

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

## **Hidrojateamento em Solos Argilosos**

**David Eduardo Lourenço**

Porto Alegre  
2016

DAVID EDUARDO LOURENÇO

## **HIDROJATEAMENTO EM SOLOS ARGILOSOS**

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

Porto Alegre

2016

### CIP - Catalogação na Publicação

Lourenço, David Eduardo  
Hidrojateamento em Solos Argilosos / David  
Eduardo Lourenço. -- 2016.  
191 f.

Orientador: Fernando Schnaid.

Tese (Doutorado) -- Universidade Federal do Rio  
Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-  
Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS,  
2016.

1. Fundações profundas. 2. Hidrojateamento. 3.  
Estaca torpedo. 4. Modelo reduzido. I. Schnaid,  
Fernando, orient. II. Título.

DAVID EDUARDO LOURENÇO

## **HIDROJATEAMENTO EM SOLOS ARGILOSOS**

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

Porto Alegre, 7 de Março de 2016.

**Prof. Fernando Schnaid**

Ph. D. pela University of Oxford, Reino Unido  
Orientador

**Prof. Carlos T. Formoso**

Coordenador do PPGEC/UFRGS

### **BANCA EXAMINADORA**

**Eng. Cláudio Amaral**

M.Sc. pela PUC do Rio de Janeiro  
Centro de Pesquisas da Petrobras

**Prof. Edith Beatriz Camaño Schettini**

Dr. Sc. Institut National Polytechnique de Grenoble, França

**Prof. Marcelo Maia Rocha**

Dr. Techn. pela Universitaet Innsbruck, Áustria

**Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida**

Ph. D. pela University of Cambridge, Reino Unido

## AGRADECIMENTOS

À minha família;

Ao meu orientador, o Professor Fernando Schnaid, junto nesta jornada;

A todos os meus colegas da UFRGS/LEGG, em especial o Sérgio Marques e o Vítor Faro;

Ao Fernando Mantáras por todas as suas contribuições;

Aos professores Lucas Festugato e Nilo Consoli pelo apoio e contribuições;

Às secretárias administrativas do PPGEC Carmen Rodrigues e Ana Luiza, que ajudaram na burocracia;

Ao laboratorista do LEGG, João Diniz, pela ajuda nos experimentos, ensaios laboratoriais e dia a dia;

Ao LAGEO, laboratorista Jair, pela ajuda na calibração de equipamentos e ensaios laboratoriais;

Ao LACER, pela disponibilidade de realização de ensaios de granulometria;

Às professoras Elsa Mundstock e Stela Castro do NAE, pela ajuda na realização das análises estatísticas;

À professora Edith Schettini do IPH pelas aulas e consultas;

À Geoforma Engenharia Ltda;

À serralharia da UFRGS pelo suporte técnico;

Aos membros da banca examinadora;

À CAPES, CNPQ e PETROBRAS pelo suporte institucional e financeiro.

## RESUMO

LOURENÇO, D. E. **Hidrojateamento em Solos Argilosos**. 2016. Doutorado em Engenharia Civil – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A recente descoberta das reservas de petróleo do Pré-Sal no Brasil obrigou a indústria a enfrentar condições de extração adversas, a mais de 1000m de lâmina de água e 5000m de sedimentos. Com o aumento da procura, justificou-se investir em pesquisa e tecnologia para dar resposta aos diversos problemas de exploração em águas ultra profundas. Em condições desfavoráveis de exploração, diversos sistemas tecnológicos submersos autônomos no fundo do mar, *nearshore* e *offshore*, tem que ser instalados para resistir a esforços solicitados por plataformas devido a manobras de navios, ondas, correntes marinhas, ventos, etc.. Atualmente a Petrobras utiliza um sistema desenvolvido e patenteado, as estacas torpedo metálicas, para resistir às solicitações e ancorar no leito oceânico as suas plataformas flutuantes. Sua instalação consiste na queda livre e penetração no solo argiloso marinho, por ação da aceleração da gravidade nas suas massas, e que apresenta ainda alguns desafios na instalação. O presente trabalho avalia uma nova técnica de instalação de âncoras para plataformas marítimas de petróleo e outras estruturas, que serve de alternativa e/ou melhoria à técnica já utilizada, e que consiste na instalação de uma haste metálica pela ação do seu peso próprio e por aplicação de jatos de água verticais, provenientes de tubos metálicos inseridos em solos argilosos. O estudo, na primeira etapa descrita nesta tese, concentra-se em modelos reduzidos, seguindo as leis de semelhança pelo número de Froude, e futuramente pretende-se transitar para o protótipo. Os ensaios de hidrojateamento foram realizados em laboratório, utilizando tanques em forma de paralelepípedo, com paredes em acrílico, preenchidos com solo argiloso. O estudo foi realizado em modelos reduzidos para duas escalas de comprimento, correspondentes a 1:67 e 1:76, com o objetivo de estudar o mecanismo de penetração dos torpedos metálicos e nos fenômenos de hidrojateamento em solo argiloso. O solo foi caracterizado e nos ensaios foram identificados e avaliados: (a) a influência do fluxo de água a partir das variáveis vazão, pressão, velocidade e diâmetro do jato, (b) a influência da massa e diâmetro das hastes metálicas e (c) a interação solo-estaca pós instalação. Os resultados apresentados indicaram que as maiores profundidades de penetração das estacas torpedo foram atingidas para os modelos de maior massa, e também para as maiores vazões do fluxo de água, para maiores pressões de fluxo de água e menor resistência não drenada do solo. Com base nas variáveis controladas foi possível estabelecer um modelo e uma equação para estimar a profundidade máxima atingida por estacas metálicas instaladas por fluidização. Estes resultados complementaram estudos anteriores e permitiram uma avaliação, baseada em modelos reduzidos, na eficiência do jateamento, parâmetros de controle do mecanismo de erosão, profundidade máxima de penetração no leito marinho e capacidade de carga das estacas, sempre utilizando conceitos de similaridade para relacionar modelo e protótipo.

**Palavras-chave:** Fundações profundas; Hidrojateamento; Estaca torpedo.

## ABSTRACT

LOURENÇO, D. E. **Hydro Jetting in Clayey Soils**. 2016. (Doctorate in Engineering) – Pos Graduate Program in Civil Engineering, UFRGS, Porto Alegre.

Deep water oil fields discovered by Petrobras in Brazil in 2006 brought new challenges to the offshore industry. Thus, for exploring these basins, research and technology investments are necessary to ensure production conditions, which require development of technological foundation systems, nearshore and offshore. Petrobras designed and patented an anchoring system, the torpedo pile, which serves as foundation to various types of production structures in ultra-deepwater. Torpedo is a steel pile, filled with ballast, having a cone-shaped tip. The anchor installation consists in the free fall of the torpedo from a designated height above the seafloor, which dynamically penetrates into marine clay by the action of gravity acceleration of the torpedo mass. This thesis presents an alternative installation technique for torpedo anchors based on tests carried out in reduced physical models following the law of similarity by the Froude number. The goal was to install model piles by applying downward vertical water jets. The water jetting tests were performed in the laboratory using parallelepiped-shaped tanks with acrylic walls, filled with clayey soil. The study was conducted on reduced scale models for two length scales, corresponding to 1:67 and 1:76, with the aim of studying the penetration mechanism of metal torpedoes and water jetting phenomena in clayey soil. The soil was characterized and tests were performed to identify and evaluate: (a) the influence of water flow, pressure, penetration rate and diameter of the jet, (b) the influence of the mass and diameter of the metal rods and (c) soil-pile interaction after installation. The results presented indicated that the greatest depth of penetration of torpedo piles was achieved for higher mass models, also for the higher flow rates, the Reynolds number, higher water flow pressures and lower undrained resistance of the soil. Based on these variables it was possible to establish a model and an equation to estimate the maximum depth of penetration of metal piles installed by fluidization. These results complement previous studies and allowed an assessment based on reduced models, the jetting efficiency, the control parameters of the erosion mechanism, the maximum penetration depth on the seabed and load capacity of the piles, always using concepts of similarity to relate model and prototype.

**Keywords:** Deep foundations; Hydro jetting; Torpedo pile.

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	19
1.1	PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA.....	19
1.2	OBJETIVOS.....	24
1.2.1	Objetivo Geral.....	24
1.2.2	Objetivos Específicos.....	24
1.3	ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO.....	25
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	26
2.1	ANCORAGEM DE PLATAFORMAS FLUTUANTES.....	26
2.1.1	Estaca Torpedo.....	29
2.2	JATOS DE ÁGUA VERTICAIS CIRCULARES SUBMERSOS.....	35
2.3.1	Número de Froude.....	36
2.3.2	Número de Reynolds.....	37
2.3.3	Potência de um jato.....	38
2.3.4	Pressões do fluxo de água no interior das hastes.....	38
2.4	FLUIDIZAÇÃO.....	40
2.4.1	Primeira Pesquisa.....	44
2.4.2	Pesquisa de Niven (1998) e Niven e Khalili (1998a).....	45
2.4.3	Pesquisa de Mezzomo (2009).....	48
2.4.4	Pesquisa de Jung (2012).....	49
2.5	CONSIDERAÇÕES SOBRE LEIS DE SEMELHANÇA EM MODELOS REDUZIDOS.....	50
3	MATERIAIS, EQUIPAMENTOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	54
3.1	MATERIAIS.....	54
3.1.1	Solo Argiloso.....	54
3.1.2	Água.....	64
3.1.3	Aço.....	65
3.2	EQUIPAMENTOS DE ENSAIOS DE FLUIDIZAÇÃO.....	65

3.2.1	Reservatório.....	67
3.2.2	Inversor de Frequência.....	67
3.2.3	Grupo Eletrobomba Centrífuga.....	68
3.2.4	Medidor de Vazão.....	68
3.2.5	Hastes Metálicas e Ponteiros.....	69
3.2.6	Tubulações e conexões.....	70
3.2.7	Transdutor de Pressão.....	70
3.2.8	Sistema de Aquisição de Dados.....	71
3.2.9	Sistema de Contrapesos.....	71
3.2.10	Tanque de Ensaio.....	71
3.3	EQUIPAMENTOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO.....	72
3.3.1	Mini CPTU.....	73
3.3.1.1	Sistema de Cravação do Mini CPTU.....	76
3.3.1	Equipamentos para Medida das Poro-pressões no Solo.....	77
3.4	EQUIPAMENTOS DE ENSAIOS à TRAÇÃO UNIAXIAIS.....	79
3.4.1	Transformador.....	80
3.4.2	Condicionador e Amplificador de Sinal.....	80
3.4.3	Célula de Carga.....	80
3.5	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	82
3.5.1	Teoria de Semelhança.....	82
3.5.2	Planos de Ensaio.....	83
3.5.3	Preparação do Solo Argiloso.....	85
3.5.4	Execução de Ensaio.....	86
4	RESULTADOS E DISCUSSÃO.....	88
4.1	O ESTADO DE TENSÕES NO SOLO.....	88
4.2	RESISTÊNCIA DO SOLO.....	93
4.2	INSTALAÇÃO DAS HASTES E MECANISMOS ASSOCIADOS.....	106
4.2.1	Descrição e Geometrias.....	106

4.2.2 Fraturas Hidráulicas .....	111
4.3 RESULTADOS GRÁFICOS DOS ENSAIOS DE FLUIDIZAÇÃO.....	114
4.4 CAPACIDADE DE CARGA UNIAXIAL À TRAÇÃO .....	129
5 ANÁLISE DE RESULTADOS.....	141
5.1 ANÁLISE PELO TEOREMA DE VASCHY-BUCKINGHAM .....	141
5.2 ANÁLISE PELO MÉTODO DA REGRESSÃO LINEAR MÚLTIPLA .....	144
5.1 MODELO ESTATÍSTICO .....	145
5.2 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO MODELO .....	145
5.2.1 Representação Matricial MRLM .....	146
5.3 VALIDAÇÃO DO MRLM.....	151
5.3.1 Significância do MRLM .....	151
5.3.2 Coeficientes de Determinação .....	153
5.3.3 Testes de Significância dos Coeficientes de Regressão.....	153
5.3.4 Intervalos de confiança .....	155
5.3.4.1 Intervalos de confiança para os coeficientes de regressão.....	155
5.3.4.2 Intervalos de confiança para a estimativa do modelo ( $Y$ ) ou $Z_{dj}$ .....	156
5.3.4.3 Previsões para novas observações .....	158
5.3.5 Análise de Resíduos.....	159
6 CONCLUSÕES .....	165
7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	168
REFERÊNCIAS .....	169
APÊNDICE A – FUNDAMENTOS DE ANÁLISE ESTATÍSTICA .....	174
A.1 MODELO ESTATÍSTICO .....	176
A.2 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO MODELO .....	177
A.2.1 Representação Matricial MRLM .....	179
A.3 VALIDAÇÃO DO MRLM.....	182
A.3.1 Significância do MRLM .....	182
A.3.2 Coeficientes de Determinação .....	185
A.3.3 Testes de Significância dos Coeficientes de Regressão.....	186

A.3.4 Intervalos de confiança .....	187
A.3.4.1 Intervalos de confiança para os coeficientes de regressão.....	187
A.3.4.2 Intervalos de confiança para a estimativa do modelo ( $Y$ ) ou $Z_{dj}$ .....	188
A.3.4.3 Previsões para novas observações .....	188
A.3.5 Análise de Resíduos.....	189

