



Universidade Federal do Rio Grande
Escola de Engenharia

Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica

Modelos Reduzidos em Campo de Estaca Torpedo Instaladas por Fluidização em Solos Granulares

Projeto de Dissertação de:
Luciano Vasconcelos Rocha

Orientador:
Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes

Coorientador:
Prof. Dr.^a Karina Retzlaff Camargo

Agosto de 2023

Dissertação - PPGeo – FURG

Luciano Vasconcelos Rocha

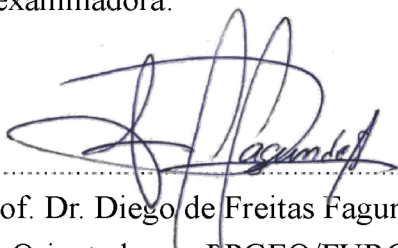
Mestre em Engenharia Oceânica

Dissertação submetida ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGeo) da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), como parte dos requisitos para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Oceânica.

Documento assinado digitalmente
gov.br JEFERSON AVILA SOUZA
Data: 12/09/2023 20:47:44-0300
Verifique em <https://validar.iti.gov.br>

Prof. Dr. Jeferson Avila Souza
Coordenador do PPGeo

Banca examinadora:



Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes
Orientador — PPGeo/FURG



Profa. Dra. Karina Retzlaff Camargo
Coorientadora — PPGeo/FURG



Prof. Dr. Paulo Roberto de Freitas Teixeira
Membro Interno — PPGeo/FURG



Profa. Dra. Larissa de Brum Passini
Membro Externo — UFSM

Rio Grande, 30 de agosto de 2023

Ficha Catalográfica

R672m Rocha, Luciano Vasconcelos.

Modelos reduzidos em campo de estaca torpedo instaladas por fluidização em solos granulares / Luciano Vasconcelos Rocha. – 2023.

102 f.

Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande – FURG, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica, Rio Grande/RS, 2023.

Orientador: Dr. Diego de Freitas Fagundes.

Coorientadora: Dra. Karina Retzlaff Camargo.

1. Âncoras *Offshore* 2. Fluidização 3. Ensaio de campo
4. Capacidade de ancoragem I. Fagundes, Diego de Freitas
II. Camargo, Karina Retzlaff III. Título.

CDU 62:551.46

Catálogo na Fonte: Bibliotecário José Paulo dos Santos CRB 10/2344

Agradecimentos

Agradeço à minha esposa Amanda Pallaoro Garcia e minha filha Luana Garcia da Rocha pela paciência, compreensão, amor e carinho, sem os quais essa etapa não seria superada. Agradeço, inclusive, por literalmente botarem a mão na massa.

Aos meus pais, Jenifer Vasconcelos Rocha e Paulo Toríbio Fernandes Rocha (*in memoriam*), que não mediram esforços para que eu pudesse me dedicar aos estudos, dando suporte e amor incondicionalmente.

Agradeço aos meus amigos e familiares que me apoiaram e acreditaram que seria possível.

Ao meu orientador Prof. Dr. Diego de Freitas Fagundes, e à minha coorientadora Prof.^a Dr.^a Karina Retzlaff Camargo, pela compreensão e ensinamentos, os quais foram além das questões técnicas e acadêmicas.

À Universidade Federal do Rio Grande (FURG), por possibilitar e incentivar os programas de pós-graduação.

Ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Oceânica (PPGEO) por disponibilizar o curso de mestrado.

Ao chefe, Marcelo Yoshito Ohira, pela compreensão e flexibilidade, que foram indispensáveis para a conclusão deste estudo.

Resumo

Luciano Vasconcelos Rocha

O presente estudo teve como objetivo verificar a instalação de estacas torpedo através da aplicação de jatos verticais de água, como um método alternativo para a instalação deste tipo de âncora no leito marinho, hoje cravadas por queda livre. Para isso foram utilizados modelos reduzidos da estaca torpedo fictícia, utilizada em pesquisas anteriores, T66 (com massa de 66 toneladas, comprimento de 17 m e diâmetro de 1,07 m) na escala 1:12, seguindo a Lei de Semelhança pelo Número de Froude. O modelo possuía 1,50 m de comprimento e 90 mm de diâmetro. Para este modelo foram utilizados dois valores de massa e dois diâmetros de saída do jato. Os ensaios de instalação foram executados com vazão constante de 41,6 L/min ou com vazão escalonada em quatro estágios durante a instalação até atingir a vazão máxima de 41,6 L/min. Provas de carga à tração para a determinação da capacidade de ancoragem dos modelos foram executadas imediatamente após o processo de instalação. Os resultados dos ensaios indicaram o aumento da profundidade de instalação com o acréscimo da vazão, em que o aumento de 400% na vazão levou ao aumento de 2300% na penetração média. Em 58 % dos ensaios a estaca penetrou todo o seu comprimento no solo. Diferentemente da vazão, a velocidade de saída do jato ter demonstrou não ter influência significativa na profundidade de instalação. A massa da estaca também demonstrou influenciar na profundidade de instalação, a qual aumentou com o aumento da massa. A penetração média na configuração com 31 kg e 42,5 kg foram de 1.126 mm e 1314 mm, respectivamente. Os modelos instalados com vazão constante de 41,60 L/min, a capacidade de ancoragem média 0,99 kN, enquanto instalados com vazão escalonada foi de 1,83 kN. Quando o modelo foi instalado com vazão constantes de 41,6 L/min, a capacidade de ancoragem média verificada foi de 2,31 vezes o peso da estaca, enquanto instalado com vazão escalonada (variável) foi de 5,05 vezes. Para a escala testada, vazões aplicadas e características do solo de campo, os resultados obtidos no presente estudo apresentaram estar em consonância com pesquisas anteriores apresentadas na literatura.

Palavras-chave: âncoras offshore, fluidização, ensaios de campo, capacidade de ancoragem.

Abstract

Luciano Vasconcelos Rocha

The present study aimed to verify the installation of torpedo piles through the application of vertical jets of water, as an alternative method for installing this type of anchor in the seabed, today driven by free fall. For this purpose, reduced models of the fictitious torpedo pile, used in previous research, were used, T66 (with a mass of 66 tons, length of 17 m and diameter of 1.07 m) on a 1:12 scale, following the Law of Similarity by Froude's Number. The model was 1.50 m long and 90 mm in diameter. For this model, two mass values and two jet exit diameters were used. The installation tests were carried out with a constant flow rate of 41.6 L/min or with a flow rate staggered in four stages during installation until reaching a maximum flow rate of 41.6 L/min. Tensile load tests to determine the anchoring capacity of the models were carried out immediately after the installation process. The test results indicated an increase in the installation depth with the increase in flow, where a 400% increase in flow led to a 2300% increase in average penetration. In 58% of the tests the pile penetrated its entire length into the ground. Unlike the flow rate, the jet exit velocity demonstrated no significant influence on the installation depth. The pile mass was also shown to influence the installation depth, which increased with the increase in mass. The average penetration in the 31 kg and 42.5 kg configuration was 1126 mm and 1314 mm, respectively. The models installed with a constant flow rate of 41.60 L/min had an average anchoring capacity of 0.99 kN, while installed with a stepped flow rate was 1.83 kN. When the model was installed with a constant flow rate of 41.6 L/min, the average anchoring capacity found was 2.31 times the weight of the pile, while installed with a stepped flow rate (variable) it was 5.05 times. For the scale tested, applied flow rates and characteristics of the field soil, the results obtained in the present study were in line with previous research presented in the literature.

Key Words: offshore anchor, fluidization, field tests, anchoring capacity.

	VII
Lista de figuras	VII
Lista de Tabelas	XII
Lista de Símbolos	XIII
Lista de Siglas	XVII
1 Introdução	1
1.1 Considerações Iniciais	1
1.2 Relevância e justificativa	2
1.3 Objetivo geral	2
1.4 Objetivos específicos	2
1.5 Estrutura da dissertação	3
2 Revisão Bibliográfica	5
2.1 Considerações Iniciais	5
2.2 Histórico do petróleo no Brasil	5
2.3 Tipos de ancoragem	6
2.3.1 Âncoras convencionais	9
2.3.2 Estacas de Sucção	9
2.3.3 Âncoras de carga vertical (VLA)	10
2.3.4 Suction embedded plate anchor (SEPLA)	11
2.3.5 Âncoras de penetração dinâmica	12
2.4 Estaca torpedo	12
2.4.1 Instalação e profundidade de penetração	14
2.4.2 Capacidade de carga	15
2.5 Fluidização do Solo	18
2.5.1 Conceitos de Hidrodinâmicos	18
2.5.2 O conceito da velocidade mínima de fluidização	21
2.5.3 Fluidização com a utilização de jatos verticais em solos granulares	23
2.6 Pesquisas com fluidização estacas aplicadas à ancoragem <i>offshore</i>	30
2.6.1 Pesquisa de Mezzomo (2009)	30
2.6.2 Pesquisa de Stracke (2012)	31
2.6.3 Pesquisa de Passini (2015)	32
2.7 Fluidização na Engenharia de Fundações	34
2.8 Resistência ao Arrancamento de estacas	40
2.8.1 Considerações iniciais	40
2.8.2 Coeficiente de empuxo lateral na tração	40
2.8.3 Coeficiente de empuxo lateral de serviço em solos fluidizados	42

2.8.4	Capacidade de carga à tração em solos fluidizados	43
2.8.5	Verificação capacidade de ancoragem (tração) e curvas carga <i>versus</i> deslocamento	44
3 	Materiais e métodos	47
3.1	Considerações Iniciais	47
3.2	Caracterização geotécnica do campo experimental	47
3.3	Materiais e Equipamentos	55
3.4	Ensaio de instalação por hidrojateamento	59
3.5	Ensaio de capacidade de ancoragem	61
4 	Resultados e discussões	63
4.1	Considerações iniciais	63
4.2	Instalação das estacas por fluidização	63
4.3	Verificação da capacidade de carga de ancoragem	72
4.4	Comparação com resultados de outras pesquisas	80
4.4.1	Fluidização	80
4.4.2	Capacidade de carga de ancoragem	84
5 	Conclusões	88
5.1	Considerações iniciais	88
5.2	Conclusão geral	88
5.3	Conclusões específicas	88
5.4	Sugestão para pesquisas futuras	90
	Referência	92
	APÊNDICE A	99
	APÊNDICE B	102

Lista de figuras

2 • Revisão bibliográfica

Figura 2.1: Tipos de plataformas de petróleo (site PETROBRAS).	7
Figura 2.2: Tipos de plataformas de petróleo (site PETROBRAS).	7
Figura 2.3: Exemplo de ancoragem convencional (Catenária) e ancoragem tipo Taut-Leg (Kunitaki, 2006).	8
Figura 2.4: Âncora convencional (Kunitaki, 2006).	9
Figura 2.5: Exemplo de estaca de sucção (Randolph <i>et al.</i> , 2005).	10
Figura 2.6: Dois tipos de âncoras VLA (Vertical Load Anchor): (a) Vryhof Stevmanta; e (b) Bruce Denala (Yang <i>et al.</i> , 2019).	11
Figura 2.7: Exemplo de típico de SEPLA (Suction Embedded Plate Anchor) (Randolph <i>et al.</i> , 2011).	11
Figura 2.8: Âncoras de penetração dinâmica: (a) estaca torpedo e (b) DPA (<i>deep penetrating anchor</i>).	12
Figura 2.9: Exemplo de estaca (âncora) torpedo (COPPE/UFRJ).	13
Figura 2.10: Sistema de instalação da estaca torpedo (adaptado de Fernandes <i>et al.</i> , 2006).	14
Figura 2.11: Curvas carga <i>versus</i> tempo (adaptado de Wang <i>et al.</i> , 2018).	17
Figura 2.12: Coeficiente de arrasto (CD) <i>versus</i> Número de Reynolds da partícula (Re_p) (adaptado de Munson <i>et al.</i> , 2013).	21
Figura 2.13: Padrão de fluxo para (a) máxima deflexão e (b) mínima deflexão (adaptado de Rouse, 1940).	24
Figura 2.14: Regimes de fluxo (adaptado de Aderibigbe & Rajaratnam, 1996).	26
Figura 2.15: Perfil geométrico da zona fluidizada (adaptado de Niven & Khalili, 1998a).	26
Figura 2.16: Perfil de fluidização – teste na lateral do tanque (Niven & Khalili, 1998a).	27
Figura 2.17: Variação na geometria da zona fluidizada com o incremento na profundidade do jato (Stracke, 2012).	28
Figura 2.18: Ilustração esquemática da fluidização in situ (adaptado de Niven & Khalili, 1998b).	29
Figura 2.19: Representação esquemática do sistema utilizado por Passini (2015), para a realização dos ensaios (Passini, 2015).	33
Figura 2.20: Estaca <i>Jetted and Grouted Precast Pile</i> (JGPP) logo após fabricação (Thiyyakkandi <i>et al.</i> , 2017).	35
Figura 2.21: Estaca <i>Jetted and Grouted Precast Pile</i> (JGPP) após ser extraída de um tanque experimental (Lai <i>et al.</i> , 2010).	36
Figura 2.22: Desenho esquemático da instalação das estcas pranchas jateadas e grauteadas (Xu <i>et al.</i> , 2014).	36

Figura 2.23: Topo das estacas pranchas jateadas e grauteadas – tubulação responsável pela fluidização (Xu <i>et al.</i> , 2014). _____	37
Figura 2.24: Ponta das estacas prancha jateadas e grauteadas - tubulação responsável pela fluidização (Xu <i>et al.</i> , 2014). _____	37
Figura 2.25: Profundidade crítica T_z em relação à: (a) vazão de saída do jato e (b) velocidade de saída do jato (Stracke, 2012). _____	38
Figura 2.26: Profundidade de instalação <i>versus</i> vazão de saída do jato (Passini, 2015). _____	38
Figura 2.27: Coeficiente de profundidade <i>versus</i> coeficiente de força peso e coeficiente de fluxo. _____	39
Figura 2.28: Desenho esquemático da superfície de ruptura do solo (Chattopadhyay & Pise, 1986). _____	41
Figura 2.29: Tipos de ruptura identificados pela curva carga <i>versus</i> deslocamento: (a) ruptura nítida; (b) ruptura física; e (c) ruptura convencional. ____	45
Figura 2.30: Curva carga <i>versus</i> deslocamento e aproximações de: (a) Van der Veen (1953) e (b) Aoki (1976). _____	46
Figura 3.1: Localização do campo experimental da pesquisa. _____	47

3 • Materiais e métodos

Figura 3.2: Extração de amostra do solo: (a) haste e soquete; (b) cilindro cravado no solo e (c) pesagem do cilindro com o solo. _____	48
Figura 3.3: Curva granulométrica do solo do campo experimental. _____	50
Figura 3.4: Comparativo das frações do solo utilizado nesta pesquisa e em pesquisas anteriores. _____	51
Figura 3.5: Ensaio de cisalhamento direto: (a) execução do ensaio e (b) preparação dos corpos de prova. _____	52
Figura 3.6: Envoltória de tensões – ensaio de cisalhamento direto. _____	53
Figura 3.7: Ensaio DPL (<i>Dynamic Probe Light</i>): (a) execução; e (b) resultados. ____	53
Figura 3.8: Ensaio SPT (<i>Standard Penetration Test</i>): (a) equipamento mecanizado; e (b) amostra de solo coletada no ensaio. _____	54
Figura 3.9: Perfil geotécnico – ensaio de simples reconhecimento com SPT (adaptado do relatório de sondagem apresentado pela CERM Controle Tecnológico). _____	55
Figura 3.10: Sistema de instalação por fluidização. _____	57
Figura 3.11: Modelo reduzido de estaca torpedo: (a) componentes do modelo; e (b) modelo com a fita graduada. _____	58
Figura 3.12: Configuração do ensaio de capacidade de ancoragem. _____	58
Figura 3.13: Método de verificação da profundidade alcançada pelo modelo. ____	60
Figura 3.14: Ensaio de capacidade de ancoragem: (a) sistema de arrancamento; (b) estação de aquisição de dados e (c) fixação do deflectômetro. _____	62

4 • Resultados e discussões

Figura 4.1: Resultados de profundidade de instalação em função da vazão. _____	64
Figura 4.2: Resultados de profundidade de instalação em função da velocidade de saída do jato. _____	64
Figura 4.3: Gráfico vazão (Q_0) <i>versus</i> profundidade de instalação (L) – valores médios _____	65
Figura 4.4: Gráfico velocidade de saída do jato (U_0) <i>versus</i> profundidade de instalação (L) – valores médios. _____	65
Figura 4.5: Resultados plotados de forma normalizada – valores totais para cada tipo de ensaio. _____	71
Figura 4.6: Resultados plotados de forma normalizada – valores médios por tipo de ensaio. _____	71
Figura 4.7: Resultados plotados de forma normalizada – valores médios de todos os ensaios agrupados. _____	72
Figura 4.8: Curva capacidade de carga de ancoragem <i>versus</i> deslocamento dos ensaios (a) ensaios que apresentaram ruptura física; e (b) ensaios que apresentaram ruptura nítida. _____	73
Figura 4.9: Coeficiente de empuxo lateral de serviço (K_S) <i>versus</i> profundidade de instalação (L). _____	77
Figura 4.10: Valores médios de Atrito lateral <i>versus</i> número de Reynolds, obtidos através do método de Van der Veen. _____	78
Figura 4.11: Valores médios de Atrito lateral normalizado pelo peso pelo número de Reynolds, obtidos através do método de Van der Veen. _____	78
Figura 4.12: Comparação entre os resultados de penetração e vazão imposta desta pesquisa e Passini (2015). _____	81
Figura 4.13: Resultados plotados na forma adimensional proposta por Passini (2015) – presente pesquisa <i>versus</i> Passini (2015). _____	82
Figura 4.14: Normalização proposta na presente pesquisa – presente pesquisa <i>versus</i> Passini (2015). _____	83
Figura 4.15: Resultados conjuntos de Passini (2015) e presente pesquisa na forma normalizada.. _____	83
Figura 4.16: Resultados normalizados para profundidade <i>versus</i> capacidade de ancoragem. _____	87

Lista de Tabelas

3 • Materiais e métodos

Tabela 3.1: Propriedades geotécnicas do solo _____	50
Tabela 3.2: Comparação do solo da presente pesquisa com pesquisas anteriores_	51
Tabela 3.3: Matriz dimensional de semelhança por número de Froude para $\lambda_L = 1:12$ _____	56
Tabela 3.4: Características do protótipo fictício proposto por Passini (2015) e do modelo na escala de comprimento 1:12 _____	56
Tabela 3.5: Relação frequência elétrica versus vazão de saída do jato (Q_0) _____	59
Tabela 3.6: Identificação dos tipos de ensaios realizados _____	60

4 • Resultados e discussões

Tabela 4.1: Resultados dos ensaios de instalação por fluidização (valores médios de penetração por configuração de ensaio) _____	67
Tabela 4.2: Valores médios do atrito lateral (A_l) para cada configuração de instalação _____	74
Tabela 4.3: Relação Q_a/W média para cada configuração de ensaio de instalação	75
Tabela 4.4: Relação A_l/W para cada configuração de instalação _____	76
Tabela 4.5: Valores médios para a relação Q_a/W _____	85
Tabela 4.6: Capacidade de ancoragem média prevista e medida _____	86

Lista de Símbolos

Símbolos Romanos

A	Área
a	Profundidade de penetração do jato.
A_l	Capacidade de ancoragem por atrito lateral.
A_p	área da superfície lateral da estaca.
A_s	Área da seção transversal da ponta da estaca.
b	local onde a reta intercepta o eixo dos deslocamentos na extrapolação de Aoki.
C_c	Coeficiente de curvatura do solo.
C_D	Coeficiente de arrasto.
C_u	Coeficiente de uniformidade.
d	Diâmetro.
d_{10}	Diâmetro no qual 10% das partículas são menores que ele
d_{30}	Diâmetro no qual 30% das partículas são menores que ele
d_{50}	Diâmetro no qual 50% das partículas são menores que ele.
d_{60}	Diâmetro no qual 60% das partículas são menores que ele
d_{95}	Diâmetro no qual 95% das partículas são menores que ele
d_{bk}	Diâmetro entre os pés dos taludes internos das dunas.
d_d	Diâmetro da zona perturbada na superfície do solo.
d_e	Diâmetro externo.
d_H	Diâmetro da zona fluidizada.
d_i	Diâmetro interno.
d_j	Diâmetro do jato.
d_p	Diâmetro médio das partículas.
D_r	Densidade relativa de compactação da areia.
e	índice de vazios do solo.
E_C	Parâmetro de erosão para jatos externos.
e_{max}	Índice de vazios máximo do solo.

e_{min}	Índice de vazios mínimo do solo.
F_1	Fator de correção da resistência de ponta no método de Aoki-Velloso.
F_2	Fator de correção da resistência por atrito lateral no método de Aoki-Velloso.
F_A	Força de arrasto do fluido.
F_r	Número de Froude.
Fr_p	Número de Froude da partícula ou número densimétrico de Froude.
f_s	Capacidade de carga por atrito lateral por unidade de área.
G	Aceleração da gravidade.
H	Profundidade de saída do jato.
h_j	Altura do jato em relação à superfície do solo.
H_t	profundidade total atingida desde a superfície.
h_w	Altura da lâmina d'água.
i_{crit}	gradiente hidráulico crítico.
k	Coeficiente de permeabilidade do solo.
K_0	Coeficiente de empuxo de solo no repouso.
K_s	Coeficiente de empuxo lateral de serviço do solo.
K_u	Coeficiente de empuxo lateral de solo no arrancamento.
L	Comprimento/profundidade de instalação da estaca por fluidização e peso próprio.
L_{crit}	Profundidade na qual o aumento de vazão não gera mais incremento.
L_{leito}	Comprimento do leito fluidizado.
M^*	Momento de fluxo.
p_0'	Tensão efetiva do solo.
q	Capacidade de carga de ponta por unidade de área.
Q	Vazão do Fluido.
Q_0	Vazão de saída do jato.
Q_a	Capacidade de carga de ancoragem.
q_c	Resistência por unidade de área obtida no ensaio de penetração de cone (CPT/CPTU).
Q_d	Capacidade de carga última de fundação por estacas.

Q_f	Capacidade de carga por atrito lateral de fundação por estaca.
Q_p	Capacidade de carga de ponta de fundação por estaca.
Q_{pb}	Capacidade de carga ao arrancamento devido ao alargamento da base da estaca.
r	Deslocamento gerado por determinado carregamento na extrapolação de Van der Veen.
Re	Número de Reynolds.
Re_j	Número de Reynolds do jato.
Re_p	Número de Reynolds da partícula.
r_L	Resistência lateral por unidade de área corrigida no método de Aolki-Velloso.
r_p	Resistência de ponta por unidade de área corrigida no método de Aoki-Velloso.
T_1	Profundidade na qual aparecem as primeiras instabilidades do jato.
T_2	Profundidade em que se observa tendência de fechamento da cavidade fluidizada.
T_3	Profundidade na qual apenas se observa a cavidade fluidizada fechada.
U	Velocidade do fluido/perímetro do fuste da estaca.
U_0	Velocidade de saída do jato.
U_{mf}	Velocidade mínima de fluidização.
$U_{mf(v)}$	Velocidade mínima de fluidização viscosa.
$U_{mf, lam}$	Velocidade mínima de fluidização no regime laminar.
$U_{mf, turb}$	Velocidade mínima de fluidização no regime turbulento.
U_p	Velocidade terminal da partícula em relação ao fluido ou vice versa.
W	Peso das estacas.
W	peso ao ar.
W_{sub}	Peso submerso.
x	Distância medida no eixo horizontal.
Z	profundidade de instalação da estaca apenas por fluidização.
z_{bk}	Profundidade do pé do talude interno da duna em relação à superfície não perturbada do solo.

Símbolos Gregos

Π	Termos adimensionais do Teorema de Buckingham.
a	coeficiente que define a forma da curva no método de Van Der Veen.
β	Fator adimensional de atrito lateral.
γ_d	Peso específico aparente seco.
γ_{nat}	Peso específico natural do solo.
γ_s	Peso específico real dos grãos.
γ_{sub}	Peso específico submerso do solo.
γ_w	Peso específico da água.
δ	Ângulo de atrito na interface solo-estaca.
Δh	Variação na altura piezométrica.
ΔP_{FN}	Perda de carga hidráulica.
η	Porosidade do solo.
η_{mf}	Porosidade mínima do solo necessária à fluidização.
θ	Ângulo qualquer.
λ	Índice de esbeltez.
μ_f	Viscosidade dinâmica do fluido.
π	Relação entre perímetro e o diâmetro de uma circunferência.
ρ_f	Massa específica do fluido.
ρ_s	Massa específica dos sólidos (partícula) do solo.
σ'_v	Tensão vertical efetiva do solo.
φ_s	Fator de forma das partículas (grãos) do solo.
φ	Ângulo de atrito interno do solo.
φ'	Ângulo de atrito interno efetivo do solo.

Lista de Siglas

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
API	<i>American Petroleum Institute.</i>
CCMar	Centro de Convivência Meninos do Mar.
COPPE/UFRJ	Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro.
CPTU	<i>Cone Penetration Test.</i>
FPS	<i>Floating Production System.</i>
FPSO	<i>Floating, Production, Storage and Offloading.</i>
FURG	Universidade Federal do Rio Grande.
INMETRO	Instituto Nacional de Metrologia.
JGPP	<i>Jetted and Grouted Precast Pile.</i>
MCPT	<i>Miniature Cone Penetration Test.</i>
MEF	Método dos Elementos Finitos.
MODU	<i>Mobile Offshore Drilling Unit.</i>
NBR	Norma Brasileira.
OPEP	Organização dos Países Exportadores de Petróleo.
PETROBRAS	Petróleo Brasileiro SA.
PETRODEM	PETROBRAS Discrete Element Method.
PPGEO	Programa de Pós-graduação em Engenharia Oceânica
PROCAP	Programa de Capacitação Tecnológica em Águas Profundas.
PROCAP 2000	Programa de Capacitação Tecnológica em Águas Profundas para lâminas d'água até 2000 m.
PUC-Rio	Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.
PVC	Cloreto de Polivinila.
SDJR	<i>Strongly Deflected Jet Regime.</i>
TLP	<i>Tension-leg Platforms.</i>
UFAL	Universidade Federal de Alagoas.
UFRGS	Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

USP	Universidade de São Paulo.
VLA	<i>Vertically Loaded Anchor.</i>
WDJR	<i>Weakly Deflected Jet Regime.</i>
HRB	<i>Highway Research Board</i>
SEPLA	<i>Suction Embedded Plate Anchor.</i>
SUCS	Sistema Unificado de Classificação do Solo.

1 | Introdução

1.1 Considerações Iniciais

No Brasil grande parte das reservas petrolíferas não se encontra em terra e sim sob grandes lâminas d'água, com aproximadamente 90% das reservas provadas de petróleo são marítimas, sendo que mais de 70% destas localizadas em águas profundas (300 a 1500 m) e ultra profundas (> 1500 m) (Lima, 2003), o que requer produção e exploração de petróleo através de plataformas. Conforme Sharma (2004), as águas consideradas profundas estão situadas a uma profundidade superior a 400 metros, onde plataformas convencionais, como as fixas e auto eleváveis, não são viáveis técnica e economicamente, inclusive com riscos devido a frequência natural da estrutura se aproximar da frequência predominante das ondas. Nestas condições, entende-se como mais apropriada a utilização de plataformas flutuantes.

Segundo Randolph *et al.* (2005), o custo da ancoragem em águas profundas levou ao desenvolvimento de âncoras que penetrem no fundo do mar por queda livre. Nesta linha, em 1996, a Petróleo Brasileiro S.A. (PETROBRAS) criou um sistema de ancoragem baseado na utilização conjunta de estacas torpedo e cabos de poliéster, para a exploração e produção de petróleo *offshore* (PETROBRAS, 2013). O método de fixação deste tipo de âncora consiste em posicionar a estaca a aproximadamente 100 m acima do leito marinho e liberar a mesma para que ganhe velocidade através da ação da gravidade. O ganho de energia cinética na queda da estaca deve ser suficiente para que a estaca penetre no solo marinho (Fernandes *et al.*, 2005; Silva *et al.*, 2008; Fernandes *et al.*, 2011; Randolph *et al.*, 2011 e Fernandes *et al.*, 2014).

No Brasil as estacas torpedo são predominantemente utilizadas em águas profundas e nesse ambiente de ambiente de sedimentação temos a predominância de solos tanto arenosos, quanto argilosos. Segundo dados de Medeiros (2002) estacas torpedo com 12 m de comprimento penetraram 15 e 29 m respectivamente em solo granular e solo fino. Fernandes *et al.* (2011 e 2014) ainda alertam para o fato de a estaca torpedo se tornar inútil quando instalada com determinada inclinação, e a solução adotada para corrigir este problema, adição de aletas, pode dificultar a penetração da âncora no fundo do mar.

Assim, os problemas com a cravação tendem a reduzir a capacidade de ancoragem das estacas torpedo, o que faz com que sejam necessárias mais âncoras para fixar determinada estrutura no mar, o que aumenta o custo de ancoragem e o congestionamento do fundo do mar. Dentro dessa ótica, a presente pesquisa foca na instalação de estacas torpedo através do processo da fluidização de solos granulares, como forma de contornar os problemas de profundidade de instalação nesses tipos de solo, assim como os problemas de verticalidade observados no método de instalação convencional.

Desta forma propõe-se estudar uma solução alternativa que consiste em posicionar a estaca sob o leito oceânico e iniciar o processo de fluidização do solo através da aplicação de jatos de água verticais por bombeamento. Estes jatos são

aplicados na ponta da estaca com uma vazão determinada, a qual é capaz de erodir os grãos do solo abaixo da ponta da estaca. Estes grãos são carregados para superfície o solo através do fluxo ascendente gerado pelos jatos de água, desta forma a estaca penetra no solo fluidizado pela ação do peso próprio.

1.2 Relevância e justificativa

No âmbito de ancoragem de estruturas *offshore*, existem diversas pesquisas sobre a instalação de estacas torpedo com a aplicação de jatos de água no solo realizadas no Brasil (Mezzomo, 2009; Passini, 2015; Lourenço 2016; Passini *et al.*, 2017; Passini *et al.* 2018; Camargo *et al.*, 2019, Mazutti, 2018; Lourenço *et al.*, 2020; Camargo 2020). No entanto, estas pesquisas se concentram na verificação do comportamento de modelos reduzidos nas escalas de 1:76 a 1:50, através de ensaios de laboratório e ensaios de campo na escala 1:12, porém esta última configuração foi avaliada somente para solos finos. Segundo Camargo (2020), tais trabalhos, estudam os sistemas de jateamento, transferência de carga e melhoramento de solos, propondo na operacionalização da instalação, a utilização própria água do mar para promover os jatos na ponta da estaca.

O presente trabalho visa ampliar o entendimento sobre os fenômenos que envolvem a instalação de estacas por fluidização em solos arenosos, através de modelos em maior escala e em condições de campo, no qual será utilizada estaca na escala 1:12.

A presente pesquisa buscou estudar o processo de instalação de modelos de estaca torpedo em campo. Foram verificadas a penetração atingida com o processo de fluidização do solo induzida por jatos com vazões pré-estabelecidas. Também foi avaliada a capacidade de ancoragem destas estacas através de provas de carga de tração (principal ação sobre âncoras *offshore*). Os resultados obtidos foram comparados aos verificados em ensaios de laboratório realizados por Passini (2015), assim como os resultados de provas de carga à tração realizadas em protótipos de âncoras tipo torpedo.

1.3 Objetivo geral

O objetivo principal desta dissertação é estudar a instalação de âncoras torpedo sem aletas em modelo reduzido, com a utilização de jatos de água em solos granulares e, assim, contribuir para o melhor entendimento do processo e identificar quais parâmetros influenciam na penetração da estaca (sem altura de queda) e na sua capacidade de ancoragem em campo.

1.4 Objetivos específicos

São objetivos específicos desta pesquisa:

- Caracterizar geotecnicamente e determinar parâmetros de resistência de solo de campo experimental utilizado na pesquisa;

- Realizar ensaios de penetração por fluidização em campo experimental com escala de comprimento maior (1:12), do que as utilizadas em laboratório (1:76, 1:67 e 1:50) utilizadas por Passini (2015);
- Execução dos ensaios e interpretação dos resultados de provas de carga para determinação da capacidade de ancoragem dos modelos na escala 1:12 em campo experimental após o processo de instalação por fluidização;
- Avaliar os fenômenos e mecanismos de instalação por fluidização;
- Verificar a influência da massa, vazão e velocidade de saída do jato na penetração dos modelos em solos granulares;
- Verificar qual a influência das variáveis envolvidas no processo de instalação em relação à capacidade de ancoragem das estacas ensaiadas;
- Comparar os resultados desta pesquisa com os resultados obtidos em pesquisas anteriores.

1.5 Estrutura da dissertação

Esta dissertação é constituída de cinco capítulos, os quais são: introdução, revisão bibliográfica, programa experimental, resultados e discussões e conclusões.

No capítulo 2 apresenta a revisão bibliográfica que consiste na fundamentação teórica a qual serve como base para o presente estudo. Nele é feita uma apresentação de alguns métodos de ancoragem de estruturas flutuantes existentes, assim como considerações sobre a estaca torpedo. Também são abordados os temas referentes à fluidização de solos arenosos, seus conceitos hidrodinâmicos e suas aplicações na engenharia de fundações. Além disso, também se apresentam assuntos referentes à resistência ao arrancamento de estacas em solos não fluidizados e fluidizados, assim como os conceitos sobre provas de cargas de tração e as curvas carga *versus* deslocamentos oriundos desses ensaios, abordando inclusive os dispositivos de normas técnicas nacionais.

No capítulo 3 é apresentado o programa experimental desta pesquisa, no qual são descritos os materiais e os métodos utilizados nos ensaios de instalação dos modelos por fluidização e de capacidade de ancoragem (prova de carga à tração). Também são descritos os ensaios necessários à caracterização geotécnica do solo do campo experimental, no qual os modelos foram instalados.

O capítulo 4 descreve os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica do solo de campo. São apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de penetração por fluidização do solo e os resultados dos ensaios de capacidade de ancoragem das estacas. Também se apresenta a comparação desses resultados com pesquisas anteriores. Neste capítulo se discorre sobre o comportamento presumido das estacas em modelo reduzido com base em pesquisas anteriores realizados por outros autores.

Por fim, o capítulo 5 discorre sobre as principais conclusões obtidas a partir da interpretação dos dados oriundos dos testes. Também são apresentadas sugestões para pesquisas futuras.

2 | Revisão Bibliográfica

2.1 Considerações Iniciais

Este capítulo tem como objetivo a apresentação de sistemas de ancoragem de estruturas *offshore*, com ênfase na estaca torpedo, que é o objeto deste estudo. Também são retratados os principais temas envolvidos nesta pesquisa.

Para isso, apresenta-se primeiramente o histórico da exploração de petróleo no Brasil, que aborda desde os primeiros passos referentes à extração e produção, até eventos mais recentes com a descoberta do pré-sal.

São revisados os conceitos de fluidização de solos granulares sob os aspectos inerentes a esta pesquisa, como hidrojateamento como jatos verticais de água e fluidização na engenharia de fundações e ancoragem *offshore*, no que diz respeito à instalação das âncoras torpedo. Além são apresentados conceitos sobre resistência ao arrancamento (principal esforço quando se trata de capacidade de ancoragem) em solos não fluidizados e em solos fluidizados.

2.2 Histórico do petróleo no Brasil

Segundo Canelas (2007), o petróleo no Brasil foi encontrado em 1839 na cidade de Lobato, Bahia, porém apenas no final década de 1940 é que o debate sobre o tema ganhou maior interesse, quando se optou pela adoção do regime de monopólio estatal, devido à incapacidade do empresariado brasileiro em suprir o capital necessário a um empreendimento deste porte. Então, com Lei 2004, de 3 de outubro de 1953, foi criada a Petróleo Brasileiro S.A., a PETROBRAS, quando o consumo diário de hidrocarbonetos do Brasil era de 170 mil barris, quase todos importados na forma de derivados, dado que a produção nacional de óleo cru totalizava apenas 2,7 mil barris por dia.

Impulsionado pelo crescimento médio anual do Produto Interno Bruto a taxas superiores a 10% ao ano, em função do “Milagre Brasileiro” (1968-1973), o consumo de derivados de petróleo duplicou no início dos anos 70. As constantes decepções na exploração em terra incentivaram um avanço em direção à exploração *offshore*; todavia, em função dos riscos e incertezas inerentes a esta “modalidade” de exploração e produção de petróleo, tal direcionamento foi retardado, até o evento dos choques da OPEP (Organização dos Países Exportadores de Petróleo) (Canelas, 2007).

A exploração de petróleo *offshore* no Brasil teve início em 1968, no Campo de Guaricema, na Bacia de Sergipe, por meio de uma plataforma rígida. Mesmo com a descoberta de novos campos, a atividade *offshore* tinha pouca relevância dentro da PETROBRAS, uma vez que a importação do petróleo era muito mais barata, o que, consequentemente, travava o crescimento do volume de petróleo produzido nacionalmente (Ortiz Neto & Shima, 2008).

Quando do primeiro choque da OPEP, em 1973, o Brasil importava 80% do óleo consumido. O aumento intenso nos preços do petróleo e o impacto nas contas

externas e estabilidade econômica do país foram os impulsionadores para que a PETROBRAS aumentasse os esforços na produção de petróleo, sobretudo em região *offshore*, pois o preço alto tornava a atividade economicamente viável (Canelas, 2007). Em 1974, em meio à crise do petróleo, foi descoberta a Bacia de Campos, situada nas costas do Rio de Janeiro e Espírito Santo, e em pouco tempo seria responsável por 80% da produção de petróleo nacional.

A segunda crise do petróleo (segundo choque da OPEP), em 1979, quando PETROBRAS já atuava cada vez em águas mais profundas, foi um ponto de inflexão do setor petrolífero do Brasil, quando a Petróleo Brasileiro S.A. passou a ser uma das líderes mundiais em exploração e petróleo em águas profundas tanto em profundidade de fronteira, quanto em volume de produção.

Segundo Lima (2003), no Brasil grande parte das reservas petrolíferas não se encontra em terra, mas sim em alto mar, onde estão aproximadamente 90% das reservas provadas de petróleo. Mais de 70% destas reservas estão localizadas em águas profundas (300 a 1500 m) e ultra profundas (>1500 m).

Em abril de 2006, com a inauguração da plataforma P-50 na Bacia de campos o Brasil passou a ser autossuficiente em petróleo e que a partir dali o objetivo seria a manutenção dessa autossuficiência, o que requeria a descoberta de novas reservas petróleo (Riccomini *et al.*, 2012).

Em 2006 foi feita a primeira descoberta comercial do pré-sal no Brasil pela PETROBRAS, e em 2008 o primeiro óleo foi extraído no campo de Jubarte. Para Riccomini *et al.* (2012), a exploração dessas reservas encontra grandes desafios, como a profundidade da lâmina d'água e a espessura de coluna de rochas a serem atravessadas. Em especial, destaca-se o campo de Tupi, na porção central da Bacia de Santos, a cerca de 280 km da costa do estado do Rio de Janeiro, na qual a exploração se dá em lâmina d'água de 2140 m (Henriques *et al.*, 2010).

2.3 Tipos de ancoragem

Para a exploração de petróleo *offshore*, em água profundas e ultra profundas, são necessários diversos equipamentos e estruturas especiais que necessitam ser fixadas ou ancoradas no leito marinho como *risers*, plataformas semissubmersíveis (FPS – *floating production system*), plataformas FPSO (*floating, production, storage and offloading vessels*), também conhecida como “navio plataforma”, plataformas fixas, FPSO monocolunas, plataformas de pernas tensionadas (TLP – *tension-leg platforms*) e plataformas auto eleváveis. As figuras 2.1 e 2.2 trazem ilustrações de alguns tipos de plataformas de extração e produção de petróleo.



Figura 2.1: Tipos de plataformas de petróleo (*site* PETROBRAS).



Figura 2.2: Tipos de plataformas de petróleo (*site* PETROBRAS).

Entre as plataformas apresentadas nas figuras 2.1 e 2.2, existem as plataformas com estruturas fixas (plataformas fixas e auto eleváveis) e plataformas com estrutura flutuantes (FPSO, TLP e Semissubmersíveis) fixadas no fundo do mar através de linhas de ancoragem. De acordo com Lima (2006), à medida que foram sendo descobertos novos reservatórios de petróleo em lâminas d'água mais profundas (500 m a 1000 m), observou-se que a frequência natural das plataformas de estrutura fixa se aproximava perigosamente da frequência de excitação causada pelas ondas. Isto poderia fazer com que o sistema sofresse amplificações dinâmicas excessivas em sua resposta, podendo até mesmo, caso não houvesse amortecimento, entrar em ressonância ocasionando um

desastre de grandes proporções. Para evitar-se este problema seria necessário construir uma estrutura muito rígida, o que se mostrou economicamente inviável. Desta forma, para driblar este problema, foram introduzidos os sistemas flutuantes ancorados no fundo do mar por cabos (Lima, 2006).

