não parte da origem conforme era esperado. Em profundidades tão rasas do solo, uma vez que este não se encontra perfeitamente confinado, acredita-se que ocorram as maiores dispersões nos resultados

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

da resistência ao cisalhamento não-drenada do solo, o que pode ajudar a explicar a dispersão verificada. Para avaliar esta hipótese, foi traçada a Fig. 10, a qual apresenta a variação da relação entre resistência ao cisalhamento não-drenada e tensão efetiva do solo ao longo da profundidade para diferentes tempos de adensamento. Para atingir este objetivo, foi utilizada a solução da equação diferencial do adensamento e o coeficiente de propressão igual a  $8,64 \times 10^{-4} \text{ m}^2/\text{dia}$ , o qual foi determinado por Gauer (2015).

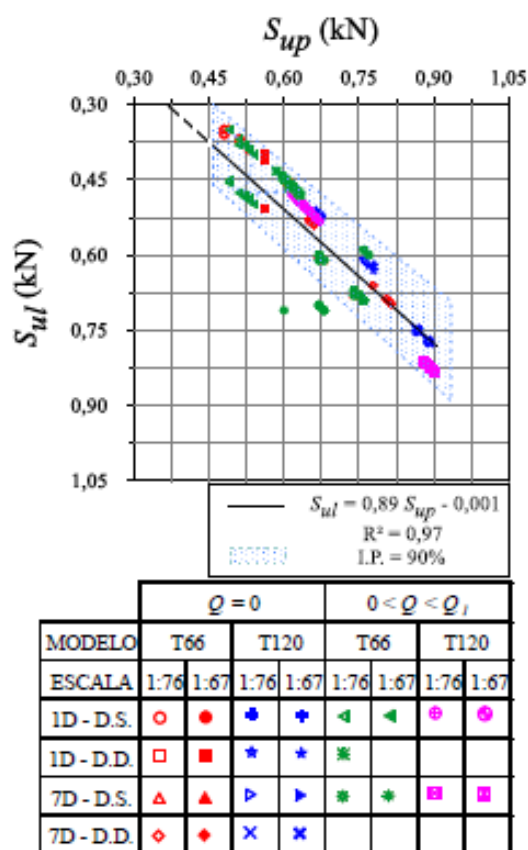


Fig. 8: Relação entre as resistências ao cisalhamento não-drenada lateral e de ponta no momento de paralisação da penetração.

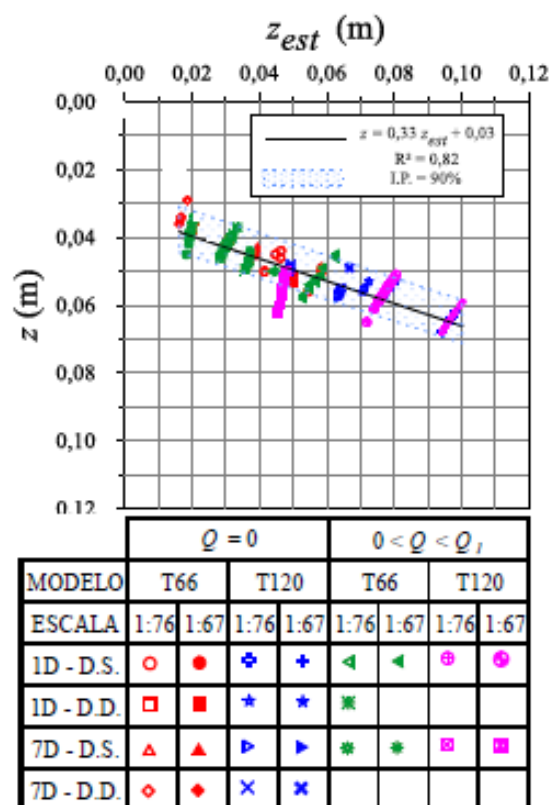


Fig. 9: Penetração medida e estimada.