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Estruturas utilizadas na exploração de petróleo, (Petrobras, 2013).	19
Figura 1.2 – Plataformas fixas e flutuantes (Coopetróleo, 2013).	20
Figura 1.3 – <i>VLA</i> ou Âncora de arraste (Randolph et al., 2005).	21
Figura 1.4 – Estacas de sucção (Randolph et al., 2005).	21
Figura 1.5 – Âncora torpedo (Bonfim dos Santos et al., 2004).	22
Figura 1.6 – Esquematização do sistema de ancoragem offshore (Carvalho Jr et al., 2005).	23
Figura 2.1 – Esquema adaptado de plataforma flutuante e sistema de ancoragens em catenária, âncora de arraste e âncora torpedo, adaptado de Sagrilo et al. (2010).	27
Figura 2.2 – Plataformas do tipo FPS (esq.) e FPSO (dir.) (Petrobras, 2011).	27
Figura 2.3 – Esquema das linhas de amarração: (esq.) ancoragem em catenária; (dir.) ancoragem com cabos esticados (Vryhof Anchors, 2010).	28
Figura 2.4 – Esquema de modos de amarração às estruturas flutuantes: (esq.) amarração direta; (dir.) amarração em torre giratória (Vryhof Anchors, 2010).	29
Figura 2.5 – Geometria de estacas torpedo: a) T-98, com 98 toneladas de massa; e b) T-120, com 120 toneladas de massa (Henriques Jr. et al., 2010).	30
Figura 2.6 – Detalhes do processo de fabricação da estaca T-120: a) olhal; b) anéis internos de reforço; c) parte superior da aleta e d) aleta (Henriques Jr. et al., 2010).	31
Figura 2.7 – Âncora torpedo típica: a) ponta cônica; b) olhal no topo (Sagrilo et al., 2010).	31
Figura 2.8 – Procedimento de instalação da âncora torpedo, adaptado de Hossain et al. (2014).	32
Figura 2.9 – Foto de um navio durante o procedimento de instalação de estaca torpedo (Henriques Jr. et al., 2010).	33
Figura 2.10 – Esquema adaptado do procedimento de instalação de uma estaca torpedo (Brandão et al., 2006).	33
Figura 2.11 – Efeito do tipo de solo do leito marinho e estratigrafia na profundidade de penetração, adaptado de Medeiros Jr. (2002).	34
Figura 2.12 – Esquema adaptado de um jato vertical submerso (Beltaos e Rajaratnam, 1974).	36
Figura 2.13 – Esquema dos regimes de deflexão de jatos, (a) e (b) fortemente defletidos, (c) e (d) fracamente defletidos (Aderibigbe & Rajaratnam, 1996).	36
Figura 2.14 – a) <i>Ptilothrix albidohirta</i> recolhendo água em um curso; b) Chaminé da <i>Diadasina distincta</i> ; c) Chaminé e aglomerados de grãos de areia da <i>Ptilothrix relata</i> ; d) Duas células de chaminé da <i>Ptilothrix relata</i> mostrando a superfície interna lisa e a superfície externa rugosa. Genise e Poire (2000).	41
Figura 2.15 – Diagrama de classificação de materiais particulados para a fluidização por gases de Geldart (1973).	43
Figura 2.16 – Esquema da cavidade no ensaio de fluidização (Niven, 1998).	44
Figura 2.17 – Esquema dos ensaios de Rouse (1939): Perfis de erosão ao longo do tempo na cavidade dos ensaios.	45
Figura 2.18 – Esquema de descontaminação in situ de solo arenoso, através da técnica de fluidização, adaptado de Niven & Khalili (1998a).	46
Figura 2.19 – Perfil de ensaio de fluidização em laboratório com cavidade T1 de Niven & Khalili (1998a).	47
Figura 2.20 – Esquema das variações geométricas ao longo do aumento da profundidade de saída do jato segundo Niven (1998).	47
Figura 2.21 – Perfil de ensaio de fluidização em laboratório com cavidade T1 de Mezzomo (2009).	48

Figura 2.22 – Ensaio de hidrojateamento em argilas com ausência de simetria nas cavidades, realizados por Jung (2012).	50
Figura 3.1 – Resultados dos ensaios do Limites de Atterberg de solos naturais, adaptado de Petrobras (2011).	55
Figura 3.2 – Índices de Plasticidade de solos naturais, adaptado de Petrobras (2011).	56
Figura 3.3 – Representação dos solos naturais na carta de plasticidade (Petrobras, 2011).	57
Figura 3.4 – Curvas granulométricas de solo natural do Campo Lula (Petrobras, 2011).	58
Figura 3.5 – Curvas granulométricas de solo natural do Campo Lula NE (Petrobras, 2011).	58
Figura 3.6 – Curvas granulométricas de solo natural do Campo Guará (Petrobras, 2011).	59
Figura 3.7 – Curvas granulométricas de solo artificial usado na presente pesquisa.	60
Figura 3.8 – Resultados da determinação do teor em água de solos naturais (Petrobras, 2011).	61
Figura 3.9 – Resultados da determinação do peso específico de solos naturais (Petrobras, 2011).	62
Figura 3.10 – Resultados dos ensaios de resistência não drenada de solos naturais (Petrobras, 2011).	63
Figura 3.11 – Esquema dos equipamentos dos ensaios de fluidização.	66
Figura 3.12 – Fotografias antes e depois de ensaios de fluidização.	67
Figura 3.13 – Curva característica da eletrobomba, Schneider (2015).	68
Figura 3.14 – Imagem do medidor de vazão <i>Signet GF 2507</i> .	69
Figura 3.15 – Transmissor e visualizador de vazão <i>Signet 8850-1</i> .	69
Figura 3.16 – Hastes metálicas com adaptadores e ponteiros.	70
Figura 3.17 – Pormenor das ponteiros das hastes metálicas.	70
Figura 3.18 – Resultados da calibração do transdutor de pressão.	71
Figura 3.19 – Esquema adaptado de Stracke (2012), do tanque de acrílico: (a) vista em corte; (b) vista superior.	72
Figura 3.20 – Esquema geral dos equipamentos utilizados para determinar de resistência do solo.	74
Figura 3.21 – Imagens do mCPTU: a) corpo do piezocone desmontado; b) pormenor da célula de carga de ponta; c) piezocone montado; d) hastes do equipamento.	75
Figura 3.22 – Gráfico de calibração do transdutor de poro-pressão.	75
Figura 3.23 – Gráfico de calibração da célula de carga de ponta.	76
Figura 3.24 – Sistema de cravação (Fonini, 2012).	76
Figura 3.25 – MCPTU acoplado ao sistema de cravação durante ensaios.	77
Figura 3.26 – Equipamentos para medição da poro-pressão: a) tanque vazio com o transdutor de pressão; b) tanque com solo; c) conector do transdutor de pressão ao tanque; d) transdutor de pressão.	78
Figura 3.27 – Calibração do transdutor de pressão.	78
Figura 3.28 – Esquema dos equipamentos dos ensaios à tração.	79
Figura 3.29 – Esquema dos equipamentos para ensaios à tração.	80
Figura 3.30 – Gráfico de calibração da célula de carga.	81
Figura 3.31 – Ensaio de carga uniaxiais à tração.	81
Figura 3.32 – Preparação das amostras de solo: a) mistura dos materiais; b) colocação no tanque; c) vista superior do tanque cheio e com lâmina de água; d) remistura do solo.	86
Figura 3.33 – Realização de ensaios de mCPTU e pormenores.	87
Figura 4.1 – Dissipação da poro-pressão.	90
Figura 4.2 – Acréscimo da tensão efetiva vertical.	90
Figura 4.3 – Distribuição das tensões para diferentes períodos de tempo.	91
Figura 4.4 – Distribuição da tensão efetiva vertical.	92
Figura 4.5 – Resultados de dois ensaios de mCPTU para solo com um dia de idade.	94
Figura 4.6 – Resultados de dois ensaios de mCPTU para solo com dois dias de idade.	95

Figura 4.7 – Resultados de dois ensaios mCPTU para solo com sete dias de idade. ....	96
Figura 4.8 – Perfis da resistência de ponto para as diferentes idade de solo. ....	97
Figura 4.9 – Ábaco de identificação do comportamento típico de solos adaptado de Robertson (1990). ....	98
Figura 4.10 – Fatores $N_{kt}$ para as diferentes idades do solo com 119% de teor de água. ....	100
Figura 4.11 – Perfis de resistência não drenada para um e dois dias de idade. ....	101
Figura 4.12 – Perfis de resistência não drenada para sete dias de idade e comparação entre idades. ....	102
Figura 4.13 – Relação entre $S_u/\sigma'_{v0}$ para um e dois dias de idade. ....	103
Figura 4.14 – Relação entre $S_u/\sigma'_{v0}$ para sete dias de idade e comparação entre idades. ....	104
Figura 4.15 –Relação $S_u/\sigma'_{v0}$ para as idades do solo em escala ampliada. ....	105
Uma vez definido o estado de tensões e a resistência ao cisalhamento das amostras é possível avalair os efeitos e mecanismos associados à intalação das hastes. ....	105
Figura 4.16 – Fotografia de haste e jato de água axial imediatamente antes do início do ensaio. ....	106
Figura 4.17 – Vistas superiores de cavidades erodidas após ensaios de fluidização: a) Tanque e distribuição ds locais de ensaio; b) Detalhe de ensaio, $d_j=2\text{mm}$ e vazão $1,36\text{L}/\text{min}$ , com lâmina de água; c) Detalhe de ensaio, $d_j=4\text{mm}$ e vazão $3,45\text{L}/\text{min}$ , sem lâmina de água. ....	107
Figura 4.18 – Exumação de tanque de ensaios e cavidades. ....	108
Figura 4.19– Ensaio do modelo T66 na lateral do tanque e geometrias. ....	109
Figura 4.20– Ensaio do modelo T120 na lateral do tanque e geometrias. ....	109
Figura 4.21 –Região de impacto do jato depois ensaios de fluidização: a) Modelo T120, $d_e=14\text{mm}$ , $d_j=1,7\text{mm}$ , $Q=1,46\text{L}/\text{min}$ após limpeza da cavidade; b) Modelo T66, $d_e=14\text{mm}$ , $d_j=3,3\text{mm}$ , $Q=3,60\text{L}/\text{min}$ após limpeza da cavidade; c) Modelo T120, $d_e=14\text{mm}$ , $d_j=1,7\text{mm}$ , $Q=1,46\text{L}/\text{min}$ após sete dias; d) Modelo T66, $d_e=14\text{mm}$ , $d_j=3,3\text{mm}$ , $Q=3,60\text{L}/\text{min}$ após sete dias. ....	110
Figura 4.22 – Ilustração do mecanismo de evolução da profundidade penetração (esq.) e formação de fraturas hidráulicas (dir.) ....	112
Figura 4.23 – Fraturas hidráulicas formadas durante ensaio (esq.) e seu fechamento um minuto após o término do ensaio (dir.) ....	113
Figura 4.24 – Fraturas hidráulicas formadas durante ensaio (esq.) e seu fechamento quatro minutos após o término do ensaio (dir.) ....	114
Figura 4.25 – Profundidade penetrada das hastes em função da vazão. ....	116
Figura 4.26 –Profundidade penetrada das hastes em função da velocidade do jato de água. ..	117
Figura 4.27 –Profundidade penetrada das hastes em função da pressão do fluxo de água no interior. ....	118
Figura 4.28 –Profundidade penetrada das hastes em função da potência do jato de água. ....	119
Figura 4.28 –Profundidade penetrada das hastes em função da massa das mesmas. ....	121
Figura 4.29 –Profundidade penetrada das hastes em função do teor em água do solo argiloso. ....	122
Figura 4.30 – Representação gráfica da profundidade penetrada das hastes em função de $S_u$ do solo argiloso para 100 e 120% de umidade. ....	123
Figura 4.31 –Profundidade penetrada das hastes em função da velocidade prevista. ....	125
Figura 4.32 – Profundidade penetrada das hastes em função da velocidade prevista. ....	126
Figura 4.33 – Profundidade penetrada das hastes em função da potência do jato de água prevista. ....	127
Figura 4.34 –Profundidade penetrada das hastes em função da pressão do fluxo de água prevista no jato. ....	128
Figura 4.35 –Pormenor de ponta desobstruída de haste depois de ensaio de arrancamento. ...	130
Figura 4.36 –Cargas últimas do fuste pela profundidade para dois dias. ....	132

Figura 4.37 –Cargas últimas do fuste pela profundidade para sete dias.....	132
Figura 4.38 – Comparação das cargas últimas do fuste pela profundidade para dois e sete dias. .....	133
Figura 4.39 – Fator de adesão como função da resistência não drenada.....	135
Figura 4.40 – Fator de adesão como função da resistência não drenada, adaptado de Poulos & Davis (1980). ....	136
Figura 4.41 – Fator de adesão pelos comprimentos adimensionalizados das estacas metálicas. .....	137
Figura 4.42 – Distribuição da resistência não drenada pela profundidade.....	138
Figura 4.43 – Resistência não drenada adimensionalizada pela tensão efetiva vertical ao longo da profundidade. ....	140
Figura 5.2 – Comparação entre a estimativa do modelo geral e as observações reais. ....	150
Figura 5.3 – Comparação entre a estimativa do modelo compacto e as observações reais.....	151
Figura 5.4 - Representação gráfica de todos os dados observados, pela estimativa geral com os limites com confiança de 95%. ....	157
Figura 5.5 - Representação gráfica dos dados observados da escala 1:76, pela estimativa compacta com os limites com confiança de 95%. ....	158
Figura 5.6 - Representação gráfica dos valores estimados absolutos pelos resíduos absolutos no modelo geral. ....	160
Figura 5.7 - Representação gráfica dos valores estimados absolutos pelos resíduos absolutos no modelo compacto.....	161
Figura 5.8 - Representação gráfica dos valores estimados studentizados pelos resíduos studentizados no modelo geral. ....	162
Figura 5.9 - Representação gráfica dos valores estimados studentizados pelos resíduos studentizados no modelo compacto. ....	163
Figura A.1 - Representação do algoritmo stepwise em análise de regressão.....	179