Para fixação destes sistemas flutuantes são necessárias as chamadas linhas de ancoragem, ou linhas de amarração, as quais podem ser configuradas através de linhas catenárias, ou com a utilização de linhas mais curtas e retesadas chamadas *taut-leg*. O sistema de catenárias tem como função transmitir as cargas horizontalmente para as âncoras. Conforme Kunitaki (2006), uma das vantagens da utilização de linhas catenárias é de que não existe a necessidade da utilização de âncoras, e o próprio atrito gerado pelo contato do trecho horizontal da catenária com o solo, já é capaz de absorver as solicitações de carregamento, não solicitando as âncoras em condições normais de operação. O grande problema da utilização desse sistema é necessidade de grandes comprimentos de cabos, podendo chegar a 3 vezes a altura da lâmina d'água (Kunitaki, 2006; Costa, 2008).

Fernandes *et al.* (2011) mencionam que para unidades grandes como as FPSO, que podem deslocar até 300.000 m³ (medida de porte da embarcação), podem ser necessárias até 24 linhas de ancoragem, isso pode gerar um congestionamento do fundo do mar quando se tem unidade de produção de exploração próximas. Já a *taut-leg* é um sistema de fixação com raios curtos, que ajuda a resolver o problema de congestionamento do leito. Neste tipo de ancoragem, a linha se encontra mais retesada, com um ângulo de topo de aproximadamente 45° com a vertical, tendo assim uma projeção horizontal menor, na qual o raio de ancoragem se aproxima da profundidade da lâmina d'água (Kunitaki, 2006; Costa, 2008; Seckler, 2011). No entanto este tipo de ancoragem transmite esforços verticais para as âncoras, as quais devem ser projetadas para suportar tais cargas. A figura 2.3 demonstra os tipos de linhas de ancoragem – catenária e *taut-leg*.

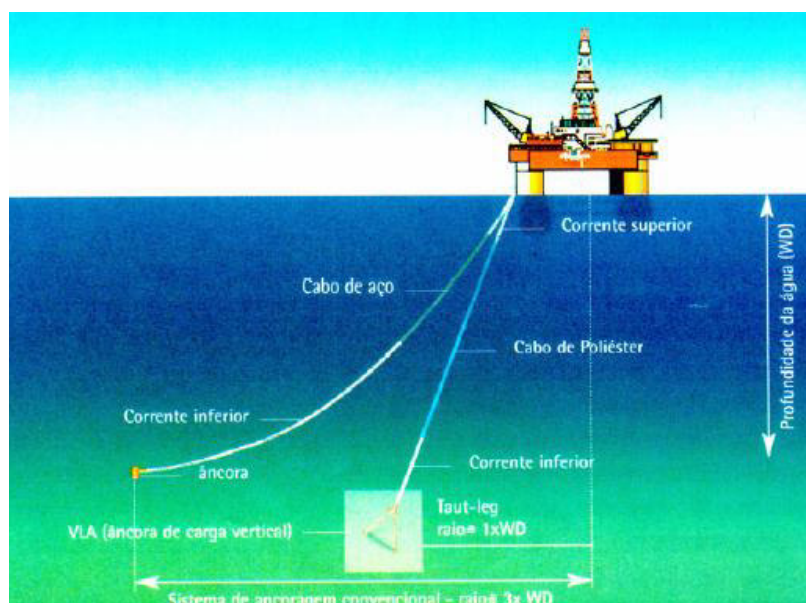


Figura 2.3: Exemplo de ancoragem convencional (Catenária) e ancoragem tipo *Taut-Leg* (Kunitaki, 2006).

Para que os sistemas de fixação, ou de ancoragem, sejam eficientes, naturalmente se faz necessária a adoção do tipo de âncora apropriado. Âncoras VLA, estacas de sucção (*suction caissons*) e âncoras de penetração dinâmicas (entre elas a estaca torpedo) possibilitam a fixação pelo sistema *taut-leg*, já âncoras convencionais não comportam este sistema, e são utilizadas apenas quando se tem um sistema de catenária. Desta forma, alguns tipos de âncoras *offshore* são apresentados a seguir.

2.3.1 Âncoras convencionais

As âncoras convencionais são instaladas por arrasto com a utilização de uma embarcação que é responsável por lançar e puxar a âncora. É formada por uma haste, que fornece o ângulo de ataque para o seu enterramento no solo; de uma garra, que serve para mobilizar a capacidade de carga do solo; de um cepo, que impede a rotação da mesma após seu enterramento no leito marinho e uma coroa, que é responsável pela rigidez da âncora (Kunitaki, 2006). Um exemplo desse tipo de âncora pode ser visto na figura 2.4.

Segundo Bezerra (2017), as âncoras convencionais são utilizadas em linhas de ancoragem por catenária de peso, devido ao fato dessas âncoras não resistirem às componentes de cargas verticais.

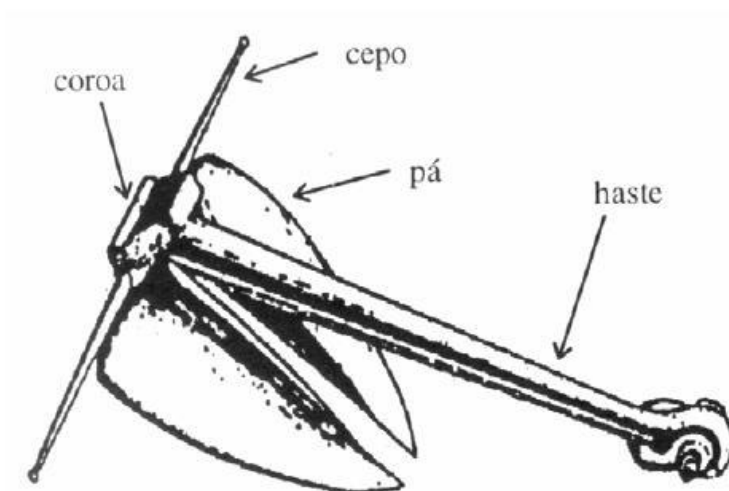


Figura 2.4: Âncora convencional (Kunitaki, 2006).

2.3.2 Estacas de Sucção

As estacas de sucção são cilindros metálicos abertos no fundo e fechados no topo, com relação altura/diâmetro 3 e 6 (Bezerra, 2017). Conforme Andersen *et al.* (2005), para este tipo de âncora a relação entre o comprimento e o diâmetro é geralmente menor ou igual a 6, e a linha de ancoragem é fixada na lateral do caixão.

O sistema de instalação consiste em remover a água do interior da estaca através de bombeamento, gerando uma pressão negativa no interior do cilindro. A pressão de

água externa e o peso próprio fazem com que esta estaca seja cravada no solo. Segundo Randolph *et al.* (2011), estes elementos são as âncoras mais utilizadas para fixar unidades flutuantes em águas profundas.

Esse sistema permite que a carga da linha de ancoragem seja aplicada em qualquer ângulo, e são muito utilizadas em ancoragens de linhas tipo *taut-leg*, na qual os ângulos de carregamento estão entre 30° e 50° (Bezerra, 2017). A figura 2.5 ilustra um exemplo de estacas de sucção.



Figura 2.5: Exemplo de estaca de sucção (Randolph *et al.*, 2005).

2.3.3 Âncoras de carga vertical (VLA)

A figura 2.6 apresenta dois tipos de âncoras do tipo VLA. Estas âncoras, cujo nome deriva da sigla em inglês para *Vertically Loaded Anchor*, são um tipo de âncora que pode suportar o carregamento vertical, além do horizontal. Esta característica é devida a sua geometria que penetra no solo quando instalada através do arrasto (Aguar, 2007). A instalação destas âncoras é feita com o auxílio de embarcações, a VLA é puxada até que seja atingida a carga prevista de instalação, então, a direção de carregamento é mudada com o auxílio de seus cabos, tornando-se perpendicular à placa.

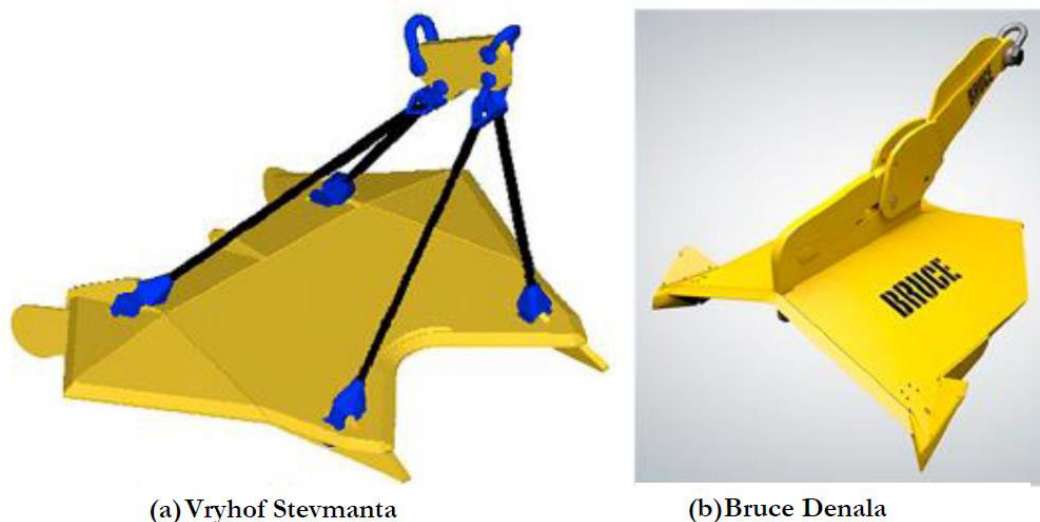


Figura 2.6: Dois tipos de âncoras VLA (*Vertical Load Anchor*): (a) Vryhof Stevmanta; e (b) Bruce Denala (Yang *et al.*, 2019).

2.3.4 Suction embedded plate anchor (SEPLA)

As âncoras SEPLA são instaladas de forma semelhantes às estacas de sucção, no qual um caixão guia leva a âncora até a profundidade de projeto e posteriormente é recuperado para reutilização (Randolph *et al.*, 2011). Sua ancoragem incorpora as vantagens de um caixão de sucção convencional, a saber: métodos de instalação comprovados juntamente com posição conhecida e profundidade de penetração; juntamente com os benefícios de uma âncora carregada verticalmente (VLA): baixo custo e eficiência geotécnica (Wilde *et al.*, 2001). A figura 2.7 mostra um exemplo de SEPLA

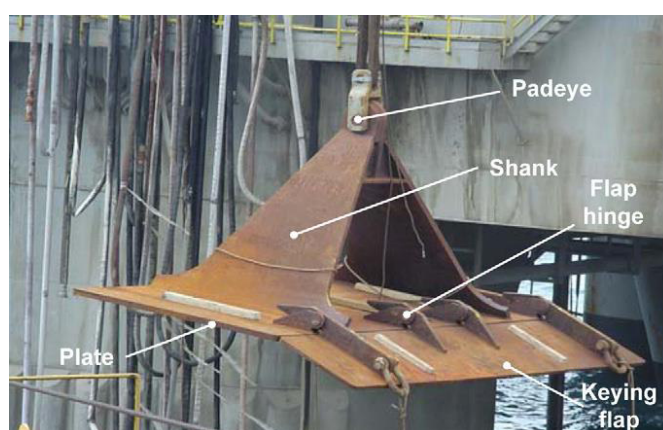


Figura 2.7: Exemplo de típico de SEPLA (*Suction Embedded Plate Anchor*) (Randolph *et al.*, 2011).

2.3.5 Âncoras de penetração dinâmica

Segundo Richardson *et al.* (2009), âncoras de penetração dinâmica foram desenvolvidas como uma alternativa econômica para fixação de estruturas *offshore* em águas profundas, como exemplo se pode citar dois tipos: estaca torpedo e âncoras de penetração profunda. Elas têm formato semelhante a um foguete, geralmente com 12 a 15 m de comprimento e 0,80 a 1,20 m de diâmetro, com um peso entre 500 e 1000 kN, e podem apresentar até quatro aletas (Randolph *et al.*, 2011), e são instaladas no leito marinho por queda livre usando o peso próprio como energia de cravação (Aguiar *et al.*, 2009; Randolph *et al.*, 2011; Wang *et al.*, 2016).

Âncoras de penetração dinâmica começaram a ser utilizadas no início dos anos 2000, com destaque para as estacas torpedo, que foram utilizadas inicialmente na Bacia de Campos (Medeiros, 2001, 2002). Um conceito similar também foi usado em águas europeias (Liang *et al.* 2009, 2010) e no Golfo do México (Zimmerman *et al.*, 2009). A figura 2.8 apresenta dois tipos de âncoras de penetração dinâmica.

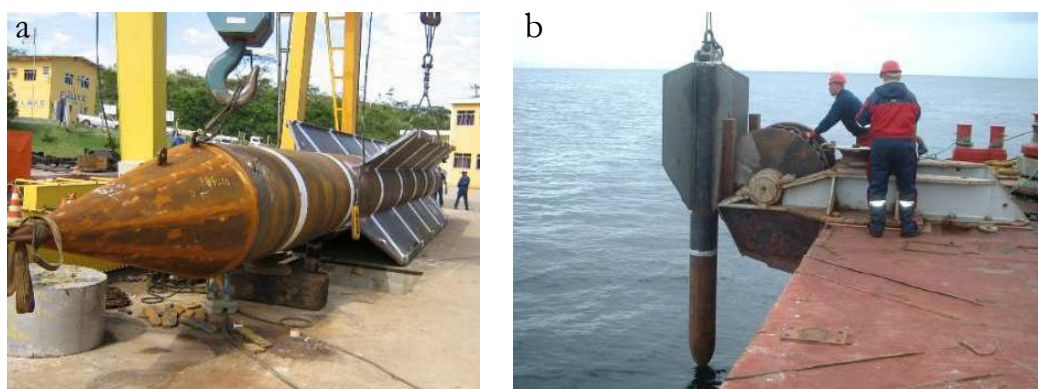


Figura 2.8: Âncoras de penetração dinâmica: (a) estaca torpedo e (b) DPA (*deep penetrating anchor*).

2.4 Estaca torpedo

A PETROBRAS desenvolveu a estaca torpedo, um tipo de âncora de penetração dinâmica, dentro de um cenário de aumento da profundidade de exploração de petróleo em alto mar, com a finalidade de diminuir o custo de instalação e otimizar a capacidade de ancoragem. Segundo Lavieri (2011), entre os 20 projetos instituídos junto ao PROCAP 2000 (programa para operação de sistemas de produção de óleo e gás em lâminas d'água de 2000 metros), entre 1993 e 1999, estava o desenvolvimento das estacas torpedo. Desta forma, essa âncora é uma tecnologia brasileira, desenvolvida pela PETROBRAS, para a ancoragem de estruturas flutuantes e foi patenteada em 2003 – patente BR PI0305833 6 – (Camargo, 2020).

Este tipo de âncora é uma estaca de aço tubular de ponta fechada com geometria cônica, conforme pode ser visto na figura 2.9, preenchida com concreto, aço ou chumbo, cuja dosagem é efetuada com o objetivo de atingir a maior massa específica possível (Medeiros, 2002; Kunitaki, 2006; Costa, 2008; Kawasaki, Aguiar *et al.*, 2009;

Fernandes *et al.*, 2011; Randolph *et al.*, 2011; Seckler, 2011; Fernandes *et al.*, 2014; e Wang *et al.*, 2016 e Bezerra, 2017). Em geral, seu comprimento é cerca de 10 vezes o seu diâmetro, apresentando basicamente o comportamento de um corpo rígido (Costa, 2008). Sua instalação feita por queda livre, se posicionando o torpedo a uma altura previamente determina em relação ao fundo e liberando para que, através de seu peso próprio, ganhe energia cinética suficiente para que penetre no solo. As estacas torpedo podem ter aletas ou não, dependendo do tipo de utilização, de acordo com Kunitaki (2006), estas aletas aumentam a resistência da estaca, pois aumenta a área de contato entre a estaca e o solo, no entanto, segundo Bezerra (2017), estas aletas diminuem a profundidade de instalação quando cravadas no solo, em comparação com estacas sem aletas.



Figura 2.9: Exemplo de estaca (âncora) torpedo (COPPE/UFRJ).

A redução nos custos foi um dos motivadores para implementação das estacas torpedo, e seu projeto acabou cumprindo este papel, uma vez que tanto o processo de fabricação, quanto o sistema de instalação destes elementos de ancoragem são bastante simples. Além disso, segundo Kunitaki (2006), estas estacas não sofrem influência significativa do aumento da lâmina d'água na qual o sistema é instalado, o que possibilita a instalação das mesmas em águas ultraprofundas sem necessitar de equipamentos submarinos especiais ou embarcações de apoio de grande porte, mantendo assim o baixo custo de instalação inclusive nestas condições. Outra vantagem é que essas âncoras têm a capacidade de resistirem a cargas verticais de arrancamento, sendo apropriadas para utilização em sistemas *taut-leg*, diminuindo o custo com linhas de ancoragem, assim como problemas de congestionamento do leito marinho.

Inicialmente estes dispositivos foram empregados na ancoragem de *risers* flexíveis (Medeiros, 2002; Aguiar, 2007; Costa, 2008, Lavieri, 2011). Ainda, de acordo com Lavieri (2011), apenas em 2001 foi certificado o projeto de uma estaca torpedo para

ancoragem de uma plataforma de perfuração em grande profundidade, que por sua vez, começou a operar em 2002. Atualmente essas âncoras são utilizadas pela PETROBRAS para fixar unidades de produção de petróleo realmente grandes (FPSO e semissubmersíveis) com menores ângulos de ancoragem (Fernandes *et al.*, 2011; e Randolph *et al.*, 2011).

No Brasil, a estaca torpedo é predominante instalada em águas profundas, onde o leito marinho é predominantemente argiloso (Mastrangelo *et al.*, 2003; Kunitaki, 2006; Henriques Jr. *et al.*, 2010). A utilização da estaca torpedo em leitos arenosos, porém, apresenta risco de permanecer com parte do fuste exposto ou de não penetrar a uma profundidade satisfatória, para atender requisitos de capacidade de carga, quando comparada a sua aplicação em leitos argilosos (Passini, 2015).

2.4.1 Instalação e profundidade de penetração

A instalação desse equipamento é feita por queda livre, cujo procedimento consiste em liberá-lo de uma altura, em relação ao leito marinho, suficiente para que atinja a velocidade máxima (velocidade terminal) que desenvolva energia cinética suficiente para que a estaca penetre no solo à profundidade desejada. A altura de queda na instalação é tipicamente 100 m e a estaca pode penetrar no solo até três vezes o seu comprimento (Fernandes *et al.*, 2005; Silva *et al.*, 2008; Fernandes *et al.*, 2011; Randolph *et al.*, 2011 e Fernandes *et al.*, 2014). A figura 2.10 representa o sistema de instalação da âncora torpedo.

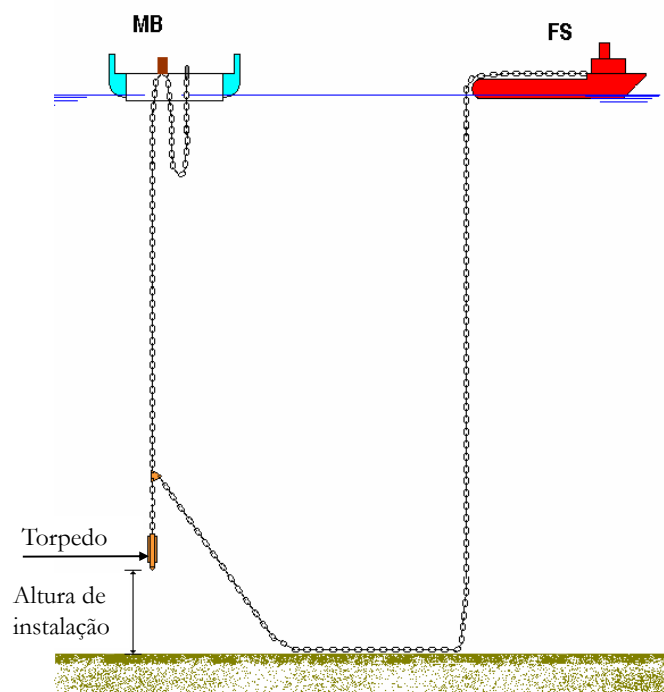


Figura 2.10: Sistema de instalação da estaca torpedo (adaptado de Fernandes *et al.*, 2006).

A ancora torpedo deve alcançar o solo na posição vertical para maximizar a sua capacidade de ancoragem em todas as direções e estaca se torna inútil quando instalada com um ângulo de 30° com a vertical. Desta forma a estabilidade direcional durante a

instalações é fundamental (Fernandes *et al.*, 2011 e 2014). Em testes realizados em centrífuga, o autor identificou a instabilidade da estaca torpedo original, a qual penetrava inclinada. O problema foi corrigido com o deslocamento do centro de gravidade para baixo com a adição de lastro de chumbo ou concreto, no entanto em função do alto custo destes materiais, propôs-se uma solução hidrodinâmica, de acordo com Fernandes *et al.* (2003, 2004 e 2005). Tal solução foi a adição de aletas, que culminou com a criação da estaca torpedo T100, no entanto estes elementos novos podem dificultar a penetração do elemento no solo marinho (Fernandes *et al.*, 2014).

Segundo O'Loughlin *et al.* (2004 e 2009), as estacas torpedo podem penetrar em solo coesivo de 2 a 3 vezes o seu comprimento, para velocidades de impacto de aproximadamente 30 m/s.

Silva (2008) informa, a partir de dados do CENPES/PETROBRAS, que para estacas torpedo T98 aletada, com 15 m de comprimento, 1,067 m de diâmetro e massa ao ar de 10 toneladas, posicionadas a 170 m e velocidade de impacto de 27 m/s, a penetração foi de 35 m, para solo coesivo. Para solo não coesivo foi utilizada a estaca T62 sem aletas, com 12 m de comprimento, massa de 6,3 toneladas e diâmetro de 1,067 m, para a qual a penetração foi igual ao comprimento da estaca. Além disso, para solos arenosos dos campos de Albacora e Corvina, Medeiros (2002) relata a penetração de 15 m no solo marinho composto por areia calcárea. A estaca torpedo testada tinha 0,76 m de diâmetro, 12 m de comprimento e peso ao ar de 400 kN.

Para a previsão da profundidade de instalação dessas âncoras, Kunitaki (2006) baseou o seu modelo de previsão de profundidade de instalação, baseado no movimento de penetrômetro de queda livre, aplicando o modelo de True. A autora considera que a alta complexidade de sistemas *offshore* requerem técnicas numéricas avançadas, como o Método dos Elementos Finitos, e que mesmo sendo tratado de forma determinística, envolvem um grau de incerteza considerável, pois os problemas de engenharia contêm informações envolvendo incertezas de natureza aleatória, a exemplo dos parâmetros do solo. Outro problema é que em locais *offshore* o custo de extração de amostras do solo pode ser muito elevado, o que as vezes leva à utilização de dados de outros locais para estimar ou extrapolar os valores dos parâmetros do solo. Isto pode afetar a eficácia do projeto, inclusive em relação à penetração da estaca.

Silva (2008) propõe um amortecimento gerado pelo solo a partir do modelo de Smith (1960), o qual se mostrou adequado, tanto para solos granulares, quanto para solos coesivos. No entanto os valores de amortecimento lateral e de ponta sugeridos por Smith não se mostraram adequados, uma vez que as penetrações calculadas foram inferiores às penetrações medidas.

2.4.2 Capacidade de carga

De acordo com Lavieri (2011), a capacidade de fixação da âncora depende especialmente da profundidade de instalação, a qual depende de características do solo e da velocidade de queda da estaca ao atingir o solo, assim como do que chama de “atitude da estaca” após sua acomodação no solo, a qual é caracterizada pela inclinação, ângulo de inclinação com a vertical e rotação própria. Henriques *et al.* (2010),

mencionam que além do ângulo de inclinação e da profundidade de instalação, a capacidade de ancoragem das estacas torpedo está condicionada à resistência não-drenada do solo, às cargas de ancoragem e ao ângulo de inclinação da amarra.

Devido à complexidade da determinação da capacidade de carga, esta pode ser estimada através de ferramentas numéricas, capazes de simular a geometria, condições de contorno e modelos constitutivos dos materiais envolvidos (Henriques *et al.*, 2010). Costa (2008), menciona a existência de quatro tipos de abordagem numérica podem ser encontradas na literatura: (i) formulação analítica proposta pela API-RP-2A (2005), usualmente empregada no cálculo da resistência ao arrancamento; (ii) através do método dos elementos finitos (MEF) simulando a estaca através de pórticos tridimensionais e o solo através de molas não-lineares propostas na API-RP-2A(2005) ; (iii) através do método dos elementos finitos (MEF) utilizando elementos planos axissimétricos para a simulação tanto da estaca quanto do maciço do solo; e (iv) através do método dos elementos finitos (MEF) empregando elementos sólidos tridimensionais que viabilizam a simulação de estacas com qualquer geometria e também sem qualquer simetria no carregamento aplicado.

A capacidade de carga última para estacas (Q_d), segundo a API-RP-2A, pode ser calculada conforme a equação 2.1 (equação do equilíbrio limite para fundações em estacas):

$$Q_d = Q_f + Q_p = f_s A_s + q A_p \quad (2.1)$$

onde Q_f é a resistência lateral (kN), Q_p é a resistência de ponta (kN), f_s é a capacidade de atrito lateral unitária (kPa), A_s é a área da superfície lateral da estaca (m²), q é a capacidade de ponta unitária (kPa) e A_p é a área da seção transversal da ponta estaca (m²).

Ainda, segundo Lutenegeger (1994) e Passini (2015), pode ser reescrito conforme a equação 2.3, a qual se assemelha à teoria do equilíbrio limite.

$$f_s = K_s \sigma'_v \tan \delta \quad (2.3)$$

onde K_s é o coeficiente de empuxo lateral de serviço do solo, σ'_v é a tensão efetiva do solo na profundidade em questão e δ é o ângulo de atrito na interface solo-estaca.

De acordo com Sagrilo *et al.* (2010), os métodos tradicionais propostos pela API (2005) muitas vezes não podem ser empregados diretamente para estimar a capacidade de ancoragem final dessas âncoras, devido ao seu formato de "foguetes", a posição da carga e a inclinação da estaca no solo, e que os procedimentos numéricos baseados no método dos elementos finitos, propostos por Brandão *et al* (2006) e Aguiar *et al.* (2009) demonstraram boa correlação com testes experimentais realizados pela PETROBRAS.

Aguiar (2007) concluiu que o método dos elementos finitos apresentou resultados bastante coerentes com a metodologia clássica no que diz respeito aos deslocamentos ao longo da estaca depois de ajustes no módulo de elasticidade e que, para análise estacas torpedo por tal metodologia, devem ser realizados ensaios para a determinação de outras curvas P-Y (carregamento lateral) específicas para este caso.

Stracke (2012) e Passini (2015) analisaram a capacidade de ancoragem de estacas torpedo com o foco no coeficiente de empuxo lateral de serviço do solo, em que se fez retroanálise a partir dos resultados obtidos nos ensaios de capacidade de ancoragem das estacas em modelos reduzidos, com a utilização da equação do equilíbrio limite (equações 2.1 e 2.3), e o K_s encontrado foi respectivamente de 0,72 e 0,1 sendo este último para ensaios realizados entre 0 e 4h após a instalação. Ainda, segundo Passini (2015), a Petrobras considera a resistência de topo na capacidade de carga ao arrancamento de estacas torpedos. Wang *et al.* (2018) verificaram a capacidade de ancoragem de estacas torpedo reduzidas em solos coesivos, com a utilização de centrífuga. Os autores identificaram que existe uma acentuada redução na resistência quando o topo das estacas emerge na superfície, o que indica uma resistência oferecida pelo topo das estacas, dada pelo peso de solo acima delas – a figura 2.11 mostra esse fenômeno.

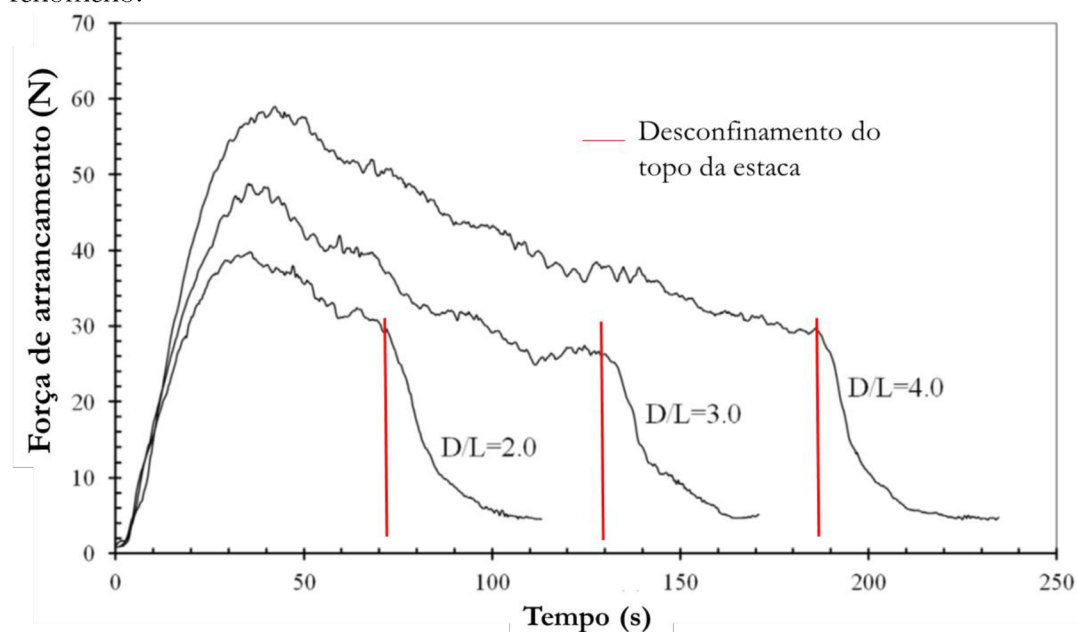


Figura 2.11: Curvas carga *versus* tempo (adaptado de Wang *et al.*, 2018).

A proporção entre as contribuições de resistência por atrito lateral e topo parece não estar pacificada, desta forma, a relação entre a capacidade de ancoragem e o peso da estaca torpedo (Q_a/W), analisada por Stracke (2012), se torna um parâmetro conveniente na previsão de capacidade de ancoragem. Medeiros (2002) relata a instalação de estacas torpedo em tamanho real, com diâmetro igual a 42" (1070 mm) e 12 m de comprimento instalada e peso igual a 620 kN, na Bacia de Campo em solo coesivo normalmente consolidado. Os ensaios de arrancamento para a verificação da capacidade de ancoragem resultaram em uma relação Q_a/W de 1,29 imediatamente após a instalação e 2,65 com 10 dias de *setup*. O'loughlin *et al.* (2004) relatam uma relação Q_a/W de 3 a 5 para âncoras de penetração dinâmicas (mesmo método de instalação das estacas torpedo) em ensaios realizados em centrífuga. O valor médio de 3,3, para essa mesma relação, foi encontrado por Stracke (2012) para estacas instaladas

com a fluidização do solo, podendo chegar à 15, com a injeção de nata de cimento logo após a instalação.

2.5 Fluidização do Solo

No contexto da presente pesquisa, será verificada a instalação de estacas através da fluidização do solo, com a aplicação de jatos circulares verticais de água. O intuito é eliminar ou diminuir sua resistência do solo, e permitir que penetrem no solo pela ação do peso próprio. Este processo de eliminação, ou diminuição, da resistência do solo através da aplicação de jatos de água circulares em solos granulares chama-se fluidização. Nesta seção serão tratados os conceitos hidrodinâmicos que estão associados à fluidização, o conceito da velocidade mínima de fluidização, e fluidização com jatos verticais em solos granulares.

2.5.1 Conceitos de Hidrodinâmicos

Ao longo do tempo diversos autores pesquisaram sobre a aplicação de jatos verticais de água na superfície como forma de erodir ou fluidizar solos granulares Rouse (1940), Niven & Khalili (1998a), Niven & Khalili (1998b), Aderibigbe & Rajaratnam (1996) e Rajaratnam e Mazurek (2003), e mais recentemente Chakravarti (2013), Alsaydalani & Calyton (2014), Weegnaar *et al.* (2015), Wang *et al.* (2017) e Van Bang *et al.* (2022). Outros autores pesquisaram recentemente os efeitos do impacto de jatos de água em leitos coesivos como Dong *et al.* (2019), Wang & Song (2019), Lourenço *et al.* (2020), Camargo (2020), Wang *et al.* (2021), e Liu *et al.* (2022).

A fluidização do solo é alcançada quando um fluxo de água ascendente é capaz de gerar uma força de arrasto que suspenda as partículas do solo (Leva, 1959; Kunii & Levenspiel). Com isso, parâmetros hidrodinâmicos como o número de Reynolds (Re), Número de Froude (Fr), força de arrasto hidrodinâmica (F_D) e Lei de Darcy são importantes para que se entenda este processo.

A zona fluidizada é identificada visualmente e formada por uma mistura de fluido e partículas de solo em suspensão. Nessa zona a estrutura original do solo é invariavelmente alterada após a fluidização, conforme Bahsi *et al.* (2010). Desta forma, o fenômeno da fluidização pode ser considerada um fluxo bifásico, no caso tratado aqui, formado por água e as partículas (grãos) do solo que está sendo transportado verticalmente. Sendo assim, a revisão de alguns conceitos de hidrodinâmica é importante para entender o fenômeno.

Lei de Darcy

Em 1850, através de experimentos em solos granulares, Darcy identificou que a permeabilidade do material (k), assim como o gradiente hidráulico (i) estão diretamente relacionados à vazão que flui através do meio poroso, conforme equação 2.4:

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

onde Q é a vazão que percola o meio poroso, A é a área por onde o fluido escoar, k é o coeficiente de permeabilidade do solo e i é o gradiente hidráulico ($\Delta h/L$ – perda de carga por unidade de comprimento).

O processo de fluidização está diretamente relacionado com a Lei de Darcy, como sua superfície específica e a superfície específica da partícula, porosidade e espessura, com e sem fluxo, além das propriedades do fluido, da velocidade do fluxo e do regime de escoamento (Passini, 2015). No momento em que o solo começa a se liquefazer, ou seja, se inicia o processo de fluidização, o gradiente hidráulico é chamado de gradiente hidráulico crítico (i_{crit}), e é dado por:

$$i_{crit} = \frac{\gamma_{sub}}{\gamma_w} \quad (2.5)$$

onde γ_{sub} é o peso específico submerso do solo e γ_w é o peso específico da água.

Número de Froude

O número de Froude (Fr) é um adimensional que representa uma relação entre as forças gravitacionais e as inerciais e gravitacionais de um escoamento. Este índice sempre será importante em problemas envolvendo fluxos de superfície onde a gravidade seja o principal fator deste fluxo (Munson *et al.*, 2013). Seu nome foi dado em homenagem a William Froude (1810-1879), um engenheiro, matemático e arquiteto naval britânico, quem foi pioneiro no uso de tanque-reboque para o estudo de projeto de navios.

$$Fr = \frac{U}{\sqrt{Lg}} \quad (2.6)$$

onde U é a velocidade do fluido, L é o comprimento característico e g é a aceleração da gravidade.

Para o estado de fluidização do solo, é comum a utilização do número de Froude da partícula (Fr_p), ou número densimétrico de Froude, determinado de acordo com a equação 2.7:

$$Fr_p = \frac{U}{\sqrt{d_p \left(\frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \right) g}} \quad (2.7)$$

onde d_p é o diâmetro médio das partículas, ρ_s é a massa específica dos sólidos (partícula) do solo e ρ_f é a massa específica do fluido.

Número de Reynolds

O fluxo de um fluido em um tubo pode ser um fluxo laminar ou pode ser um fluxo turbulento. Osborne Reynolds, um cientista e matemático britânico, foi o primeiro a distinguir a diferença entre essas duas classificações de fluxo. O número de Reynolds (Re), mencionado pela primeira vez por Osborne Reynolds em 1883, é a combinação adimensional de algumas variáveis importantes no estudo de um fluxo viscoso (Munson *et al.*, 2013), expresso em função da massa específica do fluido (ρ_f), velocidade do fluxo (U), diâmetro do conduto (D) – quando se trata de fluxos internos – e viscosidade dinâmica do fluido (μ_f). Este adimensional expressa a relação entre as forças inerciais ($\rho_f U$) e as forças viscosas (μ_f), indicando se o fluxo é laminar (preponderância dos efeitos viscosos) ou turbulento (preponderância dos efeitos inerciais). No âmbito da fluidização é utilizado o conceito de número de Reynolds do jato (Re_j), conforme apresentado abaixo.

$$Re_j = \frac{\rho_f U_0 L}{\mu_f} = \frac{\rho_f U_0 d_j}{\mu_f} \quad (2.8)$$

onde U_0 é a velocidade de saída do jato e L é o diâmetro do jato, a qual pode ser considerada o diâmetro de um conduto ou diâmetro do jato (d_j).

Para fluxos externos atuantes sobre um corpo, tem-se o número de Reynolds da partícula (Re_p) que representa a forma (viscosa ou inercial) do fluxo que passa por este corpo. A determinação deste adimensional é dada pela equação 2.9, na qual se substitui o diâmetro do conduto (D) pelo diâmetro da partícula (d_p).

$$Re_p = \frac{\rho_f U_0 d_p}{\mu_f} \quad (2.9)$$

Força de Arrasto (F_D)

Quando um corpo se desloca através de um fluido gera consequentemente, interações entre o fluido e a superfície de contato deste corpo. O resultado desta interação (fluido-corpo) é o aparecimento de forças tanto na direção do fluxo, quanto na direção normal a ele. Estas forças são denominadas força de arrasto (na direção do fluxo) e força de sustentação (normal ao fluxo). O mesmo fenômeno pode ser observado quando existe um fluxo atuante na superfície de um objeto estacionário, como uma esfera dentro de fluxo de água, ou um pilar submerso de uma ponte. Estas forças são devidas à viscosidade do fluido, como mel, água e ar – fluidos newtonianos (Morison, 2013), e dependem das características do fluido, características do fluxo (vazão, velocidade etc.) e das características do objeto, como forma e área.

A força de arrasto está intimamente ligada ao número de Reynolds da partícula (Re_p) e é dada pela equação 2.10.

$$F_A = \frac{1}{2} \rho_f U^2 A C_D \quad (2.10)$$

onde F_A é a força de arrasto exercido pelo fluxo sob um determinado corpo, ρ_f é a massa específica do fluido, U é a velocidade do fluido, A é a área de projeção do corpo imerso no fluido e C_D é o coeficiente de arrasto, o qual está diretamente relacionado ao número de Reynolds, conforme figura 2.12.

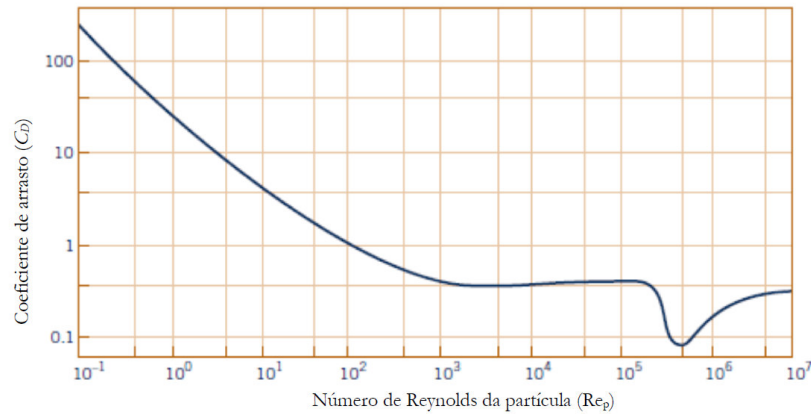


Figura 2.12: Coeficiente de arrasto (C_D) *versus* Número de Reynolds da partícula (Re_p) (adaptado de Munson *et al.*, 2013).

2.5.2 O conceito da velocidade mínima de fluidização

Como descrito em 2.2.1, a condição para que ocorra a fluidização é que a força de arrasto gerada pelo fluxo de água ascendente tenha magnitude tal, que consiga equilibrar o peso do grão de solo, fazendo com que estas partículas entrem em suspensão e liquefazendo o solo na região de alcance do jato. Em um solo particulado submerso, submetido a um fluxo ascendente, atuam na partícula a força de arrasto (F_A), força devida ao empuxo hidráulico ou força de suspensão (F_s) e força peso (P), resultando na seguinte equação 2.11 (Wen & Yu, 1966)

$$F_A = F_s + P \quad (2.11)$$

Segundo Kunii & Levenspiel (1969) e Alsaydalani & Clayton (2014), para uma determinada velocidade do jato, o arrasto apenas contrabalança o peso flutuante dos grãos, fenômeno classificado como fluidização incipiente ou fluidização mínima. Weisman *et al.* (1988) e Lennon *et al.* (1990), Alsaydalani & Clayton (2014), também relatam que a fluidização apenas ocorre após o jato atingir determinada pressão, velocidade ou vazão. Neste contexto, é possível concluir que se tenha uma velocidade mínima do fluxo ascendente, para que se inicie a fluidização do solo granular, velocidade para a qual a força de arrasto (F_A) se equaliza com o somatório das forças peso (P) e de suspensão (F_s). A essa velocidade se dá o nome de velocidade mínima de fluidização, que será apresentada na sequência.

Quando se tem um leito de solo submerso, além das forças de arrasto e o peso do grão do solo, atua também o empuxo gerado pelo fluido no qual o solo está

imerso, e tal fenômeno deve ser levado em conta no equilíbrio sistema. A equação 2.12 representa a perda de carga por unidade de comprimento em um leito poroso fluidizado, como a soma das perdas de carga viscosa e cinética.