Observa-se que todos os resultados encontrados tendem a um valor de  $S_{ul} / \sigma'_{v0}$  de, aproximadamente, 0,25. Este valor vai ao encontro do publicado por Bjerrum (1993) *apud* Schnaid e Odebrecht (2012). O autor indica que para argilas normalmente adensadas (como a estudada neste trabalho), com índice de plasticidade de 65% (o solo artificial estudado tem  $I_p = 49\%$ ), o quociente entre a resistência ao cisalhamento não-drenada e as tensões efetivas do solo varia entre 0,25 e 0,35. Observa-se que quanto menos profundo o solo no tanque, maior é a quociente entre a resistência ao cisalhamento não-drenada e a tensão efetiva vertical do solo, o que é um indicativo de solo com comportamento pré-adensado. Isto pode ocorrer porque a tensão de pré-adensamento é maior do que a tensão efetiva vertical do solo,

SEMINARIO DE ENGENHARIA GEOTECNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

ou seja, o solo tem um OCR maior do que 1, ou, ainda, porque a presença de bentonita faz com que o solo passe a apresentar um efeito tixotrópico bastante rápido. Embora esta seja uma questão bastante importante para avaliar o comportamento do solo, em função da delimitação da área de estudo deste trabalho, optou-se por assumir que o solo apresenta um comportamento normalmente adensado. Assim, acredita-se que a diferença entre as penetrações estimadas e medidas deve-se à imprecisão da medida da resistência do solo a tão baixas profundidades e não por inconsistência do equacionamento apresentado.

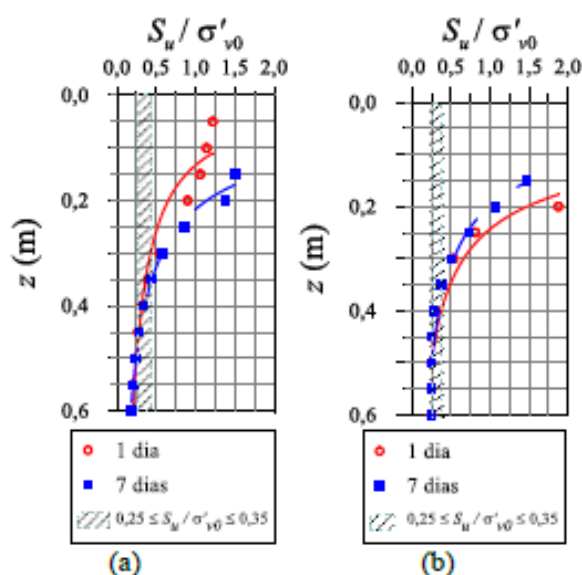


Fig. 10: Variação do quociente entre a resistência ao cisalhamento não-drenada do solo e a tensão efetiva vertical do solo ao longo da profundidade: (a) solo submetido à drenagem simples; e (b) solo submetido à drenagem dupla.

#### 4. CONCLUSÕES

A realização e interpretação destes ensaios permitiu concluir que:

1) a mistura de caulim, bentonita e água utilizada para compor o solo artificial de estudo é representativa dos solos argilosos normalmente adensados encontrados em regiões *offshore* de exploração de petróleo brasileiras;

2) para cada condição de ensaio existe uma vazão mínima ( $Q_I$ ) que deve ser aplicada para que ocorra ganho de penetração da estaca em relação aos ensaios em que a penetração ocorre exclusivamente por efeito de peso próprio da estaca (vazão nula);

3) as formulações tradicionais para estimativa de capacidade de carga utilizadas na engenharia geotécnica mostraram-se adequadas também para este tipo de ensaio;

4) baseado nessas formulações tradicionais, apresenta-se uma equação para estimativa da penetração dos modelos de estaca torpedo para vazão nula ou menor que  $Q_I$ , ou seja, a menor penetração possível.

#### 5. PROPOSTAS DE CONTINUIDADE DA PESQUISA

Sugere-se que a continuidade desta pesquisa foque:

1) na compreensão e estimativa de  $Q_I$  para diferentes configurações de ensaio;

2) na comparação dos resultados de penetração entre ensaios com vazão nula ou menor que  $Q_I$ , maior que  $Q_I$  e penetração pelo método tradicional de instalação da estaca torpedo;

3) na adimensionalização dos resultados obtidos, de forma a conseguir prever resultados em diferentes escalas;

4) na realização de novos ensaios em escalas mais próximas das condições de campo;

5) na melhor interpretação do comportamento do solo quando submetido a baixas tensões de adensamento.