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Exemplo de computação da matriz dimensional de semelhança por número de Froude para $\lambda L = 1:67$ (Rocha et al., 2013).....	53
Tabela 3.1 – Limites de Atterberg para o solo artificial usado em laboratório.....	57
Tabela 3.2 – Propriedades físicas do solo artificial usado nos ensaios.....	60
Tabela 3.3 – Índices físicos do solo artificial usado nos ensaios.....	64
Tabela 3.4 – Propriedades físicas da água tabeladas a 20°C (Fox, 1998).....	65
Tabela 3.5 – Propriedades físicas do Aço.....	65
Tabela 3.6 – Aplicação da teoria de semelhança aos ensaios experimentais.....	82
Tabela 3.7 – Plano de ensaios de fluidização para o modelo que representa o protótipo de 66 toneladas (T66).....	83
Tabela 3.8 – Plano de ensaios de fluidização para o modelo que representa o protótipo de 120 toneladas (T120).....	84
Tabela 3.9 – Plano de ensaios de carga uniaxial à tração.....	85
Tabela 4.1 – Comparação de graus de adensamento.....	89
Tabela 4.2 – Classificação de solos por tipo de comportamento, Robertson (1990).....	99
Tabela 4.1 – Fatores do cone utilizados na estimativa da resistência não drenada.....	100
Tabela 5.1 – grandezas no processo de instalação das hastes.....	142
Tabela 5.2 – Grupos II de variáveis adimensionais.....	144
Tabela 5.3 - Representação dos dados do MRLM.....	146
Tabela 5.4 – Representação e correspondência dos dados no MRLM da presente pesquisa...	146
Tabela 5.5 – Grandezas de entrada nas análises de regressão linear.....	147
Tabela 5.6 - Representação dos coeficientes dos modelos.....	148
Tabela 5.7 - Representação final dos resultados ANOVA para todos os dados no modelo geral e compacto.....	152
Tabela 5.8 - Resultados dos coeficientes de determinação e erro padrão da estimativa para os dois modelos.....	153
Tabela 5.9 - Representação dos testes de significância dos coeficientes de regressão para os modelos.....	155
Tabela 5.10 - Representação dos intervalos de confiança para os regressores dos modelos...	156
Tabela A.1 - Representação dos dados do MRLM.....	177
Tabela A.2 - Representação de resultados da ANOVA.....	185

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

$A$ : Área

$a, \hat{a}$ : Coeficientes de regressão estimados; adesão à estaca

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM: *American Society for Testing and Materials*

$\alpha$ : Coeficiente de regressão real

$b, \hat{\beta}$ : Coeficientes de regressão estimados

$\beta$ : Coeficiente de regressão real

$\beta_j$ : Coeficiente de regressão parcial

$c'$ : Coesão efetiva

$D$ : Diâmetro do conduto

$d_{ak}$ : Diâmetro máximo da cavidade jateada na superfície do solo

$d_H$ : Diâmetro da cavidade erodida na cota de saída do jato de água

$d_e$ : Diâmetro externo da estaca

$d_j$ : Diâmetro do jato de água

$d_p$ : Diâmetro das partículas de solo

$d_{50}$ : Diâmetro médio das partículas de solo

$\Delta H$ : Variação da perda de carga hidráulica

$E$ : Módulo de deformabilidade de Young

$e$ : Índice de vazios, resíduo

$E_c$ : Parâmetro de erosão

ENVIRONGEO: Laboratório de Resíduos, Novos Materiais e Geotecnia Ambiental

$E_{Y|x}$ : Esperança de  $Y$  para um dado valor de  $x$

$\varepsilon$ : Erro

$f$ : Fator de atrito

$F_0$ : valor do teste estatístico T

$Fr$ : Número de Froude

$Fr_p$ : Número de Froude das partículas de solo

$g$ : Aceleração da gravidade

$h_j$ : Altura do jato de água

IP ou  $w_p$ : Índice de plasticidade

$k$ : Coeficiente de perda de carga de singularidade num conduto forçado, número de variáveis explicativas

$L$ : Comprimento, comprimento característico

LACER: Laboratório de Materiais Cerâmicos da UFRGS

LAGEO: Laboratório de Geotecnia da UFRGS

LEGG: Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental da UFRGS

LL ou  $w_l$ : Limite de liquidez

LP ou  $w_p$ : Limite de Plasticidade

$m$ : Massa

MRLM: Método da regressão linear múltipla

$n$ : Tamanho da amostra, número de observações

NAE: Núcleo de Assessoria Estatística da UFRGS

NBR: Norma Brasileira

$\eta$ : Porosidade

$P$ : Pressão

$p$ : Número de parâmetros  $\beta_j$

$P_a$ : Pressão atmosférica

$P_{ot}$ : Potência da jato de água

PPGEC: Programa de Pós Graduação em engenharia Civil da UFRGS

$\rho$ : Massa específica de um material

$\rho_a$ : Massa específica do aço

$\rho_f$ : Massa específica de fluido

$\rho_s$ : Massa específica de solo

$Q$ : Vazão

$Re$ : Número de Reynolds

$Re_p$ : Número de Reynolds das partículas

$R^2$ : Coeficiente de determinação

S.I.: Sistema Internacional de Unidades

$S$ : Desvio padrão amostral

$S^2$ : Variância amostral

$Se(x)$ : Erro padrão da variável  $x$

SQE: Soma de quadrados do erro

SQR: Soma de quadrados da regressão

SQT: Soma de quadrados total

$S_u$ : Resistência não drenada

$\sigma_v$ : Tensão total vertical no solo

$\sigma'_{v0}$ : Tensão vertical efetiva no solo

$\sigma$ : Desvio padrão populacional

$\sigma^2$ : Variância populacional

$U$ : Velocidade do fluxo de água

$u$ : poro-pressão

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

$\mu_f$ : Coeficiente de viscosidade absoluta de um fluido

$\mu_{Y|x}$ : Verdadeira média de  $Y$  para um dado valor de  $x$

$\nu_f$ : Coeficiente de viscosidade cinemática de um fluido

$w$ : Teor de água, umidade

$x_{ij}, x_i$ : Variável independente, de entrada, aleatória

$X$ : Representação matricial da variável

$X^T$ : Matriz transposta

$\bar{x}$ : Média amostral

$\hat{x}$ : Identificação de variável estimadora

$Y$ : Variável dependente

$\gamma$ : Peso específico

$\gamma_d$ : Peso específico do solo seco

$\gamma_{nat}$ : Peso específico do solo natural

$\gamma_s$ : Peso específico real dos grãos de solo

$\gamma_{sat}$ : Peso específico do solo saturado

$\gamma_{sub}$ : Peso específico do solo submerso

$\gamma_w$ : Peso específico da água

$\lambda$ : Escala de grandeza

$Z$ : Profundidade, Variável dependente

## 1 INTRODUÇÃO

### 1.1 PROBLEMA E RELEVÂNCIA DA PESQUISA

A maior parte das reservas de petróleo do Brasil que foram descobertas em 2006 pela Petrobras se encontram armazenadas em rochas porosas na crosta terrestre, abaixo das camadas formadas exclusivamente de sal petrificado. A profundidade média de localização das jazidas é 7000m, composta por 2000m de lâmina de água e 5000m de sedimentos (Figura 1.1), e tem potencial de exploração de 70 a 100 bilhões de barris de óleo, face aos 16 bilhões atuais, (Petrobras 2011).

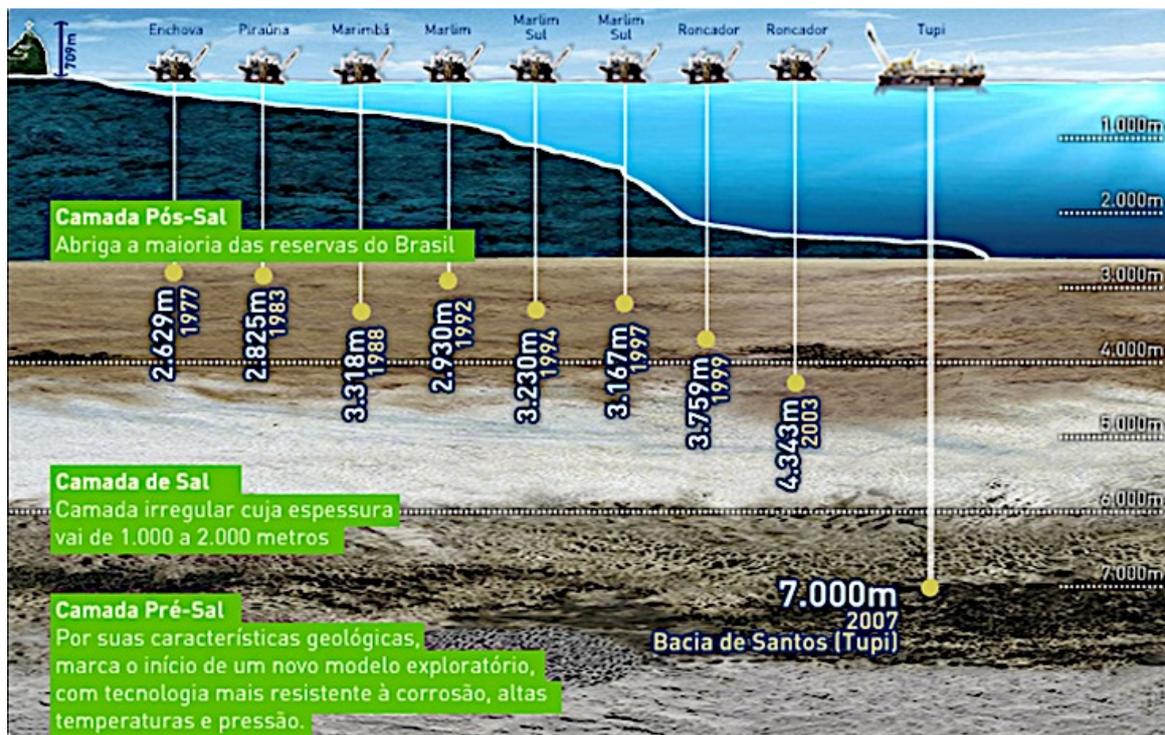


Figura 1.1 – Estruturas utilizadas na exploração de petróleo, (Petrobras, 2013).

A exploração de petróleo em águas ultra profundas, a mais que 1000m de profundidade, requer pesquisa, inovação e desenvolvimento tecnológico para enfrentar o desafio de evoluir dos 200m na década de 1980 para os 2000m atuais. Novas tecnologias exigem investimentos

avultados em pesquisa para desenvolver uma nova geração de sistemas de fundações e ancoragem, (Randolph et al., 2005).

Em locais com lâminas de água até 300m, as estruturas offshore mais utilizadas na produção são as plataformas fixas, conforme ilustrado na Figura 1.2. Para profundidades superiores, as plataformas fixas se tornam muito dispendiosas, devido aos esforços provocados pelas solicitações dinâmicas das correntes, ondas e do vento atuantes nessas estruturas. Assim sendo, em águas profundas e ultra profundas, as plataformas usuais são as flutuantes com sistemas de ancoragens especiais no leito marinho (Randolph et al., 2005).



Figura 1.2 – Plataformas fixas e flutuantes (Coopetróleo, 2013).

As ancoragens no subleito oceânico são executadas utilizando linhas de ancoragem e/ou amarras, em cuja extremidade se encontram elementos como âncoras de arraste (Figura 1.3), estacas de sucção (Figura 1.4) e âncoras de penetração dinâmica ou âncoras torpedo (Figura 1.5), sendo estes os elementos do sistema que normalmente fixam as linhas e amarras que seguram as plataformas de produção no solo marinho (Figura 1.6). Estas estruturas requerem fundações que resistam às forças de arrancamento, conforme discutido por Sharma (2004), e aos movimentos ascendentes que provocam redução do embutimento, resultando portanto em redução da capacidade de carga das âncoras. , (Randolph et al.,2005).



Figura 1.3 –VLA ou Âncora de arraste (Randolph et al., 2005).



Figura 1.4 – Estacas de sucção (Randolph et al., 2005).



Figura 1.5 – Âncora torpedo (Bonfim dos Santos et al., 2004).

Para ilustrar a importância destes sistemas destaca-se que a Petrobras possui cerca de 70% da área de sua exploração offshore em profundidades de água superior a 400m. A empresa tem aumentado suas atividades de perfuração exploratória em águas cada vez mais profundas (Petrobras, 2011). A tecnologia de ancoragem desenvolvida e patenteada pela Petrobras é a estaca torpedo (Figura 1.6), segundo Medeiros Jr. et al. (2000), sendo utilizada em águas profundas, até 1000m, e ultra profundas. A sua instalação é feita por queda livre, com a estaca posicionada submersa a uma determinada altura do leito marinho argiloso, que uma vez liberada atinge uma velocidade terminal (Randolph et al., 2005). Embora eficiente, há condições nas quais a estaca não atinge as profundidades necessárias de projeto, como por exemplo em locais onde se verificou a presença de camadas de areia (Silva et al., 2008). Em busca de soluções que permitissem superar tais problemas, estabeleceu-se um projeto de pesquisa entre a Petrobras e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul, intitulado Sistemas de Jateamento, Transferência de Carga e Melhoramento de Solos. Esta tese é um dos frutos desse projeto.