A força de arrasto sobre as partículas sofre influência da porosidade do meio particulado e também do regime de escoamentos (laminar ou turbulento), além da forma da partícula (Wen & Yu, 1966 e Alsaydalani & Clayton, 2014). O fluxo de água no solo granular gera uma perda de carga ao longo do leito, quando a fluidização está em estágio inicial (fluidização incipiente).

A velocidade do escoamento no início da fluidização é chamada velocidade mínima de fluidização, a partir da qual se inicia o processo de expansão do leito (aumento do volume). A perda de carga ao longo do leito no estado de fluidização incipiente é calculada através das equação 2.12 (Wen & Yu, 1966), com o primeiro termo análogo ao gradiente hidráulico visto em 2.5.1.

$$\frac{\Delta P_{FN}}{L_{leito}} = (1 - \eta_{mf})(\rho_s - \rho_f)g \quad (2.12)$$

Segundo Ergun (1952), a perda de carga pode ser reescrita considerando o primeiro termo como as perdas de carga viscosa e o segundo termo como perda de carga cinética (equação 2.13).

$$\frac{\Delta P_{FN}}{L_{leito}} = \frac{150\mu_f U_{mf}}{\varphi_s^2 d_p^2} \frac{(1 - \eta_{mf})^2}{\eta_{mf}^3} + \frac{1,75\rho_f U_{mf}^2}{\varphi_s d_p} \frac{(1 - \eta_{mf})}{\eta_{mf}^3} \quad (2.13)$$

onde φ_s é o fator de forma das partículas, η_{mf} é a porosidade mínima necessária à fluidização, U_{mf} é a velocidade mínima de fluidização, μ_f é a viscosidade dinâmica do fluido, ρ_f é a massa específica do fluido e d_p é o diâmetro representativo da partícula do solo. Eliminado o segundo termo do lado direito da equação 2.13, que representa a perda de energia cinética, é possível identificar a proximidade com a Lei de Darcy.

Quando o regime é laminar, as perdas de carga cinéticas podem ser desprezadas devido à baixa velocidade do escoamento, o que resulta na equação 2.14, análoga à Lei de Darcy.

$$\frac{\Delta P_{FN}}{L_{leito}} = \frac{150\mu_f U_{mf}}{\varphi_s^2 d_p^2} \frac{(1 - \eta_{mf})^2}{\eta_{mf}^3} \quad (2.14)$$

Segundo Niven & Khalili (1998a), ao se igualar as equações 2.12 e 2.14 e desconsiderando a perda de carga cinética, Leva (1959) determinou a velocidade de fluidização no regime laminar (equação 2.15), a qual é válida para partículas com diâmetro inferior a 0,6 mm e Re_p inferior a 20.

$$U_{mf_{lam}} = \frac{d_p^2(\rho_s - \rho_f)g}{150\mu_f} \frac{\varphi_s^2 \eta_{mf}^3}{1 - \eta_{mf}} \quad (2.15)$$

Os fatores que devem ser considerados no estudo de fluxo através de leitos particulados são vazão, viscosidade e densidade do fluido, e também as variáveis relativas as partículas, como tamanho, formato, superfície, orientação e porosidade. A determinação da porosidade mínima de fluidização (η_m) e o fator de forma das partículas são de difícil determinação (Ergun, 1952 e Wen & Yu, 1966). A partir de um extenso banco de dados, Wen & Yu (1966) definiram correlações entre essas variáveis apresentadas na equação 2.16. Os dados foram obtidos para Número de Reynolds da Partícula (Re_p) menor que 4000, portanto no regime turbulento.

$$\frac{(1 - \eta_{mf})}{\phi_p^2 \eta_{mf}^3} \approx 11 \quad e \quad \frac{1}{\phi_p \eta_{mf}^3} \approx 14 \quad (2.16)$$

Aplicando as aproximações de Wen & Yu (1966), a equação 2.13 pode ser reescrita conforme a equação 2.17. Essa equação foi deduzida a partir de dados com número de Reynolds da Partícula (Re_p) inferior a 4000, e, abrindo o termo referente ao Re_p , pode ser reescrita em termos de velocidade mínima de fluidização em regime turbulento ($U_{mf \text{ turb}}$), conforme equação 2.18. Ainda de acordo com Niven & Khalili (1998a), para areias nas quais o diâmetro representativo dos grãos é superior a 0,6 mm, a desconsideração das perdas cinéticas não é inteiramente válida, entretanto pode ser utilizada a velocidade turbulenta mínima de fluidização.

$$Re_{p \text{ mf}} = -33,7 + \sqrt{33,7^2 + 0,0408 d_p^3 \cdot \rho_f (\rho_s - \rho_f) g / \mu_f^2} \quad (2.17)$$

$$U_{mf \text{ turb}} = \frac{1}{d_p \rho_f} \left(-33,7 \mu_f + \sqrt{(33,7 \mu_f)^2 + 0,0408 d_p^2 \rho_f (\rho_s - \rho_f) g} \right) \quad (2.18)$$

2.5.3 Fluidização com a utilização de jatos verticais em solos granulares

Diversos pesquisadores vêm estudando os efeitos da aplicação de jatos verticais de água na superfície como forma de erodir o solo granular Rouse (1940), Niven & Khalili (1998a), Niven & Khalili (1998b), Aderibigbe & Rajaratnam (1996) and Rajaratnam & Mazurek (2003). Mais recentemente Chakravarti (2013), Alsaydalani & Clayton (2014), Weegenaar *et al.* (2015), Wang *et al.* (2017), and Van Bang *et al.* (2022).

Como já visto anteriormente em 2.5.1, a aplicação de jatos de água verticais gera a fluidização dos solos granulares e sua consequente erosão. Porém em solos coesivos a erosão se dá através da ação cisalhante do jato de água. Como as partículas de argila estão unidas por ligações eletroquímicas, o jato deve desenvolver uma tensão de cisalhamento com magnitude suficiente para romper estas ligações. Em contrapartida, nos solos granulares a resistência e solidez se dá pelo contato entre os grãos e o atrito

gerado entre eles, neste caso a aceleração da gravidade e a massa das partículas têm papel fundamental.

A fluidização, com consequente erosão do solo, inicia-se quando o fluxo de água ascendente desenvolve arrasto suficiente para equilibrar o peso das partículas do solo, contrapondo a ação da gravidade e diminuindo ou anulando o atrito existente entre os grãos. Neste momento o solo começa a perder resistência e estabilidade. Alsaydalany & Clayton (2014) mencionam que, além de outros fatores, a altura do solo acima do jato influencia no início da fluidização, o que é um indicativo da influência da tensão vertical efetiva (σ'_v) nesse processo.

A pesquisa realizada por Rouse (1940) foi umas das pioneiras na utilização de jatos incidindo perpendicularmente à superfície do solo arenoso imerso em água, contido dentro de tanques de vidro com dimensões de aproximadamente 180 x 76cm (altura x largura), com o intuito de avaliar o transporte de sedimentos (transporte das partículas de solo) em relação à velocidade do fluxo de água e diferentes tipos de areia. O autor identificou a existência de dois diferentes regimes de fluxo sob a ação de jatos verticais de água, conforme figura 2.13: regime de “máxima deflexão do jato”, quando o jato é defletido a aproximadamente 180°; e regime de “mínima deflexão do jato”, quando o jato é defletido em ângulos menores, após a cavidade erodida atingir determinada profundidade. Essa profundidade de transição é função da velocidade do jato, da velocidade de queda da partícula de solo e do limite de escala. O material erodido é depositado na superfície formando uma duna no limite da cavidade, quando é interrompido o material em suspensão se deposita e o talude da duna se ajusta ao ângulo natural de repouso do material. Essa deposição do material em formato de duna ao redor da cavidade foi observada em diversos experimentos posteriores.

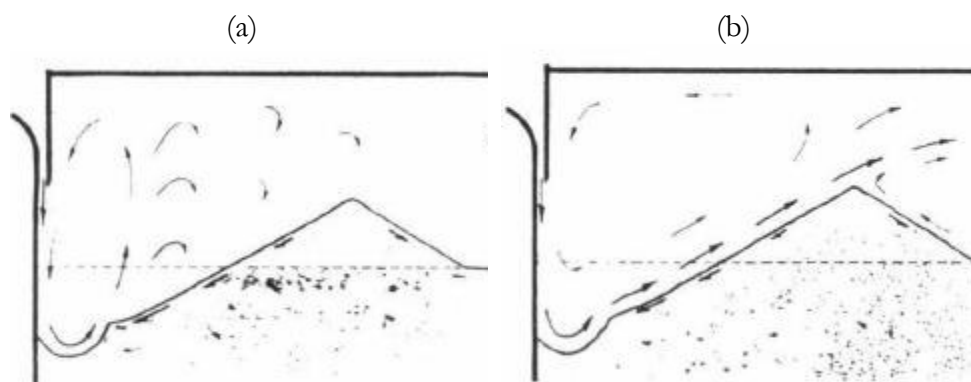


Figura 2.13: Padrão de fluxo para (a) máxima deflexão e (b) mínima deflexão (adaptado de Rouse, 1940).

Assim como Rouse (1940), dois regimes de fluxo também foram encontrados por Westrich & Kobus (1973), que classificaram as cavidades fluidizadas, ou erodidas, a partir de um parâmetro adimensional chamado de fluxo de momento (M^*), conforme mostra a figura 2.14. Quando suavemente acima do valor crítico de M^* , formou-se uma cavidade suave com o transporte das partículas ao longo da superfície denominada “Forma da Cavidade Erodida I”, a para valores de M^* altos, maiores que o crítico,

houve a formação de uma cavidade fluidizada estagnada definida pelos autores como “Forma da Cavidade Erodida II”. Na mesma linha Aderibgbe & Rajaratnam (1996) dividiram os processos em Regime de Jato Fortemente Defletido (SDJR – *Strongly Deflected Jet Regime*) e Regime de Jato Fracamente Defletido (WDJR – *Weakly Deflected Jet Regime*). De forma similar, Aderibgbe & Rajaratnam (1996) classificar subdividiram os regimes SDJR e WDJR de acordo com formas de cavidade erodidas I e II, baseando-se em um parâmetro adimensional denominado E_c , o qual leva em conta o Número de Froude da partícula (Fr_p).

$$E_c = \frac{U_0 d_j / h_j}{\sqrt{d_p \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} g}} \quad (2.17)$$

De acordo com Mezzomo (2009), E_c pode ser reescrito em função do número de Froude das partículas:

$$E_c = \frac{U_0 d_j / h_j}{\sqrt{d_p \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} g}} = \frac{d_j}{h_j} Fr_p \quad (2.18)$$

Para o SDJR, E_c maior que 0,35, os jatos eram defletidos entre 130° e 180° aproximadamente. Neste regime o jato sempre penetrava no solo antes de ser fortemente defletido, carregando material para fora da cavidade. As partículas passavam a ser depositadas na lateral da cavidade, em direção ao centro, devido à perda de capacidade de transporte do jato defletido a maiores distâncias, rolavam em direção ao centro da cavidade fluidizada e eram novamente erodidas. O tempo requerido até que este processo chegasse a um estado assintótico foi menor do que no regime WDJR. Finalmente, quando o jato era encerrado, as partículas em suspensão sedimentavam e se depositavam na cavidade formado pelo jato, diminuindo o seu tamanho. Em ambos os casos foi observada a formação de dunas ao redor da cavidade.

As figuras 2.14 (c) e 2.14 (d) mostram WDJR e suas subdivisões I e II, respectivamente. Este regime foi observado para valores de E_c menores ou iguais a 0,35, situação em que os jatos eram fracamente defletidos em ângulos entre 90° e 130°, os quais fluíam ao longo do contorno da cavidade fluidizada até a crista das dunas formadas no entorno, transportando o material suspenso principalmente ao longo do leito. Na figura 2.14 (c) mostra que a formação das dunas é sensível ao E_c , elas têm inclinações de talude significativamente diferentes.

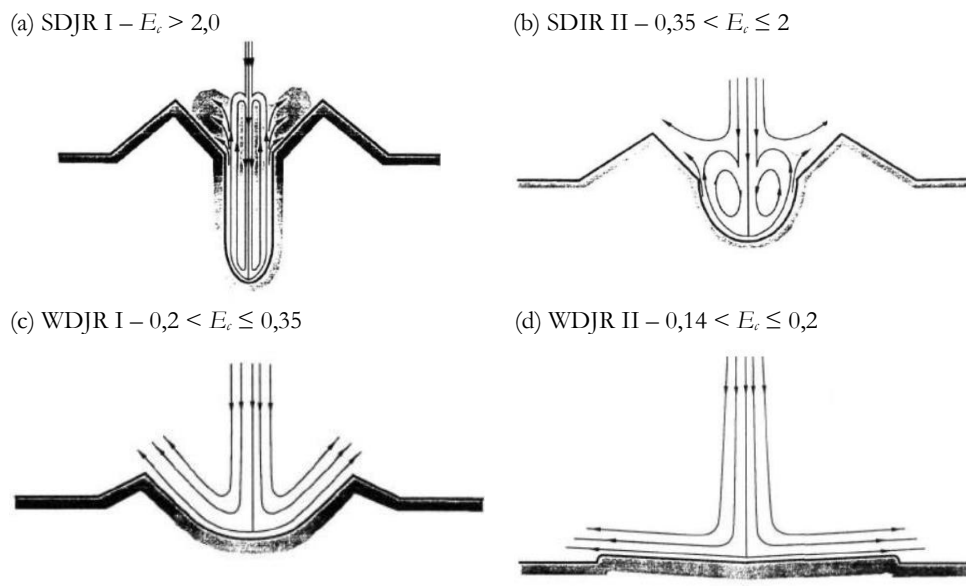


Figura 2.14: Regimes de fluxo (adaptado de Aderibigbe & Rajaratnam, 1996).

Niven & Khalili (1998a) apresentam o conceito de fluidização *in situ*, para remediação de contaminantes no solo através do processo de elutriação e segregação. Neste método o jato era introduzido no solo (bocal de saída do solo posicionado abaixo da superfície), e eram feitos incrementos de profundidade previamente definidos. A remoção do contaminante era feita através de pequenas gotas – normalmente aderidas por tensões superficiais – durante a fluidização, e pela remoção seletiva ou elutriação de partículas finas, com as quais os contaminantes metálicos tendem a estar associados. A figura 15 ilustra a diferença entre a aplicação de jatos externos e jatos internos ao leito.

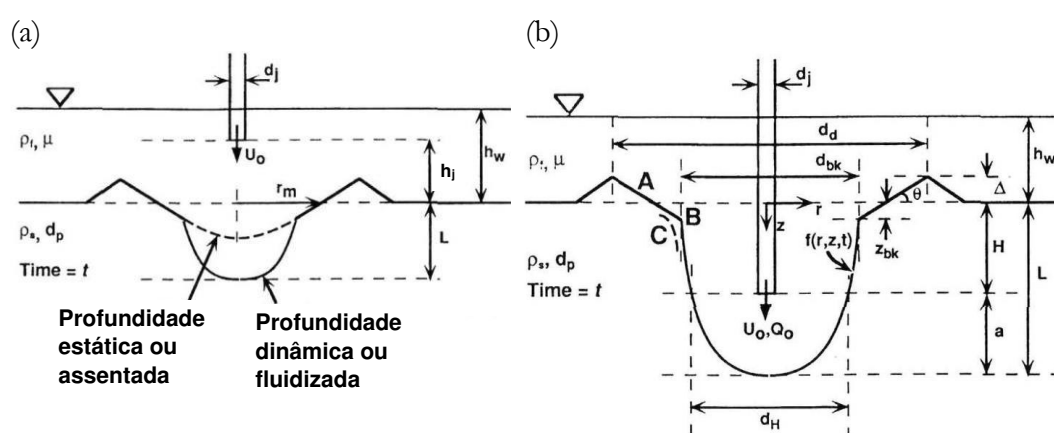


Figura 2.15: Perfil geométrico da zona fluidizada (adaptado de Niven & Khalili, 1998a).

Nos ensaios de laboratório, entre os principais parâmetros verificados foram o diâmetro do jato (d_j), a velocidade do jato na saída do tubo (U_o), a vazão do jato de

saída do (Q_0), a altura do jato (h_j) em relação à superfície, a penetração do jato (a), a lâmina d'água (h_w) acima do solo, a profundidade de saída do jato (H), a profundidade total atingida desde a superfície (H_t), o diâmetro da zona fluidizada (d_{f1}) e o diâmetro da zona perturbada na superfície (d_d) – figura 2.16. Cinco tipos de solo foram usados, sendo quatro areias uniformes e um tipo de areia siltosa, acondicionados em três diferentes tanques: um tanque menor de acrílico ($0,28 \times 0,28 \times 0,24$ m), um tanque maior de vidro (base $0,75 \times 0,34$ m; profundidade de 0,46 m) e um grande tambor cilíndrico (raio de 0,4 m; profundidade de 1,1 m).

Os autores procederam a duas séries de ensaios: (i) jato direcionado no centro do tanque, para a determinação da profundidade do leito fluidizado; e (ii) os jatos introduzidos no solo na lateral do tanque, para possibilitar a verificação da geometria da zona fluidizada. Na lateral do tanque o perfil da zona fluidizada foi traçado diretamente em uma transparência fixada no local, já no centro do tanque, as profundidades fluidizadas foram identificadas através de sondagens com hastes metálicas ou plásticas. Os perfis encontrados para a zona fluidizada foram semelhantes aos apresentados por Rouse (1940), Westrich & Kobus (1973) e Aderibgbe & Rajaratnam (1996), conforme ilustrado na figura 2.16.

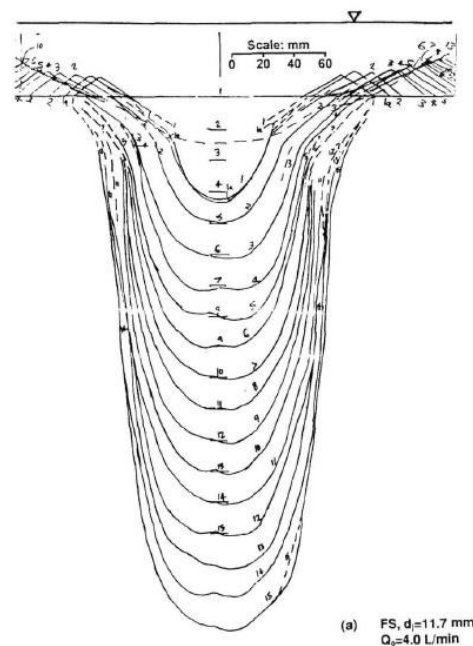


Figura 2.16: Perfil de fluidização – teste na lateral do tanque (Niven & Khalili, 1998a).

Outro ponto importante nessas pesquisas, foi a identificação das chamadas profundidades críticas T_1 , T_2 e T_3 , representadas na figura 2.17. T_1 é definida como a profundidade na qual começam a aparecer as primeiras instabilidades do jato de água e representa a transição entre a fluidização estável e a fluidização instável. A profundidade T_2 é observada a tendência de fechamento da cavidade fluidizada e representa a transição entre a fluidização instável aberta e a fluidização com cavidade fechada, ficando 50% em cada uma destas condições. Já a profundidade crítica T_3 é

aquela em que existe apenas a cavidade fluidizada fechada, na qual a zona fluidizada se restringe à ponta da estaca.

Os parâmetros da geometria da cavidade fluidizada foram tratados de forma adimensional e correlacionados ao número de Froude das Partículas (Fr_p). Os resultados demonstraram que, entre outros parâmetros analisados, o diâmetro da zona fluidizada (d_H), a penetração do jato no solo (a) e a profundidade crítica T_3 aumentam com o aumento da velocidade do jato (U_0) e, conseqüentemente, com a vazão (Q_0).

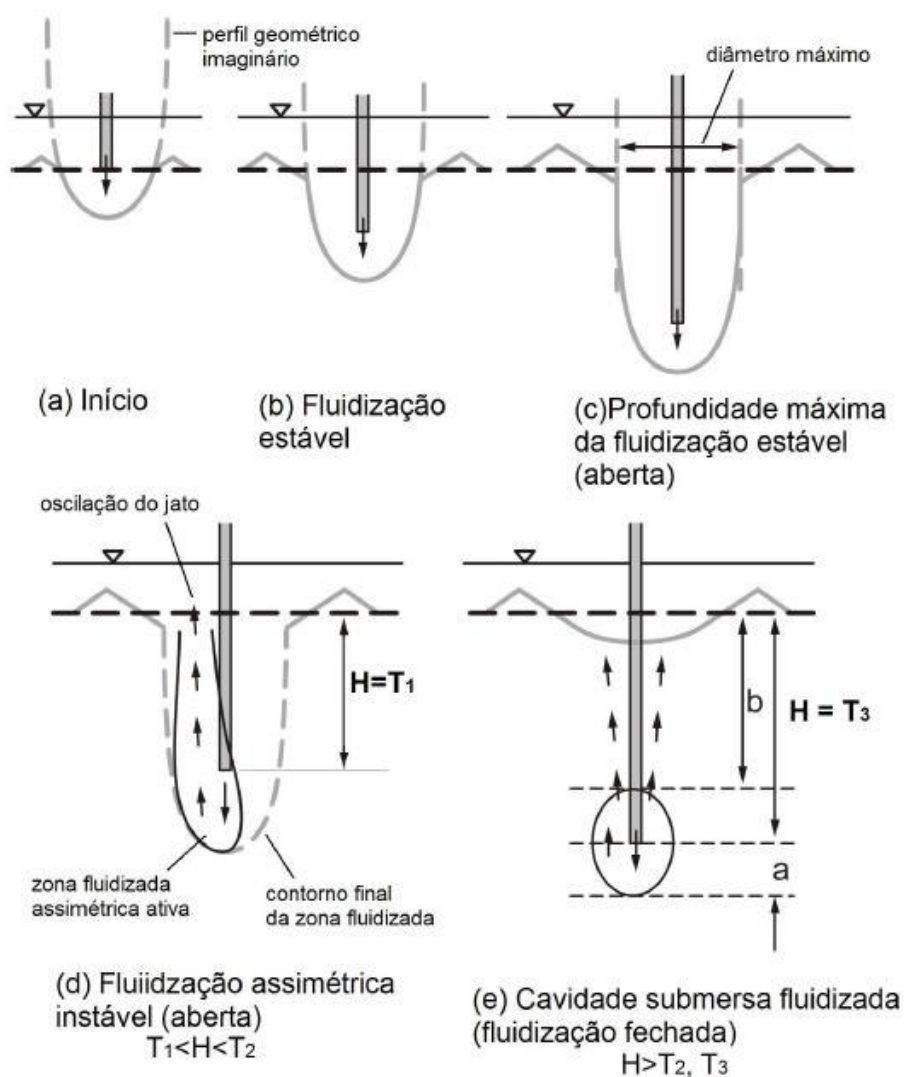


Figura 2.17: Variação na geometria da zona fluidizada com o incremento na profundidade do jato (Stracke, 2012).

Niven & Khalili (1998b) também propuseram um conceito para remediação de solos arenoso contaminados em campo. O esquema de operacional deste método aplica em solos saturados é apresentado na figura 2.18 (a), com os mesmos princípios utilizados em laboratório. Com o processo de fluidização, os contaminantes sobem até a superfície e podem ser contidos por um anel e bombeados ou transbordados para tanques de armazenamento.

Este procedimento, originalmente pensado para operar em solos saturados, com a vazão adequada também pode ser aplicado solos não saturados, pelo menos para areia finas a médias, criando-se uma zona de recarga a partir do lençol freático – figura 2.18 (b).

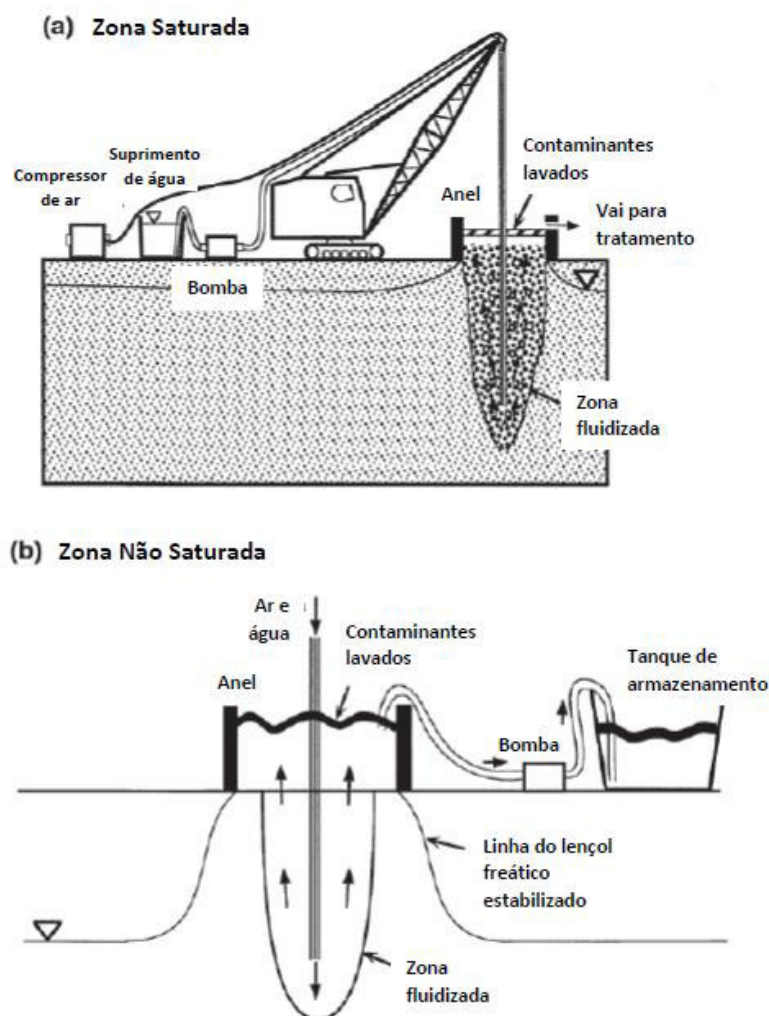


Figura 2.18: Ilustração esquemática da fluidização in situ (adaptado de Niven & Khalili, 1998b).

Os estudos de Niven & Khalili (1998a) e Niven & Khalili (1998b), serviram como referência para outros estudos, porém com enfoque em ancoragem de estruturas flutuantes *offshore*. Entre os trabalhos se pode citar Mezzomo (2009) e Stracke (2012), que pesquisaram o comportamento do solo fluidizado em areias, e Passini (2015) estudou a instalação de hastes metálicas em solo granular saturado, porém as hastes penetravam pela ação da gravidade (peso próprio). O objetivo destes estudos era obtenção de dados para verificar a viabilidade de instalar estacas torpedo através do fluidização do solo granular.

2.6 Pesquisas com fluidização estacas aplicadas à ancoragem *offshore*

No Brasil, diversas pesquisas envolvendo a instalação de estacas torpedo através da fluidização de solos granulares foram realizadas nas últimas décadas como Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015). Na sequência é feito um breve relato sobre cada uma dessas pesquisas.

2.6.1 Pesquisa de Mezzomo (2009)

Nessa pesquisa o autor utilizou dois tipos de areia em seus experimentos: (i) areia fina, compactadas a uma densidade relativa (D_r) de 50% e 90% e d_{50} igual a 0,180 mm; e (ii) areia grossa com densidade relativa de 50% e d_{50} igual a 1,560 mm. Este solo fora acondicionado dentro de tanques de acrílico retangulares com dimensões internas de 478 mm $\times$ 278 mm e altura de 320 mm. Após a deposição da areia, o tanque era enchido com água através de fluxo ascendente, deixando-se uma lâmina de água (h_w) de aproximadamente 55mm ($\pm$ 5mm). A lâmina d'água é relevante para a geometria da parte superior da zona fluidizada, principalmente quando essa lâmina é pequena (Rajaratnam & Mazurek, 2003), com influência na altura e diâmetro dos cumes formados na superfície, além disso aproxima o experimento da condição ambiental no mar.

Os testes de fluidização geralmente foram procedidos na lateral do tanque, o que possibilitou a identificação da geometria da cavidade fluidizada. Utilizou-se hastes tubulares suspensas, as quais penetravam no solo a partir de um mecanismo, não pelo peso próprio. Essas hastes contavam com diâmetros internos de 3,85, 5,85, 7,85, 10 e 12 mm, os quais também são os diâmetros dos jatos uma vez que não há redutor em suas pontas. A descida do tubo controlada com incrementos de 20 mm, porém em alguns ensaios em areia grossa os incrementos foram de 10 mm, quando julgado necessário à observação de algum fenômeno particular.

A vazão foi constante durante cada experimento, assim como a velocidade do jato (U_0), e variaram de 0,7 a 6,4 L/min para areia fina, e 0,7 a 6,8 L/min para areia grossa. Em alguns ensaios inicialmente foram aplicadas as vazões mais baixas, que foram incrementadas no decorrer do ensaio, nestes casos o jato não foi introduzido no solo, mas sim posicionado sob a superfície.

Previa e posteriormente ao ensaio de fluidização, a resistência deste solo foi verificada através do ensaio MCPT (*Miniature Cone Penetration Test*), também chamado de mini cone, o qual fornece o parâmetro de resistência q_c . Alguns ensaios foram realizados no centro do tanque, porém não foram medidos parâmetros da geometria da zona fluidizada. Estes ensaios foram realizados para fins de observação e para que fosse executado o MCPT após a fluidização.

De forma geral os resultados mostraram que os jatos penetraram o solo, na sequência defletidos ascendentemente e parte do material erodido era depositado na superfície do solo em formato de dunas, assim como observado por Rouse (1940), Aderibgbe & Rajaratnam (1996) e Niven & Khalili (1998a e 1998b) para solos granulares.

Os dados obtidos também mostraram concordância com as observações de Niven & Khalili (1998a e 1998b) quanto à geometria da zona fluidizada. Foi constatada a tendência de aumento no diâmetro da zona fluidizada (d_H), assim como no alcance do jato (a), com o acréscimo da velocidade do jato e da vazão, e o formato côncavo da cavidade fluidizada. Os parâmetros adimensionais a/d_j e d_H/d_j plotados em função do número de Froude das partículas (Fr_p) e demonstraram ser diretamente proporcionais a este parâmetro.

O autor também identificou as profundidades críticas semelhantes às observadas por Niven & Khalili (1998a e 1998b), as quais chamou de H_1 , H_2 , H_3 e H_4 . Em relação aos pesquisadores anteriores, Mezzomo (2009) acrescentou a profundidade crítica H_4 , na qual a cavidade fluidizada fechada vista a partir de H_3 – ou T_3 para Niven & Khalili (1998a e 1998b) – deixa de existir.

Em relação às sondagens com o MCPT, a pesquisa apontou que os ensaios de penetração cônica realizados na areia fluidizada apresentam valores calculados de densidade relativa entre 10 e 40%, caracterizando uma areia de compacidade fofa (areia fracamente compacta) e confirmando que a densidade relativa pós fluidização é menor que a densidade relativa inicial. De qualquer forma, os resultados apontaram para uma diminuição da resistência do solo após a fluidização.

2.6.2 Pesquisa de Stracke (2012)

Pesquisa semelhante à de Mezzomo (2009) no que diz respeito à fluidização e utilização de hastes suspensas, porém, além destes testes foi verificada a resistência ao arrancamento das hastes que penetravam o solo. A resistência foi verificada em ensaios de tração com três situações diferente: (i) hastes instaladas com fluidização; (ii) hastes instaladas com cravação de carga manual monotônica; e (iii) hastes instaladas com fluidização e posterior injeção de agente cimentante.

O método utilizado por Stracke (2012) para os ensaios de fluidização foi muito parecido com a utilizada por Mezzomo (2009). O solo granular foi inserido dentro de um tanque confeccionado acrílico com base de 450 x 450 mm, e altura de 1100 mm. A areia utilizada nos testes foi apenas areia fina, com densidades relativas (D_r) de 50% e d_{50} igual a 0,180 mm.

As hastes eram inseridas no solo em incremento de 20 mm, e tinham diâmetros internos de 3,5; 5,7; 7,0; 9,7 e 11,6 mm, e diâmetros externos de 6,1; 8,2; 10,1; 14,0 e 16,2 mm, respectivamente. O sistema de instalação foi o mesmo utilizado por Mezzomo (2009), porém com vazão (Q_v) entre 0,80 e 1,60 L/min.

A autora avaliou as dimensões geométricas da cavidade erodida (a , d_H e d_d) e a profundidade crítica T_3 , pois considerou que tal profundidade é de extrema importância para ancoragens que venham a ser instaladas através da técnica de fluidização, sendo esta a profundidade na qual deixa de ocorrer fluxo na superfície do sedimento, limitando a profundidade de instalação da estaca.

No que diz respeito à fluidização, os resultados apresentados estão em consonância com as pesquisas anteriores, em relação à geometria da cavidade fluidizada. Os parâmetros adimensionais a/d_j e d_H/d_j também se demonstraram

sensíveis e diretamente proporcionais à U_0 , Q_0 e ao Fr_p . A profundidade crítica T_3 mostrou tendência de aumento com o aumento de Q_0 .

Os resultados das provas de carga realizadas mostraram que a resistência (capacidade carga de ancoragem) diminui em solos fluidizados, quando comparado com solos não fluidizados. No entanto quando o agente cimentante é injetado após a instalação por fluidização, essa capacidade supera inclusive a de solos não fluidizados.

2.6.3 Pesquisa de Passini (2015)

Dando continuidade aos trabalhos de Mezzomo (2009) e Stracke (2012), a autora pesquisou a penetração de estacas torpedo em modelos reduzidos nas escalas 1:76, 1:60 e 1:50, tendo como protótipos fictícios de estacas torpedo sem aletas T66 e T120, os quais têm 1,07 m de diâmetro externo, 17 m de comprimento e massa de 66 ton (T66) e 120 ton (T120) – as estacas torpedo originais contam com 1,07 m de diâmetro e comprimento de 12 m para a T66 (66 toneladas) e 22,1 m para a T120 (120 toneladas). Diferentemente das pesquisas anteriores, a penetração das hastes se dava pela ação do peso próprio.

Os objetivos dessa pesquisa foram a compreensão dos fenômenos, mecanismos e parâmetros que influenciam na instalação de estacas através da fluidização do solo, visando a utilização da técnica para a instalação de âncoras *offshore*, e assim como Stracke (2012), realizou ensaios de resistência axial à tração (arrancamento) das estacas em laboratório.

A areia utilizada foi proveniente do município de Osório/RS, assim como a areia fina utilizada por Mezzomo (2009) e Stracke (2012), a qual foi acondicionado em tanques de acrílico nas densidades relativas (D_r) de 50% e 90% e d_{50} igual a 0,207 mm. O tanque utilizado tinha base de 450 x 450 mm, com altura inicial de 700 mm e posteriormente foi adicionado um prolongador de 400 mm, totalizando uma altura de 1100 mm, assim como utilizado na pesquisa Stracke (2012). Os modelos foram confeccionado em hastes metálicas de diâmetros internos de 9,7; 11,6 e 16,2mm, e diâmetros externos de 14,0; 16,2 e 21,3mm, respectivamente, e comprimento de 370, 750 e 1050 mm. Para cada escala, foram utilizadas duas massas (150 e 275, 220 e 400, 530 e 960 g) e os ensaios foram executados com vazões de 0,7 a 2,2 L/min, para cada uma das configurações. O sistema experimental está representado esquematicamente na figura 2.19.

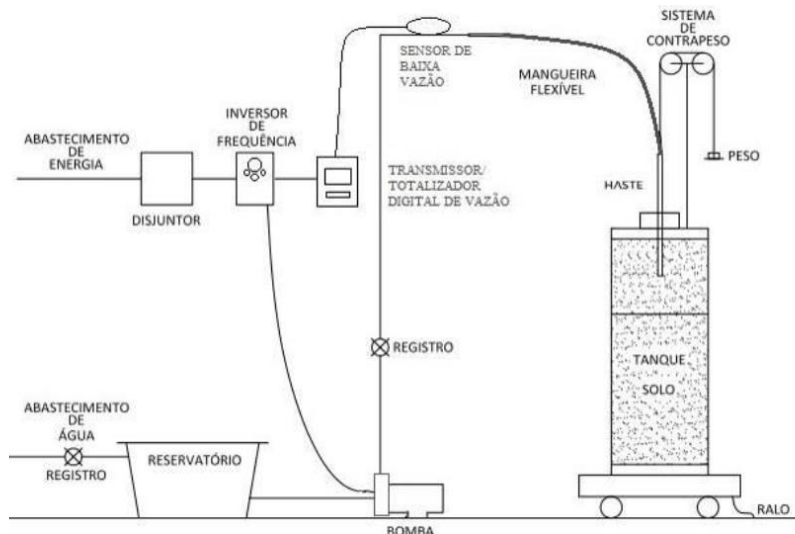


Figura 2.19: Representação esquemática do sistema utilizado por Passini (2015), para a realização dos ensaios (Passini, 2015).

Nesta pesquisa Passini (2015) realizou testes no centro do tanque com a finalidade de identificar o processo de penetração da estaca, como profundidade crítica de instalação, velocidade de penetração dos modelos, influência de parâmetros da estaca como o peso submerso (W_{sub}), parâmetros do jato como vazão (Q_0) e velocidade do jato (U_0), assim como a influência de parâmetros do solo como densidade relativa (D_r) e diâmetro representativo das partículas (d_{50}). Também foram realizados ensaios na lateral do tanque, com a finalidade de identificar a geometria da zona fluidizada.

A autora observou que durante a instalação o parâmetro a (alcance do jato) é muito pequeno e muitas vezes próximo de zero, diferentemente do encontrado com as chamadas hastes suspensas utilizadas por Niven & Khalili (1998a e 1998b), Mezzomo (2009) e Stracke (2012). Outra diferença importante na geometria da zona fluidizada é que para esse experimento, o diâmetro da zona fluidizada foi menor que o encontrado nas pesquisas anteriores, permaneceu constante e paralela ao fuste da estaca, com relação d_{H1}/d_e em torno de 2. Após instalação das hastes na lateral do tanque, a vazão foi mantida, o que fez a relação d_{H1}/d_e aumentar para 6.

Ainda no âmbito dos parâmetros geométricos da zona fluidizada, os resultados mostraram-se independentes da vazão (Q_0) e da velocidade do jato (U_0), assim como da densidade relativa (D_r) do solo em instalações por peso próprio, segundo Passini (2015). Uma questão importante foi a utilização do d_{95} (diâmetro para o qual 95% das partículas são menores) como diâmetro representativo das partículas na predição do diâmetro da zona fluidizada. A autora justifica a utilização do d_{95} , pois seria um caso mais desfavorável, no qual o fluxo necessário para suspender essa partícula, também suspenderia todas as outras menores que ela. Isso poderia aumentar a eficiência da fluidização.

No que diz respeito às profundidades máximas de instalação atingidas por fluidização foram próximas aos resultados obtidos para T_3 por Niven (1998) e Stracke (2012), e foram influenciadas pela velocidade do jato (U_0), vazão do jato (Q_0) e massa do modelo, quanto maior esses parâmetros, maior foi a profundidade atingida. Em sua

pesquisa a autora também apresentou uma equação para a penetração das estacas em modelo reduzido na forma normalizada.

Além disso os resultados dos ensaios de capacidade de ancoragem indicaram a que a resistência para os modelos instalados em solo fluidizado é menor que para modelos instalados em solo não fluidizado. A autora também conclui que não há influência da vazão aplicada, pois para solo granular o que importa é a densidade relativa final, que ficou em 30% para os solos fluidizados.

2.7 Fluidização na Engenharia de Fundações

Desde o final da década de 1950 a técnica de fluidização através do hidrojateamento, do solo é utilizada na construção civil no âmbito da engenharia de fundações, podendo atuar como método específico de instalação ou auxiliar, utilizado concomitantemente com bate-estacas à percussão ou de vibração. Também podem ser utilizados para a remoção de sapatas, quando necessária (Tsinker, 1988). A fluidização do solo também é pesquisada em engenharia ambiental, como técnica de remoção de contaminantes do solo, como apresentado por Niven & Khalili (1998b). Também é técnica utilizada pesquisada para aplicação em dragagem de canais de acesso, remoção (ou rebaixamento) de barras em bocas de canais ou estuários (Weisman *et al.*, 1988; Lennon *et al.*, 1990 e Weisman *et al.*, 1994).

Sob a ótica de fundações, o hidrojateamento pode ser utilizado para a instalação de fundações profundas como estacas (metálicas, pré-moldadas de concreto), estacas prancha e estacas âncoras, sendo descrito por Tsinker (1988) como um método muito efetivo de economia de tempo e energia, quando comparados à cravação destes elementos com a utilização exclusiva de bate-estacas, ou métodos convencionais sem a aplicação de fluxo de água. Também pode ser aplicado combinado com métodos de instalação convencionais, como percussão, vibração e prensagem. Quando combinado a métodos dinâmicos de instalação de estacas (percussão), o fim da cravação é realizado sem hidrojateamento com a finalidade de garantir a mobilização da resistência de ponta.

O princípio para a instalação de fundações profundas se ampara no fato de que a injeção de água gera um excesso de poro pressão no solo ao redor da estaca, Hameed (1998), Shepley & Bolton (2014), Shepley (2014) e Alsaydalani & Clayton (2014), o que torna o solo fluido. Isto faz com que a tensão efetiva caia, o que diminui a resistência do solo que passa a oferecer pouca ou reação à penetração da estaca, no caso extremo toda a capacidade resistente pode ser eliminada com a fluidização na região da ponta da estaca até um diâmetro da estaca a partir do seu eixo central (Shepley & Bolton, 2014).