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

6. REFERÊNCIAS

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. AASHTO M 145: Classification of soils and soil-aggregate mixtures for highway construction purposes. 1973.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction of soft clays and structurally unstable soils. Proceedings of the 8<sup>th</sup> International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Moscou. 1973.

GAUER, E.A. Influência da velocidade de rotação da mini palheta na resistência de um solo siltoso. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre/RS. 2015.

GILBERT, R.B.; MORVANT, M.; AUDIBERT, J. Torpedo piles joint industry project – model torpedo pile tests in kaolinite test beds. Final Project Report 575, Prepared for the Minerals Management Service. The University of Texas, EUA, 42 p. 2008.

HACHICH, W.; FALCONI, F.F.; SAES, J.L.; FROTA, R.G.Q.; CARVALHO, C.S.; NIYAMA, S. Fundações: Teoria e Prática. 2 ed. São Paulo: PINI. 1998.

HENRIQUES JR., P.R.D.; PORTO, E.C.; MEDEIROS JR., C.J.; FOPPE, D.; COSTA, R.G.B.; FERNANDES, J.V.V.; DANZIGER, F.A.B.; JANNUZZI, G.M.F.; GUIMARÃES, G.V.M.; SILVA JR., S.P. O desenvolvimento do piezocone-torpedo: finalidades do ensaio, desafios e primeiros testes. In: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Gramado, Brasil, 8 p. 2010.

JUNG, J. G. Estudo do jateamento em solos argilosos e sua aplicação à Engenharia de Fundações Offshore. 181 p. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre. 2012.

KOWSMANN, R.O.; COSTA, M.P.A. Sedimentação quaternária da margem continental brasileira e das áreas oceânicas adjacentes. Série Projeto REMAC (8). 55 p. 1979.

KUNITAKI, D.M.K.N. Tratamento de incertezas no comportamento dinâmico de estacas torpedo para ancoragem de sistemas flutuantes na exploração de petróleo offshore. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro, 111 p., 2006.

LOURENÇO, E.D. Hidrojateamento em solos argilosos. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre/RS. 2016.

MASTRANGELO, C.F.; BARUSCO, P.J.; FORMIGLI, J.M. From early production systems to the development of ultra deepwater fields – experience and critical issues of floating production units. In: Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference, Paper 15224, Houston, USA, 2003.

MEYERHOF, G.G. The ultimate bearing capacity of foundations. Geotechnique, v. 2, n. 4, p. 301 – 332. 1951.

MEZZOMO, S. M. Estudo dos mecanismos de fluidização de areias com a utilização de

SEMINÁRIO DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DO RIO GRANDE DO SUL  
GEORS 2019

atos de água. 2009. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

O'LOUGHLIN, C.D.; RANDOLPH, M.F.; RICHARDSON, M. Experimental and theoretical studies of deep penetration anchors. In: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Paper 16841, 3-6 May, Houston, USA, 11 p. 2004.

PASSINI, L. B. Instalação e capacidade de carga axial de estacas modelo fluidizadas em solos arenosos. 2015. Tese de Doutorado (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

PASSINI, L. B.; SCHNAID, F. Experimental investigation of pile installation by vertical jet fluidization in sand. *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, v. 137(4). 2015.

RANDOLPH, M.; CASSIDY, M.; GOUVERNEC, S.; ERBRICH, C. Challenges of offshore geotechnical engineering. Invited State of the Art Report, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Osaka, Japão, pp. 123-176, 2005.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. *Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações*. 2 ed. São Paulo: Oficina de Textos. 2012.

SCHNAID, F.; PASSINI, L.; MEZZOMO, S.M. On the response of fluidized piles from laboratory model tests in granular soils. *Journal of Geo-Engineering Sciences*, v.1, p. 69-81. 2014.

SKEMPTON, A.W. Th bearing capacity of clays. *Building research congress*. London, 1, pp. 180 – 189. 1951.

STRACKE, F. Fluidização de solo arenoso associada à injeção de agente cimentante para ancoragem de estruturas offshore. 2012. Dissertação de Mestrado (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.  
*Agradecimentos*

Os autores agradecem ao governo brasileiro e à FURG pela licença das atividades docentes para a realização do processo de doutoramento que, entre outros frutos, originou este trabalho e à empresa PETROBRAS pelo suporte financeiro.