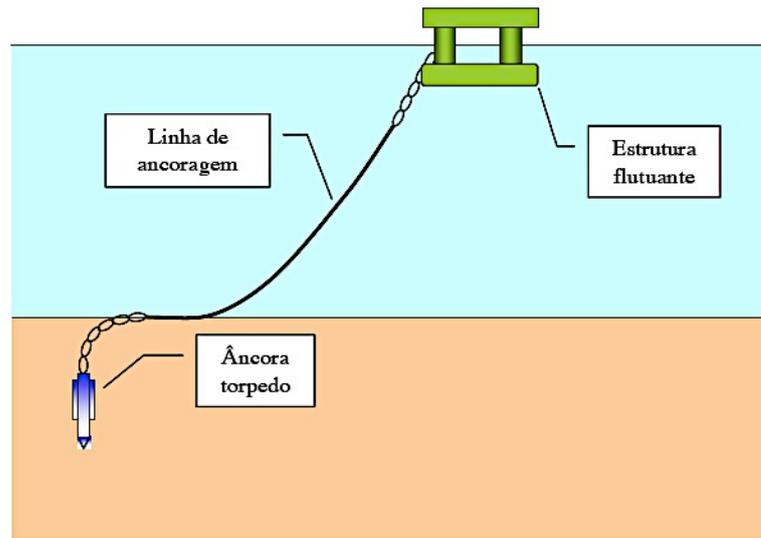


Figura 1.6 – Esquemática do sistema de ancoragem offshore (Carvalho Jr et al., 2005)

No presente trabalho avaliou-se uma técnica alternativa que consiste no processo de jateamento para auxiliar a instalação de estacas torpedo em solos argilosos com uso de jatos de água verticais produzidos por tubos metálicos que penetram no solo durante o processo de jateamento. O presente trabalho baseou-se nas pesquisas de Niven (1998), Niven & Khalili (1998), Mezzomo (2009), Stracke (2012) e Passini (2015), Passini et al (2015), que estudaram o jateamento em solos arenosos. Já Mazurek (2001), Mazurek & Hossain (2007) e Jung (2012) analisaram a aplicação de jatos de água em solos argilosos, sendo este o foco do presente trabalho.

Nesta pesquisa foram instaladas hastes metálicas em solos argilosos pela ação do peso próprio e com técnicas de hidrojateamento. As hastes metálicas vazadas, não sendo fixadas, têm livre movimento vertical, sendo instaladas no solo e, posteriormente, testadas através de ensaios de arrancamento. Os procedimentos adotados na pesquisa são diferentes dos trabalhos anteriores, em que se fixaram as hastes para avaliar a geometria de cavidades erodidas ou fluidizadas. Os resultados apresentados nesta tese simulam o sistema de penetração de estacas, por ação do peso próprio simultaneamente com jateamento.

O sistema de hidrojateamento, em uma definição simplificada, constitui em aplicar no solo um fluxo de água que eroda, suporte e transporte as partículas de solo num movimento ascendente. A instalação no laboratório consiste em uma eletrobomba centrífuga que succiona água de um reservatório, aumentando a carga hidráulica, conduzindo a água através de uma tubulação, que

é injetada no solo por meio de um bocal, com diversos diâmetros e massas. A influência de jatos de água com diferentes vazões, pressões e velocidades alinhados verticalmente e aplicados ao solo foi analisada para determinar a influência dos parâmetros que controlam a instalação de ancoras no leito marinho.

## 1.2 OBJETIVOS

### 1.2.1 Objetivo Geral

O objetivo deste trabalho consiste em estudar a contribuição das variáveis e mecanismos que controlaram a fluidização ou erosão hidráulica em solos argilosos. Identificar os parâmetros que controlam o processo de hidrojateamento, definir a geometria da zona erodida e estimar a profundidade máxima de instalação são elementos essenciais para viabilizar o processo de instalação de âncoras torpedo em plataformas marítimas petrolíferas. Uma vez instalada é também objetivo do trabalho desenvolver uma metodologia de cálculo para estimar a carga de arrancamento das estacas torpedo instaladas por erosão hidráulica pela técnica de hidrojateamento.

### 1.2.2 Objetivos Específicos

Para atingir o objetivo geral foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Descrição do mecanismo de instalação das hastes no solo argiloso através de hidrojateamento;
- Quantificação da influência dos parâmetros hidrodinâmicos, como vazão, pressão, velocidade de saída do jato na penetração livre de uma estaca metálica em um solo argiloso;
- Quantificação da influência da massa e diâmetro das hastes metálicas na penetração;
- Quantificação da influência dos parâmetros do solo argiloso, em particular a resistência não drenada na penetração;
- Análise estatística das grandezas controladas nos ensaios realizados em laboratório, definindo suas contribuições relativas à profundidade final penetrada;

- Estabelecimento de uma função para estimar a profundidade final de hastes metálicas fluidizadas, usando conceitos de similaridade para permitir transposição de resultados entre modelo e protótipo.
- Realização de ensaios de arrancamento para o desenvolvimento de um método destinado à estimativa da capacidade de carga de elementos instalados por erosão hidráulica.

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DO TRABALHO

O trabalho está estruturado em sete capítulos. O capítulo 1 é o introdutório, onde se apresentam o problema e relevância da pesquisa e se definem os objetivos gerais e específicos da presente pesquisa.

Apresenta-se no capítulo 2, a revisão bibliográfica dos principais assuntos referentes a esta tese, contribuindo para o panorama geral sobre a técnica de hidrojateamento em solos argilosos e fenômenos associados, utilizados como referências na presente pesquisa.

O capítulo 3 apresenta a descrição do programa de pesquisa adotado e os materiais utilizados no trabalho.

O capítulo 4 incide sobre os resultados observados em laboratório e discussão respectiva.

A análise estatística dos resultados obtidos é apresentada no capítulo 5, onde se obtêm expressões estimativas, a partir de modelos de regressão linear multivariável, da profundidade final alcançada pelas hastes metálicas, com variáveis independentes que se presume que controlem o processo de instalação de hastes metálicas com recurso a jatos de água verticais.

No capítulo 6 são apresentadas as conclusões da pesquisa, e finalmente no capítulo 7 são apresentadas as sugestões para trabalhos futuros.

## 2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A escolha do tipo de fundação é um problema complexo, pois depende do tipo de solicitações nas estruturas e características do solo. Entre as diferentes alternativas avalia-se nesta pesquisa a técnica de instalação de estacas metálicas através da erosão hidráulica ou fluidização, cuja abordagem é multidisciplinar porque envolve diversas áreas do conhecimento científico, como Geotecnia e Mecânica dos Fluidos. Neste capítulo são abordados os conceitos relacionados à pesquisa, necessários à compreensão e desenvolvimento do trabalho, apresentam-se alguns trabalhos prévios e destacou-se o carácter inovador do tema proposto.

### 2.1 ANCORAGEM DE PLATAFORMAS FLUTUANTES

Das várias possibilidades de uso das técnicas de fluidização e ou erosão hidráulica por meio do hidrojateamento se destacam a instalação e fixação de ancoragens de plataformas *offshore*. Então é relevante conhecer dois dos principais tipos de sistemas de ancoragem de plataformas e utilizados (Figura 2.1), tendo em consideração as possíveis aplicações das técnicas nestes elementos.

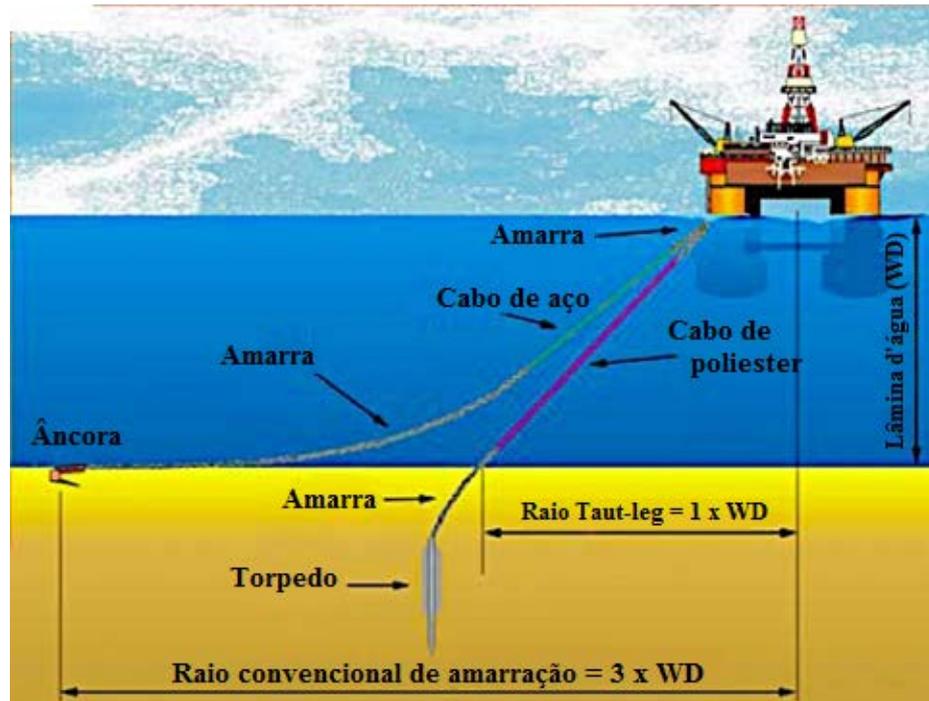


Figura 2.1 – Esquema adaptado de plataforma flutuante e sistema de ancoragens em catenária, âncora de arraste e âncora torpedo, adaptado de Sagrilo et al. (2010).

Das diferentes estruturas de produção offshore com sistema de ancoragem em catenária, as plataformas de pernas tensionadas (*taut leg platforms*) mais comuns são: as semissubmersíveis, *floating production system, FPS*, as *floating production storage and offloading vessels, FPSO*, (Figura 2.2) e as plataformas SPAR. Outro tipo comum de ancoragem é a vertical, usada nas plataformas de pernas atirantadas (*TLP, tension leg platforms*) conforme Sharma (2004) e Randolph et al. (2005).



Figura 2.2 – Plataformas do tipo FPS (esq.) e FPSO (dir.) (Petrobras, 2011).

As plataformas semi-submersíveis tipo FPS são sistemas flutuantes de produção de petróleo. Possuem a estrutura apoiada por colunas de flutuadores submersos. Sofrem movimentos devido à ação de correntes, ventos e ondas. O sistema de ancoragem é composto normalmente por até 24 linhas de amarração e estacas metálicas com massas que podem variar de 30 a 120 toneladas.

As plataformas FPSO são navios de produção e armazenamento do petróleo. A fixação ao leito marinho também é através de sistema de amarração.

A configuração das linhas de amarração também é importante. Quando o sistema de ancoragem é em catenária, utilizada para águas rasas e profundas, o ponto de fixação no solo é submetido principalmente a esforços horizontais.

No sistema de cabos esticados, *taut leg*, as linhas de amarração formam ângulos agudos com o fundo do mar, o que vai solicitar o ponto de fixação no solo a esforços com componente horizontal e vertical. O raio de amarração do sistema de cabos esticados é menor se comparado com o da ancoragem em catenária (Figura 2.3), e apresenta a diferença na transmissão de esforços ao solo marinho, porque a componente vertical de carga existe e é transferida ao solo pela âncora que serve de elemento fundação.

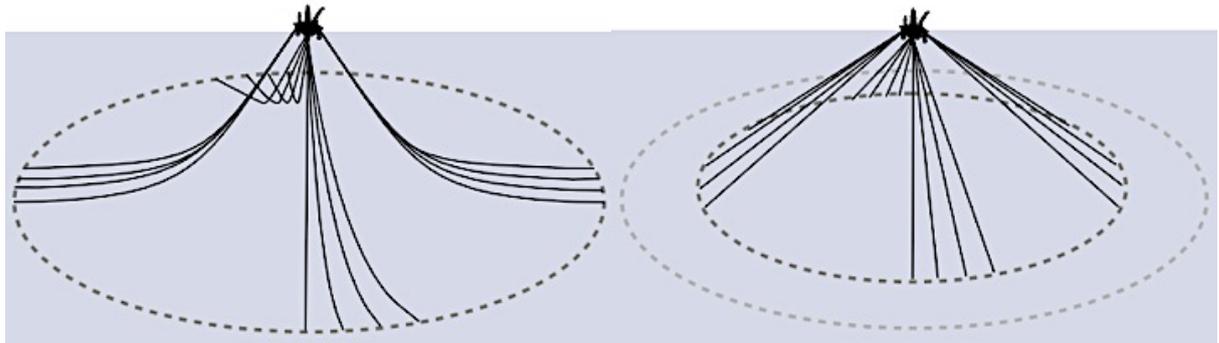


Figura 2.3 – Esquema das linhas de amarração: (esq.) ancoragem em catenária; (dir.) ancoragem com cabos esticados (Vryhof Anchors, 2010).

O sistema de amarração das linhas de ancoragem às estruturas flutuantes pode ser feito diretamente à embarcação ou por meio de uma torre giratória instalada nos navios, conforme representado na Figura 2.4.

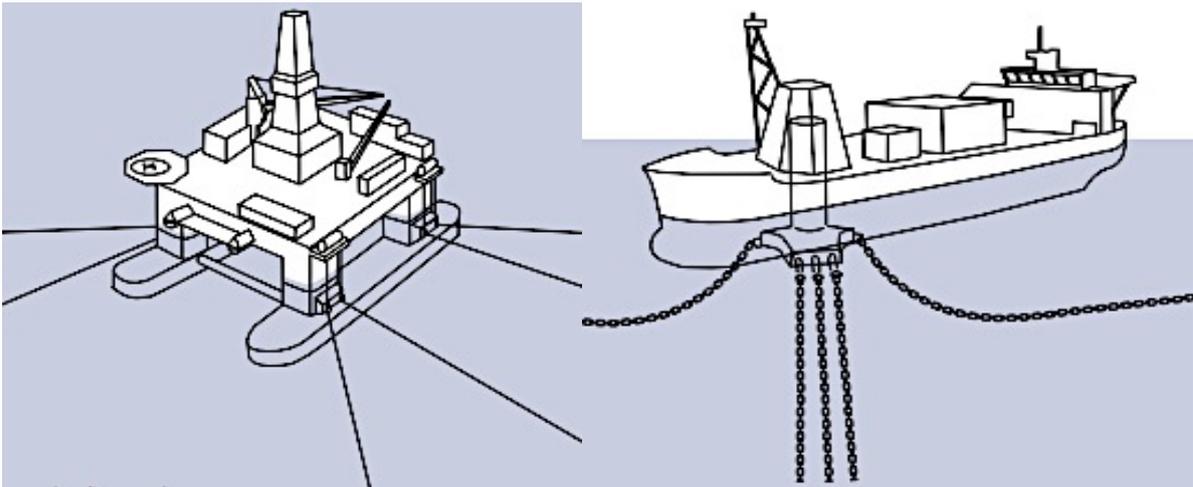


Figura 2.4 – Esquema de modos de amarração às estruturas flutuantes: (esq.) amarração direta; (dir.) amarração em torre giratória (Vryhof Anchors, 2010).