Tsinker (1988) apresenta um estudo abrangente e completo sobre o processo de fluidização do solo como método de instalação fundações profundas construção civil. No trabalho o autor mostra características do método de instalação em solos arenosos e solos argilosos, trazendo detalhes da configuração e de operação do sistema, assim como das tubulações e de bocais externos às estacas.

Diversos autores apontam para a diminuição da resistência das estacas instaladas com a utilização de jatos de água, tanto como método exclusivo, quanto como método

auxiliar para cravação (Hameed, 1998; Xu *et al.* 2006; McVay *et al.*, 2009; Thiyyakkandi *et al.*, 2013; Thiyyakkandi *et al.*, 2017; Lai *et al.*, 2010; Stracke, 2012; Schnaid *et al.*, 2014; Passini, 2015; Passini *et al.*, 2017; Mazzuti, 2018). Os efeitos da fluidização sob estacas vizinhas em grupos de estacas, também foi estudado por (Hameed, 1998 e Bhasi *et al.* 2010), assim com o efeito da ação dos jatos de água sob estacas pranchas já instaladas, inclusive com a adoção de sistemas compensatórios em relação à diminuição da capacidade de carga, como a aplicação de agentes cimentícios.

Shepley (2014) identificou, em testes realizados em centrífuga, que em geral o atrito lateral em estacas cravadas com fluidização e carga monotônica é da ordem de 10% do total da capacidade resistente do solo, e alerta que o atrito lateral mobilizado durante a cravação é próximo de zero, para estacas instaladas com bocais laterais.

McVay *et al.* (2009), Lai *et al.* (2010), Thiyyakkandi *et al.* (2013), McVay *et al.* (2014) e Thiyyakkandi *et al.* (2017), em decorrência de uma parceria entre a Universidade da Flórida e o Departamento de Transporte Flórida (FDOT), nos Estados Unidos, desenvolveram um novo tipo de estaca pré-fabricada. Esta estaca era instalada através do processo de fluidização do solo e posterior era aplicado graute sob pressão, com a finalidade de aumentar a resistência do elemento de fundação. O graute era injetado dentro de membranas geotêxteis.

Em relação às cada vez mais frequentes obras rodoviárias em meio urbano, esta nova técnica geraria duas vantagens: (i) a fluidização diminuiria as vibrações e de ruídos, em relação às estacas cravadas à percussão; e (ii) o posterior grauteamento aumentaria a resistência axial e à torsão, que eram os problemas das estacas escavadas.

Posteriormente estas estacas foram denominadas JGPP, sigla em inglês para Estacas Pré-Moldas Jateadas e Grauteadas (*Jetted and Grouted Precast Piles*) – ver figuras 2.20 e 2.21 –, as quais demonstraram ter desempenho superior às estacas escavadas de grande diâmetro utilizadas anteriormente, mesmo com a diminuição da resistência esperada em estacas instaladas por fluidização. No entanto a injeção de graute foi utilizada justamente como medida compensatória por conta da perda de resistência gerada pelo fluidização.



Figura 2.20: Estaca *Jetted and Grouted Precast Pile* (JGPP) logo após fabricação (Thiyyakkandi *et al.*, 2017).



Figura 2.21: Estaca *Jetted and Grouted Precast Pile* (JGPP) após ser extraída de um tanque experimental (Lai *et al.*, 2010).

Xu *et al.* (2006), propuseram a instalação de estacas pranchas através do processo de jateamento do solo com diversos bocais de saída de água, cada um com 3 mm de diâmetro, com o intuito de diminuir o tamanho da zona perturbada pelo processo de fluidização – a vazão de água utilizada variou entre 50 e 80 L/s. Posteriormente foi injetado graute em espaços nas laterais das estacas pranchas, para melhorar a solidarização entre elas, assim como também foi injetado no solo, através de tubos metálicos, afim de incrementar a resistência do solo fluidizado. As figuras 2.22, 2.23 e 2.24 apresentam o esquema de instalação e detalhes destas estacas pranchas.

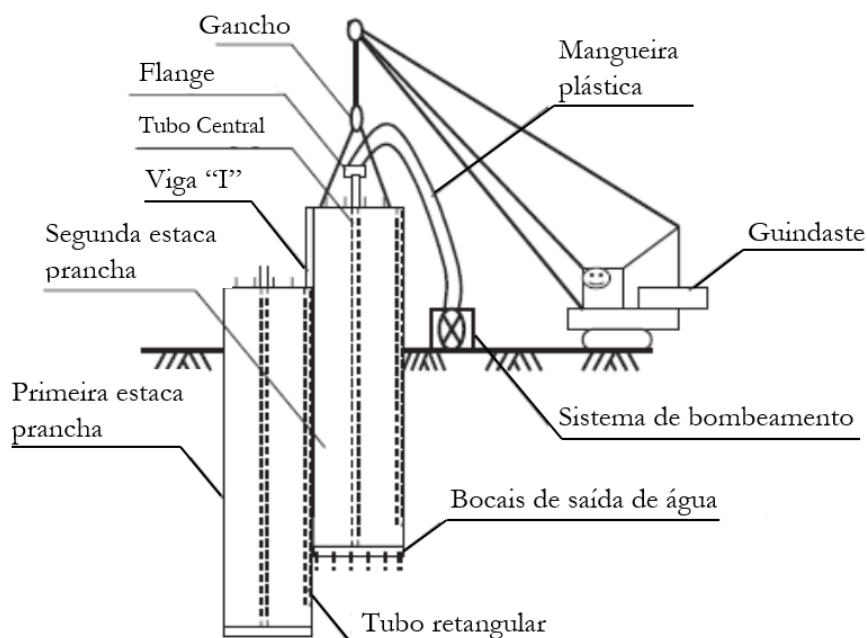


Figura 2.22: Desenho esquemático da instalação das estcas pranchas jateadas e grauteadas (Xu *et al.*, 2014).



Figura 2.23: Topo das estacas pranchas jateadas e grauteadas – tubulação responsável pela fluidização (Xu *et al.*, 2014).



Figura 2.24: Ponta das estacas prancha jateadas e grauteadas - tubulação responsável pela fluidização (Xu *et al.*, 2014).

Estacas instaladas pelo processo de fluidização podem ser utilizadas tanto em regiões *nearshore*, quanto em regiões *offshore*. Nesta linha, a utilização da técnica para a instalação de estacas torpedo Stracke (2012), Schnaid *et al.* (2014), Passini (2015), Passini & Schnaid (2015), Passini *et al.* (2017), e Mazutti (2018) realizaram estudos com estacas torpedo em modelo reduzido instaladas por fluidização de solo granular em laboratório.

Os autores verificaram tanto aspectos relacionado à instalação, quanto à capacidade de ancoragem (arrancamento). Além de identificarem a eficiência do

método de instalação para estacas em solo arenoso, assim como a forte relação da profundidade de penetração com a vazão de saída do jato (Q_0), e também uma redução da capacidade de carga ao arrancamento nos modelos instalados através da aplicação de jatos de água, assim como descrito por outros pesquisadores apresentados anteriormente.

As figuras 2.25 e 2.26 apresentam, respectivamente, os resultados de Stracke (2012) e Passini (2015) para a penetração por fludização, nas quais se identifica que a profundidade de instalação (L) e a profundidade crítica T_3 aumentaram com o aumento da vazão e velocidade de saída do jato.

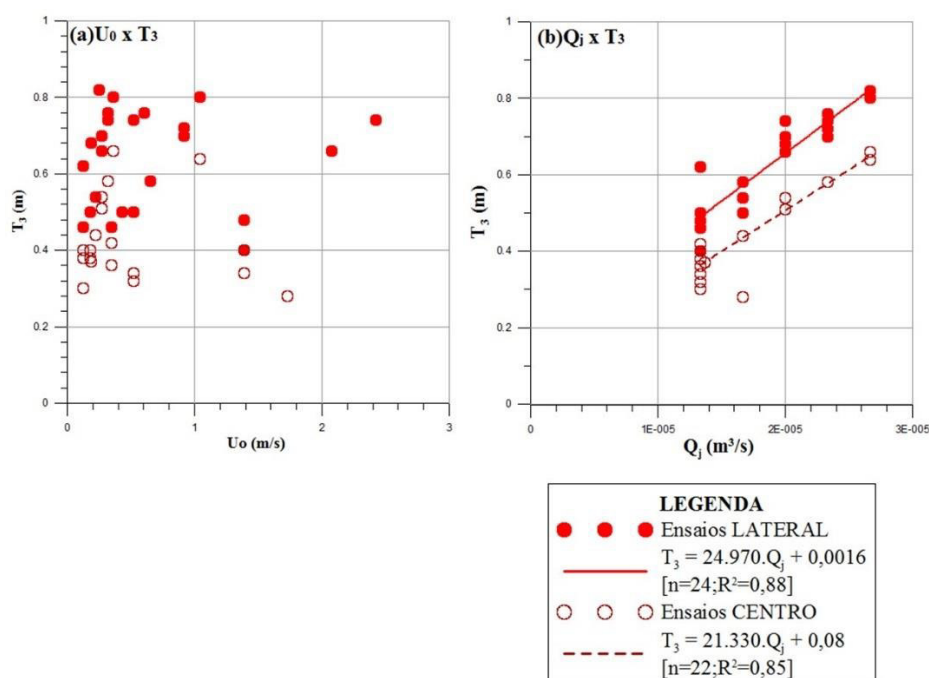


Figura 2.25: Profundidade crítica T_3 em relação à: (a) vazão de saída do jato e (b) velocidade de saída do jato (Stracke, 2012).

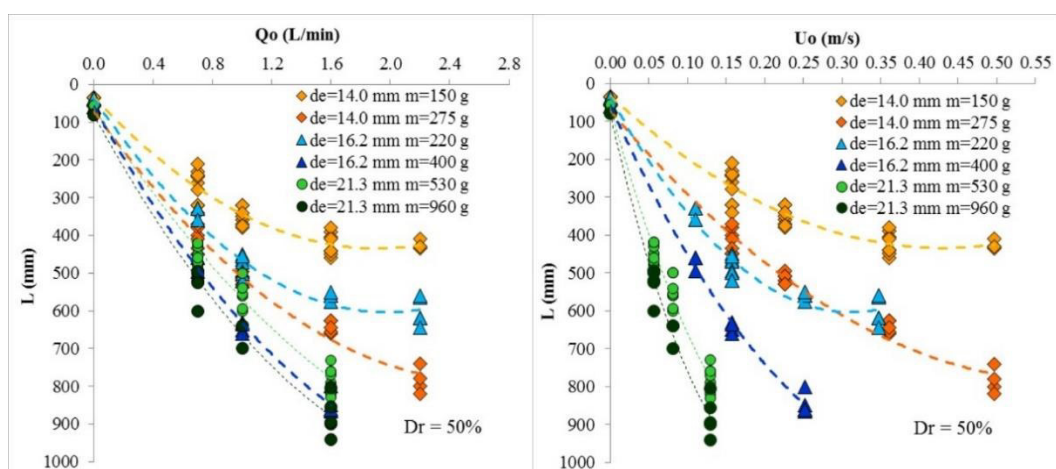


Figura 2.26: Profundidade de instalação *versus* vazão de saída do jato (Passini, 2015).

Passini (2015) propôs uma equação para penetração de estacas em solos arenosos, baseados em parâmetros do solo e do jato normalizados, a partir dos resultados obtidos em seus experimentos em laboratório para instalação por peso próprio e com fluidização, os quais é possível identificar a forte relação vazão *versus* profundidade. A figura 2.27 apresenta os dados de Passini (2015) plotados da forma normalizada proposta pela autora.

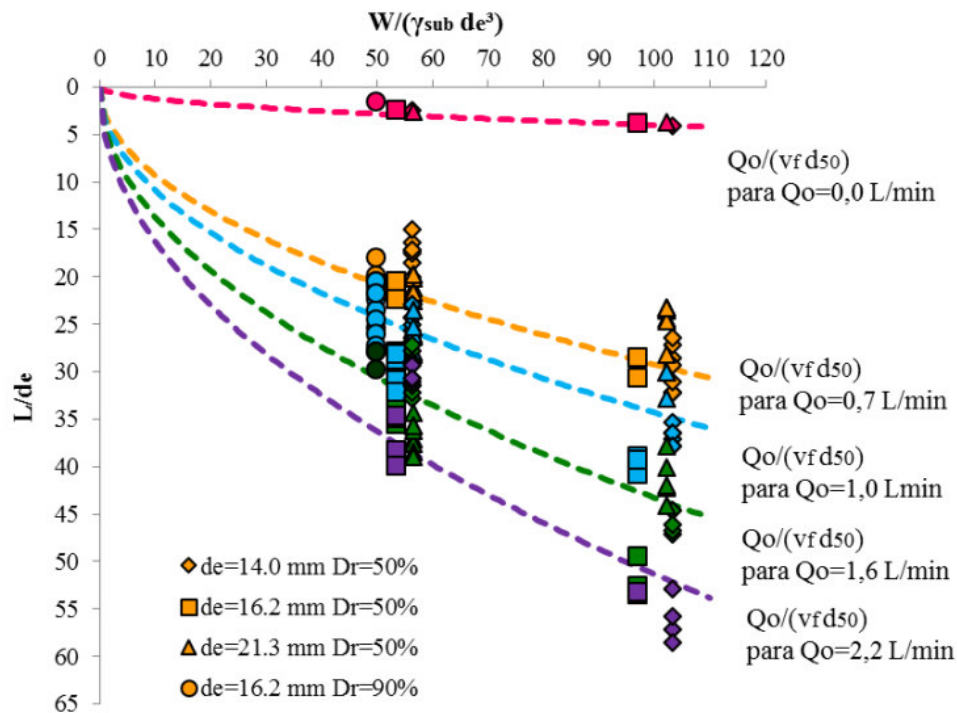


Figura 2.27: Coeficiente de profundidade *versus* coeficiente de força peso e coeficiente de fluxo.

A fluidização do solo tem se demonstrado, conforme indicam diversas pesquisas ao longo do tempo, um método eficiente de instalação de estacas, no entanto precauções devem ser tomadas na interpretação dos dados, devido às limitações inerentes aos ensaios em escala reduzida (fatores de escala). Além disso, segundo Shepley (2014) e Shepley & Bolton (2014), as normas existentes que tratam do assunto não são claras, existindo discrepâncias entre as recomendações, e geralmente trazem critérios apenas para. Também deve-se considerar a perda da capacidade de suporte do solo para estas condições e adotar medidas compensatórias para corrigir este problema.

2.8 Resistência ao Arrancamento de estacas

2.8.1 Considerações iniciais

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. Desta forma, é de suma importância a verificar sua resistência ao arrancamento, ou capacidade de carga de ancoragem quando se trata de estruturas flutuantes.

A grande maioria das estacas na construção civil são solicitadas à compressão, ou têm a carga de compressão (*top down*) como sua principal solicitação. Nestes casos a capacidade resistente destes elementos de fundação é dada pela soma da resistência de ponta e da resistência lateral gerada pelo atrito na interface solo-estaca. No entanto em casos como estruturas sujeitas a pressão hidrostática, como lajes de fundo de diques secos e estruturas flutuantes (*risers*, plataformas de petróleo ou qualquer outra estrutura que necessite de ancoragem), ou em que ação principal seja o vento, como torres de transmissão de energia elétrica, a principal solicitação em alguns elementos de fundação é à tração (arrancamento) e o atrito lateral passa a ser a única parcela de resistência.

A resistência do solo à compressão é razoavelmente bem compreendida, no entanto, a resistência à tração é incerta e existem muitas teorias conflitantes relatadas na literatura (Meyerhof, 1968). Pulos & Davis (1980) alertam para pouca quantidade de dados sobre testes de arrancamento são apresentados na literatura, e no que diz respeito ao atrito lateral ainda há divergências entre os pesquisadores, alguns sugerem que o atrito lateral é igual tanto para cargas de compressão, quanto para cargas de arrancamento, e outros indicam uma tendência ao decréscimo quando o carregamento é de tração.

Como visto no item 2.4.2, a resistência por atrito lateral está diretamente associada ao coeficiente de empuxo lateral do solo (K_s) – equação 2.3. Portanto esse parâmetro é de fundamental importância na análise da resistência ao arrancamento, ou capacidade de ancoragem das âncoras *offshore*. Desta forma, esse parâmetro do solo será tratado com destaque nesse item.

2.8.2 Coeficiente de empuxo lateral na tração

Resultados obtidos por Das (1982), para estudos com modelos reduzidos de estacas rugosas confeccionadas em madeira, indicaram um aumento linear do atrito lateral unitário com a profundidade, durante o arrancamento, até uma profundidade crítica, a partir da qual o atrito lateral se torna constante, e esta profundidade crítica depende da densidade relativa (D_r) da areia. Das (1982) propôs uma equação para a capacidade de carga ao arrancamento do solo (não considerando o peso próprio da estaca), partindo da equação de Meyerhof (1973), porém realizou alguns ajustes levando em consideração a profundidade crítica na qual o atrito lateral unitário passa a ser constante. Nesta equação é utilizado o coeficiente de empuxo na tração (*uplift coefficient of Earth pressure*) (K_u) proposto por Meyerhof, no entanto esse coeficiente é

geralmente maior que 1 para estacas instaladas em areias, o que levaria a capacidade de carga laterais maiores para tração do que para compressão.

Levacher & Sieffert (1984) testaram a resistência à tração de modelos reduzidos de estacas metálicas tubulares cravadas e identificaram que a forma de instalação e a densidade relativa têm significativa influência na resistência ao arrancamento. Rao & Ventakatesh (1985) observaram que o atrito lateral na solicitação de tração é menor do que a solicitação de compressão, podendo chegar a 20% do valor obtido para compressão, para estacas rugosas, e variando de 10% a 50% para estacas lisas. Também identificaram que o coeficiente de empuxo K_s é menor quando as estacas são submetidas à cargas de arrancamento.

Em testes com estacas em escala reduzida, Ismael (1989) verificou que os resultados obtidos nos ensaios de arrancamento estavam em consonância com o método analítico proposto por Broms (1965). Além disso, o autor observou que os valores de K_u obtidos em ensaios em escalas reduzidas são aproximadamente duas vezes maior do que os obtidos em protótipos. Das (1982) e Ismael (1986) encontraram valores de K_u maiores que a unidade. Nesta pesquisa também foram testados carregamentos de tração oblíquas, as quais resultaram em uma resistência menor, a resistência ao arrancamento para cargas oblíquas (30° com a vertical) corresponde a 74% da carga resistida pela estaca submetida a carregamento de tração vertical.

Chattopadhyay & Pise (1986), devido à grande divergência entre os diversos autores sobre as diferenças entre o coeficiente K_s na compressão e na tração, propuseram um método analítico que se baseia na superfície de ruptura dos solos quando submetido à carga de arrancamento de estacas circulares instaladas em areia, conforme figura 2.28.

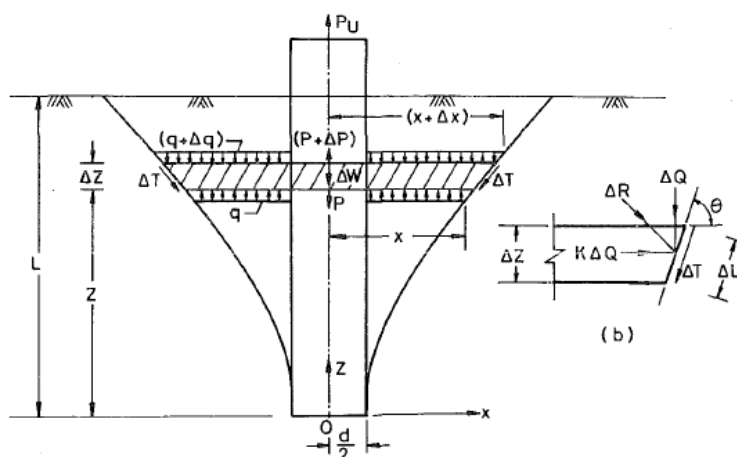


Figura 2.28: Desenho esquemático da superfície de ruptura do solo (Chattopadhyay & Pise, 1986).

O modelo se baseia na premissa de que o maciço de solo entre a cunha de cisalhamento e a estaca se movimenta junto com a estaca. Desta forma o movimento ascendente do elemento de fundação é equilibrado pela soma do atrito lateral na interface solo-estaca, do peso do maciço de solo e do peso próprio da estaca.

A teoria proposta foi comparada a equações teóricas e experimentos de outros autores e se demonstrou razoável concordância com os valores experimentais.

comparados. Dash & Pise (2003), em experimentos que visavam compreender o efeito do carregamento de compressão na resistência ao arrancamento de estacas metálicas tubulares em escala reduzida, observaram que a resistência ao arrancamento calculada pelo método de Chattopadhyay & Pise (1986) se aproximou dos resultados obtidos.

Bowles (1996) admite que a capacidade de carga ao arrancamento de uma estaca possa ser calculada pela soma do atrito lateral na compressão e o peso do elemento de fundação e o mesmo coeficiente de empuxo lateral (K) pode ser utilizado tanto na compressão quanto na tração, para estacas pré-fabricadas de concreto e estacas metálicas.

Poulos & Davis (1980) sugerem que, para estacas uniformes em solos arenosos, a capacidade de carga última pode ser calculada da mesma forma proposta por Bowles (1996). Desta forma, a capacidade de carga ao arrancamento para solos arenosos seria definida pela equação do equilíbrio limite (equações 2.1, 2.2 e 2.3), em consonância com a recomendação da API-RP-2A (2005), para estacas torpedo – equações 2.22, 2.23 e 2.24:

$$Q_u = \sum Q_f + Q_{pb} + W \quad (2.22)$$

$$Q_f = A_s f_s \quad (2.23)$$

$$f_s = \sigma'_v K_s \tan \delta \quad (2.24)$$

onde Q_f é a capacidade de carga por atrito lateral, Q_{pb} é a capacidade de carga ao arrancamento devido ao alargamento da base (caso exista), W é o peso do elemento de fundação, A_s é a área lateral da estaca, f_s é a resistência por atrito lateral unitária e K_s é o coeficiente de empuxo lateral do solo, σ'_v é a tensão efetiva no solo e δ é ângulo de atrito entre o solo e a estaca.

2.8.3 Coeficiente de empuxo lateral de serviço em solos fluidizados

Como relatado no item 2.8.2, não há pacificação em relação ao coeficiente de empuxo em solicitações de tração em estacas, portanto deve-se ter cautela na escolha deste parâmetro. No item 2.7, discorreu-se sobre a perda de capacidade resistente do solo fluidizado, sendo assim, cuidado ainda maior deve ser tomado nessa situação. O tema tratado nesta seção é direcionado à ancoragem de estruturas flutuantes offshore, assim os termos capacidade de carga à tração e resistência ao arrancamento serão substituídos pelo termo “capacidade de ancoragem”.

Stracke (2012), Schnaid *et al.* (2014), Passini (2015), Passini & Schnaid (2015). Passini *et al.* (2017), e Mazutti (2018) realizaram ensaios de arrancamento em estacas em modelo reduzido de âncoras torpedo e a partir da retroanálise dos resultados, identificaram o K_s tanto para solo fluidizado, quanto para solo não fluidizado. Todos os autores identificaram a diminuição do coeficiente de empuxo lateral de serviço para o solo fluidizado, quando comparado com solo não fluidizado, assim como ocorre com a capacidade de carga mencionada em 2.7. Schnaid *et al.* (2014) e Passini (2015) também relataram o aumento de K_s com o aumento da densidade relativa (D_r), para

solos não fluidizados. A tabela 2.1 apresenta a comparação dos valores de K_s obtido em cada uma dessas pesquisas.

Tabela 2.1: K_s verificado em pesquisas anteriores.

Stracke (2012) ⁽¹⁾		Passini (2015) ⁽²⁾		Mazutti (2018) ^{(2), (3)}	
Não Fluidizado Dr = 50%	Fluidizado	Fluidizado	Não Fluidizado Dr = 50% Dr = 90%	Não Fluidizado Dr = 30%	Fluidizado
0,96	0,72	0,1	0,4 0,6	0,31	0,15

Os valores de K_s apresentados aqui são para ensaios no centro do tanque.

(1) Ensaio realizado 24 horas após a instalação;

(2) Ensaio realizado entre 0 e 4 horas após a instalação;

(3) Ensaio realizado com sobrecarga na superfície do solo

Passini (2015) não encontrou correlação da vazão (Q_0), tampouco da densidade relativa inicial (D_r) na capacidade de ancoragem, consequentemente essas variáveis também não influenciam nos valores de K_s para solo fluidizado. Segundo a autora isso pode se dar por conta de após a fluidização o solo ficar com Dr em torno de 30%, independentemente da densidade relativa inicial.

2.8.4 Capacidade de carga à tração em solos fluidizados

Estudos relacionados à capacidade de carga de tração (arrancamento) em solos fluidizados também foram procedidos nos últimos tempos. Stracke (2012) levou as hastes suspensas até a profundidade crítica T_3 e posteriormente realizou ensaios de tração em diferentes condições: (i) profundidade T_3 atingida com fluidização e depois de 24h foi realizado o teste de tração; (ii) profundidade T_3 atingida com cravação manual e após 24h, foi realizado o teste de tração; e (iii) profundidade T_3 atingida com fluidização e na sequência foi injetado agente cimentante. Os ensaios de tração foram realizados após transcorridas 72h da aplicação da calda de cimento.

Passini (2015) e Passini *et al.* (2017) realizaram ensaios de arrancamento axial em estacas em modelo reduzido (escalas 1:76, 1:60 e 1:50) instaladas por fluidização em areias de densidade relativa D_r igual a 50% e 90%, 4, 24 e 48 horas após a instalação dos modelos, e imediatamente e 24 horas após a cravação das hastes em solo não fluidizado, cravação monotônica. Mazutti (2018) baseou sua pesquisa nos experimentos Passini (2015), porém os testes foram realizados com areia com D_r igual a 50% (modelos instalados com e sem fluidização) e D_r igual a 30% (para alguns ensaios com solo não fluidizado). O estudo também contou com sobrecarga na superfície do solo, para simular a condição de instalação da estaca torpedo, a qual penetra mais do que o seu comprimento.

Nesses trabalhos a capacidade de ancoragem em solos fluidizados foi significativamente menor do que a resistência de modelos instalados em solo não fluidizado. Esta redução pode chegar à ordem de 77% dependendo das características

do solo, características do modelo e do tempo de realização do ensaio. Stracke (2012) menciona uma redução de 30% para modelos instalados por fluidização, quando comparado aos instalados em solos não fluidizados. No entanto, para solos fluidizados, foram identificadas grandes dispersões nos resultados (Stracke, 2012; Mazutti, 2018). Nos estudos de Stracke (2012) com injeção de agentes cimentícios, verificou-se o aumento de aproximadamente 15 vezes, em média, a capacidade de carga das hastes, em relação a solos sem aplicação de agentes cimentantes, fluidizados ou não fluidizados.

2.8.5 Verificação capacidade de ancoragem (tração) e curvas carga *versus* deslocamento

No item 2.8.3 foram apresentados resultados de pesquisas que focam no coeficiente de empuxo lateral de serviço (K_s) para estacas solicitadas à tração em solos em condições normais e fluidizados. Quando se sabe de antemão, ou se têm um valor aproximado do K_s , e conhecendo outros parâmetros do solo como o peso específico e o ângulo de atrito solo-estaca, pode-se fazer uma previsão de quanto o sistema de fundação ou ancoragem resistirá.

No entanto essa previsão deve ser conferida no elemento de fundação/ancoragem já instalado, para isso é necessária a realização de ensaios. Segundo a NBR 16903/2020, os ensaios para a verificação da capacidade resistente de um elemento de fundação devem ser executados com a aplicação de um carregamento sobre a estaca (para o caso de verificação da capacidade de ancoragem o carregamento de tração) e medição de deslocamento obtido, até que o elemento de fundação ou ancoragem se estabilize, quando deve ser realizado o incremento na carga.

Segundo Cintra *et al.* (2013) os incrementos de carga devem ser em torno de 10% do valor da carga de ruptura prevista. A cada incremento de carga o deslocamento da fundação é medido e com a união dos pontos obtidos se forma a curva carga *versus* deslocamento. São dois tipos de ensaios previstos na NBR 16903/2020 (i) ensaio de carregamento lento; e (ii) ensaio de carregamento rápido.

A norma brasileira preconiza que os ensaios lentos cada estágio de carregamento não pode ser superior a 20% da carga de trabalho prevista para estaca, e deve ser mantida até que se estabilizem os deslocamentos e no mínimo por 30 minutos. Em cada estágio os deslocamentos devem ser medidos após 2 min, 4 min, 8 min, 15 min, 30 min, 1 h, 2 h, 3 h, etc., e os deslocamentos são considerados estabilizados quando a diferença entre duas leituras consecutivas for no máximo 5% em relação ao mesmo estágio. Para o ensaio rápido a carga de cada estágio deve ser mantida por 10 minutos e não pode superar 10% da carga de trabalho prevista. Em cada estágio os deslocamentos devem ser lidos no início e no final do estágio.

Como já mencionado, o resultado de um ensaio de capacidade de carga de estacas é uma curva carga *versus* deslocamento, através da qual é possível identificar os tipos de ruptura do solo. São três os tipos de ruptura: (i) ruptura nítida, na qual os deslocamentos crescem sem que haja aumento de carga; (ii) ruptura física, no qual a carga continua a crescer mesmo com grandes deslocamentos – curva assintótica; e (iii) ruptura convencional – nem ruptura nítida, nem física. Na figura 2.29 estão representados os três tipos de ruptura.

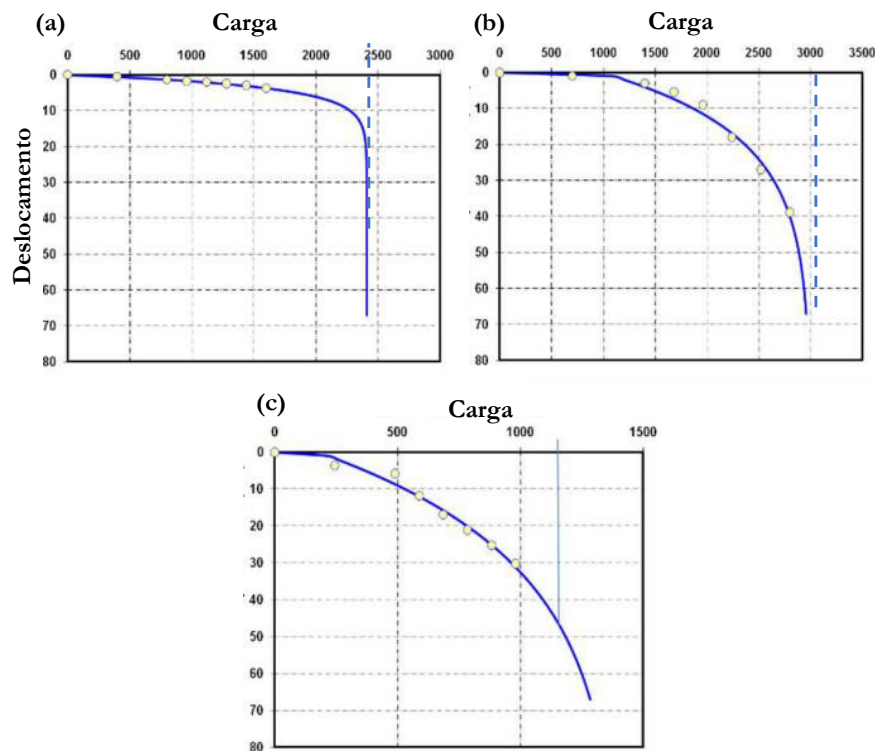


Figura 2.29: Tipos de ruptura identificados pela curva carga *versus* deslocamento: (a) ruptura nítida; (b) ruptura física; e (c) ruptura convencional.

Na ruptura nítida, a carga última resistida pelo conjunto solo-estaca é facilmente identificável, pois é a carga máxima, a partir da qual os deslocamentos ocorrem sem incremento de carga. Na ruptura física e na ruptura convencional, não é possível determinar a capacidade de carga diretamente pelo gráfico, desta forma, deve-se lançar mão de algum método previsto na literatura para identificar a carga de ruptura.

Terzaghi (1942) considera que a capacidade de carga é mobilizada quando a deformação é de 10% do diâmetro da estaca (d_e). Existe também o método de Van der Veen, proposto em 1953, o qual é bastante utilizado na engenharia de fundações. Este método consiste na extrapolação da curva carga recalque através de uma função exponencial (equação 2.25) e assim identificar a carga na qual a curva passa a ser assintótica.

$$Q = Q_u(1 - e^{-ar}) \quad (2.25)$$

onde Q é a carga vertical aplicada a um determinado estágio de carregamento, r é o deslocamento gerado por este carregamento medido no topo da estaca e a é o coeficiente que define a forma da curva.

Ao reescrever a equação 2.25, que é uma reta que passa pela origem. Aoki (1976) propôs uma correção na equação, baseado na premissa de que não necessariamente a reta deva passar pela origem do sistema de coordenadas, o que estaria em maior conformidade com o observado no ensaio. A equação 2.26 descreve a proposta feita por Aoki (1976), e os gráficos da figura 2.30 mostram as curvas carga *versus* deslocamentos e as aproximações de Van der Veen (1953) e Aoki (1976):

$$Q = Q_u[1 - e^{-(\alpha r + b)}] \quad (2.26)$$

onde b representa onde a reta intercepta o eixo dos deslocamentos.

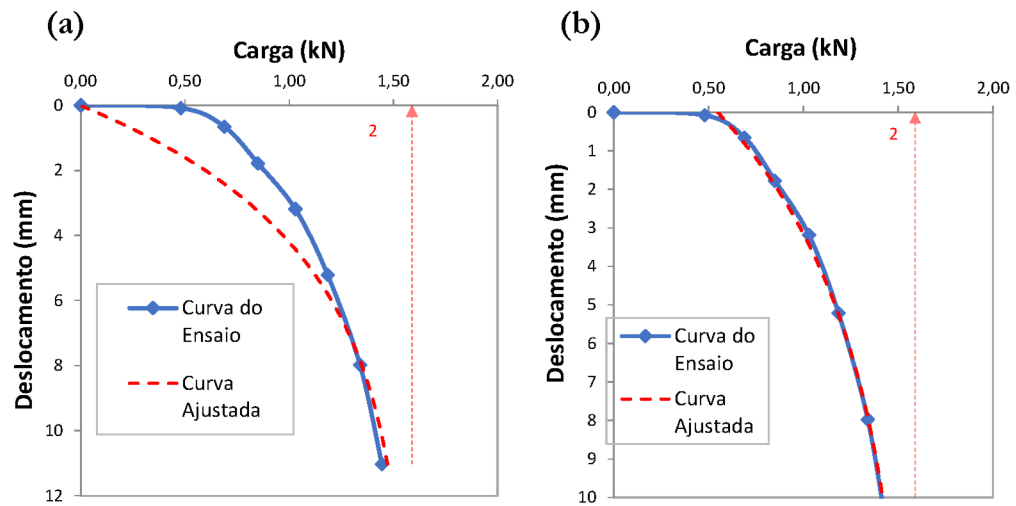


Figura 2.30: Curva carga *versus* deslocamento e aproximações de: (a) Van der Veen (1953) e (b) Aoki (1976).

3 | Materiais e métodos

3.1 Considerações Iniciais

O programa experimental desta pesquisa visa a realização de ensaios de penetração de estacas torpedo através do hidrojateamento de solo granular em condições de campo, de forma a permitir a análise dos fatores que governam esse processo de instalação, bem como na capacidade de carga após processo de hidrojateamento. Os modelos utilizados em campo são modelos reduzidos, por Lei de Semelhança por Número de Froude, na escala de comprimento 1:12 do protótipo fictício de estaca torpedo T66, utilizado por Passini (2015). Esse protótipo tem 17 m comprimento, 1,07 m de diâmetro e massa de 66 toneladas. A descrição do programa experimental, assim como de materiais e métodos é feita na seguinte sequência: (i) caracterização geotécnica do campo experimental; (ii) materiais e equipamentos; (iii) ensaio de instalação dos modelos por fluidização; e (iv) ensaio de capacidade de ancoragem.

3.2 Caracterização geotécnica do campo experimental

Os ensaios foram realizados em um campo experimental, situado nas proximidades do Laboratório de Geotecnia e Concreto Prof. Dr. Cláudio Renato Rodrigues Dias (LGC/FURG), situado no Campus Carreiros da Universidade Federal do Rio Grande (FURG), localizado no Bairro Vila Maria, na cidade do Rio Grande. A figura 3.1 ilustra o local.

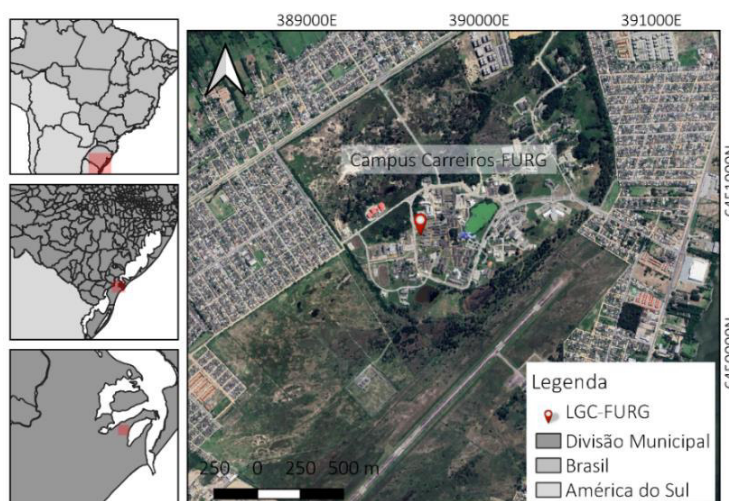


Figura 3.1: Localização do campo experimental da pesquisa.

O Campus Carreiros, assim como toda a cidade de Rio Grande, está localizado na Planície Costeira do Rio Grande do Sul (PCRS), conforme Tomazelli e Villwock

(2005). Dentre os quatro sistemas laguna-barreira presentes nesta unidade geológica do Rio Grande do Sul, os quais são consequências de diferentes processos de transgressão e regressão marinha ocorridos durante o Período Quaternário, Rio Grande está localizado no sistema laguna-barreira mais jovem, chamado de IV, o qual foi formado durante a Época Holocênica. Esta origem geológica explica a predominância de solo granular fino (areia) no perfil típico da região, a qual, em mapas pedológicos, é classificada como Neossolo quartzarênico.

Estas informações vão ao encontro do que afirmam Retzlaff *et al.* (2022), que definem que no perfil de solo desta região predomina uma camada de solo granular fino de pouco a medianamente compacta, seguida por uma camada granular fina argilosa e com presença de conchas, de espessura variável, e abaixo desta apresenta-se uma camada de solo granular, mas mais compacta que a anterior. Os autores também ressaltam que para a sua construção, grande parte dos prédios da Universidade foram aterrados, como é o caso do LGC/FURG, onde é possível identificar uma camada de aterro granular de aproximadamente dois metros de altura acima do terreno natural. Para a caracterização geotécnica completa foram feitos ensaios para a determinação da granulometria e os índices físicos do solo do campo experimental. Foram retiradas duas amostras do solo, uma na profundidade de 27,25 cm e outra na profundidade de 55,75 cm.

O material foi removido com a utilização de cilindros de cravação com diâmetro interno igual a 10,10 cm e 11,50 cm de altura e massa de 1,014 kg, e procedimento conforme a NBR 9813/2016. Primeiramente procedeu-se à escavação manual até se chegar na profundidade desejada, quando os cilindros eram cravados no solo com a utilização de um soquete. Posteriormente o solo ao redor do cilindro já enterrado para que pudesse ser removido. Logo após a remoção o cilindro contendo o solo era pesado. Esse procedimento pode ser observado na figura 3.2.

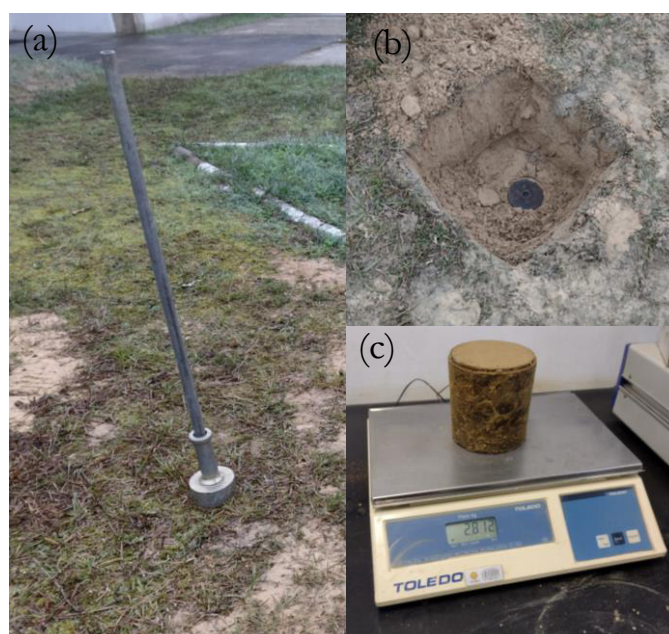


Figura 3.2: Extração de amostra do solo: (a) haste e soquete; (b) cilindro cravado no solo e (c) pesagem do cilindro com o solo.

Com os dados do peso do solo (peso do cilindro com o solo menos a tara do cilindro) foi calculado o peso específico aparente natural (γ_{nat}). Parte desse solo era destinada à determinação do teor de umidade do solo em condição natural e, conseqüentemente o peso específico aparente seco (γ_d). Já o restante do solo era destinado aos ensaios de peneiramento e sedimentação.

Na fase da análise granulométrica foram realizados os ensaios de peneiramento grosso (até peneira nº 10), ensaio de peneiramento fino (peneira nº 40 até a peneira nº 200) e ensaio de sedimentação para a fração de solo passante na peneira 200. Também foi realizado o ensaio de picnômetro para a determinação do peso específico real dos grãos (γ_s), conforme NBR 6458/2016. Colocou-se água no interior de picnômetro até um determinado nível, na sequência é depositado o solo seco. A variação do nível d'água dentro do picnômetro indica o volume de solo, dado que, juntamente com o peso da amostra de solo seca, definirá o γ_s . Em seguida determinou-se o índice de vazios (e) através da equação (3.1).

$$e = \frac{\gamma_s}{\gamma_d} - 1 \quad ((3.1))$$

A Tabela 3.1 apresenta as propriedades geotécnicas do solo do campo experimental no qual foram realizados os ensaios de penetração e capacidade de ancoragem. O η é a porosidade, e é o índice de vazios, e_{max} é o índice de vazios máximo, e_{min} é o índice de vazios mínimo, D_r é a densidade relativa, d_{10} a d_{95} são diâmetros representativos da distribuição granulométrica dos solos, nos quais o índice representa o percentual de partículas que são menores do que ele, C_c é o coeficiente de curvatura, C_u é o coeficiente de uniformidade, HRB é a classificação pelo sistema HRB (*Highway Research Board*) e $SUCS$ é a classificação pelo sistema SUCS (Sistema Unificado de Classificação de Solos).

Em síntese os resultados apontam para um peso específico dos sólidos de 26,34 kN/m³, o qual é compatível com material quartzoso (26,5 kN/m³), conforme esperado e relatado na literatura. O solo apresenta em campo um peso específico de 18,19 kN/m³, com uma porosidade de 34,16% e, conseqüentemente, com índice de vazios 0,52, o qual é bastante próximo do índice de vazios mínimo obtido experimentalmente (0,50). Estes resultados indicam uma Densidade Relativa de 95%, a qual é bastante elevada, mas justifica-se pela compactação do aterro, onde se encontra o campo experimental utilizado neste trabalho.

Destaca-se que as frações granulométricas utilizadas neste trabalho são às referentes à NBR 6502/2022. Assim, texturalmente o solo utilizado trata-se de uma areia argilosa, mas que não apresenta plasticidade (limites de Atterberg – limite de liquidez e de plasticidade – não puderam ser determinados). A curva granulométrica é desuniforme ($C_u > 15$) e o solo mal graduado ($C_c < 1$ ou $C_c > 3$). Pela Classificação HRB o solo pertence ao grupo A-2-4, o qual inclui diversos materiais granulares que contém 35% ou menos de material passante na peneira 0,075 mm. Pela Classificação SUCS o solo pertence ao grupo SC (areia argilosa) e, portanto, infere-se boa

trabalhabilidade como material de construção, baixa permeabilidade quando compactado (como no caso do campo experimental, onde $D_r = 95\%$) e más características de drenagem. A figura 3.3 apresenta a curva granulométrica obtida nos ensaios.

Tabela 3.1: Propriedades geotécnicas do solo.

γ_s (kN/m ³)	26,34	d_{60} (mm)	0,180
γ_{nat} (kN/m ³)	18,19	d_{95} (mm)	0,280
γ_d (kN/m ³)	17,35	Argila (%)	11
η (%)	34,16	Silte (%)	2
e	0,52	Areia (%)	87
e_{max}	0,90	Pedregulho (%)	0
e_{min}	0,50	C_u	>150
D_r (%)	95	C_c	46
d_{10} (mm)	<0,0012	HRB	A-2-4
d_{30} (mm)	0,100	SUCS	SC
d_{50} (mm)	0,150		

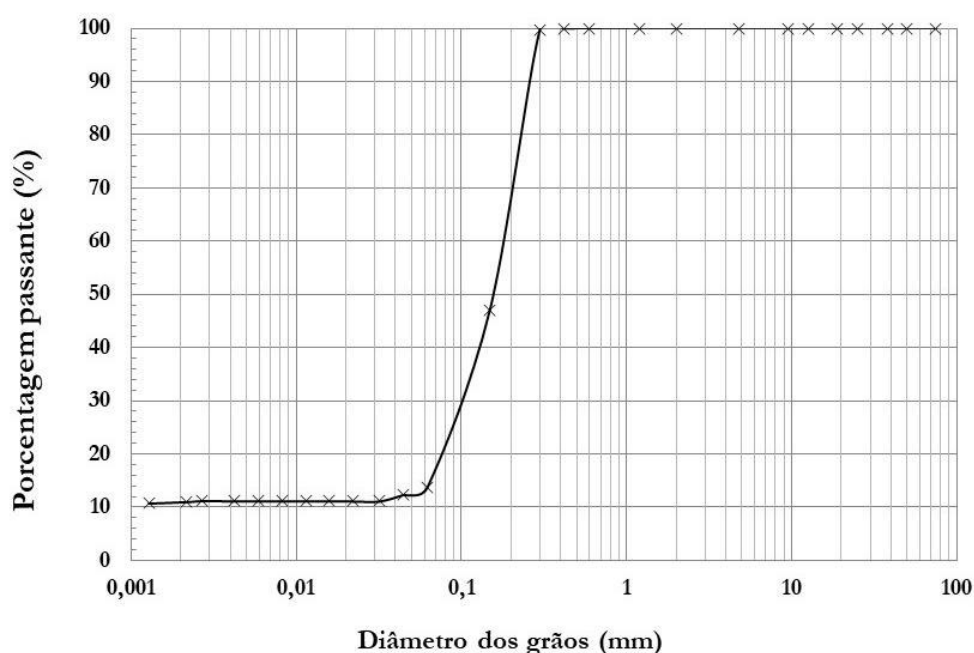


Figura 3.3: Curva granulométrica do solo do campo experimental.

Solos granulares finos também foram utilizados em pesquisas de instalação de âncoras torpedo por fluidização em laboratório (Mezzomo, 2009; Stracke, 2012; Schnaid *et al.*, 2014; Passini & Schnaid, 2015; Passini, 2015; Passini *et al.*, 2018; e Mazzutti, 2018). A tabela 3.2 e a figura 3.4 apresentam um comparativo do solo utilizado nessas pesquisas, com o solo encontrado no campo experimental utilizado neste trabalho. Em síntese, pode-se observar que o solo utilizado neste trabalho é

semelhante com os solos utilizados nas citadas pesquisas. Apesar desta semelhança, destaca-se que o solo utilizado nesta pesquisa apresenta maior fração argila, o que fez diminuir sua fração de areia. Observa-se que a areia encontrada no campo experimental é representativa das areias eólicas encontradas em praias, e tem características semelhantes à de Osório/RS, que foi utilizada trabalhos de Mezzomo (2009), Stracke (2012), Passini (2015) e Mazzutti (2018).

Tabela 3.2: Comparação do solo da presente pesquisa com pesquisas anteriores.

Parâmetro	**Mezzomo (2009)	**Stracke (2012)	**Passini (2015)	**Mazzutti (2018)	Presente Pesquisa
γ_s (kN/m ³)	26,67	26,67	26,67	26,67	26,34
d_{50} (mm)	0,18	0,18	0,207	0,207	0,18
e_{max}	0,9	0,9	0,9	0,9	0,9
e_{min}	0,6	0,6	0,6	0,6	0,5
D_r (%)	50 e 100	50	50 e 90	50 e 30	95
Areia média* (%)	40	40	50	50	33
Areia fina* (%)	54	54	45	45	54
Silte* (%)	4	4	4	4	2
Argila* (%)	2	2	1	1	11

* Percentuais de fração de solo determinado de acordo com a NBR 6502 (ABNT 2022).

** Areia fina proveniente do município de Osório/RS.

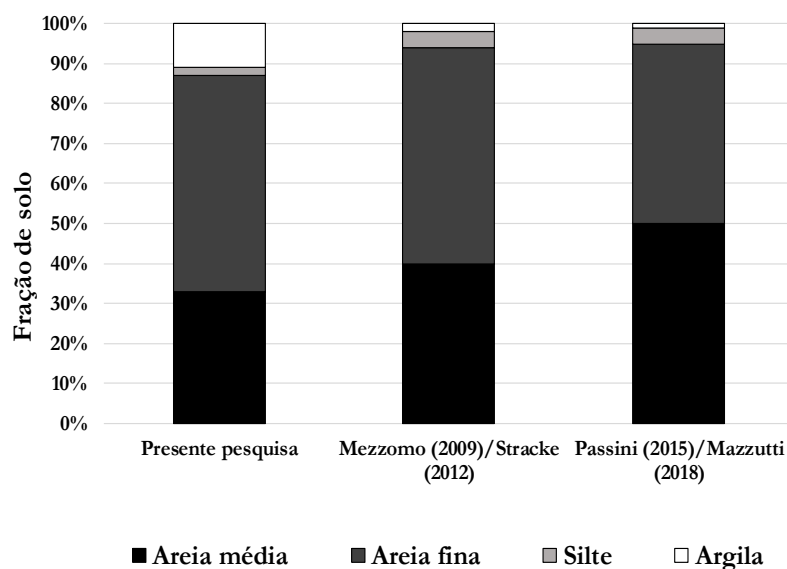


Figura 3.4: Comparativo das frações do solo utilizado nesta pesquisa e em pesquisas anteriores.

Quatro ensaios de cisalhamento foram feitos com amostras obtidas na profundidade de 61 cm. Dentro do cilindro utilizado para amostragem, era cravado o anel (molde) de 6 cm de diâmetro e 2 cm de altura, para a extração das amostras submetidas ao ensaio de cisalhamento. Com o auxílio de extrator o corpo de prova dentro do anel era lentamente removido do molde e transferido para a caixa de cisalhamento, para facilitar este processo a parede do molde foi lubrificada com vaselina. A figura 3.5 mostra o equipamento utilizado nos ensaios, assim como o corpo de prova inserido no anel.



Figura 3.5: Ensaio de cisalhamento direto: (a) execução do ensaio e (b) preparação dos corpos de prova.

Durante a execução do ensaio de cisalhamento direto diversos parâmetros são medidos simultaneamente, como os deslocamentos horizontais, os deslocamentos verticais (para identificar a variação volumétrica do corpo de prova) e a resistência ao cisalhamento. No presente estudo os deslocamentos horizontais foram controlados a uma velocidade constante de 0,10 mm/min, para que não fossem geradas poropressões no corpo de prova. Foram utilizadas as tensões normais de 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa, com o solo na condição drenada com a amostra inundada.

Os resultados apontam para um ângulo de atrito interno efetivo (φ') de 35,53° e intercepto coesivo efetivo nulo. Este valor nulo indica o comportamento de um solo não coesivo. Pinto (2000) indica que para areias consideradas puras ou com teor muito baixo de finos ($> 12\%$) e sem agente cimentantes, inexistente a coesão real, o que, mais uma vez, vai ao encontro do resultado encontrado para o solo do campo experimental. A envoltória de tensões é apresentada na figura 3.6.

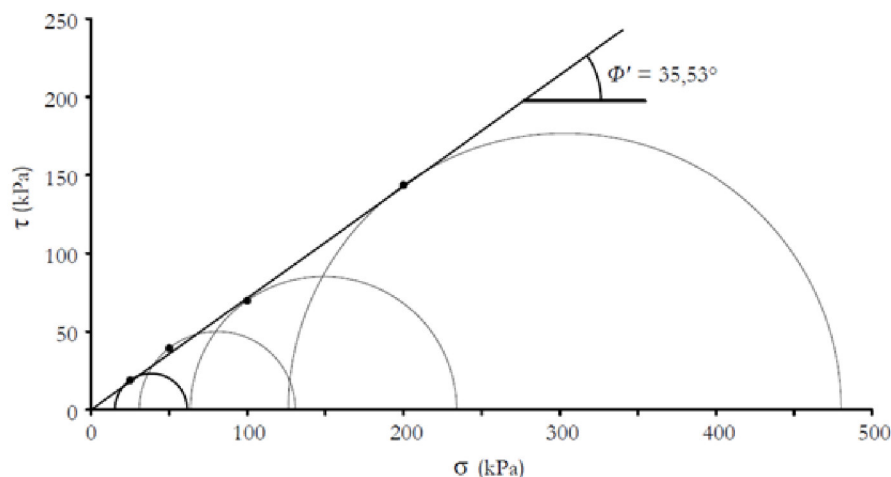


Figura 3.6: Envoltória de tensões – ensaio de cisalhamento direto.

O ângulo de atrito interno efetivo é considerado elevado. Em termos comparativos, Silva *et al.* (2008) relatam a instalação de uma estaca torpedo de 12 m de comprimento na Baía de Campos, em um solo constituído por areia calcária com ângulo de atrito efetivo de 25° , mesmo apresentando peso específico aparente seco de $17,5 \text{ kN/m}^3$, o qual é compatível com o observado no campo experimental utilizado neste trabalho ($17,35 \text{ kN/m}^3$).

Também foram realizados ensaios de campo como o DPL (*Dynamic Probe Light*) em três pontos no campo experimental até a profundidade de 2 m. Esses ensaios consistem na cravação de uma haste com ponteira alarga no solo pelo impacto de um peso içado manualmente e liberado em queda livre. A figura 3.7 apresenta os resultados desse ensaio, assim como sua execução.

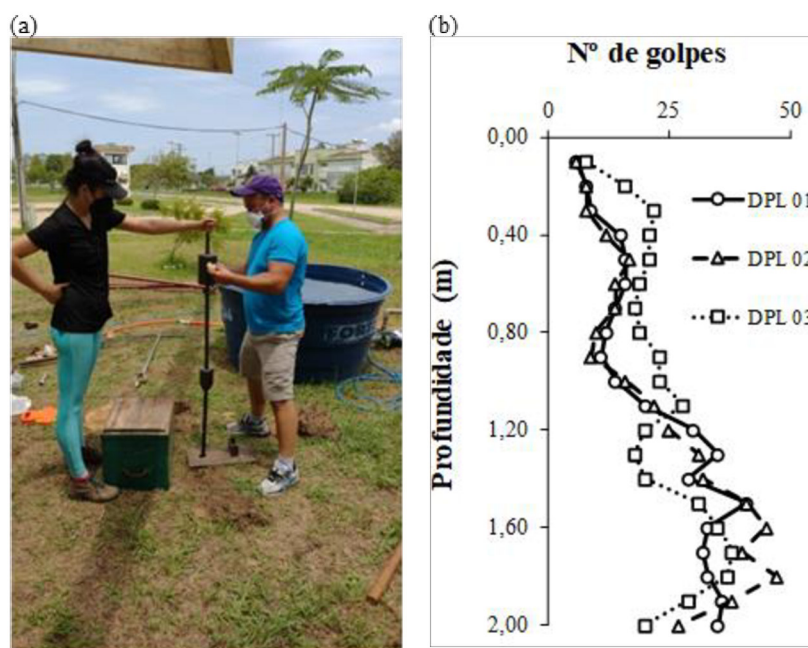


Figura 3.7: Ensaio DPL (*Dynamic Probe Light*): (a) execução; e (b) resultados.

Para o ensaio, as hastes foram graduadas a cada 10 cm com marcações feitas com giz. A cada marca atingida, era anotado no número de golpes necessários para essa penetração (N_{10}), que fornece um índice de resistência do solo. Os resultados demonstraram boa convergência entre os ensaios DPL 01 e DPL 02 praticamente ao longo de toda a profundidade investigada.

O ensaio SPT (*Standard Penetration Test*) é largamente utilizado em projetos de Engenharia Civil e devido ao baixo custo frente a outros métodos como o CPT (*Cone Penetration Test*), optou-se por realizar um furo de sondagem de simples reconhecimento com este ensaio. Foi utilizado equipamento automatizado, com o qual se alcançou a profundidade de 3 m, quando o teste foi encerrado. O relatório do ensaio forneceu o nível do lençol freático, o tipo de solo de acordo com o avanço do ensaio e o N_{SPT} , que também é um parâmetro indicativo da resistência do solo. A figura 3.8 mostra os equipamentos utilizados nesse ensaio.

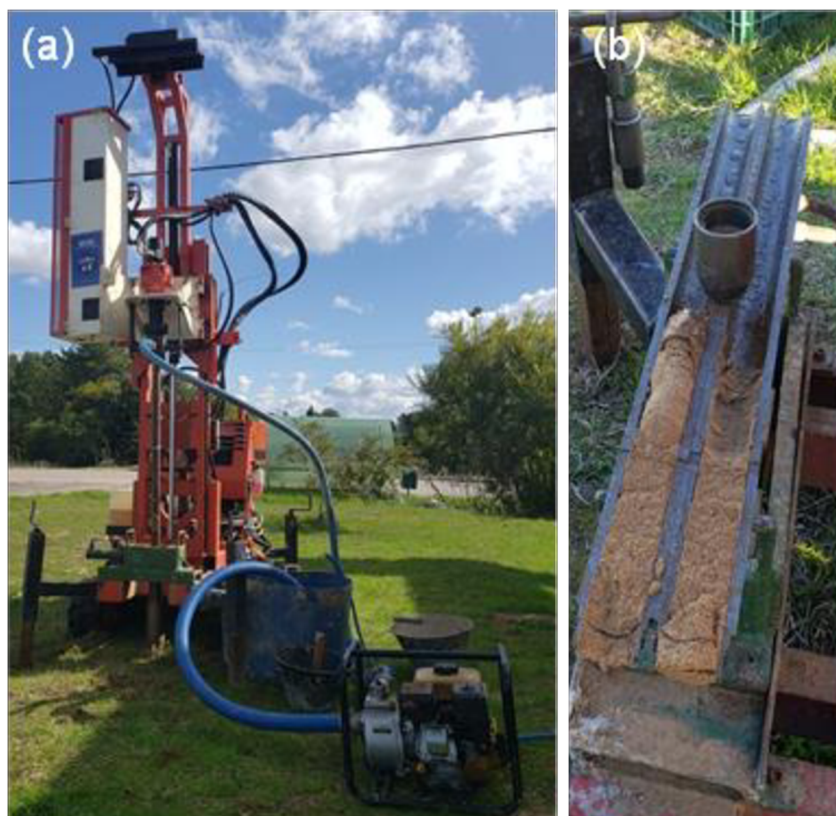


Figura 3.8: Ensaio SPT (*Standard Penetration Test*): (a) equipamento mecanizado; e (b) amostra de solo coletada no ensaio.

A Figura 3.9 apresenta o resultado de sondagem de simples reconhecimento com ensaio SPT. Destaca-se que os critérios de paralisação da sondagem, previsto em NBR 6484/2020 – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método do ensaio, não foram seguidos por se tratar de ensaio realizado para fins científicos em configurações tais que apenas a porção superior do perfil geotécnico apresentava interesse. Em síntese, os resultados indicam aumento do número de golpes para cravar os 30 cm finais do amostrador do ensaio (N_{SPT}) com o aumento de profundidade,

evidenciando conformidade com os resultados de ensaios DPL. O aumento da resistência em função do aumento da profundidade é esperado, devido ao aumento da tensão efetiva do solo.

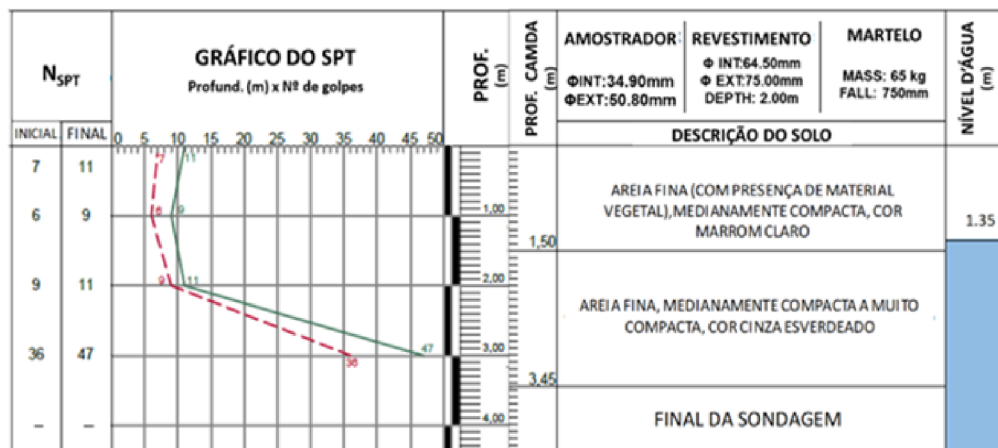


Figura 3.9: Perfil geotécnico – ensaio de simples reconhecimento com SPT (adaptado do relatório de sondagem apresentado pela CERM Controle Tecnológico).

3.3 Materiais e Equipamentos

Foi utilizada estaca metálica em modelo reduzido na escala de comprimento 1:12 da estaca torpedão T66 sem aletas. Uma vez fixada a escala de 1:12, as dimensões da estaca em modelo reduzido foram definidas pela Lei de Semelhança pelo Número de Froude, a qual se baseia na preservação da relação entre as forças inerciais e gravitacionais. As grandezas de base adotadas foram o comprimento (L), a massa específica (ρ) e aceleração da gravidade (g). Essas grandezas de base têm suas escalas pré-estabelecidas e a partir das quais as escalas de todas as outras grandezas são decorrentes. Como não é possível alterar escala da massa específica e da aceleração da gravidade, por se tratar de ensaio de campo, foi adotada a escala 1:1 para essas duas grandezas. A tabela 3.3 apresenta a matriz dimensional da semelhança pelo Número de Froude.

A tabela 3.4 apresenta as dimensões do protótipo e do modelo em escala reduzida. Os valores adotados para o modelo se deram em função da praticidade de operacionalização do conjunto de equipamentos, imposições e limitações no fornecimento de materiais (como os tubos metálicos), além da facilidade de cálculo e interpretação dos resultados. Desta forma, as características adotadas diferem ligeiramente das calculadas. Os principais motivos que levaram à adoção da escala 1:12 configuração foram: (i) realização de testes em campo com escalas maiores às já utilizadas anteriormente por outros pesquisadores em laboratório e em solos granulares; (ii) menor dificuldade no manuseio do modelo, uma vez que peso e comprimento muito grandes poderiam requerer sistemas especiais de transporte e içamento; e (iii) fator econômico, uma vez que a utilização de modelos maiores e/ou

mais pesados, aumentariam o custo da pesquisa; (iv) ajuste das dimensões do modelo para compatibilizar as vazões aplicadas com a características da estaca e do solo do local de estudo.

Tabela 3.3: Matriz dimensional de semelhança por número de Froude para $\lambda_L = 1:12$.

Grandeza de base	Símbolo	Unid.	L	M	T	Inversão			Escala	Escala invertida
Comp.	L	m	1	0	0	1	0	0	8,333 E-02	12
Massa Específica	ρ	kg/m ³	-3	1	0	3	1	0	1,000 E+00	1
Aceleração (gravidade)	g	m/s ²	1	0	-2	0,5	0	0,5	1,000E+00	1
Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	L	m	t	L	ρ	g	Escala	Escala Invertida
Comp.	L	m	1	0	0	1	0	0	8,333E+01	12
Massa	M	kg	0	1	0	3	1	0	5,787E-01	1728
Tempo	T	s	0	0	1	0,5	0	-0,5	2,887E+02	3,46
Frequência	f	Hz	0	0	-1	0,5	0	0,5	3,464E+00	0,29
Aceleração	g	m/s ²	1	0	-2	0	0	1	1,000E+03	1
Velocidade	v	m/s	1	0	-2	0,5	0	0,5	2,887E+02	3,46
Vazão	Q	m ³ /s	3	0	-1	2,5	0	0,5	2,005E+00	499
Área	A	m ²	2	0	0	2	0	0	6,944E+00	144
Volume	V	m ³	3	0	0	3	0	0	5,787E+01	1728
Inércia de área	I	m ⁴	4	0	0	4	0	0	4,823E-05	20736

Tabela 3.4: Características do protótipo fictício proposto por Passini (2015) e do modelo na escala de comprimento 1:12.

Dados	Protótipo (T66)	Modelo 1:12 (calculado)	Modelo 1:12 (adotado)
L (m)	17,00	1,42	1,50
d_e (m)	1,07	0,089	0,09
m (kg)	66.000	38,19	38,00

O sistema de instalação construído para este trabalho foi desenvolvido de forma a permitir a modificação do peso da estaca, modificação do jato e possibilitar a execução dos ensaios de capacidade de ancoragem (arrancamento). O conjunto é constituído de um reservatório de água de polietileno com capacidade de 1000 L, o qual serve para ao armazenamento da água que é bombeada por uma bomba centrífuga elétrica trifásica com potência nominal de 1,0 HP. Essa motobomba é conectada a um inversor de frequência, que permite ajustar a vazão fornecida ao sistema. A água é levada até à estaca através de mangueiras de polietileno com diâmetro de 3/4". A figura 3.10 apresenta o sistema construído.

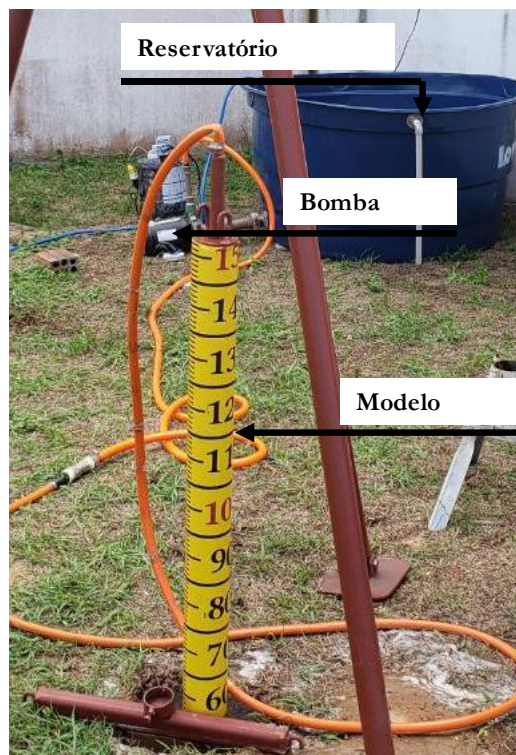


Figura 3.10: Sistema de instalação por fluidização.

O modelo que avaliou os efeitos da fluidização em solos finos, foi construído na escala de comprimento 1:12. Os principais motivos que levaram à adoção dessa configuração foram: (i) realização de testes em campo com escalas maiores às já utilizadas anteriormente por outros pesquisadores em laboratório e em solos granulares; (ii) menor dificuldade no manuseio do modelo, uma vez que peso e comprimento muito grandes poderiam requerer sistemas especiais de transporte e içamento; e (iii) fator econômico, uma vez que a utilização de modelos maiores e/ou mais pesados, aumentariam o custo da pesquisa; (iv) ajuste das dimensões do modelo para compatibilizar as vazões aplicadas com as características da estaca e do solo do local de estudo.

A estaca reduzida consiste em tubo de aço galvanizado de 90 mm de diâmetro externo e 1,50 m de comprimento. Um tubo metálico de 25 mm de diâmetro externo passa pelo interior da estaca, com a finalidade de levar o jato até a sua ponta. A ponta do modelo é removível (rosqueada), para permitir a inserção de sobrepesos que permitem a variação da massa para as diferentes configurações de ensaios. Estes sobrepesos são discos de aço com aproximadamente 0,625 kg, com furo no centro para encaixarem no tubo interno. O bocal de saída do jato, na ponta da estaca, é dotado de rosca interna, isso permite instalar uma conexão (tampão dotado de furo circular no sentido longitudinal) o que viabiliza a diminuição do diâmetro do jato (d_j). No topo da estaca existem duas alças abertas na lateral, para permitir a fixação das correntes que fazem parte do ensaio de capacidade de ancoragem (arrancamento). Todos os componentes do modelo estão expostos na figura 3.11.

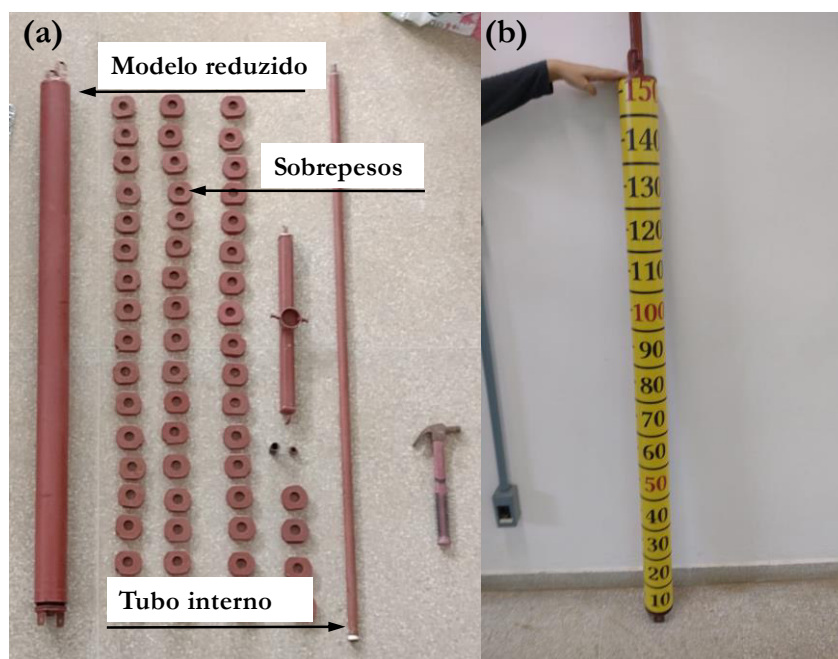


Figura 3.11: Modelo reduzido de estaca torpedo: (a) componentes do modelo; e (b) modelo com a fita graduada.

Para proceder ao ensaio de capacidade de ancoragem (arrancamento) foi utilizado um tripé formado de perfis tubulares de seção circular confeccionados em aço galvanizado com 50 mm de diâmetro. No topo deste tripé há uma base triangular de chapa de aço galvanizado, na qual é fixado o suporte para o conjunto macaco hidráulico/célula de carga, com uma abertura frontal, para passagem da mangueira hidráulica do macaco e o cabo da célula de carga. Na haste do macaco é encaixado um suporte, para encaixar as correntes que transmitem os esforços de tração (arrancamento) para a estaca. O sistema é apresentado na figura 3.12.



Figura 3.12: Configuração do ensaio de capacidade de ancoragem.

3.4 Ensaios de instalação por hidrojateamento

Os ensaios de instalação dos modelos foram realizados com diferentes arranjos, nos quais algumas variáveis eram alteradas de um tipo de ensaio para o outro. As estacas foram instaladas ou com vazão de saída do jato (Q_0) constante (vazão máxima de 41,60 L/min aplicada desde o início do processo) ou com vazão escalonada em quatro estágios (10,35 L/min; 22,81 L/min; 30,71 L/min e 41,60 L/min). As vazões não foram medidas durante a instalação, pois o rotâmetro e até mesmo um medidor digital, gerariam uma perda de carga considerável no escoamento. Desta forma, o controle foi feito através do inversor de frequência instalado no sistema. A calibração foi feita com a determinação de diferentes valores de frequência no inversor, para os quais era verificado o tempo necessário para que escoasse um determinado volume de água. O valor adotado foi a média de três medidas para cada frequência escolhida. A tabela 3.5 apresenta a relação entre frequência e vazão de saída do jato.

Tabela 3.5: Relação frequência elétrica *versus* vazão de saída do jato (Q_0)

Frequência (Hz)	Q_0 (L/min)	U_0 (m/s)	U_0 (m/s)
		$d_j = 11,25$ mm	$d_j = 22,5$ mm
10,0	10,35	1,73	0,43
25,0	22,8	3,82	0,96
37,5	30,71	5,15	1,29
50,0	41,60	6,98	1,74

Dois diâmetros de jatos foram utilizados ($d_j = 11,25$ mm e $d_j = 22,50$ mm), que corresponde a 12,5 e 25% do diâmetro externo da estacas, para verificar a influência da velocidade do jato no processo de instalação, com o número de Reynolds do jato (Re_j) variou de 19484 a 78312. Em algumas configurações foi adotado o modelo com 31,00 kg e outras com 42,50 kg. De acordo com os critérios de similaridade, o modelo na escala 1:12 deveria ter massa igual a 38 kg, porém para verificar a influência da massa no processo, adotou-se massa um pouco menor e um pouco maior que este valor. Destaca-se que, para garantir confiabilidade aos resultados, todos os ensaios foram realizados em triplicata totalizando 24 ensaios para as 8 configurações descritas na tabela 3.6. Além destes, foram realizados 4 ensaios preliminares, quando ainda estavam sendo procedidos ajustes ao sistema. Assim, ao todo foram realizados 28 ensaios, cujos resultados relacionados ao hidrojateamento são descritos e analisados a seguir.

Os ensaios de instalação foram denominados J1M1, J2M1, J1M2, J2M2, J1M1E, J2M1E, J1M2E e J2M2E, e cada uma das partes do nome correspondem às características de determinada configuração do ensaio, conforme descrito a seguir, e apresentado na tabela 3.4:

- J1 ou J2: a letra “J” faz alusão à palavra jato, e os números “1” e “2” indicam o diâmetro do jato utilizado (J1 – $d_j = 11,25$ mm; J2 – $d_j = 22,50$ mm);
- M1 ou M2: a letra “M” indica a massa utilizada no modelo, na qual M1 representa o modelo com 31,00 kg, e M2 o modelo com 42,50 kg;
- E: a letra “E” indica que foi utilizada a vazão escalonada (em quatro estágios) no ensaio de penetração, enquanto nas denominações em que essa letra não aparece, a vazão foi constante durante toda a instalação da estaca.

Tabela 3.6: Identificação dos tipos de ensaios realizados.

Ensaio	Vazão (L/min)				Diâmetro do jato (mm)		Massa (kg)	
	10,35	22,81	30,71	41,60	11,25	22,50	31,00	42,50
J1M1				x	x		x	
J2M1				x		x	x	
J1M2				x	x			x
J2M2				x		x		x
J1M1E	x	x	x	x	x		x	
J2M1E	x	x	x	x		x	x	
J1M2E	x	x	x	x	x			x
J2M2E	x	x	x	x		x		x

Antes do início de cada ensaio foi removida a camada de vegetação e solo com material orgânico, de forma a evitar a influência no processo de penetração da estaca no solo arenoso, este pré-furo tinha diâmetro de aproximadamente 25 mm e profundidade entre 13 e 38 cm, dependendo da espessura da camada de vegetação e solo orgânico. A estaca possuía uma faixa adesiva graduada no fuste. No topo do pré-furo foi colocada uma referência horizontal. Assim, com auxílio de uma câmera posicionada em frente ao modelo, foi possível a leitura da profundidade da instalação da estaca ao longo do tempo (figura 3.13).

**Figura 3.13:** Método de verificação da profundidade alcançada pelo modelo.

Após o posicionamento da estaca na vertical, a bomba era acionada (com a frequência desejada já selecionada no inversor) e o modelo era liberado para a penetrar

no solo por peso próprio e sem altura de queda, garantindo sempre a verticalidade ao longo de todo o processo. Nos ensaios com um único estágio de vazão (J1M1, J2M1, J1M2 e J2M2), o inversor de frequência era setado para 50 Hz desde o início do processo. Nos ensaios com vazão escalonada (J1M1E, J2M1E, J1M2E e J2M2E), a bomba era acionada com o inversor de frequência indicando 10 Hz e troca de estágio se dava quando cessavam as penetrações para aquela determinada vazão. A leitura da profundidade atingida para cada vazão aplicada era feita pela projeção da régua na graduação da estaca. Os ensaios eram encerrados quando cessava a penetração ou a estaca penetrava por completo.

3.5 Ensaios de capacidade de ancoragem

Como o maior esforço transmitido por uma estrutura flutuante para a âncora é escorço de tração, os ensaios foram realizados com a aplicação de um esforço vertical no sentido de remover o modelo instalado. Os ensaios foram realizados imediatamente após a instalação das estacas, portanto não foi analisado o ganho de resistência por *setup*.

A célula de carga de 30 kN utilizada nessa campanha foi calibrada antes da execução dos ensaios, com a utilização de um anel dinamométrico e uma prensa com motor de passo do Laboratório de Geotecnia e Concreto. A célula de carga foi posicionada na parte superior da prensa e o anel dinamométrico colocado logo abaixo. O sistema de aquisição de dados do *Spider*, juntamente com o *software Catman*[®], fizeram leituras de diferença de potencial em milivolts (mV) para diferentes valores de carregamentos impostos a célula de carga. Uma tabela de calibração do anel dinamométrico fornecida pelo INMETRO (Instituto Nacional de Metrologia, Qualidade e Tecnologia) correlaciona as cargas aplicadas e a deformação lida no mostrador do anel, assim se forçou a deformação do anel até algumas destas deformações apresentadas na tabela, e se comparava a leitura apresentada pelo *Spider* (mV) com a carga correlata definindo assim a curva de calibração do sensor.

Após a estaca instalada era posicionado o tripé centralizado na estaca com o auxílio de um prumo de centro. Posteriormente eram fixados a célula de carga e o macaco hidráulico no topo do tripé, conforme figura 3.14(a). Após, as correntes eram fixadas e esticadas para travar o tripé (figuras 3.14(a) e 3.14(b)). Com as correntes esticadas, era posicionado o deflectômetro digital no topo da estaca (figura 3.10(c)). Por fim a célula de carga era conectada ao sistema de aquisição de dados do *Spider*. Os valores das cargas foram coletados através do *software Catman* e as deformações lidas diretamente no deflectômetro, permitindo assim a determinação das curvas de carga *vs* recalque.

Os ensaios foram realizados conforme a NBR 16903/2020, e adotou-se o método definido como prova de carga rápida, no qual é necessário esperar 10 minutos para avançar ao novo estágio de carregamento. Conforme Cintra *et al.* (2013) e a NBR 16903/2020, cada estágio de carregamento deve ser em torno de 10% do valor da carga de ruptura prevista.

A carga de ruptura foi definida com base no coeficiente de empuxo lateral de serviço (K_s) apresentado por Stracke (2012) e Passini (2015), adotando-se a média entre os dois valores. O valor obtido foi de aproximadamente 1,00 kN, desta forma os estágios foram definidos como 0,10 kN.

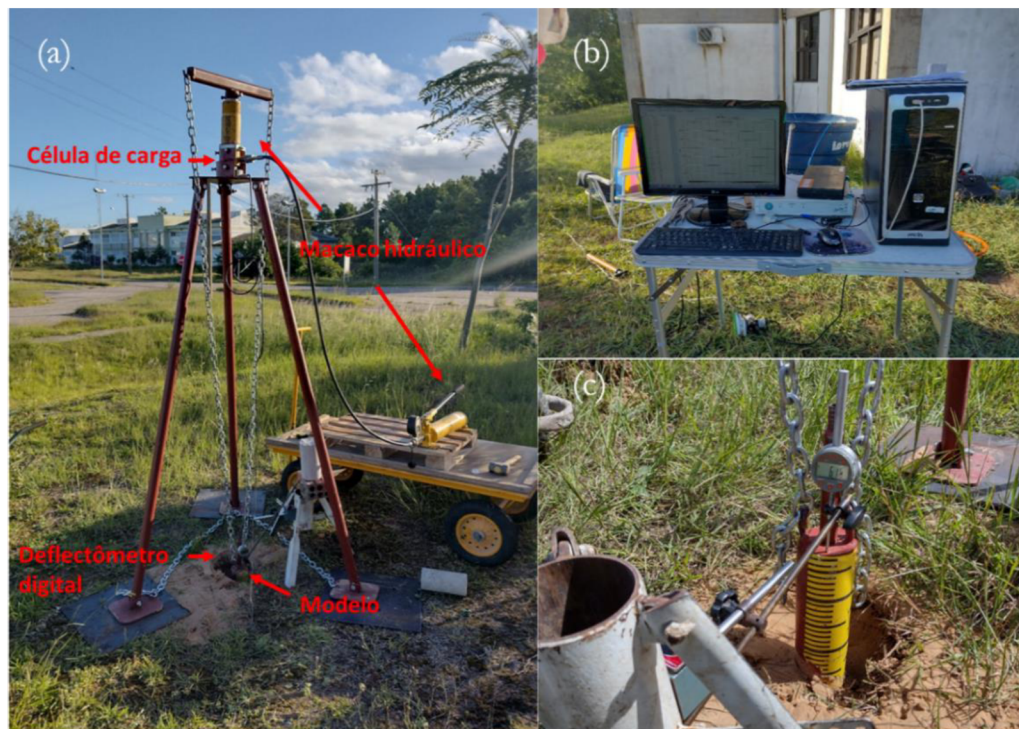


Figura 3.14: Ensaio de capacidade de ancoragem: (a) sistema de arrancamento; (b) estação de aquisição de dados e (c) fixação do deflectômetro.

Os resultados dos ensaios não apresentaram um trecho claro de ruptura nas curvas carga *versus* recalque para a maioria dos ensaios. Conforme Terzaghi (1942), para os casos de ruptura convencional (ver item 2.8.4), pode-se considerar como capacidade de carga última, aquela referente ao deslocamento de 10% do diâmetro externo do elemento de fundação. Dessa forma optou-se por levar os ensaios até atingir esse deslocamento e depois determinar a capacidade de ancoragem última a partir dos métodos de extrapolação com o de Van der Veen e Aoki, mencionados no Capítulo 2.