Existem vários tipos de ancoragens no sub leito marinho, como já referido na introdução. Neste trabalho o tipo relevante é a âncora torpedo ou estaca torpedo que é de origem e com patente brasileira, abordado em seguida.

### 2.1.1 Estaca Torpedo

Devido aos altos custos de instalação dos pontos fixos de ancoragem em águas profundas, desenvolveram-se âncoras que penetram no leito marítimo através de queda-livre, as âncoras de penetração dinâmica utilizadas (Randolph et al., 2005), por exemplo, na ancoragem de risers, condutores de fluidos do fundo marinho para unidade flutuante de produção (Costa et al., 2003). Devido à existência de movimentos das unidades flutuantes, comprimentos adicionais das linhas de ancoragem eram acrescentados para atenuar as solicitações. Foram desenvolvidas as estacas torpedo, vantajosas também para reduzir o comprimento das linhas de ancoragem (Medeiros Jr., 2002), tensioando as linhas e permitindo descongestionar o leito sub-aquático. A estaca torpedo é uma tecnologia patenteada pela Petrobras (Medeiros Jr. et al., 2000), em desenvolvimento contínuo desde 1996, com a função de ancorar risers flexíveis, plataformas e outras estruturas flutuantes em argila mole. O torpedo é uma estaca preenchida com lastro, reforçada internamente com anéis de aço, com uma ponta de cone, instalada por queda livre, a uma altura terminal de 120m do fundo marinho, a partir um navio, descrito por Medeiros (2001 e 2002), Henriques Jr. et al. (2010) e Sagrilo et al. (2010). A Petrobras desenvolve pesquisas sistemáticas a fim de melhorar e adequar a geometria das estacas torpedo (Henriques Jr. et al,

2010). O olhal do torpedo é muito rígido e é a parte que conecta com a linha de amarração. A Figura 2.5 representa a geometria do torpedo com um metro de diâmetro, a Figura 2.6 apresenta detalhes da fabricação, a Figura 2.7 mostra um torpedo tipo fabricado, e as Figuras 2.8, 2.9 e 2.10 são referentes ao processo de instalação dos torpedos.

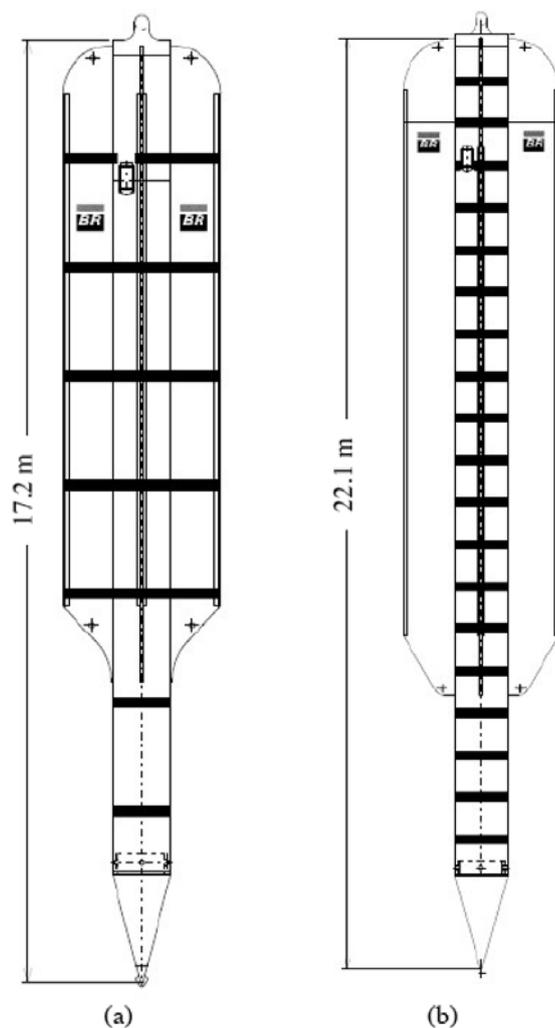


Figura 2.5 – Geometria de estacas torpedo: a) T-98, com 98 toneladas de massa; e b) T-120, com 120 toneladas de massa (Henriques Jr. et al., 2010).

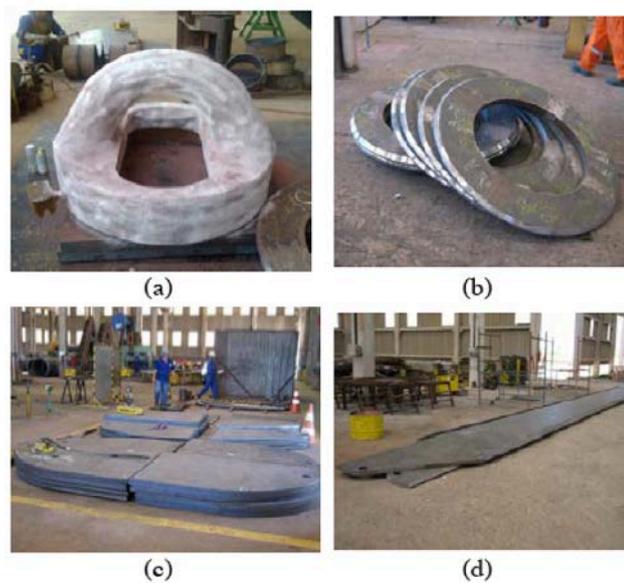


Figura 2.6 – Detalhes do processo de fabricação da estaca T-120: a) olhal; b) anéis internos de reforço; c) parte superior da aleta e d) aleta (Henriques Jr. et al., 2010).



Figura 2.7 – Âncora torpedo típica: a) ponta cônica; b) olhal no topo (Sagrilo et al., 2010).

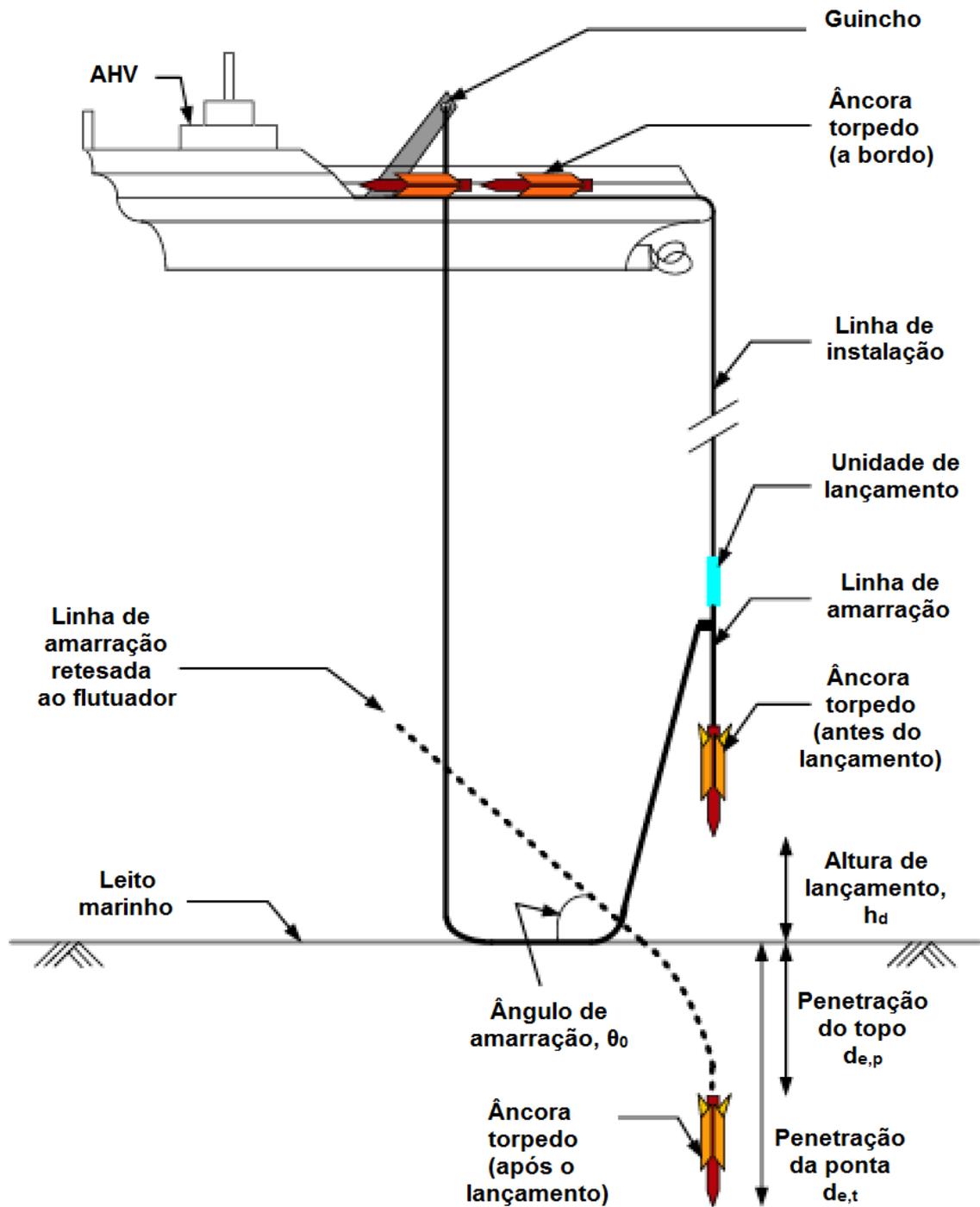


Figura 2.8 – Procedimento de instalação da âncora torpedeira, adaptado de Hossain et al. (2014).



Figura 2.9 – Foto de um navio durante o procedimento de instalação de estaca torpedo (Henriques Jr. *et al*, 2010).

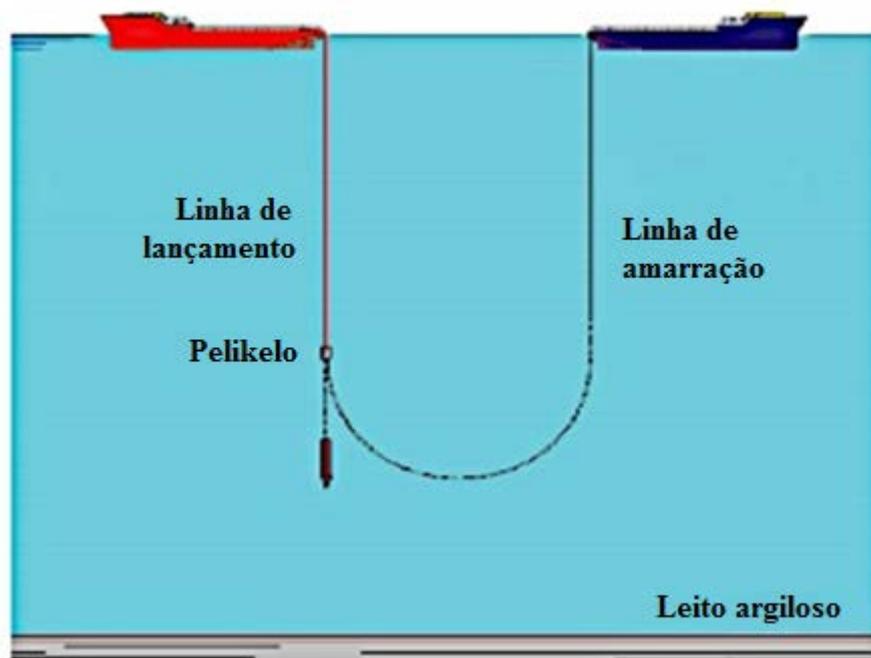


Figura 2.10 – Esquema adaptado do procedimento de instalação de uma estaca torpedo (Brandão *et al.*, 2006).

Nos ensaios em solos argilosos normalmente adensados, a Petrobras utilizou estacas torpedo sem aletas, com peso seco de 240 kN, 76cm de diâmetro e 12m de comprimento, a 1300m de

profundidade, que suportaram, ao fim da instalação, cerca de 1400 kN, quase seis vezes o peso próprio e que, posteriormente, servem para ancorar *risers*. Outro teste realizado com um torpedo maior, com peso seco de 950 kN, 107cm de diâmetro, 15 m de comprimento e 4 aletas verticais de 0,9m x 10m, apresentou uma capacidade de suporte de 7500kN e foi incluído na ancoragem de uma plataforma semissubmersível (Medeiros Jr., 2002). O’Loughlin *et al.* (2004) concluíram que a capacidade de carga de âncoras de penetração dinâmica é de três a cinco vezes o seu peso próprio.

Em outros testes, para avaliar a cravabilidade e profundidade de penetração, Medeiros Jr. (2002) realizou ensaios de instalação de estacas em vários solos, incluindo em argilas normalmente e sobreadensadas (Campo de Marlim), espessura de 13m de areia fina sobreposta a uma camada de argila normalmente adensada (campo de Albacora), e areia calcária não cimentada (campo de Corvina). As estacas tinham diâmetros de 76cm com 12m de comprimento e peso seco de 400 kN, tendo sido lançadas uma altura de queda média de 30m. Os resultados, ilustrados na Figura 2.11, indicam que a profundidade de embutimento da ponta normalizada pelo comprimento da estaca foi  $d_{e,t}=1,25L_A$  para a areia calcária e  $d_{e,t}=1,83L_A$  para a argila normalmente adensada, sendo  $d_e$  a profundidade embutida no solo e  $L_A$  o comprimento da estaca torpedo.