4 | Resultados e discussões

4.1 Considerações iniciais

Este Capítulo destina-se à apresentação e análise dos resultados descritos no programa experimental deste trabalho. Assim, os resultados e análises apresentados são: (i) dos ensaios de penetração por fluidização do solo; (ii) dos ensaios para determinação da capacidade de ancoragem dos modelos instalados por fluidização; e, por fim, (iii) da comparação dos resultados dos ensaios de fluidização e capacidade de ancoragem com resultados encontrados na literatura.

4.2 Instalação das estacas por fluidização

Conforme descrito no Capítulo 3, foram realizados 8 tipos de ensaios para a instalação dos modelos reduzidos com aplicação de jatos verticais de água em campo experimental de solo granular: (i) 4 com vazão constante (J1M1, J2M2, J1M2 e J2M2); e (ii) 4 com vazão escalonada (J1M1E, J2M1E, J1M2E e J2M2E). Estes ensaios foram realizados com o modelo de estaca torpedo T66, na escala de comprimento reduzida de 1:12. Assim, em concordância com a Lei de Semelhança por Número de Froude, os diâmetros do jato foram de 11,25 e 22,50 mm, os quais são correspondentes a 12,5 e 25% do diâmetro externo da estaca. A massa utilizada foi de 31 e 42,5 kg e as vazões impostas foram de 10,35, 22,81, 30,71 e 41,60 L/min.

A Figura 4.1 apresenta resultados, em termos dimensionais, da profundidade de instalação (L) em função da vazão aplicada (Q_o), onde são apresentados os resultados para cada tipo de ensaio, sendo que a massa do modelo é diferenciada pela cor, conforme legenda apresentada. Em termos gerais, observa-se que a penetração aumenta, com o aumento da vazão, conforme relatado em diversos trabalhos na literatura. Já a Figura 4.2 apresenta os mesmos resultados de penetração, mas desta vez em função da velocidade de saída do jato (U_o). A exemplo dos resultados em função da vazão, observa-se que a penetração aumenta com a velocidade de saída do jato.

Para facilitar a compreensão dos resultados obtidos, foram traçadas as Figuras 4.3 e 4.4, as quais apresentam resultados das Figuras 4.1 e 4.2, respectivamente, mas desta vez em função dos valores médios. A penetração média de 1.132 mm foi obtida para os ensaios com vazão constante (41,60 L/min) e foi observada uma penetração mínima de 350 mm. Ao analisar-se os resultados em função da massa dos modelos, foi observada uma penetração média de 1.314 mm para os ensaios com massa de 42,5 kg, cuja penetração é 16% maior que a média (1.126 mm) verificada para os ensaios realizados com massa de 31 kg. Em consonância com esses resultados, as penetrações mínimas apresentadas pelo modelo mais leve também foram menores (350 mm, quando o modelo estava com 31 kg, e 1.020 mm, quando o modelo contava com 42,5 kg).

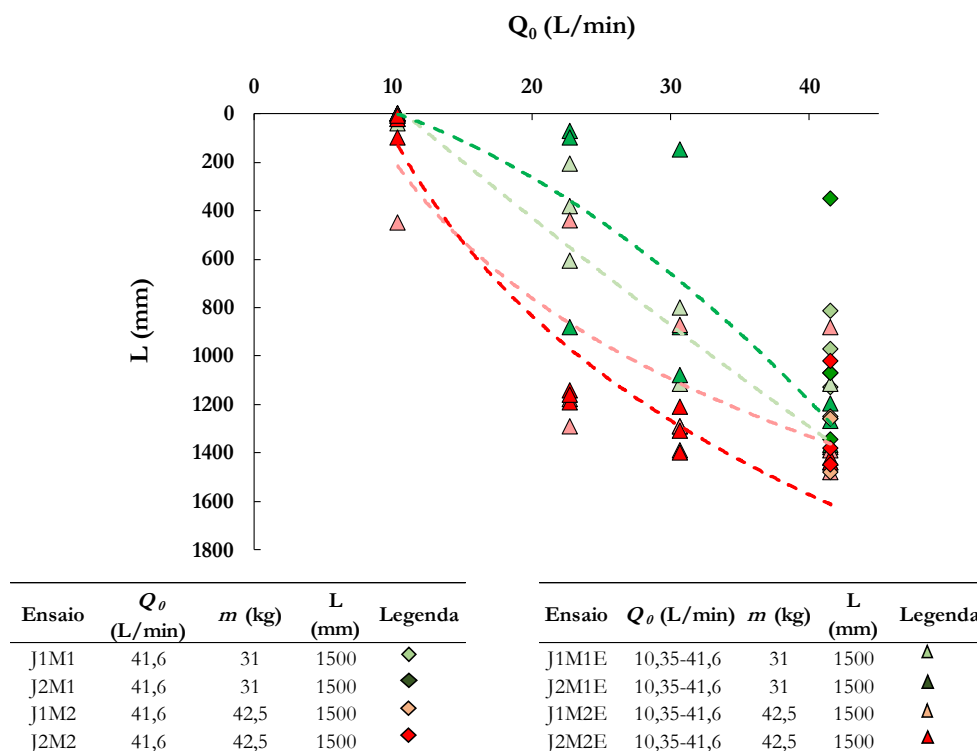


Figura 4.1: Resultados de profundidade de instalação em função da vazão.

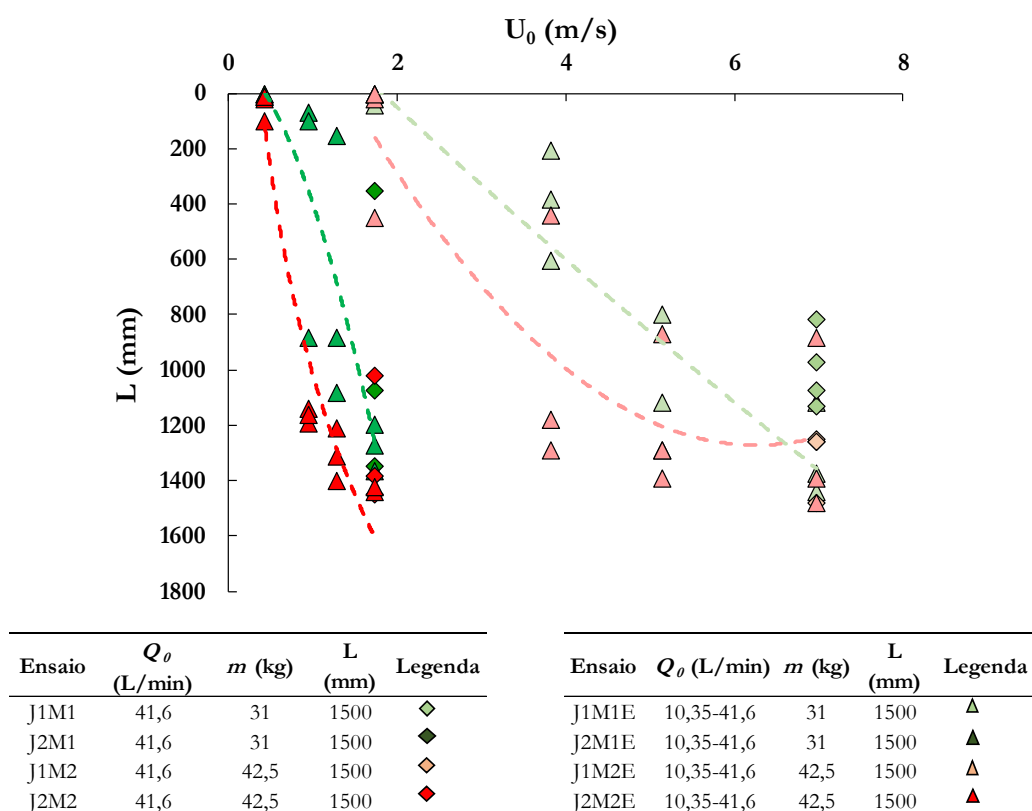


Figura 4.2: Resultados de profundidade de instalação em função da velocidade de saída do jato.

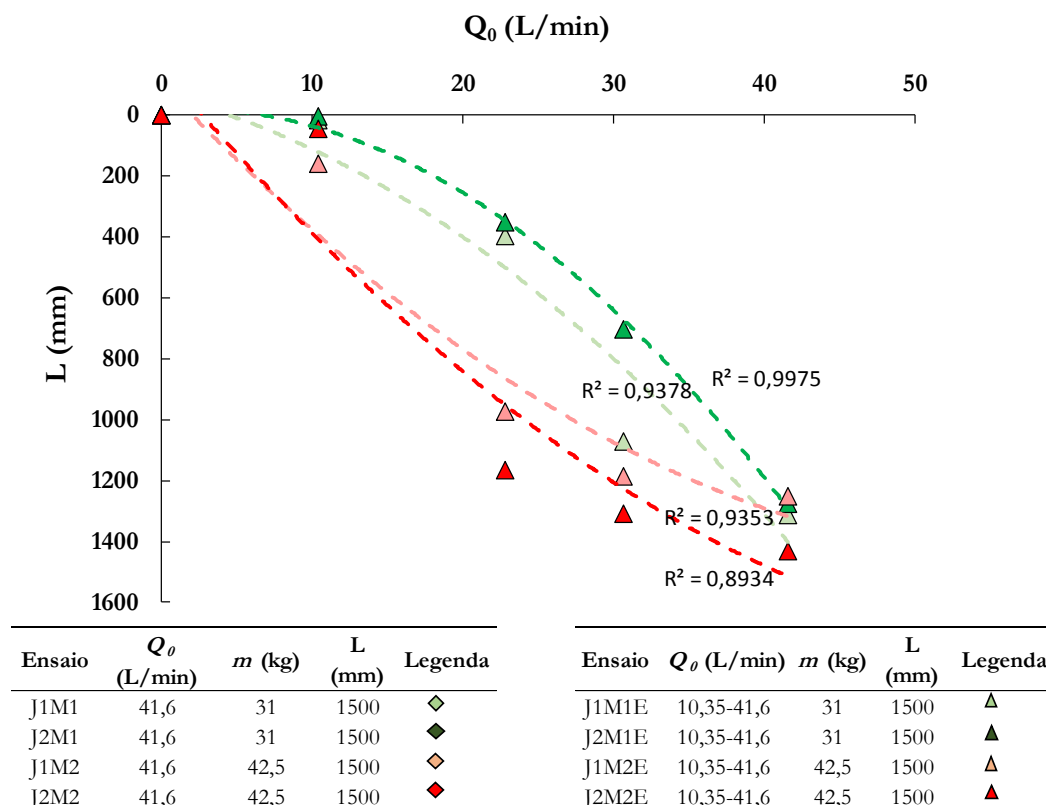


Figura 4.3: Gráfico vazão (Q_0) versus profundidade de instalação (L) – valores médios

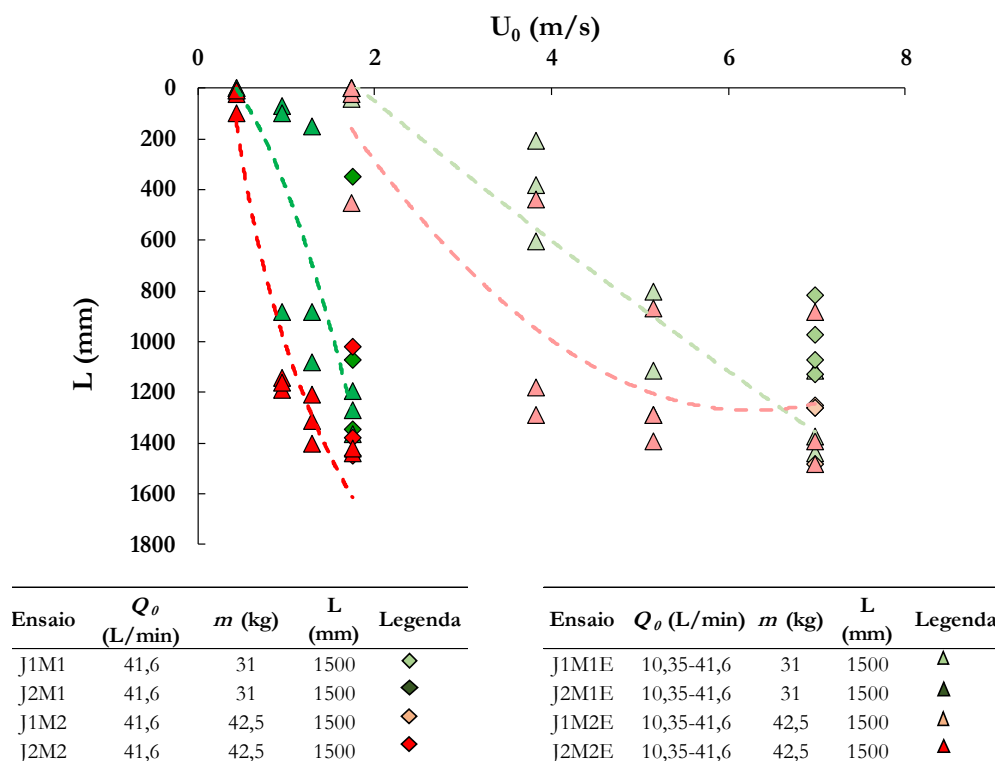


Figura 4.4: Gráfico velocidade de saída do jato (U_0) versus profundidade de instalação (L) – valores médios.

Para os ensaios com vazão escalonada, o aumento de vazão foi de 120% do primeiro para o segundo estágio, 34% do segundo para o terceiro e 35% do terceiro para o quarto estágio, sendo que essa configuração levou a um aumento médio na penetração de aproximadamente 1200%, 52% e 20%, respectivamente, e ganho de profundidade total, entre o primeiro e o último estágios em torno de 2300%. Considerando todos os resultados, a profundidade média de instalação para cada estágio de vazão foi: (i) 54 mm (10,35 L/min); (ii) 720 mm (22,81 L/min); (ii) 1092 mm (30,71 L/min); e (iv) 1306 mm (41,60 L/min).

Nos ensaios escalonados, a profundidade média aumentou 4300%, 151% e 38%, com o modelo na versão mais leve ($m = 31$ kg), em contrapartida os ensaios com maior massa (42,50 kg) obtiveram aumento percentual de 966%, 16% e 6%, de um estágio de vazão para outro. Quando o modelo estava mais pesado, o aumento médio na profundidade de instalação foi de 1100, 185, 133 e 2,24%, em cada estágio. Em termos absolutos, esse aumento foi de aproximadamente 92, 693, 306 e 29 mm, em cada um dos estágios. Estes resultados estão em consonância com a literatura em relação à influência da massa neste processo de instalação (quanto maior a massa, maior a profundidade de instalação para uma mesma vazão).

Destaca-se, porém, que os ensaios foram interrompidos quando a penetração cessava, ou quando a estaca foi instalada por completo (1500 mm de profundidade em relação ao nível original do terreno) – isso ocorreu em 15 dos 24 ensaios. Em todos os ensaios em que houve a instalação do modelo por completo, a bomba foi desligada enquanto a estaca ainda tinha movimento descendente, o que indica que ainda penetraria mais do que o comprimento da estaca, o que poderia mudar a tendência de penetração. Optou-se por encerrar o ensaio nesse ponto, pois aumentaria muito a dificuldade de remoção da estaca, o que prejudicaria o andamento dos testes.

Os resultados apresentados nas figuras 4.1 e 4.3 indicam um aumento da profundidade de instalação com o acréscimo de vazão e o incremento de massa, para uma mesma configuração de vazão e diâmetro do jato (d_j) – no ensaio J1M2E a estaca penetrou mais que nos ensaios J1M1E, por exemplo. Nas figuras 4.2 e 4.4 é possível identificar que houve o aumento de L com o aumento de U_0 , para um mesmo d_j . No entanto, ao se comparar a profundidade de instalação atingida para ensaios de mesma massa, porém com diâmetros de jato diferentes (por exemplo J1M1E e J2M1E), as penetrações foram semelhantes para uma mesma faixa de vazão, tal fato indica que o principal parâmetro no processo de fluidização em solos granulares é a vazão e não a velocidade do jato, o que está de acordo com Tsinker (1988), Niven & Khalili, 1998, Gabr *et al*, 2007, Jung, 2012; Stracke (2012); Alsaydalani & Clayton, 2014; Passini (2015); Passini & Schnaid (2015); Passini *et al*. (2016) e Passini *et al*. (2018).

Assim como identificado para a velocidade de saída do jato (U_0), houve um aumento da profundidade com o acréscimo de R_j apenas nos ensaios com mesmo d_j (que significa o aumento da vazão), mas as variações não foram significativas quando se alterou o diâmetro e U_0 , consequentemente.

Os resultados dos ensaios J1M1E ($d_j = 11,25$ mm e $m = 31$ kg) demonstraram uma penetração média em torno de 13, 396, 1068 e 1310 mm, enquanto os ensaios J2M1E ($d_j = 22,5$ mm e $m = 31$ kg) as profundidades médias atingidas foram de 3,

350, 703 e 1277 mm, para o 1º, 2º, 3º e 4º estágios de vazão. Com os modelos mais pesados ($m = 42,5$ kg), os ensaios J1M2E ($d_j = 11,25$ mm) para as mesmas variações na vazão se atingiu 157, 970, 1183 e 1250 de penetração média, a medida que para os J2M2E ($d_j = 22,5$ mm) foi de 43, 1163, 1307 e 1430 mm, para os mesmos estágios. A tabela 4.1 apresenta os resultados dos ensaios de fluidização.

Tabela 4.1: Resultados dos ensaios de instalação por fluidização (valores médios de penetração por configuração de ensaio).

Ensaio	Q_0 (L/min)	U_0 (m/s)	$L_{méd}$ (mm)	Desvio padrão
J1M1E	10,35	1,74	13,33	23,09
	22,81	3,82	396,67	200,52
	30,71	5,15	1068,33	248,31
	41,60	6,98	1310,00	171,97
J2M1E	10,35	0,43	3,33	5,77
	22,81	0,96	350,00	459,24
	30,71	1,29	703,33	489,52
	41,60	1,74	1276,67	85,20
J1M2E	10,35	1,74	156,67	254,23
	22,81	3,82	970,00	462,28
	30,71	5,15	1183,33	275,92
	41,60	6,98	1250,00	323,57
J2M2E	10,35	0,43	43,33	49,33
	22,81	0,96	1163,33	25,17
	30,71	1,29	1306,67	95,04
	41,60	1,74	1430,00	14,14
J1M1	41,60	6,98	1049,00	167,72
J2M1	41,60	1,74	921,67	513,82
J1M2	41,60	6,98	1330,00	130,00
J2M2	41,60	1,74	1283,33	230,72

De forma geral os resultados dos ensaios demonstraram bastante dispersão, principalmente para os dois primeiros estágios de vazão nos ensaios escalonados. Para estes desvios padrão foram da mesma ordem de grandeza da média obtida para a penetração.

Conforme Niven & Khalili (1998), Mezzomo (2009) e Stracke (2012), quanto maior a vazão, consequentemente maior é a velocidade de saída do jato e maior é a profundidade de alcance do jato de água abaixo da ponta da estaca. Desta forma se espera que a cavidade fluidizada abaixo da estaca seja maior, diminuindo a resistência do solo e possibilitando uma maior penetração. Além do maior alcance da do jato,

quanto maior a vazão, maior é a suspensão das partículas, devido ao arrasto hidrodinâmico, e a poropressão, e consequentemente menor a resistência do solo.

Passini (2015) e Passini & Schnaid (2015) relatam que o alcance do jato, para estacas instaladas por peso próprio, mantinha um valor pequeno, e muitas vezes próximo de zero, durante a instalação. Isso significa que a estaca avança conforme o solo abaixo da ponta da estaca se liquefaz e uma vazão maior tem superior capacidade de fluidizar o solo em tensões efetivas maiores (maior profundidade). Os resultados do presente estudo apontam para o aumento da penetração da estaca com o aumento da vazão do jato, comportamento de acordo com o encontrado na bibliografia.

Em alguns ensaios a estaca cessava a penetração momentaneamente, no entanto voltava a penetrar após alguns segundos. Passini (2015) e Passini & Schnaid (2015) também reportou esse comportamento em seus ensaios com modelos de maior massa e vazões mais baixas. A autora atribui esse comportamento à obstrução da ponta da estaca, posteriormente ocorria um aumento na pressão à montante da saída do jato e o processo de era reestabelecido. Isso, associado ao menor alcance do jato, ajuda a explicar por que as penetrações foram baixas com o primeiro estágio de vazão. Alsaydalani & Clayton (2014), Weisman *et al.* (1988) e Lennon *et al.* (1990) citam a existência de uma velocidade mínima do jato para que se inicie o processo de fluidização, também chamado de fluidização incipiente e poderia não gerar o excesso de poropressão necessário à penetração da estaca. Os autores também relatam que a vazão necessária para iniciar o processo de fluidização de solos granulares é maior do que a necessária para manter a fluidização já iniciada, pode ser que para determinadas regiões do campo experimental a resistência do solo estivesse um pouco maior, fazendo com que a vazão de 10,35 L/min (1º estágio) não fosse suficiente para iniciar processo. Weisman *et al.* (1988) ainda destaca que para vazões muito baixas o leito permanece não fluidizado. Apesar da estaca não penetrar para com 10,35 L/min em alguns pontos, em outros penetrou, então optou por manter, inclusive para verificar a influência desse valor de vazão.

A influência da massa na instalação de estacas por fluidização foi relatada por Passini (2015), Passini & Schnaid (2015), Passini *et al.* (2016) e Passini *et al.* (2018) em pesquisa na qual os resultados demonstraram o aumento da profundidade de instalação com o incremento de massa na estaca. Shepley & Bolton (2014) e Alsaydalani & Clayton (2014) afirmam que a injeção de água no solo gera um excesso de poropressão, que diminui, fazendo com que estacas mais pesadas penetrem mais profundamente até obter o equilíbrio de forças geotécnicas (resistência de ponta somada ao atrito lateral).

Passini (2015), Passini & Schnaid (2015) e Passini *et al.* (2018) destacam que a estaca atinge a profundidade máxima quando é alcançado o equilíbrio de forças no processo de fluidização (peso da estaca P , a resistência do solo fluidizado e o arrasto hidrodinâmico gerado pelo escoamento de água ascendente). Neste aspecto, a estaca mais pesada também penetra mais profundo, leva o jato mais para o fundo e assim por diante, até que ocorra o equilíbrio. No presente estudo, as estacas com maior massa atingiram profundidades intermediárias médias maiores, e profundidades finais ligeiramente maiores, pois não se permitiu que os modelos penetrassem mais que seu comprimento, inclusive no ensaio E28 (J2M2E) a estaca penetrou totalmente ainda no terceiro estágio.

Como demonstram os resultados, a velocidade do jato (U_0) não influenciou consideravelmente nas profundidades de instalação quando comparados os ensaios com diâmetros de jato diferentes, o que indica que a varável que governou o processo foi a vazão (Q_0). Tsinker (1988) Alsaydalani & Clayton (2014), informam que para solos granulares a vazão é mais importante do que a velocidade do jato, sendo que para solos coesivos o parâmetro a ser considerado é a velocidade do jato. Conforme Niven & Khalili (1998), Mezzomo (2009) e Stracke (2012), em pesquisa com hastes “suspensas”, o diâmetro da zona fluidizada no entorno da estaca (d_H) cresce com o aumento de U_0 .

Passini (2015), Passini *et al.* (2016) e Passini *et al.* (2018) propuseram uma equação para a determinação do diâmetro da zona fluidizada, na qual d_H era diretamente proporcional à velocidade terminal da partícula (U_p), no entanto isso não foi observado durante os ensaios de penetração por próprio, d_H permaneceu constante e paralela ao fuste independentemente da vazão e da densidade relativa do solo durante a instalação. Uma explicação para esse fenômeno pode ser que as perdas de carga quando o jato é refletido e as perdas radiais façam com que a velocidade ascendente seja semelhante para determinada faixa de vazão. Isso faria com que o arrasto dos grãos do solo fosse semelhante independentemente das velocidades de saída do jato (U_0), e suspendo essas partículas com a mesma intensidade, e o solo fluidizado teria resistências próximas independente de U_0 . Isso pode explicar o fato de a velocidade do jato não ser tão importante para solos granulares. Na presente pesquisa os resultados dos ensaios não foram substancialmente sensíveis à velocidade do jato.

Como os ensaios foram realizados em modelo reduzido de estaca torpedo T66, faz-se necessária a análise dimensional para trazer as informações mais próximas possíveis das condições de protótipo, e também para verificar a influência das diversas variáveis que influênciam na instalação por fluidização. Para definir os grupos adimensionais foi utilizado o Teorema de Buckingham (Teorema II). Optou-se por trabalhar com as grandezas fundamentais como força (F), comprimento (L) e tempo (T). As variáveis escolhidas para representar o fenômeno foram L (L), d_e (L), Q_0 (L^3/T), ν_f (L^2/T), σ_{PF} (F/L^2), q_c (F/L^2) e d_{95} (L), onde σ_{PF} é pressão exercida pela ponta da estaca (considerando ponta fechada), ν_f é a viscosidade cinemática do fluido e q_c é a resistência média do solo no ensaio de cone. Como variáveis dependentes foram adotadas L (L), Q_0 (L^3/T), σ_{PF} (F/L^2) e d_{95} (L), e o restantes com variáveis repetidas. Os quatro grupos adimensionais resultantes são o fator de profundidade (equação 4.1), fator de vazão (equação 4.2), fator de força (equação 4.3) e fator de escala (equação 4.4).

$$\Pi_1 = \frac{L}{d_e} \quad (4.1)$$

$$\Pi_2 = \frac{Q_0}{\nu_f d_{95}} \quad (4.2)$$

$$\Pi_3 = \frac{\sigma_{PF}}{q_c} \quad (4.3)$$

$$\Pi_4 = \frac{d_{95}}{d_e} \quad (4.4)$$

A densidade relativa (Dr) é um parâmetro que remete à compacidade de solos granulares, e consequentemente à sua resistência (quanto maior a Dr , maior a resistência). Passini (2015) e Passini *et al.* (2018) identificaram que quanto maior a densidade relativa do solo, menor foi a penetração dos modelos, o que evidencia a influência da resistência do solo no processo. Desta forma, optou-se por considerar a resistência de ponta do ensaio cone (q_c) como um dos fatores na análise, por ser um indicador mais amplo. Não foi realizado ensaio de cone (CPT) na presente pesquisa, porém, os valores de q_c foram obtidos pela correlação proposta por Danziger e Velloso (1995) para areias ($q_c/N_{SPT} = 0,6\text{MPa}$) – o N_{SPT} considerado foi o médio obtido para a profundidade de 1,50 m. Para os cálculos, o valor adotado para v_f foi igual a $1,003 \times 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$.

Normalmente se utiliza o d_{50} como diâmetro de referência, pois se trata do diâmetro médio dos grãos. No entanto, Passini *et al.* (2016) e Passini *et al.* (2018), propõem a utilização do d_{95} , que representa o diâmetro no qual 95% dos grãos são menores do que ele. Isso porque, segundo os autores, a velocidade do escoamento deve ser capaz de suspender a maioria das partículas, garantindo a fluidização do solo.

O adimensional Π_4 é bastante utilizado em problemas geotécnicos, pois é um fator de escala importante, uma vez que não é possível a redução do diâmetro do solo sem que se mude a sua classificação e seu comportamento – se um grão de areia for moído, passará a ter diâmetro de silte ou argila, passando a ter comportamento coesivo e, não mais, granular (não coesivo). Destaca-se que, conforme relatado no Capítulo 2, inclusive solos coesivos e granulares apresentam comportamento diferente sob a ação dos jatos de água.

Para efetuar a análise dimensional se optou por utilizar uma operação entre os adimensionais Π_2 , Π_3 , e Π_4 , gerando um novo adimensional apresentado, conforme equação 4.5.

$$\Pi_5 = \frac{Q_0}{v_f d_{95}} \times \frac{\sigma_{PF}}{q_c} \times \frac{d_{95}}{d_e} \quad (4.5)$$

As figuras 4.5 a 4.7 apresentam os resultados plotados na forma adimensional. Neste ambiente, assim como no ambiente dimensional, fica evidente a influência da vazão na profundidade de instalação. O fator de força (Π_3) representa a dificuldade de penetração da estaca e de fluidização do solo, de acordo com sua resistência e o adimensional Π_4 é o fator de escala. A análise dimensional tende a aproximar os resultados para uma mesma linha de tendência. O que pode ser verificado na figura 4.5. Além disso, pode-se averiguar a influência dos diversos parâmetros que regem o fenômeno através de um único gráfico.

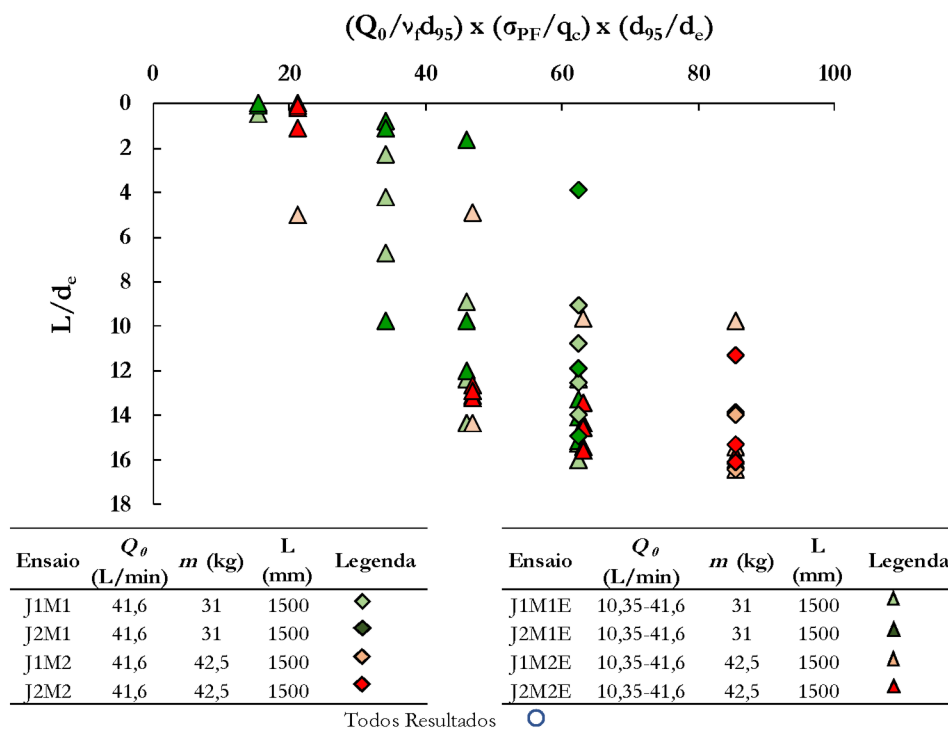


Figura 4.5: Resultados plotados de forma normalizada – valores totais para cada tipo de ensaio.

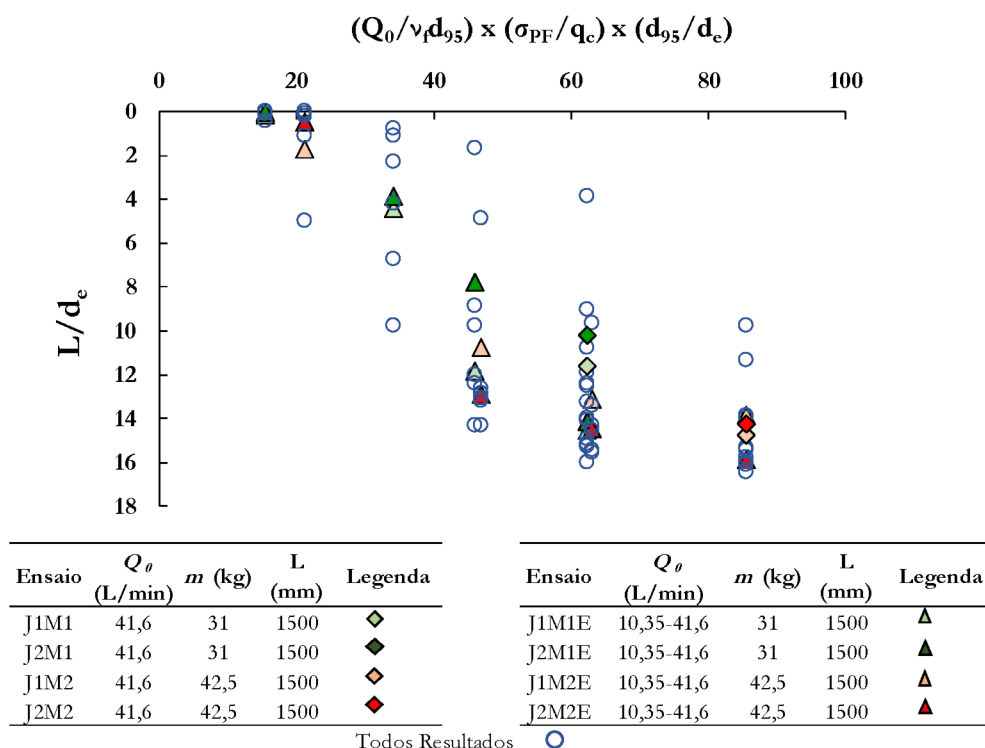


Figura 4.6: Resultados plotados de forma normalizada – valores médios por tipo de ensaio.

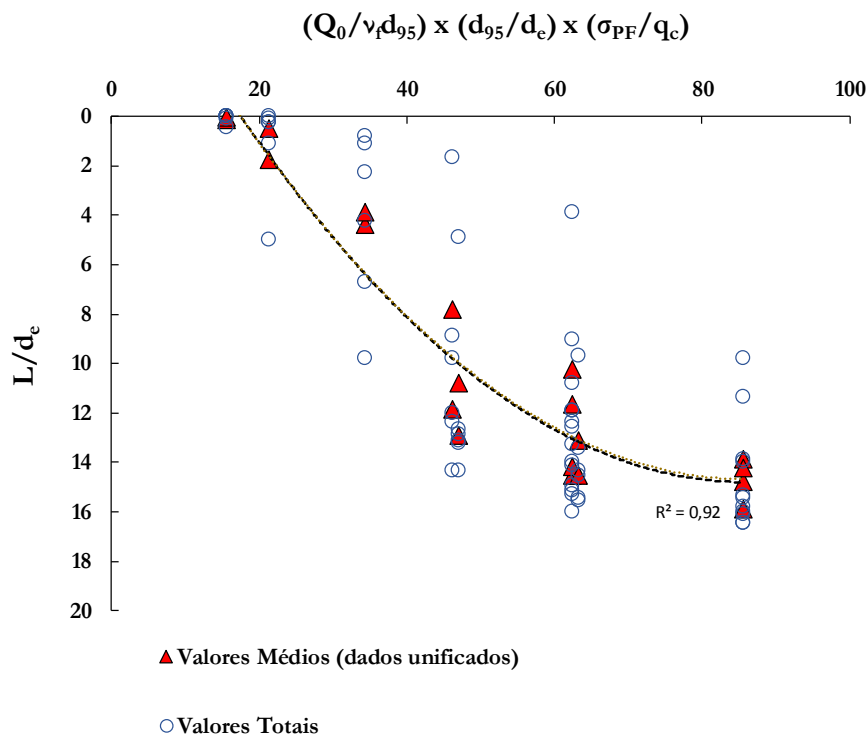


Figura 4.7: Resultados plotados de forma normalizada – valores médios de todos os ensaios agrupados.

Como já esperado, a influência da vazão (representada pelo coeficiente de vazão Π_2) e da massa do modelo (representada pelo coeficiente de força Π_3) segue o padrão demonstrado na análise com os resultados na forma dimensional. Optou-se por incluir o adimensional d_{95}/d_e (Π_4), que é um fator de escala, elemento muito útil em questões geotécnicas, principalmente quando se compara dados oriundos de modelos reduzidos em diferentes escalas, em que não se pode alterar o diâmetro da partícula do solo sob pena de alterar sua classificação granulométrica, e também seu comportamento.

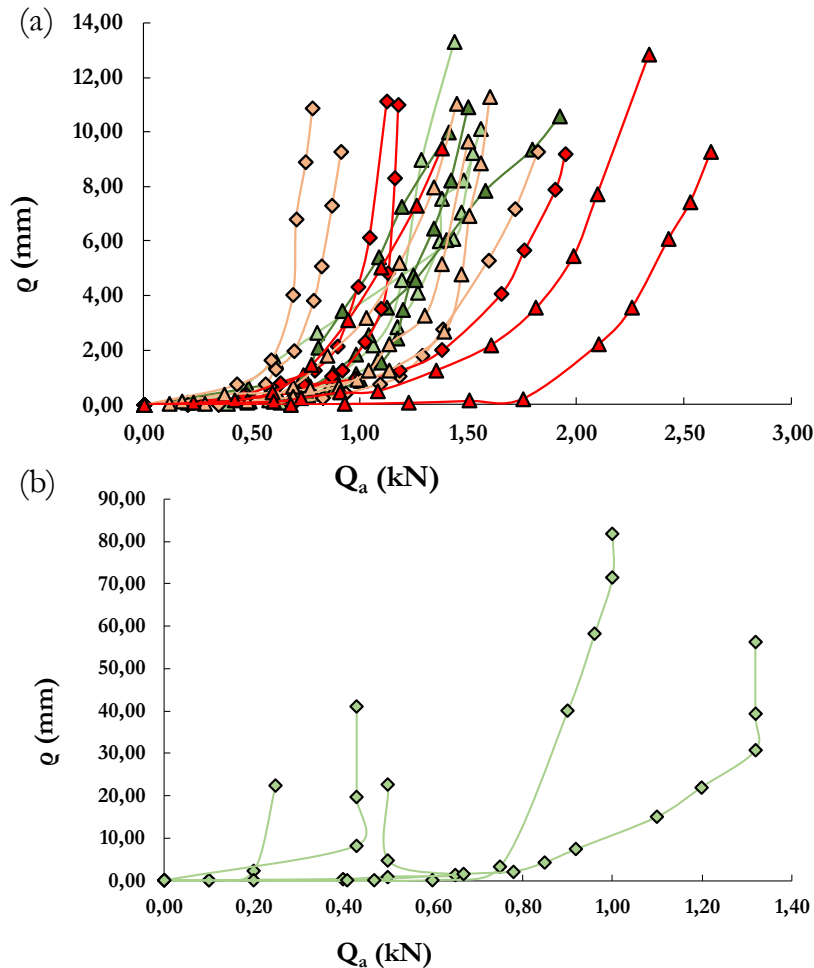
A figura 4.7 também indica a possibilidade de haver uma vazão mínima para qual o processo de fluidização ocorra, o estaria representado no pelo ponto onde a linha de tendência dos pontos cruza o eixo Π_5 , a vazão determinada para aquele ponto, seria a vazão mínima para que ocorra a penetração. Este fenômeno vai ao encontro do que fora observado por Weisman *et al.* (1988) e Lennon *et al.* (1990) e Alsaydalani & Clayton (2014).

4.3 Verificação da capacidade de carga de ancoragem

Como descrito no Capítulo 3, os ensaios de capacidade de carga de ancoragem foram realizados imediatamente após a instalação do modelo, sendo assim, não foi avaliado a influência do *setup* no solo.

As curvas carga (Qa) *versus* deslocamento (ρ) dos ensaios estão plotadas nas figuras 4.8(a) e 4.8(b), na qual estão separadas por cada configuração do ensaio de

instalação, e por tipo de ruptura. Todas as curvas consideram a capacidade de carga de ancoragem total (peso da estaca mais a resistência por atrito lateral).



Ensaio	Q_0 (L/min)	m (kg)	L (mm)	Legenda
J1M1	41,6	31	1500	◆
J2M1	41,6	31	1500	◆
J1M2	41,6	42,5	1500	◆
J2M2	41,6	42,5	1500	◆

Ensaio	Q_0 (L/min)	m (kg)	L (mm)	Legenda
J1M1E	10,35-41,6	31	1500	▲
J2M1E	10,35-41,6	31	1500	▲
J1M2E	10,35-41,6	42,5	1500	▲
J2M2E	10,35-41,6	42,5	1500	▲

Figura 4.8: Curva capacidade de carga de ancoragem *versus* deslocamento dos ensaios (a) ensaios que apresentaram ruptura física; e (b) ensaios que apresentaram ruptura nítida.

Durante a execução dos primeiros ensaios, os procedimentos adotados para o carregamento visaram atingir uma ruptura nítida, ou seja, quando ocorre a verticalização da curva carga x deslocamento quando as deformações são continuadas sem o acréscimo de carga, conforme apresentado no Capítulo 2. O tipo de ruptura encontrada na maioria dos ensaios (18 do 28 ensaios) foi a ruptura física, quando a curva carga x deslocamento é assintótica. Desta forma, a determinação da capacidade

foi feita através da extrapolação da curva carga $\times$ deslocamento, utilizando-se os métodos de Van der Veen e Aoki.

Nos ensaios onde a ruptura nítida não foi observada e o ganho de resistência (capacidade de ancoragem) não chegava ao limite, o tempo para a conclusão dos estágios de carga do ensaio foi grande, inviabilizando a execução deles. Nesses casos a estratégia foi considerar as premissas propostas pela teoria de Terzaghi (1942), que indica que deformação de 10% do diâmetro da estaca já mobilizam toda a capacidade de carga do solo. Assim, os ensaios foram realizados até a deformação de 10% do diâmetro externo da estaca.