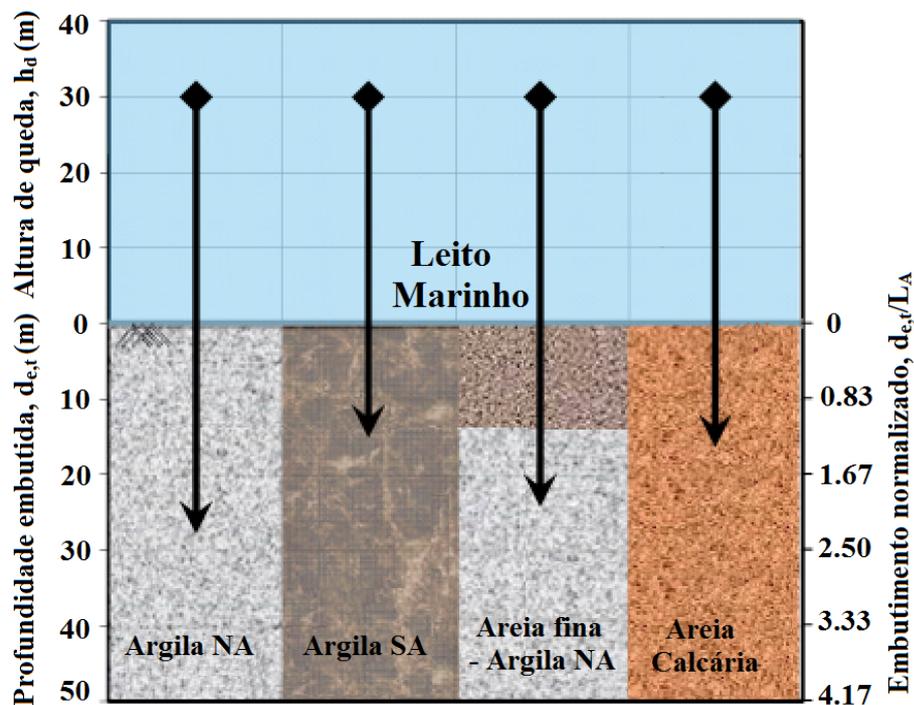


Figura 2.11 – Efeito do tipo de solo do leito marinho e estratigrafia na profundidade de penetração, adaptado de Medeiros Jr. (2002).

Os exemplos anteriores ilustram a aplicabilidade destas estacas para atuar em sistemas de ancoragem em plataformas offshore e a necessidade de desenvolvimentos permanente para otimização destes sistemas. Entre os processos de instalação considerados destaca-se aquele por hidrojetamento, instalação de de hastes metálicas com recurso a jatos de água verticais, ampla e empiricamente utilizado na instalação de cortinas de estacas prancha e *shafts* ao redor do mundo. Por este motivo fez-se, neste capítulo, uma apresentação dos conceitos e mecanismos associados a este tipo de instalação de fundações profundas.

## 2.2 JATOS DE ÁGUA VERTICAIS CIRCULARES SUBMERSOS

Um jato submerso é por definição formado por um bocal circular dentro de água e é orientado contra uma superfície (Mazurek, 2001). O esquema da Figura 2.12 é de um jato com diâmetro  $d_j$  e velocidade no bocal,  $U_0$ , posicionado a uma distância  $H$  acima da superfície. O fluxo deste tipo de jato pode ser dividido em três regiões: a região livre do jato, *free jet region*, onde se comporta como se não existisse obstáculo à sua frente, de acordo com Albertson et al.(1950); a região de impacto, *impingement region*, onde o jato muda o comportamento e passa a fluir ao longo da superfície; e por último a região de jato de parede, *wall jet region*, onde o fluxo se comporta como um jato radial de superfície. O comportamento do jato depende muito da altura de impacto ou incidência  $H/d_j$ , segundo Mazurek (2001).

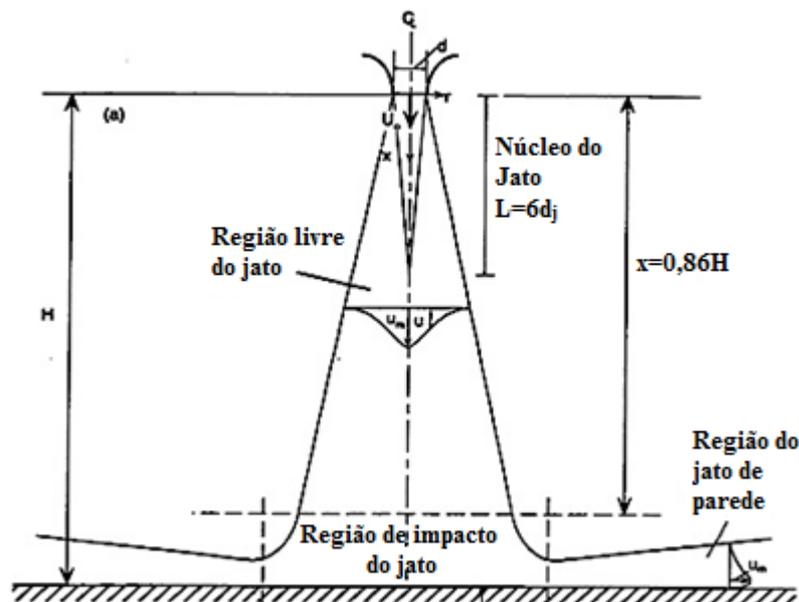


Figura 2.12 – Esquema adaptado de um jato vertical submerso (Beltaos e Rajaratnam, 1974).

A forma da cavidade resultante da erosão está relacionada com características do jato e do solo, refere Mezzomo (2009) e Aderibigbe & Rajaratnam (1996), que identificaram dois regimes distintos do jato incidindo na superfície de um solo, sendo denominados por regime de jato fortemente defletido, *SDJR* – *strongly deflected jet regime*, e regime de jato fracamente defletido, *WDJR* – *weakly deflected jet regime* (Figura 2.13).

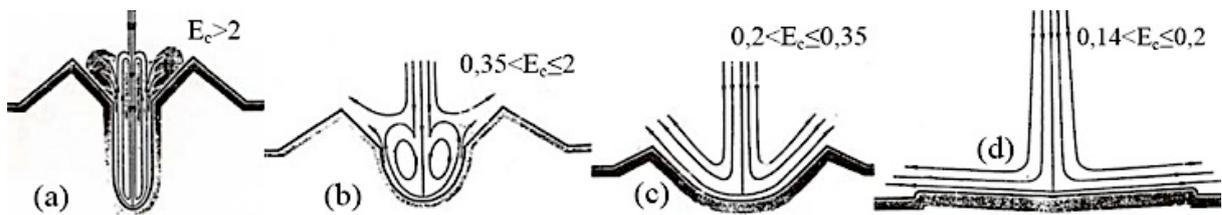


Figura 2.13 – Esquema dos regimes de deflexão de jatos, (a) e (b) fortemente defletidos, (c) e (d) fracamente defletidos (Aderibigbe & Rajaratnam, 1996).

Na abordagem,  $E_c$  é o parâmetro de erosão que depende do diâmetro do jato,  $d_j$ , da altura do jato,  $h_j$ , e do número de Froude das partículas de solo,  $Fr_p$ , dado por:

$$E_c = \frac{d_j}{h_j} Fr_p \quad (2.1)$$

Para o entendimento dos fenômenos de fluidização é necessário definir alguns conceitos clássicos da Mecânica dos Fluidos, que serão necessários à interpretação dos resultados desta pesquisa. Conceitos relacionados ao número de Froude e de Reynolds são revisados e discutidos.

### 2.3.1 Número de Froude

O número de Froude das partículas,  $Fr_p$ , é utilizado no estudo da erosão causada por jatos de água em solos arenosos onde  $L$  é substituído pelo diâmetro médio das partículas,  $d_p$ . É uma relação entre forças de inércia e forças gravitacionais (peso aparente). Na equação:

$$Fr_p = \frac{U^2}{d_p \left( \frac{\rho_s - \rho_f}{\rho_f} \right) g} \quad (2.2)$$

está implícita a força exercida pelo empuxo hidrostático nas partículas de solo submerso, sendo  $\rho_f$  a massa específica do fluido e  $\rho_s$  a massa específica do solo.

De acordo com Fox (1998) e Quintela (2005), o número de Froude,  $Fr$ , pode ser definido como a altura cinética do escoamento e é importante em fluxos de superfície livre, sendo um parâmetro adimensional do tipo:

$$Fr = \frac{U^2}{gL} \quad (2.3)$$

E existe uma relação entre forças inerciais e gravitacionais do escoamento. Por outras palavras é o quociente entre a energia cinética e energia potencial.  $U$  representa uma velocidade característica,  $g$  é a aceleração da gravidade, e  $L$  é um comprimento característico do escoamento, normalmente a altura do escoamento.

Quando apresenta um valor inferior à unidade significa que o escoamento é subcrítico, ou seja, a altura da escoamento é grande e sua velocidade é baixa. Para valor superior, indica que o escoamento é supercrítico onde a altura é baixa e a velocidade é elevada. E valor em torno da unidade refere-se a escoamento crítico.

### 2.3.2 Número de Reynolds

Segundo Fox (1998), o número de Reynolds,  $Re$ , é um parâmetro adimensional que pode ser usado para classificar o regime de escoamento de um fluido sob pressão. O  $Re$  é a razão entre as forças de inércia e as forças viscosas. Para condutos circulares, foco do presente trabalho, os escoamentos com  $Re$  superiores a 4000 são considerados turbulentos, com  $Re$  inferiores a 2000, são considerados escoamentos laminares e na faixa intermédia são denominados escoamentos em fase de transição. Representam-se por  $\mu_f$  e  $\nu_f$  os coeficientes de viscosidade absoluta e cinemática do fluido e  $L$  representa uma medida geométrica, neste caso o diâmetro,  $D$ , do conduto:

$$Re = \frac{\rho_f UL}{\mu_f} = \frac{UD}{\nu_f} \quad (2.4)$$

No caso de se pretender estudar a erosão em solos, o comprimento característico substitui-se pelo diâmetro das partículas de solo,  $d_p$ , e a equação 2.4 passa a designar-se por número de Reynolds das partículas, ficando na forma:

$$Re_p = \frac{\rho_f U d_p}{\mu_f} = \frac{U d_p}{\nu_f}. \quad (2.5)$$

Portanto, o regime de fluxo é laminar para valores de  $Re_p$  menores que a unidade e turbulento para valores superiores a dois.

### 2.3.3 Potência de um jato

É muito comum em turbomáquinas hidráulicas falar-se em jatos de água quando se pretende dimensionar uma turbina numa central hidroelétrica. Assim, e de acordo com Vennard (1978), Quintela (2005) e muitos outros que publicaram livros de mecânica dos fluidos, define-se a potência de um jato de água como:

$$Pot = Q \gamma \frac{U^2}{2g} \quad (2.6)$$

em que  $Pot$  é a potência,  $Q$  é a vazão,  $\gamma$  é o peso específico do fluido,  $U$  é a velocidade e  $g$  é a aceleração da gravidade.

### 2.3.4 Pressões do fluxo de água no interior das hastes

Os autores Fox (1998) e Quintela (2005) apresentam o enunciado do teorema de Bernoulli: admitindo-se a presença de um líquido perfeito, com compressibilidade e viscosidade nulas, em um escoamento permanente num conduto sob pressão, a energia mecânica total por unidade de peso do líquido é constante ao longo de cada trajetória da linha de corrente. Num ponto qualquer do escoamento é possível definir a sua altura total de energia.

$$H_1 = \frac{p}{\gamma} + z + \frac{U^2}{2g} \quad (2.7)$$

Cada termo tem as dimensões de um comprimento, sendo  $\frac{p}{\gamma}$  denominado por altura piezométrica,  $z$  é a cota geométrica em relação a um plano horizontal de referência e  $\frac{U^2}{2g}$  é a altura cinética. O teorema ou princípio de Bernoulli representa para os fluidos o princípio da conservação da energia.

No caso de líquidos reais animados com movimento permanente, o trabalho das forças de resistência provocam diminuição da carga total no sentido do movimento. Então no aparato experimental efetuou-se a leitura da pressão de fluxo de água numa cota superior, designado por ponto A, e a uma distância vertical de 2,2m da seção de referência, designado por ponto B, seção essa que se localiza imediatamente antes do orifício de saída da água das hastes metálicas usadas no experimento. Para se utilizar o valor da pressão nos cálculos, foi necessário corrigi-la, considerando as perdas de carga, distribuídas e localizadas, resolvendo a equação para a pressão a  $P_B$ , (Equação 2.8), que é o valor da pressão na seção de referência, sendo  $Z$  a cota geométrica,  $P$  a pressão,  $\gamma$  o peso específico da água e  $L$  o comprimento do conduto. A equação 2.10 indica a forma de cálculo da velocidade média dentro do conduto forçado, onde  $Q$  é a vazão e  $A$  é a área da seção interna do conduto.

$$\frac{U_A^2}{2g} + \frac{P_A}{\gamma} + Z_A = \frac{U_B^2}{2g} + \frac{P_B}{\gamma} + Z_B + \sum \Delta H_{localizada} + \sum \Delta H_{distribuida} \quad (2.8)$$

$$\Delta H_{distribuida} = hd L, \quad (2.9)$$

$$U = \frac{Q}{A} \quad (2.10)$$

A fórmula de Darcy-Weisbach, permite calcular a perda de carga unitária,  $hd$ . O parâmetro  $f$  é denominado por fator de Darcy-Weisbach, fator de resistência ou coeficiente/fator de atrito.

$$hd = f \frac{1}{D} \frac{U^2}{2g} \quad (2.11)$$

Na presente pesquisa,  $f$  pode ser calculado analiticamente pela fórmula sintética de Hagen-Poiseuille (Equação 2.12), que define a lei de resistência na forma adimensional para escoamento laminar uniforme para as observações com o número de Reynolds inferior a 2000.

$$f = \frac{64}{Re} \quad (2.12)$$

Para o escoamento de transição,  $Re$  entre 2000 e 4000, e turbulento uniforme,  $Re$  superior a 4000, em condutos circulares, calcula-se  $f$  iterativamente através da fórmula de Colebrook-White (Equação 2.13), sendo  $k$  a rugosidade média absoluta, o conjunto das asperezas que se encontram na parede de um conduto, (Quintela, 2005).

$$f = \frac{1}{4} \log^{-2} \left( \frac{k}{3,7D} + \frac{2,51}{Re \sqrt{f}} \right) \quad (2.13)$$

A convergência obteve-se ao fim de cinco iterações. Cada perda de carga localizada, devida às singularidades no circuito, é dada pela expressão:

$$\Delta H_{localizada} = hl = k \frac{U^2}{2g} \quad (2.14)$$

em que  $k$  é o coeficiente de atrito da respectiva singularidade, que pode ser determinado experimentalmente. Os seus valores também se encontram na literatura para as singularidades mais comuns, como válvulas, curvas, alargamentos, reduções, etc.. (Quintela, 2005).

## 2.4 FLUIDIZAÇÃO

Na natureza “a liquefação e fluidização são processos encontrados com frequência, produzidos pela gravidade, terremotos, escorregamentos de encostas e taludes, maremotos e ondas, entre outros fatores” (Allen, 1985).

A uma escala menor, como construções de insetos em areia, Genise e Poire (2000) encontraram evidências que mostram aglomerados de grãos de areia trabalhados pelas espécies de abelhas *Ptilothrix albidohirta*, *Ptilothrix relata* e *Diadasina distincta*, também sofrem processo de fluidização. Os insetos recolhem água, aplicam no local onde construíram chaminés subterrâneas, processo de liquefação, e efetuam movimentos mecânicos com os seus apêndices para moldar a estrutura, gerando excesso poro-pressão e expulsão de grãos de areia para o exterior, processo de fluidização, elucidado na Figura 2.14.

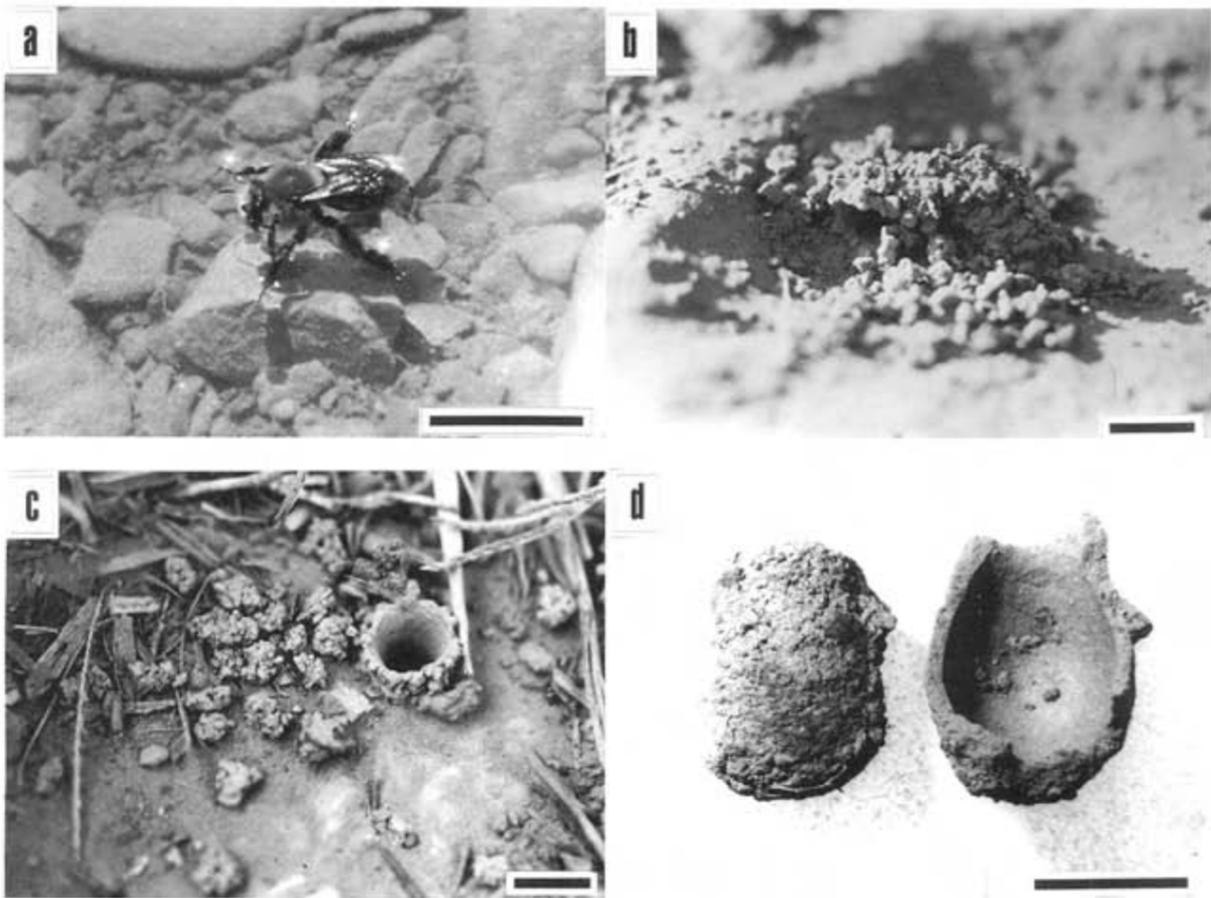


Figura 2.14 – a) *Ptilothrix albidohirta* recolhendo água em um curso; b) Chaminé da *Diadasina distincta*; c) Chaminé e aglomerados de grãos de areia da *Ptilothrix relata*; d) Duas células de chaminé da *Ptilothrix relata* mostrando a superfície interna lisa e a superfície externa rugosa. Genise e Poire (2000).

A fluidização, em engenharia, é definida como a suspensão de partículas de solo arenoso devido a um fluxo de água ascendente, capaz de criar forças de arrasto suficientes para suportarem o peso próprio das partículas, produzindo uma zona ou leito fluidizado (Leva, 1959).

Existe um trabalho de referência internacional para a indústria que classificou diversos tipos de fluidização com gases. Esse foi elaborado por Geldart (1973) e concluiu que o comportamento de materiais particulados fluidizados por gases pode ser classificado em quatro categorias, caracterizadas por diferença de densidades ( $\rho_{particula} - \rho_{fluido}$ ) e tamanho médio. A Figura 2.15 ilustra o diagrama classificativo. Os materiais particulados no grupo A apresentam tamanho de partículas de 30 $\mu$ m a 100 $\mu$ m, exibem expansão após fluidização mínima e antes do

início da formação de bolhas, significando que podem ser aeráveis. O leite em pó é um exemplo deste tipo de material.

Os do grupo B apresentam tamanho de partículas entre  $100\mu\text{m}$  e  $1000\mu\text{m}$ , e podem borbulhar a partir de uma velocidade mínima de fluidização. O exemplo característico é a areia.

Aqueles no grupo C apresentam tamanho de partículas inferior a  $30\mu\text{m}$ , são extremamente difíceis de fluidizar devido a sua natureza coesiva. Estes materiais particulados sofrem levantamento em partes aglomeradas formando tubos de pequeno diâmetro ou canais por onde o gás passa até à superfície. A dificuldade em fluidizar aumenta porque as forças interparticulares são maiores do que aquelas que o fluido pode exercer sobre a partícula. E estas são geralmente o resultado do tamanho de partícula muito pequena, de fortes cargas electrostáticas e ou a presença no leito de material saturado e ou viscoso. A mistura de partículas e conseqüentemente, a transferência de calor entre a superfície e o leito é muito mais pobre do que com os elementos particulados grupos A ou B acima descritos. A Fluidização pode ser possível ou aprimorada através da utilização de agitadores mecânicos ou vibradores para quebrar os canais estáveis, ou em alguns casos revestir as partículas com substâncias como a grafite. Bons exemplos são a farinha, o cimento e argila.

Finalmete, aqueles no grupo D são de tamanho grande, com dimensões superiores a  $1000\mu\text{m}$ , e ou densidade elevada. Estes materiais são prontamente fluidizáveis/jateáveis. Para este tipo, os exemplos mais comuns são os grãos de café, os grãos de trigo e areia. Depósitos de areia são encontradas na costa brasileira e há extensa literatura quanto à fluidização destes materiais na engenharia de fundações.

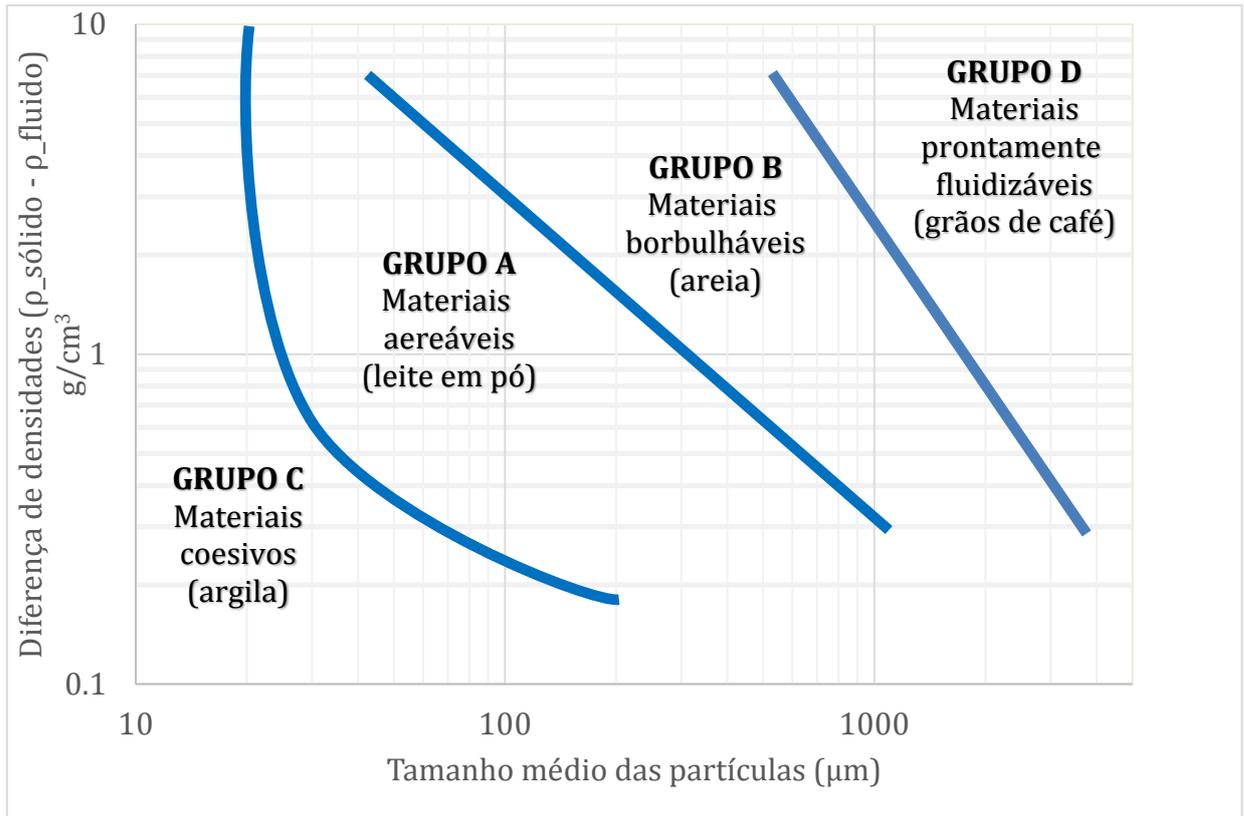


Figura 2.15 – Diagrama de classificação de materiais particulados para a fluidização por gases de Geldart (1973).

Friedman e Sanders (1978) definiram liquefação como qualquer processo que causa a alteração a um corpo de partículas passando o seu comportamento de sólido para líquido, e fluidização como sendo um caso especial de liquefação criado por um fluxo ascendente de fluido dentro dos poros no corpo de partículas.

No que diz respeito à engenharia de fundações, Tsinker (1988) apresenta uma revisão do estado da arte para a instalação de estacas com recurso a jateamento com água, técnica utilizada amplamente em engenharia mas executado de forma empírica. Um método de instalação eficaz e econômico quando comparado com outros métodos como a cravação à percussão. O autor focou no desenvolvimento por parte do corpo de engenheiros civis da marinha americana, de elementos base pré-fabricados que permitiam instalar estacas de aço com recurso a um sistema de jateamento nos diferentes leitos marinhos: argila, silte, areia, brita e até rocha ou coral. O sistema de jateamento permitia que a base conduzisse a estaca para dentro do leito marinho até ficar completamente enterrada com auxílio do seu peso próprio. O sistema ainda permitia a remoção da estaca quando necessário. No caso de solos arenosos o processo seria dominado pela vazão, enquanto que nos solos argilosos a velocidade do jato teria um papel predominante.

Verificou ainda uma redução da capacidade de carga em estacas instaladas com jateamento, fato também corroborado por Stracke (2012), Jung (2012), Schnaid et al. (2014) e Passini (2015), através de ensaios em laboratório em estacas modelo.

Quanto à aplicação de fluidização nas engenharias civil, geotécnica e ambiental, existem inúmeros trabalhos. A maior parte está relacionada a hastes suspensas numa estrutura que permite o avanço controlado. Um autor de referência é Niven (1998) que sugeriu que o ensaio de fluidização seja realizado com um jato vertical com sentido descendente posicionado na superfície de um solo arenoso. O jato é ligado a uma vazão constante e, após algum tempo, a cavidade erodida pelo jato alcança uma geometria estável. Então, o tubo com o bocal é introduzido a uma nova profundidade e, se repete o procedimento até atingir um nova uma geometria estável (Figura 2.16). Na medida em que a profundidade aumenta, a cavidade tende a fechar.