Na figura 4.8 se identifica uma grande variabilidade nas capacidades de carga de ancoragem determinadas pelos ensaios, principalmente nos ensaios com instalação sob vazão constantes. Os resultados dos ensaios quando o modelo foi instalado com vazão escalonada (variável), apresentaram menor variação entre as diferentes configurações proposta e também, atingiram valores de capacidade de carga superiores aos de instalação com vazão constante. Destaca-se que alguns resultados foram removidos da análise, pois o macaco hidráulico tombou ou inclinou durante o ensaio, são eles: ensaio E03 (J1M1), E04 (J1M1), E10 (J2M1) e E17 (J2M2).

Quando considerados todos os ensaios, a capacidade de ancoragem média foi de 1,49 e 1,60 kN respectivamente para os métodos de Van der Veen e Aoki. Para os ensaios J1M1, J2M1, J1M2 e J2M2 a capacidade de ancoragem média foi de 0,99 kN, e 1,06 kN com desvios padrão de 0,67 e 0,66, para os métodos de Van der Veen e Aoki respectivamente. Em contrapartida os ensaios com vazão escalonada (J1M1E, J2M1E, J1M2E e J2M2E) apresentaram uma capacidade de ancoragem média de 1,83 kN com desvio padrão de 0,42, e 1,96 kN com desvio padrão de 0,57 para os métodos de Van der Veen e Aoki, respectivamente.

Como a capacidade de carga na ancoragem é obviamente função direta do peso da estaca, os resultados da tabela 4.2 apresentam apenas da resistência do solo devido ao atrito lateral, descontando-se o peso da estaca.

Tabela 4.2: Valores médios do atrito lateral (A_l) para cada configuração de instalação.

Ensaio	Atrito lateral (A_l)			
	Van der Veen		Aoki	
	Média (kN)	Desvio Padrão	Média (kN)	Desvio padrão
J1M1	0,50	0,33	0,50	0,33
J2M1	0,53	0,63	0,53	0,63
J1M2	1,12	0,53	1,12	0,53
J2M2	1,12	0,66	1,12	0,66
J1M1E	1,35	0,07	1,35	0,07
J2M1E	1,42	0,23	1,93	0,87
J1M2E	1,24	0,09	1,24	0,09
J2M2E	1,85	0,70	1,85	0,70

O comportamento continua o mesmo apresentado para as capacidades de carga de ancoragem totais, na qual os modelos instalados com vazão constantes apresentaram resistência menor e maior variabilidade quando comparados com a instalação com vazão escalonada.

Ao avaliar apenas a capacidade de carga por atrito lateral foi possível analisar a influência da massa da estaca, da velocidade do jato e da vazão aplicada no atrito lateral mobilizado durante o arrancamento da estaca do solo. A maior resistência do solo pode encontrar explicação nos fenômenos de elutriação e segregação do solo. Quando velocidades do jato maiores são aplicadas durante o hidrojateamento, ocorre uma maior desorganização dos grãos, o que diminui o imbricamento das partículas. As vazões menores, nos estágios iniciais da instalação com vazão escalonada, podem ter segregado menos o solo, mantendo grãos com diferentes tamanhos e maior imbricamento ao longo de todo o fuste do solo e, conseqüentemente aumentando a resistência lateral do solo. Já com a vazão máxima aplicada desde o início da instalação, uma maior segregação e carregamento de finos para a superfície, pode ter gerado uma diminuição da área de contato com o fuste da estaca, acarretando a redução do atrito lateral mobilizado durante o arrancamento da estaca.

A fim de entender o comportamento da capacidade de carga de ancoragem das estacas, os resultados também foram apresentados na forma normalizada Qa/W (onde W é o peso da estaca). A tabela 4.3 apresenta a média e o desvio padrão dos resultados de capacidade de carga total obtidos pelos métodos de Van der Veen e Aoki. A normalização desses resultados também possibilita a comparação dos resultados do presente estudo com outros resultados apresentados na literatura.

Tabela 4.3: Relação Qa/W média para cada configuração de ensaio de instalação.

Ensaio	Capacidade de ancoragem (Qa/W)			
	Van der Veen		Aoki	
	Média	Desv. Pad.	Média	Desv. Pad.
J1M1	2,96	1,45	2,96	1,45
J2M1	3,32	2,42	3,32	2,42
J1M2	3,62	1,25	3,62	1,25
J2M2	3,34	1,21	3,34	1,21
J1M1E	5,34	0,23	5,34	0,23
J2M1E	5,57	0,73	7,23	2,81
J1M2E	3,92	0,20	3,92	0,20
J2M2E	5,36	1,64	5,36	1,64

Na tabela 4.3 também é possível identificar que o comportamento mencionado anteriormente não foi alterado significativamente, nos quais os modelos instalados com vazão escalonada apresentaram maior capacidade de ancoragem e menor variabilidade nos resultados.

Para os casos de instalação com vazão constante (J1M1, J2M1, J1M2 e J2M2) a relação Q_a/W média foi de 2,31 (Van der Veen e Aoki), já para os ensaios com vazão escalonada (J1M1E, J2M1E, J1M2E e J2M2E) essa relação obteve a média de 5,05 (Van der Veen) e 5,46 (Aoki). Para ensaios com massa de 31,00 kg, unificando-se os resultados de vazão constantes e escalonada, Q_a/W médio foi de 3,72 e 4,08, para Van der Veen e Aoki respectivamente. Quando a massa do modelo foi de 42,50 kg, a mesma relação foi de 4,06, para ambos os métodos.

A relação do atrito lateral pelo peso da estaca pode ser vista na tabela 4.4. Os valores de Al/W variaram entre 0,39 e 5,80, com valores médio de 3,20 e 3,42 (Van der Veen e Aoki, respectivamente). Quando analisados apenas modelos instalados com vazão constante foi de 1,79, para ambos os métodos de cálculo, já os instalados com vazão escalonada foi de 4,05 e 4,46. Quando separados pela massa, respectivamente para o método de Van der Veen e o método de Aoki, os resultados de Al/W médio para o modelo com 31 kg foram 2,66 e 3,02, e para 42,5 kg de 3,03 para ambos os métodos.

Tabela 4.4: Relação Al/W para cada configuração de instalação.

Ensaio	Atrito lateral (Al/W)			
	Van der Veen		Aoki	
	Média	Desvio Padrão	Média	Desvio padrão
J1M1	1,96	1,45	1,96	1,45
J2M1	2,32	2,42	2,32	2,42
J1M2	2,62	1,25	2,62	1,25
J2M2	2,62	1,56	2,62	1,56
J1M1E	4,34	0,23	4,34	0,23
J2M1E	4,57	0,73	6,23	2,81
J1M2E	2,92	0,20	2,92	0,20
J2M2E	4,36	1,64	4,36	1,64

Também foi calculado o coeficiente de empuxo lateral de serviço (K_s) por retro análise, com a utilização da teoria do equilíbrio limite do solo (equação 2.3). Como se trata de estacas instaladas em areia fina, considerou-se ângulo de atrito na entre solo e estaca (δ) igual a $20,75^\circ$, mesmo adotado por Passini (2015), que identificou o ângulo de atrito interno do solo no estado crítico (ϕ'_{cv}) como $26,6^\circ$ em ensaios triaxiais, e uma relação δ/ϕ'_{cv} igual a 0,78. Os resultados foram plotados na forma de gráfico K_s versus L (profundidade de instalação) apresentado na figura 4.9.

Os resultados apontaram uma variação de 0,06 a 1,25 para o K_s , no qual o menor valor foi obtido para a configuração J2M1, e o maior valor para o a configuração J2M1E. Em termos médios, o maior valor foi de K_s encontrado para os ensaios do tipo J2M1E (0,90) e o menor para os ensaios J1M1 (0,34), assim como a média geral, considerando todos os ensaios, foi de 0,62. Os ensaios com vazão escalonada (J1M1E, J2M1E, J1M2E e J2M2E) alcançaram um K_s médio de 0,78, enquanto os ensaios com o modelo na configuração com vazão constante (J1M1, J2M1, J1M2 e J2M2) apresentaram K_s médio de 0,47. OS dados também mostram uma grande variabilidade nos resultados dos ensaios.

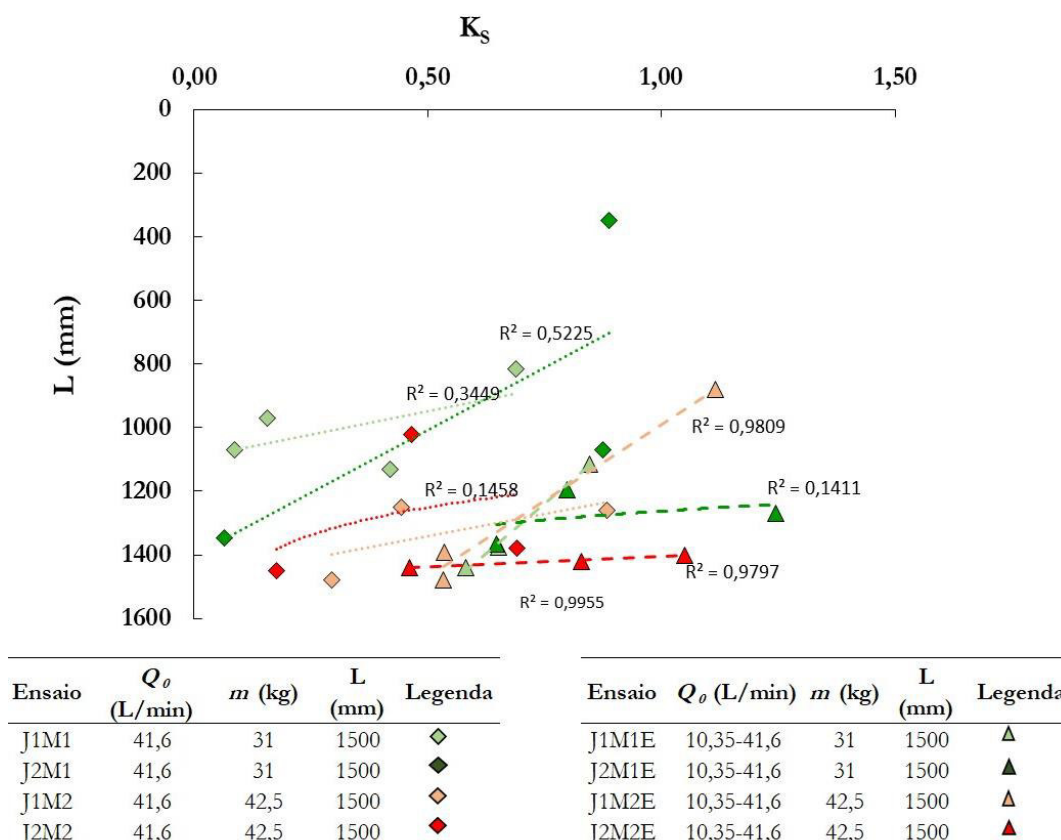


Figura 4.9: Coeficiente de empuxo lateral de serviço (K_s) *versus* profundidade de instalação (L).

Os resultados apontaram uma variação de 0,06 a 1,25 para o K_s , no qual o menor valor foi obtido para a configuração J2M1, e o maior valor para a configuração J2M1E. Em termos médios, o maior valor foi de K_s encontrado para os ensaios do tipo J2M1E (0,90) e o menor para os ensaios J1M1 (0,34), assim como a média geral, considerando todos os ensaios, foi de 0,62. Os ensaios com vazão escalonada (J1M1E, J2M1E, J1M2E e J2M2E) alcançaram um K_s médio de 0,78, enquanto os ensaios com o modelo na configuração com vazão constante (J1M1, J2M1, J1M2 e J2M2) apresentaram K_s médio de 0,47. Os dados também mostram uma grande variabilidade nos resultados dos ensaios.

Assim como já identificado para a capacidade de ancoragem, os ensaios com vazão constante (41,6 L/min) apresentaram um K_s menor em comparação com ensaios com o modelo instalado com vazão escalonada (10,35 a 41,6 L/min), o que pode ser verificado na tabela 4.6 e na figura 4.10. A figura também indica, de forma geral, uma diminuição do coeficiente de empuxo lateral de serviço (K_s) com o aumento da profundidade de instalação, tendência essa, menos acentuada para os ensaios as configurações de instalação J1M1E e J2M2E.

Também foi realizada a avaliação da influência da velocidade do jato aplicado durante o processo de instalação, no atrito lateral do solo durante o arrancamento da estaca. Para tal, utilizou-se como grandeza o número de Reynolds da partícula (Re_p) multiplicado pela σ_{pu} , ambos divididos por q_c . A figura 4.10 apresentam os valores

médios do atrito lateral Al vs $[Re_p \times \sigma_{pa}/q_c]$. Já a figura 4.11 apresenta a normalização dos valores médios do atrito lateral pelo peso da estaca vs $[Re_p \times \sigma_{pa}/q_c]$ o número de Reynolds normalizado.

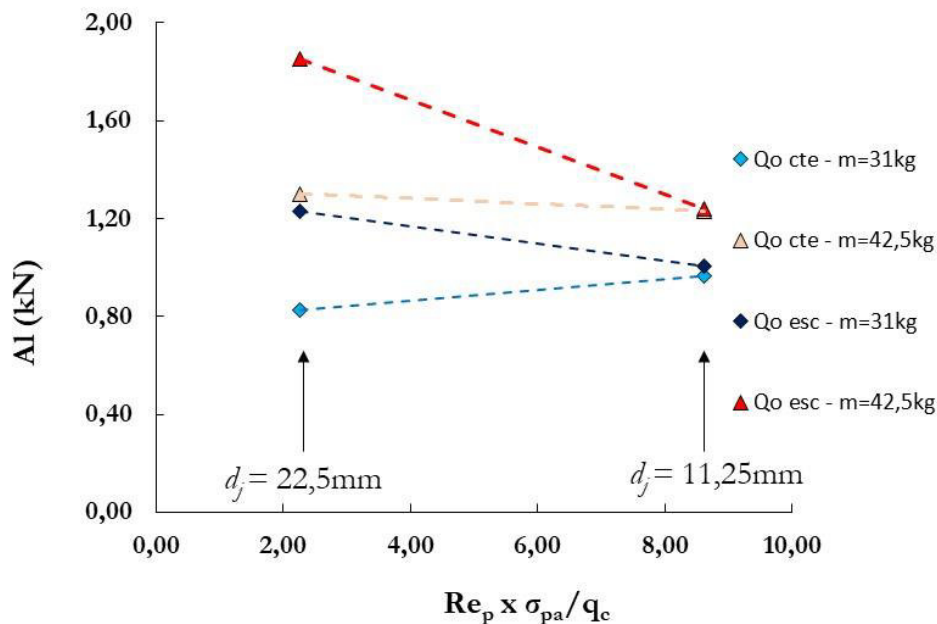


Figura 4.10: Valores médios de Atrito lateral *versus* número de Reynolds, obtidos através do método de Van der Veen.

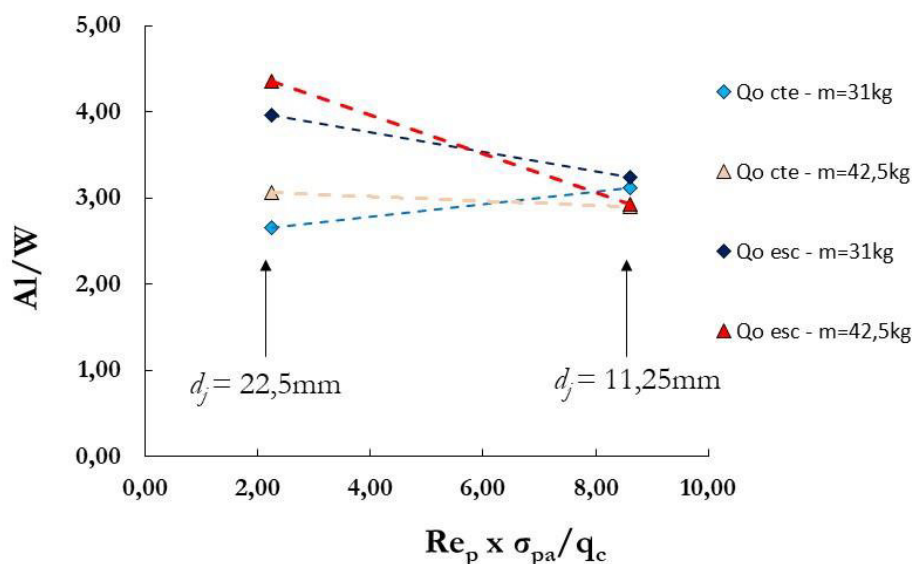


Figura 4.11: Valores médios de Atrito lateral normalizado pelo peso pelo número de Reynolds, obtidos através do método de Van der Veen.

Os resultados médios obtidos nas figuras 4.10 e 4.11 apontaram para um decréscimo da capacidade de ancoragem por atrito lateral com o aumento da velocidade do jato quando as estacas foram instaladas com vazão escalonada (ensaios com 42,5 kg). Isso não se percebe na situação em que os modelos foram instalados com vazão constante, na qual o atrito lateral medido permaneceu praticamente constante em valores médios com o aumento da velocidade do jato.

Na figura 4.10, os resultados médios apresentados para o atrito lateral normalizado variaram pouco para as massas 31 e 42,5 kg, quando os modelos ensaiados foram instalados com vazão constante. Inclusive houve um leve aumento do A_l quando se aumenta a velocidade do jato, para a massa de 42,5 kg. A velocidade do jato também não influenciou em A_l , para o modelo com 31 kg instalado com vazão escalonada – os valores médios foram de 1,17 kN para J2 (menor velocidade) e 0,92 kN para J1 (maior velocidade).

Como visto anteriormente, os ensaios com vazão escalonada desenvolveram maior capacidade ancoragem. Este fenômeno foi atribuído às velocidades mais baixas nos estágios iniciais da instalação, as quais podem ter desagregado menos o solo. A figura 4.10 demonstra que o atrito lateral (parcela de contribuição do solo para a capacidade de ancoragem) diminuiu com o aumento da velocidade do jato, quando considerados os ensaios em que o modelo foi instalado com vazão variável. Já quando os modelos foram instalados com vazão constante (e máxima), não houve alteração significativa no atrito lateral.

Isso pode indicar que até determinado valor de velocidade do jato (U_0) o atrito lateral foi sensível a essa grandeza física, e quando se aumentou essa velocidade, a resistência lateral tendeu a convergir para o mesmo valor apresentado nos ensaios com vazão constante. Conforme se aumentou a velocidade do jato (U_0), o que aumentou também a proporção das forças inerciais no escoamento, pode ter ocorrido uma maior segregação solo, chegando a um ponto a partir do qual o atrito lateral caiu a um valor mínimo.

Apesar dos valores médios do atrito lateral indicarem para um decréscimo da capacidade de carga de ancoragem por atrito lateral com o aumento da velocidade do jato quando as estacas foram instaladas com vazão escalonada, devido à variabilidade dos dados (grandes valores de desvio padrão) não é possível afirmar se há de fato a influência da velocidade do jato no atrito lateral. Para a configuração de instalação com vazão constantes, os resultados são muito próximos independente das velocidades utilizadas.

Os resultados não apontaram para a influência da massa da estaca no desenvolvimento do atrito lateral, uma vez que as varrições referentes à massa se encontram dentro do desvio padrão, representado na figura 4.10 pelas barras pretas. No mesmo gráfico também se observa que os resultados de todas as configurações de ensaio variam dentro do desvio padrão, quando $Re_p \times \sigma_{pa}/q_c$ é igual a 8,61 (maior velocidade do jato).

No entanto, para os ensaios com o modelo contendo massa de 42,5 kg e instalado com vazão escalonada, os resultados apresentaram um significativo decréscimo quando se aumentou a velocidade do jato, passando de 2,53 kN (J2) para 1,67 kN (J1). Isto pode ter ocorrido devido a alguma variação localizada na resistência do solo do

campo experimental, apesar de que não foi encontrado solo diferente na investigação, tampouco na execução dos ensaios de instalação, essas variações podem acontecer quando se trata de solo natural.

4.4 Comparação com resultados de outras pesquisas

4.4.1 Fluidização

Conforme sumarizado no Capítulo 2, Stracke (2012) e Passini (2015), entre outros, estudaram em laboratório a instalação de hastes metálicas em solo arenoso fluidizado. Ambos os estudos verificaram a influência da vazão de saída do jato (Q_0) na profundidade de instalação atingida (L). No caso específico da pesquisa de Stracke (2012) a profundidade de instalação foi considerada como a profundidade crítica T_3 . Assim, os resultados apresentados nas figuras 2.25 e 2.26 mostram a variação da profundidade de instalação (L e T_3) em função da vazão (Q_0) e velocidade (U_0) de saída do jato. Stracke (2012) e Passini (2015) identificaram o aumento da profundidade de instalação, conforme se aumentava a vazão aplicada ao sistema. Esta mesma tendência foi indicada pelos resultados da presente pesquisa. Na figura 2.25 também demonstra a pouca influência de velocidade na profundidade T_3 e uma maior influência da vazão, conforme apontam os resultados deste trabalho.

De acordo com Passini (2015) e Passini *et al.* (2018), os modelos de estaca de menor massa (150 g e 220 g) atingiram suas profundidades máximas de penetração, quando o aumento de Q_0 , entretanto U_0 não influenciou significativamente a profundidades de instalação. De acordo com a figura 2.26, os ensaios com maiores massas, apesar de não atingirem a penetração máxima para as vazões aplicadas, apresentaram curvas de tendência com concavidade voltada para cima, o que indica uma tendência assintótica – provavelmente haveria um limite para a penetração. Os dados divulgados por Stracke (2012) demonstram um comportamento linear (não assintótico) de T_3 em função da vazão.

Os resultados deste trabalho também apresentaram tendência de redução no incremento da penetração com o aumento a vazão, como apresentado no item 4.3. Cita-se como exemplo os resultados dos ensaios J1M1E ($d_j = 11,25$ mm, $m = 31$ kg e vazão escalonada), os quais indicaram um acréscimo na penetração média de 2900%, 169% e 23%, para aumento percentual da vazão de aproximadamente 120%, 35% e 35% - os resultados dos demais ensaios também seguiram este padrão. Ressalva dever ser feita, pois em alguns ensaios os modelos penetrariam mais do que o seu comprimento. De qualquer forma, houve uma redução no incremento de penetração do 3º para o 2º estágio em relação ao acréscimo do 2º para o 1º.

Em relação à U_0 , conforme 4.3 para os resultados da presente pesquisa não houve uma variação significativa da profundidade de instalação para ensaios com mesma massa e vazão, porém com diâmetros de jato diferentes. As demais pesquisas comparadas aqui relatam variação na profundidade de instalação (L e T_3) em função de U_0 , para as quais o aumento na velocidade do jato leva a aumento médio de L e T_3 . Nestas pesquisas o diâmetro do jato (d_j) era igual ao diâmetro interno (d_i) do tubo que

representava a estaca torpedo em determinada escala. Desta forma, o efeito de U_0 na penetração dos modelos em laboratório pode ser decorrente apenas da variação de Q_0 , uma vez que não houve variação de d_j para uma mesma escala – a variação de d_j era a variação do diâmetro interno no modelo nas diferentes escalas.

A figura 4.12 apresenta os resultados de $L \times Q_0$ desta pesquisa juntamente com os resultados da pesquisa de Passini (2015). Assim, é possível identificar o desalinhamento dos resultados dos ensaios na escala 1:12 (presente pesquisa) com os resultados para escalas menores. Entretanto, isso era esperado uma vez que dados oriundos de ensaios em diferentes escalas devam ser tratados de forma adimensional para corrigir discrepâncias e trazer os resultados para o mais próximo possível de uma tendência.

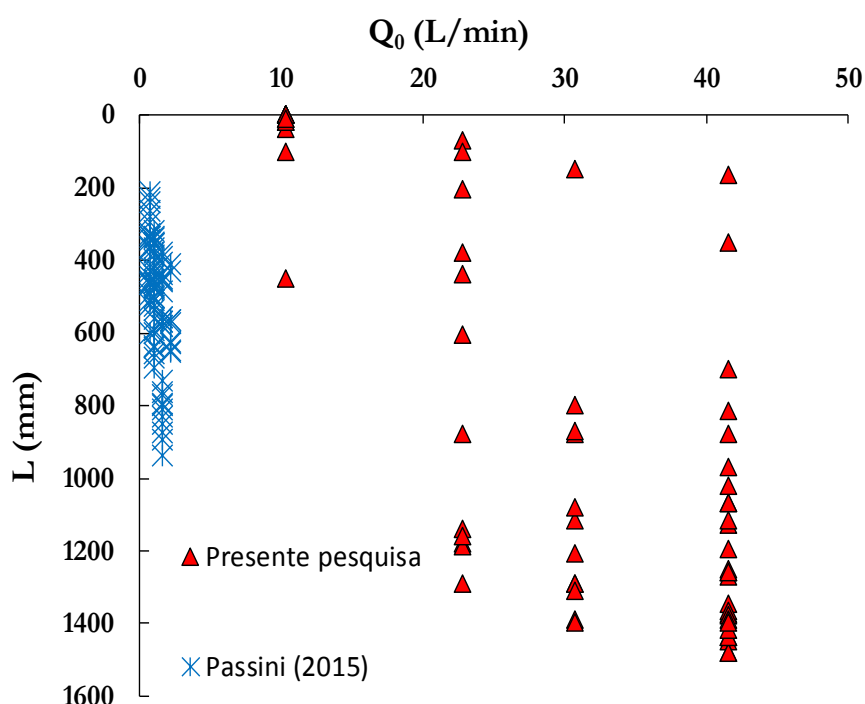


Figura 4.12: Comparação entre os resultados de penetração e vazão imposta desta pesquisa e Passini (2015).

A figura 4.13 apresenta os dados conforme a normalização proposta por Passini (2015). Nesta análise não foram considerados os dados de Stracke (2012), pois em sua pesquisa a massa dos modelos não foi levada em consideração e não teve influência na penetração das hastes. Observa-se certa similaridade de comportamento entre os resultados, embora na escala 1:12 observe-se que, em termos adimensionais, os ganhos em termos de penetração, são menores que nas escalas laboratoriais analisadas.

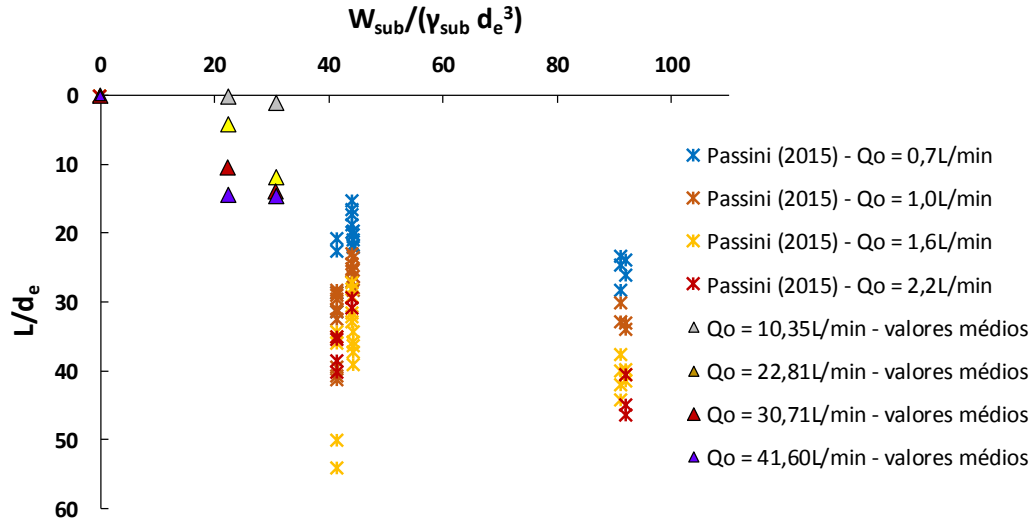


Figura 4.13: Resultados plotados na forma adimensional proposta por Passini (2015) – presente pesquisa *versus* Passini (2015).

Conforme o Capítulo 2, figura 2.27, os resultados de Passini (2015) indicam para o aumento da profundidade de instalação (fator de profundidade L/d_e), com o incremento da vazão (Q_0), fator de vazão. O fator de vazão utilizado pela autora foi o semelhante ao proposto na presente pesquisa explicito na equação 4.2, com a única diferença sendo o diâmetro representativo das partículas do solo – presente pesquisa – d_{95} , Passini (2015) – d_{50} . Desta forma os valores obtidos para este adimensional na presente pesquisa foram consideravelmente maiores que os obtidos por Passini (2015), uma vez que o denominador deste fator ($v_f \times d_{50}$) é da mesma ordem de grandeza para os dois experimentos, porém as vazões utilizadas neste estudo são até 20 vezes maiores.

O aumento do coeficiente de vazão deveria proporcionar um maior fator L/d_e para a presente pesquisa, quando comparado aos resultados de Passini (2015), porém não foi o que mostrou o gráfico.

A figura 4.14 apresenta os resultados de penetração adimensionalizada em função do adimensional Π_5 , que é o produto dos adimensionais Π_2 , Π_3 e Π_4 . Observa-se uma organização dos dados por uma única linha de tendência, evidenciando a adequada similarização utilizada, o que permitiu a comparação de resultados em escalas de comprimento laboratoriais e de campo (1:76 a 1:12).

Na figura 4.15 estão plotados os dados unificados dos dois estudos. A linha de tendência unificada apresentou bom coeficiente de correlação ($R^2 = 0,80409$) para aproximação logarítmica representada pela equação 4.6..

$$\Pi_1 = 14,427 \ln(\Pi_5) - 45,274 \quad (4.6)$$

$$\frac{L}{d_e} = 14,427 \ln \left[\left(\frac{Q_0}{v_f d_{95}} \right) x \left(\frac{\sigma_{PF}}{q_c} \right) x \left(\frac{d_{95}}{d_e} \right) \right] - 45,274 \quad (4.7)$$

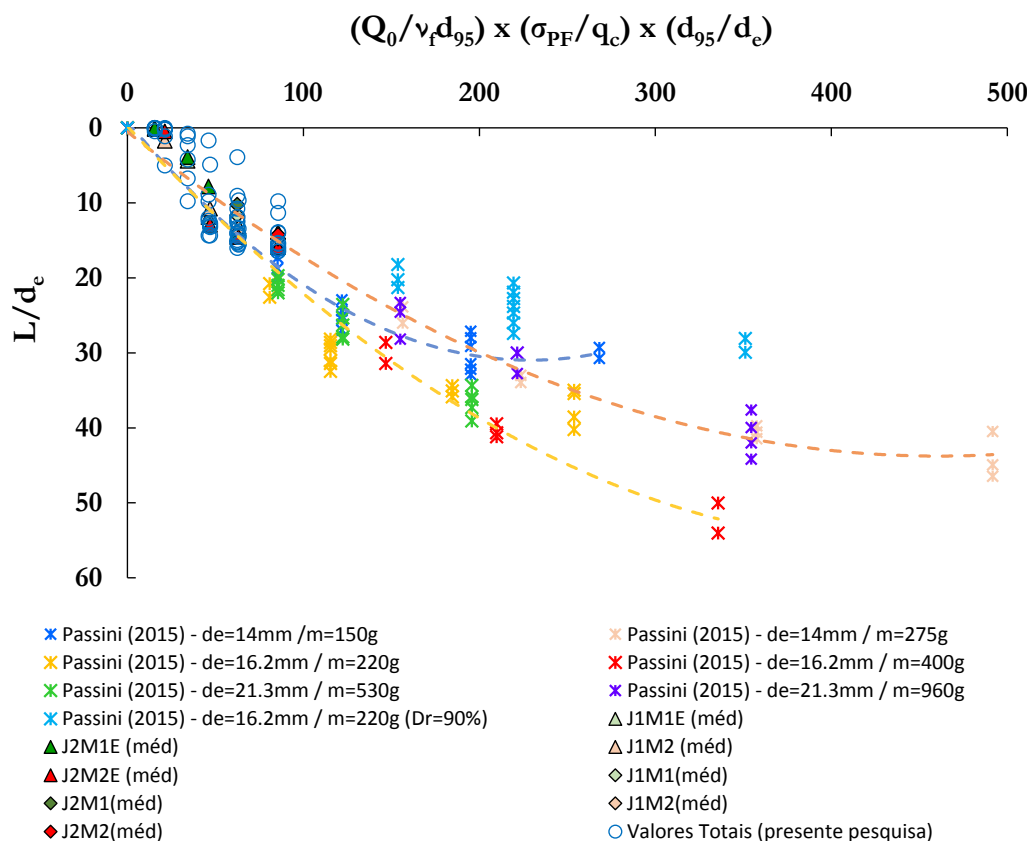


Figura 4.14: Normalização proposta na presente pesquisa – presente pesquisa *versus* Passini (2015).

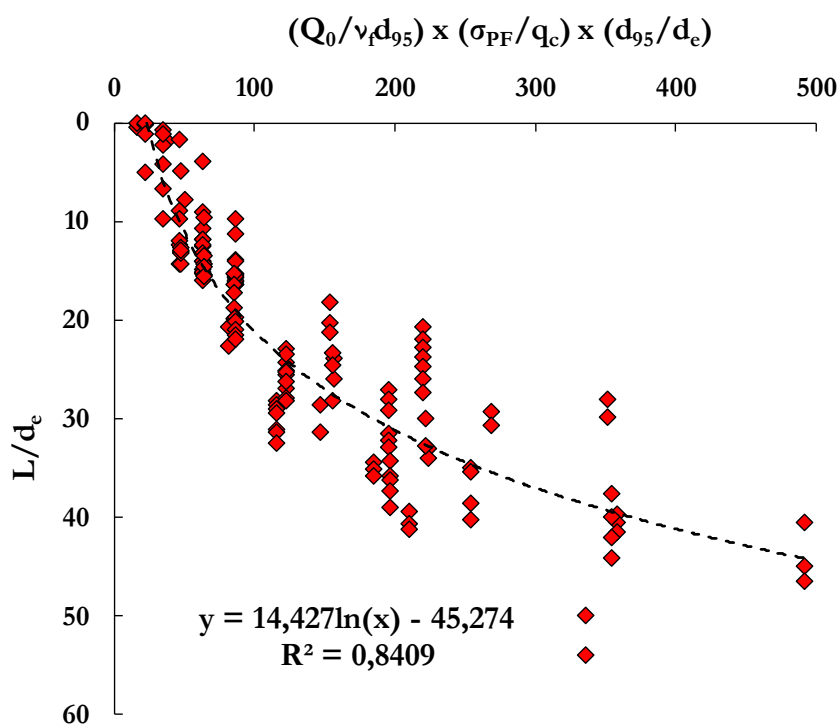


Figura 4.15: Resultados conjuntos de Passini (2015) e presente pesquisa na forma normalizada..

4.4.2 Capacidade de carga de ancoragem

A capacidade de ancoragem obtida nos ensaios realizados variou de 0,43 kN a 2,89 kN segundo os critérios de Van der Veen e 0,43 kN a 3,24 kN conforme extrapolação de Aoki. Stracke (2012) propõe uma comparação através da relação entre a capacidade de ancoragem e o peso da estaca (Q_a/W), neste quesito a relação Q_a/W encontradas no presente estudo variam de 0,58 a 6,80 (Van der Veen) e 0,58 a 10,45 (Aoki), com valores médios de 3,67 e 3,84, respectivamente. No estudo de Stracke (2012), a relação Q_a/W média encontrada foi de 3,3 para âncoras instaladas em areia fina.

Como as estacas torpedo são instaladas geralmente em solos finos, na qual alcançam penetrações adequadas, julgou-se válida a comparação da relação Q_a/W para estacas instaladas também em solos argilosos (coesivos). Uma vez que estacas instaladas por fluidização de solos granulares (arenosos) alcancem um valor próximo para tal relação, já poderia se justificar a utilização desse método de instalação em areias.

Desta forma, faz-se uma comparação com a relação Q_a/W relatada por Medeiros (2002) para âncoras torpedo em tamanho real (diâmetro igual 1070 mm e comprimento igual a 12 m) instaladas em argila normalmente consolidadas. Para este caso os ensaios de arrancamento resultaram em uma relação Q_a/W de 1,29 imediatamente após a instalação e 2,65 com 10 dias de *setup*. Na mesma linha, O'loughlin *et al.* (2004) relataram uma relação Q_a/W de 3 a 5 para âncoras de penetração dinâmicas (mesmo método de instalação das estacas torpedo) em ensaios realizados em centrífuga.

Quando analisadas as cargas totais, as relações Q_a/W médias obtidas no presente estudo (3,67 e 3,84) estão de acordo com o encontrado na bibliografia, inclusive superando, porém, existe grande variabilidade nos resultados (desvio padrão de 1,78 e 2,17). A título de comparação, considerou-se os resultados para *setup* de 10 dias apresentado por Medeiros (2002), uma vez que o ganho de resistência em solos granulares é menor em função do tempo, devido à dissipação da poropressão ser mais rápida nesses tipos de solo.

Os estudos de laboratório buscaram representar as condições do leito marinho, desta forma o solo no interior dos tanques se encontrava submerso. Assim, corrigiu-se os valores para simular as condições de solo submerso. Nesse contexto, a relação Q_a/W média passa a ser 1,55 e 1,63 para as extrapolações de Van der Veen e Aoki. A tabela 4.5 apresenta os valores de Q_a/W corrigidos para cada tipo de ensaio.

De acordo com essa tabela, a relação Q_a/W varia de 1,83 a 3,64, a depender do tipo de ensaio e do método de determinação da capacidade de ancoragem. Além disso observa-se que apenas os valores obtidos nas configurações J1M1E, J2M1E e J2M2E., ficaram dentro da faixa observada na literatura. No entanto, quando considerado o desvio padrão, apenas os J1M2E e J1M2E não poderiam alcançar tal relação. Cabe ressaltar que os ensaios de capacidade de ancoragem realizados por Stracke (2012) foram realizados 24 h após a instalação, enquanto na presente pesquisa foram realizados imediatamente após a instalação do modelo, sem a possibilidade de ganho de resistência.

Tabela 4.5: Valores médios para a relação Q_a/W .

Ensaio	Qa/W médio			
	Van der Veen	Desv. Padrão	Aoki	Desv. Padrão
J1M1	1,83	0,62	1,83	0,62
J2M1	1,98	1,02	1,98	1,02
J1M2	2,11	0,53	2,11	0,53
J2M2	2,11	0,66	2,11	0,66
J1M1E	2,84	0,10	2,84	0,10
J2M1E	2,94	0,31	3,64	1,19
J1M2E	2,24	0,09	2,24	0,09
J2M2E	2,85	0,69	2,85	0,69

De acordo com a tabela 4.5, a relação Q_a/W varia de 1,83 a 3,64, a depender do tipo de ensaio e do método de determinação da capacidade de ancoragem. Além disso observa-se que apenas os valores obtidos nas configurações J1M1E, J2M1E e J2M2E., ficaram dentro da faixa observada na literatura. No entanto, quando considerado o desvio padrão, apenas os J1M2E e J1M2E não poderiam alcançar tal relação. Cabe ressaltar que os ensaios de capacidade de ancoragem realizados por Stracke (2012) foram realizados 24 h após a instalação, enquanto na presente pesquisa foram realizados imediatamente após a instalação do modelo, sem a possibilidade de ganho de resistência.

Conforme 4.4, a capacidade de ancoragem média foi maior para a condição de instalação com vazão escalonada, o que poderia ser atribuído à maior segregação do solo gerada pela vazão máxima aplicada desde o início da instalação dos modelos. Em 2.7 foi visto, que mesmo sem considerar a questão, os gráficos $K_s \times Q_0$ de Stracke (2012) verificou a influência da fluidização no coeficiente de empuxo lateral (K_s), parâmetro que está diretamente relacionado à resistência do solo por atrito lateral. Aparentemente o aumento da vazão leva à diminuição de K_s , o que corrobora com a teoria de que as vazões menores nos primeiros estágios da instalação dos modelos com vazão escalonada, seria o fator responsável pelo maior atrito lateral do solo identificado quando o modelo foi instalado dessa forma. Lembrando que os altos valores de desvio padrão do presente estudo não permite a conclusão sobre o comportamento observado.

Para a previsão da capacidade de carga de ancoragem, utilizou-se o K_s (coeficiente de empuxo lateral de serviço do solo) apresentado por Stracke (2012) ($K_s = 0,72$) e Passini (2015) ($K_s = 0,1$), obtidos através da equação do equilíbrio limite. Os resultados dos valores de resistência prevista e observados nos ensaios são apresentados na tabela 4.6.

Tabela 4.6: Capacidade de ancoragem média prevista e medida.

Ensaio	W (kN)	Q _a previsto (kN)		Q _a medido (kN)	
		Stracke (2012)	Passini (2015)	Van der Veen	Aoki
J1M1	0,31	1,22	0,44	0,92	0,92
J2M1	0,31	0,87	0,39	0,84	0,84
J1M2	0,425	2,00	0,64	1,54	1,54
J2M2	0,425	1,73	0,61	1,31	1,31
J1M1E	0,31	1,85	0,52	1,66	1,66
J2M1E	0,31	1,76	0,51	1,73	2,24
J1M2E	0,425	1,87	0,63	1,67	1,67
J2M2E	0,425	2,21	0,67	2,28	2,28
Média		1,69	0,55	1,49	1,60

Os resultados do presente estudo foram em média maiores que os resultados a previsão baseada no K_s determinado em pesquisas de laboratório. Nota-se que os valores superam a previsão baseada no K_s de Passini (2015) e estão próximos ao previstos com base no coeficiente apresentado por Stracke (2012).

Os valores apresentados no item 4.3 indicam que o coeficiente de empuxo lateral de serviço (K_s) obtido na presente pesquisa se aproxima dos valores obtidos por Stracke (2012), quando comparados os valores médios – 0,62 obtido na presente pesquisa, e 0,72 obtido por Stracke (2012), cabe ressaltar que os testes de capacidade de carga de ancoragem foram realizados por Stracke (2012) 24h após a instalação, portanto é provável que houve ganho de resistência no solo.

Em comparação com os resultados de Passini (2015), os resultados do presente estudo indicaram um K_s consideravelmente maior – os resultados apresentados pela autora dão de um K_s igual a 0,1, para solos fluidizados com ensaios realizados entre 0 e 4h após a instalação. No entanto, é possível que para a presente pesquisa o modelo estivesse em uma região de baixa tensão efetiva (baixa profundidade), em relação ao porte da estaca, quando foi realizado o ensaio de arrancamento. A título de comparação, os modelos ensaiados por Passini (2015) atingiram um coeficiente de penetração (L/d_e) de até 60, enquanto na presente pesquisa o valor máximo para essa relação foi em torno de 16. Essa tensão efetiva proporcionalmente mais baixa, pode ser a responsável por elevar os valores calculados para o K_s .

Desta forma, optou-se por apresentar os dados de forma normalizada, para a qual utilizou-se os grupos adimensionais utilizados por Passini (2015). A autora também determinou esses grupos adimensionais a partir do Teorema de Buckingham (Teorema Π), no qual as grandezas fundamentais adotadas foram comprimento (L) e força (F) variáveis escolhidas foram quatro: L (l), d_e (l), A_l (F), γ_{sub} (F/l^3), e as variáveis dependentes foram L (L) e A_l (F) e d_e (l) e γ_{sub} (F/l^3) as variáveis repedidas. O primeiro termo Π (Π_1), fator de profundidade, é dado pela equação e o segundo (Π_2) é dado pela equação 4.5. Através de operação matemática entre Π_1 e Π_2 , a autora chegou ao terceiro termo Π (Π_3), descrito pela equação 4.6. Os resultados obtidos na presente pesquisa juntamente com os de Passini (2015) estão plotados no gráfico da figura 4.16.

$$\Pi_2 = \frac{A_l}{\gamma_{sub} d_e^3} \quad (4.5)$$

$$\Pi_3 = \frac{A_l}{\gamma_{sub} L^2 d_e} \quad (4.6)$$

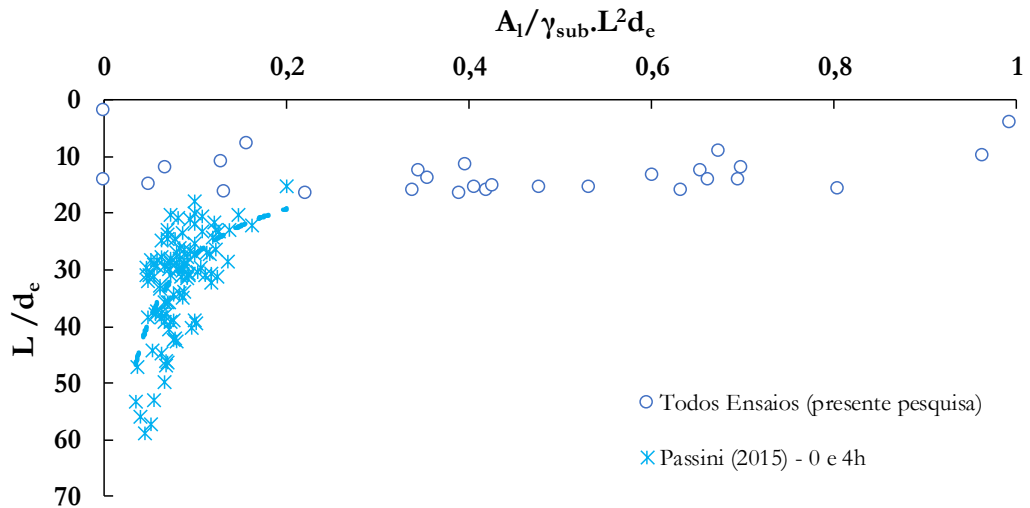


Figura 4.16: Resultados normalizados para profundidade *versus* capacidade de ancoragem.

Nota-se que a equação 4.6 é muito parecida com o coeficiente de empuxo lateral efetivo do solo. A figura 4.16 mostra que os pontos referentes aos resultados da presente pesquisa estão alinhados com o trecho assintótico da curva que representa os dados de Passini (2015) para ensaios realizados entre 0 e 4h após a instalação (região do gráfico que representa uma zona de profundidade, consequentemente baixa tensão efetiva). Isso corrobora com o descrito anteriormente para o K_s , o que poderia ser atribuído à dilatância do solo frente a baixas tensão de confinamento.

Os resultados da presente pesquisa apontaram para uma diminuição do K_s com o aumento da profundidade de instalação, o que também foi identificado por Passini (2015), atribuído à dilatância do solo, a qual aumenta a capacidade de carga lateral em baixos níveis de tensão de confinamento. Ressalta-se que, segundo Ismael (1989), os valores de K_s obtidos para estacas em escala reduzida são maiores que os obtidos em protótipo, isso pode explicar o K_s médio menor encontrado na presente pesquisa, uma vez que a escala de comprimento é maior que as utilizadas por Passini (2015) e Stracke (2012), e consequentemente conta com maior tensão de confinamento.

5 | Conclusões

5.1 Considerações iniciais

Este capítulo apresenta as conclusões obtidas através da interpretação e discussão dos resultados dos diversos testes de instalação por fluidização do solo, com penetração por peso próprio e sem altura de queda, além dos resultados de verificação da capacidade de ancoragem em modelo reduzido de estaca torpedo sem aletas, apresentados ao longo desta dissertação de mestrado. Primeiramente se apresenta a conclusão geral, na sequência as conclusões específicas e, finalmente, são exibidas as sugestões para pesquisas futuras.

5.2 Conclusão geral

Este capítulo sumariza as conclusões obtidas através da interpretação e discussão dos resultados dos diversos testes de instalação por hidrojateamento do solo e de verificação da capacidade de carga de ancoragem em um modelo reduzido de estaca torpedo, apresentados ao longo da presente dissertação de mestrado. As grandezas e escalas utilizadas nos ensaios foram adequadas à operacionalização do sistema e à obtenção de interpretação dos dados.

O objetivo principal do programa experimental foi o de contribuir para a melhor compreensão da instalação de estacas através do processo de hidrojateamento em solos arenosos. O presente estudo também verificou quais os parâmetros intervenientes na liquefação do solo e que contribuem para que a estaca atinja maiores profundidade de instalação e maior capacidade de carga de ancoragem.

A instalação das estacas em modelo reduzido pela aplicação de jatos de água no solo granular do campo experimental se mostrou eficiente para as características do modelo, a escala utilizada (1:12) e as propriedades do solo avaliados nessa pesquisa. A penetração da estaca apresentou correlação com a vazão de saída do jato, assim como com sua massa, tanto em termos totais, quanto adimensionais.

5.3 Conclusões específicas

São conclusões específicas desta pesquisa:

- Para as configurações de vazão, diâmetro do jato e massa ensaiados, os resultados demonstraram haver aparentemente uma vazão mínima para que a penetração ocorra, considerando as características do solo encontrado no campo experimental;
- Os resultados demonstraram que a profundidade de instalação está correlacionada à vazão e à massa do modelo utilizada nos ensaios. A

profundidade aumenta tanto com o aumento da massa, quanto com o aumento da vazão;

- A profundidade média de instalação aumentou 22 vezes com um aumento de aproximadamente 4 vezes da vazão, sendo que em termos percentuais, um aumento de 400% da vazão levou a um acréscimo de 2300% da profundidade de instalação média, considerando todas as configurações ensaiadas. Quanto à influência da massa do modelo, o aumento da massa do modelo de 31 para 42,5 kg induziu ao aumento de 1100, 185, 133 e 2,24%, em cada estágio de vazão. Ressaltando que a diferença no último estágio é pequena, pois os ensaios eram encerrados quando a estaca penetrava por completo;
- Em termos gerais, a profundidade máxima de instalação atingida foi 16,44 vezes o diâmetro externo da estaca ($L/d_e = 16,44$) e mínima de 0;
- Os dados demonstraram que a grandeza principal interveniente para a fluidização de solos granulares é a vazão (Q_0), e que a velocidade de saída do jato (U_0) demonstrou ter pouca influência no processo de instalação do modelo testado para as diferentes configurações testadas. Outros pesquisadores já haviam identificado a maior importância da vazão no processo de instalação de estacas por hidrojateamento em solos granulares, quando comparada à velocidade do jato;
- Para as configurações testadas e o tipo de solo encontrado no campo experimental, os resultados demonstraram boa correlação com os dados de pesquisas anteriores em menor escala, quando tratados de forma normalizada, com os adimensionais $\Pi_I = L/d_e$ e $\Pi_5 = (Q_0/v_f d_{95}) \times (\sigma_{PF}/q_c) \times (d_{95}/d_e)$;
- Foi proposta uma equação exponencial (equação 4.7) com as variáveis Π_I (dependente) e Π_5 (independente), a qual apresentou um bom coeficiente de correlação ($R^2 = 0,8409$);
- Quanto à capacidade de ancoragem, a resistência identificada foi de 0,43 a 3,24 kN, considerando a totalidade dos dados. Já a capacidade de ancoragem média ficou entre 0,84 e 2,28 kN, dependendo da configuração adotada nos ensaios de penetração. Para o atrito lateral a variação foi de 0,12 a 2,93 kN, e de 0,50 e 1,85 kN, quando analisado os valores médios para cada tipo ensaio;
- Os resultados também indicaram valores diferentes da capacidade de ancoragem média em relação a cada tipo de ensaio, nos quais os ensaios com vazão escalonada durante a instalação, desenvolveram maior capacidade de ancoragem de que nos ensaios em que o modelo foi instalado com vazão constante, e máxima. Em valores médios a parcela da resistência obtida por atrito lateral, diminui com o acréscimo de velocidade. A maior segregação do solo devido à maior velocidade do jato, pode ser um fator responsável por este fenômeno. No entanto, devido à variabilidade dos dados não é possível afirmar categoricamente essa tendência.
- Foi avaliada a relação entre a capacidade de ancoragem e o peso da estaca (Q_a/W). De acordo com os resultados dos ensaios essa relação foi de 0,58 a 10,45, quando analisada a totalidade dos números, e de 2,96 (J1M1) a 7,23 (J2M1E) considerando a média para cada configuração de ensaio. Já a relação

entre o atrito lateral e peso do modelo (A/W) ficou entre 0,39 e 9,45, considerando a totalidade dos dados, e entre 1,96 e 6,23, quando se considera a média para cada tipo de teste;

- A relação Q_a/W , quando simulada a condição de solo submerso (condição essa encontrada no leito marinho) variaram entre 1,16 e 5, em números totais. Quando considerado os valores médios para cada configuração dos ensaios de instalação, essa mesma relação variou entre 1,83 e 3,64;
- Os resultados da presente pesquisa vão ao encontro dos resultados de obtidos por outros autores, no que diz respeito à instalação das estacas por hidrojateamento em solos granulares. Quanto à capacidade de ancoragem foi analisada a relação Q_a/W , e identificou-se que para os ensaios J2M1E, essa relação está dentro da faixa observada na literatura, porém as configurações de instalação J2M1, J2M1E e J2M2E alcançariam tal relação Q_a/W , quando levado em consideração a variabilidade dos dados. Cabe ressaltar que os resultados desta pesquisa foram obtidos sem o ganho de resistência devido ao efeito *setup*, pois os ensaios foram realizados imediatamente após a instalação.
- Em síntese, os resultados encontrados com a realização deste trabalho, realizado em escala de comprimento 1:12, vão ao encontro dos resultados obtidos em escala de comprimento 1:76 a 1:50. Assim, entende-se que uma das maiores contribuições deste trabalho é a ampliação do intervalo de escala de comportamento conhecido e evidenciar que, como os resultados são válidos desde escala de comprimento 1:76 a escala 1:12, é bastante provável que os resultados sejam representativos também da escala real. Embora isso precise ser averiguado em trabalhos futuros.

5.4 Sugestão para pesquisas futuras

As sugestões para pesquisas futuras no âmbito da fluidização para instalação de âncoras *offshore* são:

- Verificar a influência de bocais em posições diferentes dos bocais de saída do jato utilizadas nesta pesquisa;
- Utilizar vazões maiores, para verificar os efeitos na penetração das estacas, assim como na capacidade de ancoragem desenvolvida;
- Utilizar massas diferentes das utilizadas nesta pesquisa;
- Deixar a estaca penetrar além de seu comprimento, ficando mais próximo da profundidade de instalação da estaca torpedo;
- Instalar modelo na escala 1:12 de outra forma, como prensagem, e comparar os resultados obtidos para a capacidade de ancoragem desta pesquisa;

- Instalar o modelo na escala 1:12 com a combinação de prensagem e jatos de água e compara os resultados obtidos para a capacidade de ancoragem desta pesquisa;
- Instalar o modelo na escala 1:12 com a combinação de vibração e jatos de água e compara os resultados obtidos para a capacidade de ancoragem desta pesquisa;
- Testar outros formatos de estacas, como estacas com ponta alargada, instalados com hidrojateamento e comparar os resultados
- Instalar modelo na escala 1:12 em solos saturados ou submersos como na beira ou dentro do mar;
- Testar sistema de aumento de resistência após a instalação dos modelos, como as aplicações de groute pressurizado utilizados nas JGPP, ou nata de cimento);
- Realizar testes com modelos em escalas maiores, inclusive em protótipo. Modelos centrífugos em menores escalas também são uma ótima opção para avaliação do comportamento das estacas torpedo.

Referências

- Aderibigbe, O. O., e Rajaratnam, N. (1996). “Erosion of loose beds by submerged circular impinging turbulent jets”. Em: *Journal of Hydraulic Research*, 34(1): 19–33.
- Aguiar, C. S. (2007). “Interação solo-estrutura de fundações offshore do tipo estaca”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Aguiar, C. S. (2011). “Análise da interação solo-estrutura de âncoras do tipo torpedo para plataformas offshore”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Aguiar, C. S., Sousa, J. R. M., Ellwanger, G. B., Porto, E. C., Medeiros JR, C. J., Foppa, D. (2009). “Undrained load capacity of torpedo anchors in cohesive soil”. Em: *Proceedings of the OMAE Conference, Hawaii*.
- Alsaydalani M. O. A, Clayton C. R. I. (2014). “Internal fluidization in granular soils”. Em: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE*. 140 (3): 1–10, doi: 10.1061/1943-5606.0001039
- Andersen, K.H., Murff, J.D., Rabdolph, M.F., Clukey, E.C., Erbich, C.T., Jostad, H.P., Hansen, B., Aubeny, C., Sharma, P., Supachawarote, C. (2005). “Suction anchors for deep water applications”. Em: *Proceedings of the International Symposium Frontiers in Offshore Geotechnics (ISFOG)*, Perth, pp. 3–32.
- API - American Petroleum Institute, 2005, Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – Working stress design. API-RP-2A – WSD, 21st Edition, USA.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 16903/2020: Solo — Prova de carga estática em fundação profunda. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2020.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de 4,8mm – Determinação da massa específica, massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2016.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 6484: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2020.
- Associação Brasileira de Normas Técnicas. ABNT NBR 9813: Solo – Determinação da massa específica aparente in situ, com emprego de cilindro de cravação. Rio de Janeiro (RJ): ABNT; 2016.
- Bezerra, C. M. N. (2017). “Análise numérica de cravação de estacas torpedo modeladas por integral de pressões”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Bhasi, A., Rajagopal, K., e Reddy, D. V. (2010), “Finite element study of the influence of pile jetting on load capacity of adjacent piles”. Em: *International Journal of Geotechnical Engineering*, [DOI 10.3328/IJGE], p. 361–370.
- Bhasi, A., Rajagopal, K., e Reddy, D. V. (2010). “Finite element study of the influence of pile jetting on load capacity of adjacent piles”. Em: *International Journal of Geotechnical Engineering*, [DOI 10.3328/IJGE], p. 361–370.
- Bowles, J. E. (1996). “Foundation Analysis and Design”. 5 Ed. McGraw-Hill Companies, Illinois, pp. 1168.
- Brandão, F.E.N., Henriques, C.C.D., Araújo, J.B., Ferreira, O.C.G. , Amaral, C.S. (2006). “Albacora Leste Field Development—FPSO P-50 Mooring System

- Concept and Installation. Em: Offshore Technology Conference 1–4 , Houston, Texas, U.S.A.
- Broms, B. B. (1964). “Lateral resistance of piles in cohesionless soils”. Em: Journal of Soil Mechanics and Foundation Engineering 90(3): 123–156.
- Camargo, K. R. (2020). “Hidrojateamento em solos finos – ensaios de laboratório e campo” Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Camargo, K. R., Schnaid, F., Schettini, E. B. C. (2019). “Estaca torpedo – previsão de penetração mínima em solo argiloso normalmente adensado”. Em: Seminário de Engenharia Geotécnica do Rio Grande do Sul – GEORS 2109, Santa Maria/RS, 11p.
- Canelas, A. L. S. (2007). “Evolução da importância econômica da indústria de petróleo e gás natural no Brasil: contribuição a variáveis”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Chakravarti A, Jain R. K., Kothiyari U. C. (2013). “Scour under submerged circular vertical jets in cohesionless sediments”. Em: Journal of Hydraulic Engineering. 20 (1): 32–37, doi: 10.1080/09715010.2013.835101
- Chattopadhyay, B. C., Pise, P. J. (1986). “Uplift capacity of piles in sand”. Em: Journal of Geotechnical Engineering 1986.112: 888–904.
- Cintra, J. C. A., Aoki, N., Tsuha, C. H. C., e Giacheti, H. L. (2013). “Fundações: ensaios estáticos e Dinâmicos”. São Paulo. Oficina de Textos.
- Cintra, J. C. A.; Aoki, N. (2010). “Fundações por estacas – projeto geotécnico”. São Paulo. Oficina de Textos.
- Costa, R. G. B. (2008). “Análise paramétrica das condições de ancoragem de plataformas offshore utilizando estacas torpedo a partir de modelos em elementos finitos”. Dissertação de Mestrado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia da Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil, 109p.
- Das, B. M. (1983). “A procedure for estimation of uplift capacity of rough piles”. Em: Soils and Found, 23(3): 122–126.
- Dash, B. K., e Pise, P. J. (2003). “Effect of Compressive Load on Uplift Capacity of Model Piles”. Em: Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering © ASCE, 2003.129:987-992, pp. 987 – 992.
- Ergun, S. (1952), “Fluid flow through packed columns”. Em: Chemical Engineering Progress, vol. 48, n° 2, pp. 89 – 94.
- Fernandes, A. C. (2014). “Scientific and operational consequences of non-conventional model testing in deepwater ocean basins”. Em: Marine Systems & Ocean Technology 9, 1, pp. 59-69.
- Fernandes, A. C., Araújo, J. B., Diniz, R., Santos, M. F., Almeida, J. C. F., Matos V. (2005). “Hydrodynamic aspects of the torpedo anchor installation”. Em: 24th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering (OMAE 2005)
- Fernandes, A. C., Sales, J. S., Silva, D. F. C., Diederichsa, D. R. (2011). “Directional stability of the torpedo anchor pile during its installation”. Em: The IES Journal 4, pp 180–189
- Fernandes, A.C.; Araújo, J.B.; Almeida, J.C.L.; Machado, R.D.; Matos, V. (2006). “Torpedo anchor installation hydrodynamics”. Em: Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, ASME, p. 286-293. 2006.
- Henriques Jr., P. R. D., Foppa, D., Porto, E. C., Medeiros Jr., C. J. (2010), “Alternativa de estaca torpedo para altas cargas de ancoragem”. Em: XV Congresso Brasileiro

- de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Gramado, Brasil, 8p.
- Henriques Jr., P. R. D., Foppa, D., Porto, E. C., Medeiros Jr., C. J. (2010). “Alternativa de estaca torpedo para altas cargas de ancoragem”. Em: XV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Gramado, Brasil, 8p.
- Ismael, N. F. (1988). “Field tests on bored piles subject to axial and oblique pull”. Em: Journal of Geotechnical Engineering, vol. 115, no. 11, pp. 1588 – 1598.
- Ismael, N. F., e Al-Sanad, H. A (1986). “Uplift capacity of bored piles in calcareous soils”. Em: Journal of Geotechnical Engineering, vol. 112, no. 10, pp. 928 – 940.
- Kawasaki, P. Y. (2010). “Análise de linhas de ancoragem de plataformas oceânicas considerando diversos tramos e o trecho enterrado da linha”. Projeto de Graduação. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Kunii, D., Levenspiel, O. (1969), Fluidization Engineering. John Wiley & Sons, NY, 534p.
- Kunitaki, D. M. K. N. (2006), “Tratamento de incertezas no comportamento dinâmico de estacas torpedo para ancoragem de sistemas flutuantes na exploração de petróleo *Offshore*”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Lai, P., McVay, M., Bloomquist, D., e Forbes, M. (2010). “An innovative prefabricated pile installation method utilizing jetting and pressure grouting”. Em: Proceedings of the GeoFlorida 2010: Advances in Analysis, Modeling and Design (GSP 199) © 2010, ASCE, West Palm Beach, FL, 1592-1601.
- Lavieri, R. S. (2011). “Métodos de navegação inercial aplicados a lançamentos Submarinos”. Dissertação de Mestrado. Universidade de São Paulo.
- Lennon, G. P., Chang, T., Weisman, R. N. (1990). “Predicting incipient fluidization of fine sands in unbounded domains”. Em: Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 1990.116:1454-1467.
- Leva, M. (1959). “Fluidization”. New York: McGraw-Hill Book Co.
- Levacher, D. R., Sieffert J. G. (1984). “Test on model tension piles”. Em: Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE, 110(12): 1735–1748 (1984.110:1735-1748).
- Lima, A. L. (2006). “Avaliação de metodologias de análise de unidades estacionárias de produção de petróleo offshore”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Lima, C. J. T. (2003), “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. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Liu J., Lan, X., Wang, G., Luo, S., Yang, Z. (2022). “Study on the Erosion Morphology of Cohesive Soil under the Vertical Impact of a High-Pressure Moving Water Jet”. Em: Applied Sciences 12, 12343. <https://doi.org/10.3390/app122312343>.
- Lourenço, D.E.; Schnaid, F. (2016). “Instalação de fundações profundas em solos argilosos para aplicação offshore”. Em: XVIII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica - COBRANSEG, Belo Horizonte, Brasil, 2016.
- Lourenço, D.E.; Schnaid, F.; Schettini, E.B.C. (2020). “Model pile installation by vertical water jet in clay”. Em: Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering, v. 144, 045001-1-045001-9.

- Lourenço, E.D. (2016). “Hidrojateamento em solos argilosos”. Tese de Doutorado – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande.
- Lutenegger, A. J., Miller, G. A. (1994). “Uplift Capacity of Small-Diameter Drilled Shafts From In Situ Tests”. Em: *Journal of Geotechnical Engineering* 120:1362-1380.
- Mastrangelo, C. F., Barusco, P. J., Formigli, J. M. (2003). “From early production systems to the development of ultra deepwater fields – experience and critical issues of floating production units”. Em: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Paper 15224, Houston, USA.
- Mazutti, J. H. (2018). “Estudo do atrito lateral no arrancamento de estacas modelo instaladas por fluidização em areia”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- McVay, M., Bloomquist, D., e Thiyyakkandi, S. 2014. *Field Testing of Jet-Grouted Piles and Drilled Shafts (BDK75-977-41)*. Final report submitted Florida Department of Transportation, Tallahassee, FL.
- McVay, M., Bloomquist, D., Forbes, H., e Johnson, J. 2009. *Prestressed concrete pile installation – utilizing jetting and pressure grouting*. Final Report submitted Florida Department of Transportation, Tallahassee, FL.
- Medeiros JR., C. J. (2002), “Low cost anchor system for flexible risers in deep waters”. Em: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Paper 14151, 6–9 May, Houston, USA, 5p.
- Meyerhof, G. G. (1973). “Uplift resistance of inclined anchors and piles”. Em: *Proceedings of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Moscow, 2: 167–172.
- Meyerhof, G. G., e Adams, J. I. (1968). “The ultimate uplift capacity of foundations. Em: *Candian Geotechnical Journal*, vol. V, n° 4, pp. 225 – 244.
- Mezzomo, S. M. (2009). “Estudo dos mecanismos de fluidização de areias com jatos de água”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Niven, R. K., Khalili, N. (1998a). “In situ fluidization by a single internal vertical jet”. Em: *Journal of Hydraulic Research*, 36(2): 199–228.
- Niven, R. K., Khalili, N., (1998b). “In situ multiphase fluidization (“upflow washing”) for the remediation of hydrocarbon contaminated sands”. Em: *Canadian Geotechnical Journal*, 35, pp. 938–960.
- O’Loughlin, C. D., Randolph, M. F., Richardson, M. (2004). “Experimental and theoretical studies of deep penetrating anchors”. Em: *Proceedings of the Annual Offshore Technology Conference*, Paper 16841, 3–6 May, Houston, USA, 11p.
- O’Loughlin, C. D., Randolph, M. F., Richardson, M. (2009). “Centrifuge tests on dynamically installed anchors”. Em: *28th International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering*, OMAE, Honolulu, USA, 9p.
- Ortiz Neto, J.B.; Shima, W.T. (2008). “Trajetórias tecnológicas no segmento offshore: ambientes e oportunidades”. Em: *Revista Economia Contemporânea*. Rio de Janeiro, vol. 12, n° 2, pp. 301 – 332.
- Passini, L. B. (2015). “Instalação e capacidade de carga axial de estacas modelo fluidizadas em solos arenosos”. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Passini, L. B.; Schnaid, F. (2015). “Experimental investigation of pile installation by vertical jet fluidization in sand”. Em: *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, v. 137(4). 2015.

- Passini, I.B.; Rocha, M.M.; Moller, S.V (2018). “Mechanism of model pile installation by water jet fluidization in sand”. Em: *Ocean Engineering*, v. 170, p. 160-170.
- Passini, L.B.; Schnaid, F.; Salgado, R. (2017). “Experimental study of shaft resistance of model piles in fluidized and nonfluidized sand”. Em: *Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering*, v. 139, 052001-1-052001-1.
- Rajaratnam N. , Mazurek K. A. (2003). “Erosion of sand by circular impinging water jets with small tail water”. EM: *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE. (3): 225–229, doi: 10.1061/(ASCE)0733-9429(2003)129:3(225).
- Randolph, M. F., Cassidy, M., Gourvenec, S., Erbrich, C. (2005), “Challenges of offshore geotechnical engineering”. Em: *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, Osaka: v. 1, pp. 123 – 176.
- Randolph, M. F., Gaudin, F., Gourvenec, S. M., White, D. J., Boylan, N., Cassidy, M. J. (2011). “Recent advances in offshore geotechnics for deep water oil and gas developments”. Em: *Ocean Engineering* 38 (2011) 818–834. doi:10.1016/j.oceaneng.2010.10.021.
- Rao, K. S., Venkatesh, K. H. (1985). “Uplift behavior of short piles in uniform sand”. Em: *Soils and Found*, Vol 25, n° 4, pp. 1–7.
- Retzlaff, A. S.; Alonso, V. V.; Camargo, K. R., Gonzales, R. R., Bastos, C. A. B. (2022). “Construção e interpretação de um SIG de sondagens de simples reconhecimento com circulação de água realizadas junto a FURG”. Em: *Congresso Brasileiro de Macênic dos Solos e Engenharia Geotécnica*, Campinas/SP.
- Riccomini, C.; Sant’anna, L.G.; Tassinari C.C.G. (2012). “Pré-sal: geologia e exploração”. Em: *Revista USP*. N. 95, pp. 33 – 42.
- Richardson MD, O’Loughlin CD, Randolph MF, Gaudin C. (2009). “Setup Following Installation of Dynamic Anchors in Normally Consolidated Clay”. Em: *J. Geotech. Geoenviron. Engineering*. 135:487-496. doi: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2009)135:4(487)
- Rouse, H. (1940). “Criteria for similarity in the transportation of sediment”. Em: *Proceedings of Hydraulics Conference*, University of Iowa, Studies in Engineering, Bulletin 20, Iowa, USA, p. 33–49.
- Sagrilo, L. V. S., Souza, J. R. M., Lima, E. C. P., Porto, E. C., Fernandes, J. V. V., Foppa, D. (2010). “Safety factors evaluation for torpedo anchors design”. Em: *Mecânica Computacional*, Dvorkin, E., Goldschmit, M., Storti, M. (Eds.). Vol XXIX, Buenos Aires, Argentina, pp. 9023–9036.
- Schnaid, F., Passini, L., Stracke, F., Mezzomo, S. (2014), “On the response of fluidized piles from laboratory model tests in granular soils”. Em: *Journal of Geo-Engineering Science* 1(2): 69–81. [DOI 10.3233/JGS-140024].
- Seckler, C. S. (2011). “Metodologia baseada em inspeção e retroanálise para verificação e ajustes de sistemas de ancoragem de unidades flutuantes de produção de petróleo offshore”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro.
- Sharma, P. P. (2004), “Ultimate capacity of suction caisson in normally and lightly overconsolidated clays”. 167 p. Dissertação de Mestrado. Texas. A & M University.
- Shepley, P., Bolton M. D. (2014). “Using water injection to remove pile base resistance during installation”. Em: *Canadian Geotechnical Journal*, 51(11): 1273–1283.
- Shepley, P., (2014). “Optimisation of water injection nozzles to aid pile jacking”. Em: *Geotechnical Engineering*, pp. 257-266, vol. 168.

- Silva, U. A. DA (2008), “Análise de cravabilidade de estacas torpedo”. Monografia de conclusão de curso. Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE/UFRJ), Rio de Janeiro, Brasil, 51p.
- Stracke, F., 2012, “Fluidização de solo arenoso associado à injeção de agente cimentante para ancoragem de estruturas offshore”. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.
- Thiyyakkandi, S., McVay, M., Bloomquist, D., and Lai, P. (2013). “Measured and predicted response of a new jetted and grouted precast pile with membranes in cohesionless soils”. Em: *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*.
- Thiyyakkandi, S., McVay, M., Lai, P., and Herrera R. (2017). “Suitability of Jetted and grouted precast pile for supporting mast arm structures”. Em: *Canadian Geotechnical Journal* 54, 9. <https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0467>.
- Tsinker, G. P. (1988). “Pile jetting. Em: *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, 114(3): 326–334.
- Van Bang D., Zapata M. U., Gauthier G, Gondret P., Zhang W., Nguyen D. (2022). “Two-Phase Flow Modeling for Bed Erosion by a Plane Jet Impingement”. Em: *MPDI Water*. 2022 Oct. 14: 3290, doi: 10.3390/w14203290
- Wang B., van Rhee C., Nobel A., Keetels. (2021). “G. Modeling the hydraulic excavation of cohesive soil by a moving vertical jet”. Em: *Ocean Engineering*. 227: 108796, doi: <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2021.108796>.
- Wang C, Wang Y, Peng C, Meng X. (2017). “Two-fluid Smoothed Particle Hydrodynamics simulation of submerged granular column collapse”. Em: *Mechanics Research Communications*. 79: 15-23, doi: <http://dx.doi.org/10.1016/j.mechrescom.2016.12.001>
- Wang T., Song B. (2019). “Study on deepwater conductor jet excavation mechanism in cohesive soil”. Em: *Applied Ocean Research*. Jan. 82: 225-235. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2018.09.007>.
- Wang, W., Wang, X., Yu, G. (2018). “Vertical holding capacity of torpedo anchors in underwater cohesive soils”. Em: *Ocean Engineering* 161 (2018) 291–307. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.05.018>
- Weegenar R. A., Keetels G. H., Winkelman M. O., van Rhee C. (2015). “Sand erosion with a traversing circular jet”. Em: *Marine Engineering*. 168: 76-83, doi: <http://dx.doi.org/10.1680/maen.14.00004>
- Weisman, R. N., Lennon, G. P. (1994). “Design of fluidizer systems for coastal environment”. Em: *Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division*, ASCE, 1994.120: 468–487.
- Weisman, R. N., Lennon, G. P. (1994). “Design of fluidizer systems for coastal environment”. Em: *Journal of the Waterway, Port, Coastal and Ocean Division*, ASCE, 1994.120: 468–487.
- Weisman, R. N., Lennon, G. P., Roberts, E. W. (1988). “Experiment on fluidization in unbounded domains”. Em: *Journal of Hydraulic Engineering*, ASCE, 1988.114: 502–515.
- Wen, C. Y., e Yu, H. (1966). “A generalized method for predicting the minimum fluidization velocity”. Em: *AIChE Journal*, pp. 610 – 612.
- Westrich, B., Kobus, H. (1973), “Erosion of a uniform sand bed by continuous and pulsating jets”. *Proceedings of International Association of Hydraulic Research Congress*, 1(A13), Istambul, Turquia, p. 1–3.

- Wilde, B., Treu, H., Fulton, T. (2001). "Field testing of suction embedded plate anchors". Em: Proceedings of the 11th International Offshore and Polar Engineering Conference,
- Xu, G. H., Yue, Z. Q., e Liu, D. F. (2006), "Grouted jetted precast concrete sheet piles: Method, experiments, and applications". Em: Canadian Geotechnical Journal, pp. 1358-1373.
- Yang, Q., Cong, B., Wang, Z., e Yu, L. (2019), "An analytical solution for the ultimate embedment depth and potential capacity of vertically loaded anchors with a bridle shank". Em: Ocean Engineering, 17p.
- Zimmerman, E.H., Smith, M.W., Shelton J.T. (2009). "Efficient gravity installed anchor for deep water mooring". Em:: Proceedings of the Offshore Technology Conference, Houston, Paper OTC 20117.

APÊNDICE A – Dados e resultados referentes à instalação do modelo em cada uma das configurações propostas.

Π_1 é dado pela equação 4.1 e Π_2 é dado pela equação 4.5.

Tabela A.1: Dados e resultados dos ensaios testes.

Ensaio	m (kg)	d_j (mm)	Q_0 (l/min)	L_i (mm)	L_f (mm)	L (mm)	Π_1	σ_{PF} (kPa)	$q_{c, méd}$ (kPa)	Π_5
1	18,5	11,25	41,6	360	525	165	1,83	29,08	6000	37,23
2	25	11,25	41,6	380	1080	700	7,78	39,30	6000	50,31

Tabela A.2: Dados e resultados dos ensaios J1M1.

Ensaio	m (kg)	d_j (mm)	Q_0 (l/min)	L_i (mm)	L_f (mm)	L (mm)	Π_1	σ_{PF} (kPa)	$q_{c, méd}$ (kPa)	Π_5
3	31	11,25	41,6	240	1500	1260	14,00	48,73	6000	62,38
4	31	11,25	41,6	170	1140	970	10,78	48,73	6000	62,38
5	31	11,25	41,6	200	1330	1130	12,56	48,73	6000	62,38
6	31	11,25	41,6	230	1045	815	9,06	48,73	6000	62,38
7	31	11,25	41,6	150	1220	1070	11,89	48,73	6000	62,38

Tabela A.3: Dados e resultados dos ensaios J2M1.

Ensaio	m (kg)	d_j (mm)	Q_0 (l/min)	L_i (mm)	L_f (mm)	L (mm)	Π_1	σ_{PF} (kPa)	$q_{c, méd}$ (kPa)	Π_5
8	31	22,5	41,6	130	480	350	3,89	48,73	6000	62,38
9	31	22,5	41,6	170	1240	1070	11,89	48,73	6000	62,38
10	31	22,5	41,6	180	1525	1345	14,94	48,73	6000	62,38

Tabela A.4: Dados e resultados dos ensaios J1M2.

Ensaio	m (kg)	d_j (mm)	Q_0 (l/min)	L_i (mm)	L_f (mm)	L (mm)	Π_1	σ_{PF} (kPa)	$q_{c, méd}$ (kPa)	Π_5
20	42,5	11,25	41,6	200	1450	1250	13,89	66,81	6000	85,52
21	42,5	11,25	41,6	190	1450	1260	14,00	66,81	6000	85,52
22	42,5	11,25	41,6	180	1660	1480	16,44	66,81	6000	85,52

Tabela A.5: Dados e resultados dos ensaios J2M2.

Ensaio	m (kg)	d_f (mm)	Q_0 (l/min)	L_i (mm)	L_f (mm)	L (mm)	Π_I	σ_{PF} (kPa)	$q_{c, méd}$ (kPa)	Π_5
17	42,5	22,5	41,6	180	1630	1450	16,11	66,81	6000	85,52
18	42,5	22,5	41,6	200	1220	1020	11,33	66,81	6000	85,52
19	42,5	22,5	41,6	190	1570	1380	15,33	66,81	6000	85,52

Tabela A.6: Dados e resultados dos ensaios J1M1E.

Ensaio	m (kg)	d_f (mm)	Q_0 (l/min)	L_i (mm)	L_f (mm)	L (mm)	Π_I	σ_{PF} (kPa)	$q_{c, méd}$ (kPa)	Π_5
11	31	11,25	10,35	150	190	40	0,44	48,73	6000	15,52
	31	11,25	22,81	150	530	380	4,22	48,73	6000	34,20
	31	11,25	30,71	150	950	800	8,89	48,73	6000	46,05
	31	11,25	41,6	150	1525	1375	15,28	48,73	6000	62,38
12	31	11,25	10,35	145	145	0	0,00	48,73	6000	15,52
	31	11,25	22,81	145	350	205	2,28	48,73	6000	34,20
	31	11,25	30,71	145	1435	1290	14,33	48,73	6000	46,05
	31	11,25	41,6	145	1585	1440	16,00	48,73	6000	62,38
13	31	11,25	10,35	155	155	0	0,00	48,729	6000	15,52
	31	11,25	22,81	155	760	605	6,72	48,729	6000	34,20
	31	11,25	30,71	155	1270	1115	12,39	48,729	6000	46,05
	31	11,25	41,6	155	1270	1115	12,39	48,729	6000	62,38

Tabela A.7: Dados e resultados dos ensaios J2M1E.

Ensaio	m (kg)	d_f (mm)	Q_0 (l/min)	L_i (mm)	L_f (mm)	L (mm)	Π_I	σ_{PF} (kPa)	$q_{c, méd}$ (kPa)	Π_5
14	31	22,5	10,35	150	160	10	0,11	48,73	6000	15,52
	31	22,5	22,81	150	220	70	0,78	48,73	6000	34,20
	31	22,5	30,71	150	1030	880	9,78	48,73	6000	46,05
	31	22,5	41,6	150	1345	1195	13,28	48,73	6000	62,38
15	31	22,5	10,35	150	150	0	0,00	48,73	6000	15,52
	31	22,5	22,81	150	1030	880	9,78	48,73	6000	34,20
	31	22,5	30,71	150	1230	1080	12,00	48,73	6000	46,05
	31	22,5	41,6	150	1515	1365	15,17	48,73	6000	62,38
16	31	22,5	10,35	140	140	0	0,00	48,73	6000	15,52
	31	22,5	22,81	140	240	100	1,11	48,73	6000	34,20
	31	22,5	30,71	140	290	150	1,67	48,73	6000	46,05
	31	22,5	41,6	140	1410	1270	14,11	48,73	6000	62,38

APÊNDICE B – Determinação do coeficiente de empuxo lateral de serviço do solo.

Tabela B.1: Parâmetros utilizados para a determinação de K_s .

$*D_r$ (%)	γ_d (kN/m ³)	φ'_{cv}	δ
30%	17,35	26,6°	20,75°

Tabela B.2: Valores obtidos para K_s , para cada tipo de ensaio.

Ensaio	m (kg)	d_j (mm)	Q_θ (l/min)	U_θ (m/s)	L (mm)	K_s
J1M1	31	11,25	41,6	6,975047251	970	0,16
	31	11,25	41,6	6,975047251	1130	0,42
	31	11,25	41,6	6,975047251	815	0,69
	31	11,25	41,6	6,975047251	1070	0,09
J2M1	31	22,5	41,6	1,743761813	350	0,89
	31	22,5	41,6	1,743761813	1070	0,87
	31	22,5	41,6	1,743761813	1345	0,06
J1M2	42,5	11,25	41,6	6,975047251	1250	0,44
	42,5	11,25	41,6	6,975047251	1260	0,88
	42,5	11,25	41,6	6,975047251	1480	0,29
J2M2	42,5	22,5	41,6	1,743761813	1450	0,18
	42,5	22,5	41,6	1,743761813	1020	0,47
	42,5	22,5	41,6	1,743761813	1380	0,69
J1M1E	31	11,25	10,35 - 41,6	6,975047251	1375	0,65
	31	11,25	10,35 - 41,6	6,975047251	1440	0,58
	31	11,25	10,35 - 41,6	6,975047251	1115	0,85
J2M1E	31	22,5	10,35 - 41,6	1,743761813	1195	0,80
	31	22,5	10,35 - 41,6	1,743761813	1365	0,65
	31	22,5	10,35 - 41,6	1,743761813	1270	1,25
J1M2E	42,5	11,25	10,35 - 41,6	6,975047251	1480	0,53
	42,5	11,25	10,35 - 41,6	6,975047251	880	1,12
	42,5	11,25	10,35 - 41,6	6,975047251	1390	0,53
J2M2E	42,5	22,5	10,35 - 41,6	1,743761813	1440	0,46
	42,5	22,5	10,35 - 41,6	1,743761813	1420	0,83
	42,5	22,5	10,35 - 41,6	1,743761813	1400	1,05