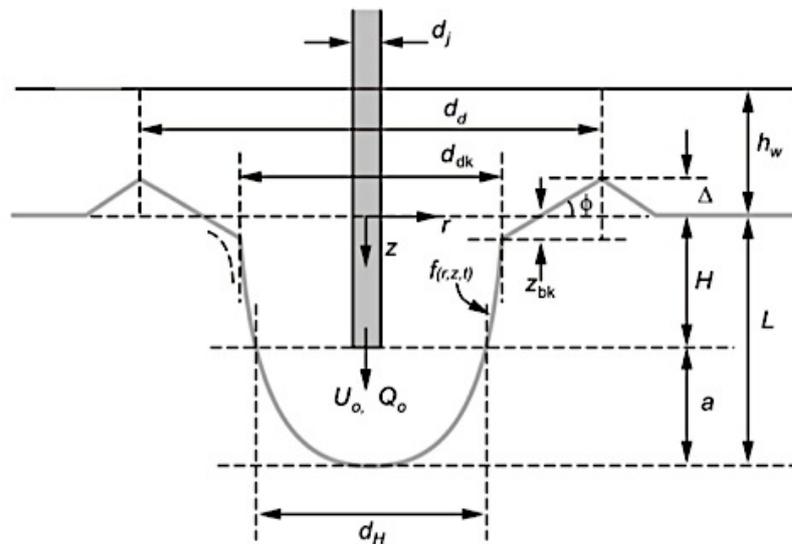


Figura 2.16 – Esquema da cavidade no ensaio de fluidização (Niven, 1998).

Apresenta-se a seguir um breve histórico sobre fluidização.

#### 2.4.1 Primeira Pesquisa

Rouse (1939) conduziu um dos primeiros estudos dos parâmetros que controlam o transporte de sedimentos sob ação de fluxo de água e geometria de cavidade erodida com a utilização de jato vertical externo normal à superfície de solo arenoso, por meio de ensaios de laboratório em

tanque de vidro, que permitiu a observação e registro da cavidade erodida, conforme a Figura 2.17.

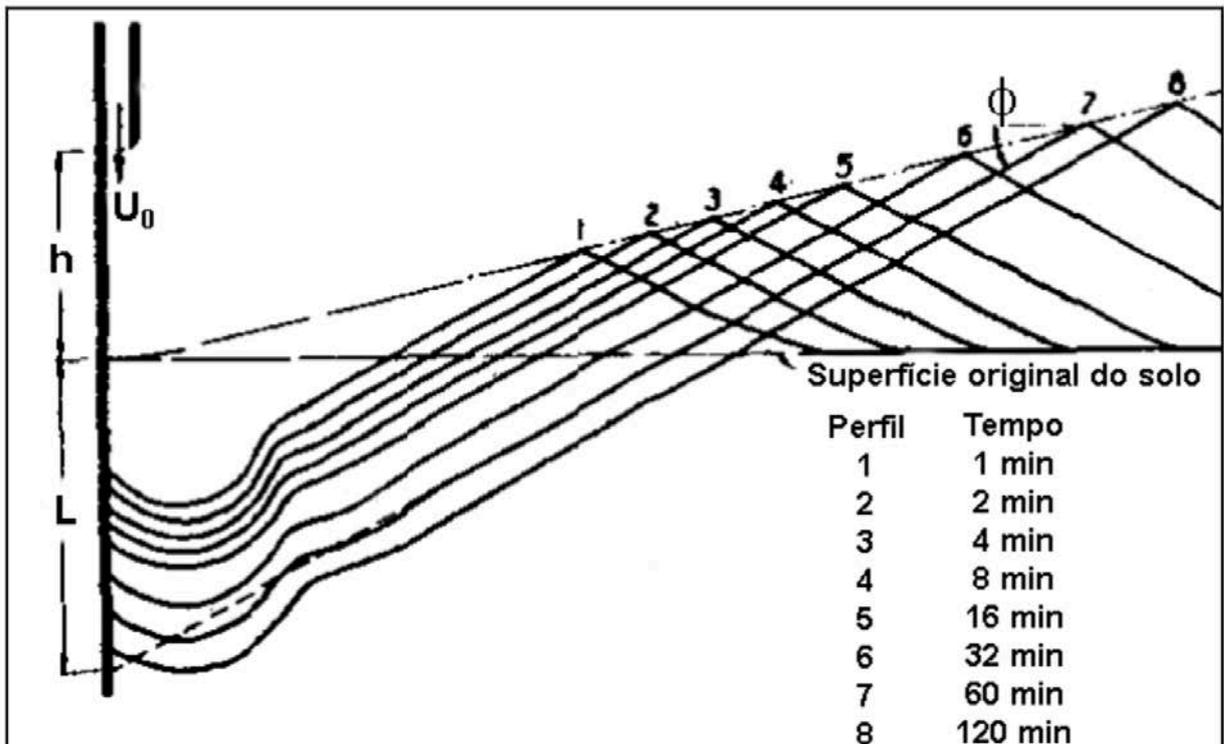


Figura 2.17 –Esquema dos ensaios de Rouse (1939): Perfis de erosão ao longo do tempo na cavidade dos ensaios.

#### 2.4.2 Pesquisa de Niven (1998) e Niven e Khalili (1998a)

Estes autores propuseram a utilização de fluidização in situ, utilizando de jatos internos verticais, posicionados na superfície do solo e os introduziram progressivamente dentro do solo. O objetivo final foi a aplicação da fluidização na descontaminação de um solo arenoso com metais e material orgânico imiscível. Niven e Khalili (1998a) realizaram ensaios in situ (Figura 2.18) e de laboratório (Figura 2.19), com análise do mecanismo de fluidização. A técnica se mostrou eficiente na remoção de óleo diesel com diferentes concentrações de agente contaminante, a remoção dos mesmos foi garantida através da flutuação das gotículas de líquidos imiscíveis durante a fluidização, e pela remoção seletiva das partículas finas, com as quais os metais normalmente se associam.

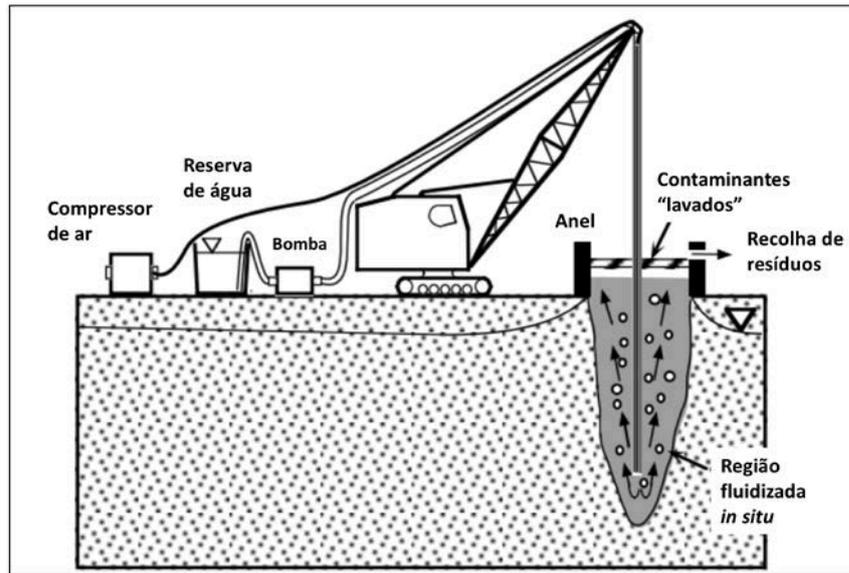


Figura 2.18 – Esquema de descontaminação in situ de solo arenoso, através da técnica de fluidização, adaptado de Niven & Khalili (1998a).

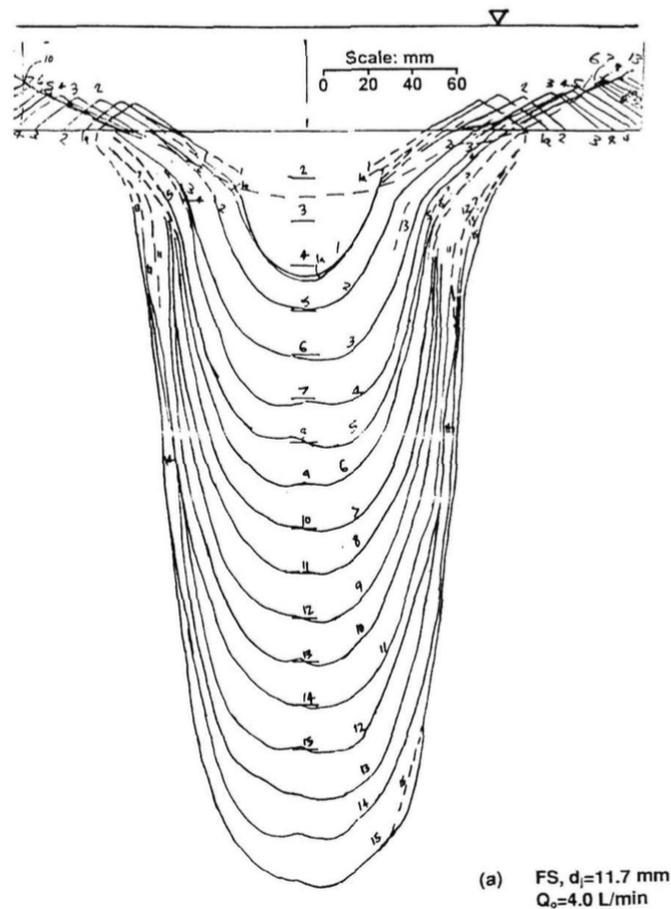


Figura 2.19 – Perfil de ensaio de fluidização em laboratório com cavidade T1 de Niven & Khalili (1998a).

Niven & Khalili (1998a) apresentaram diferentes estágios de um ensaio de fluidização em areias definidos a partir de profundidades críticas T1, T2 e T3, representado na Figura 2.20. A profundidade T1 representa o início da instabilidade do jato de água. Na profundidade T2, o leito fluidizado fica metade do tempo com a cavidade submersa obstruída e a outra metade do tempo com a cavidade aberta. Na profundidade T3 a cavidade é submersa.

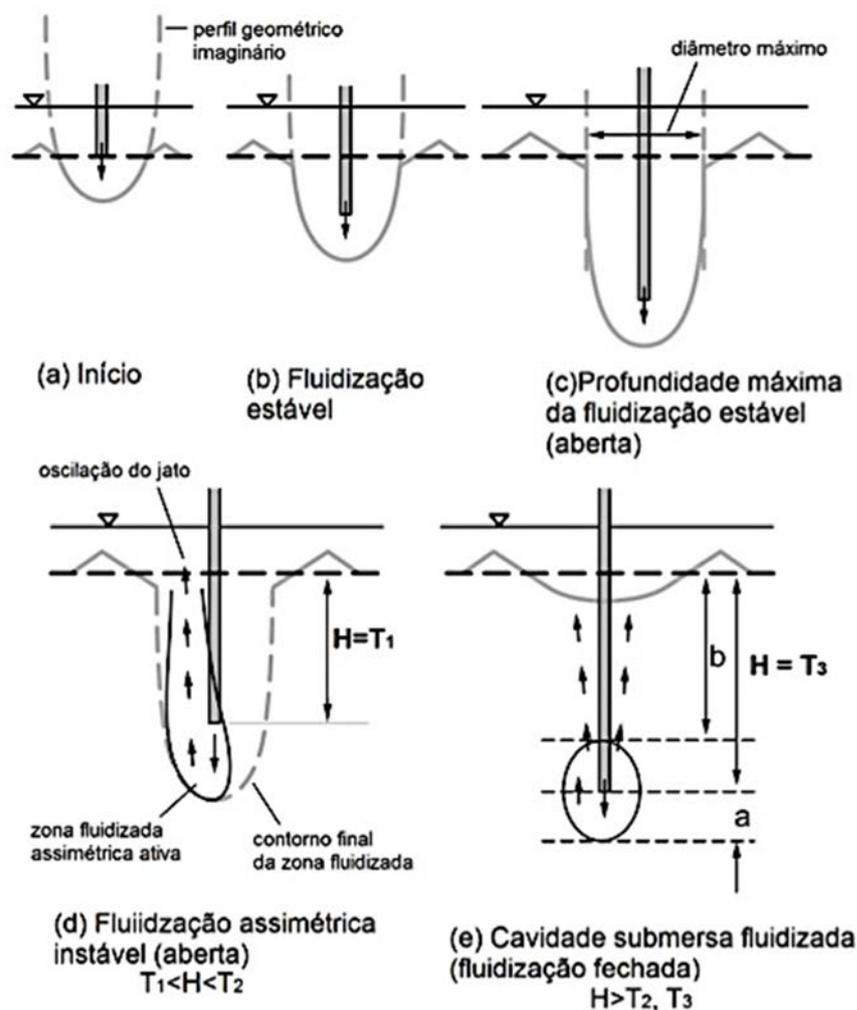


Figura 2.20 – Esquema das variações geométricas ao longo do aumento da profundidade de saída do jato segundo Niven (1998).

### 2.4.3 Pesquisa de Mezzomo (2009)

O trabalho de Mezzomo (2009) foi baseado nos de Niven (1998) e Niven & Khalili (1998a). Pretendia desenvolver novas tecnologias relacionadas à ancoragem de estruturas offshore, então realizou seu estudo a fim de analisar os conceitos e mecanismos inerentes à fluidização de solos arenosos com a utilização de jatos de água, para associar essa técnica a novas tecnologias de instalação de ancoragens de plataformas de petrolíferas. Verificou a influência dos parâmetros do jato na geometria da cavidade erodida e determinou equações empíricas que estimassem as dimensões da geometria da cavidade erodida resultante dos ensaios de fluidização (Figura 2.21).

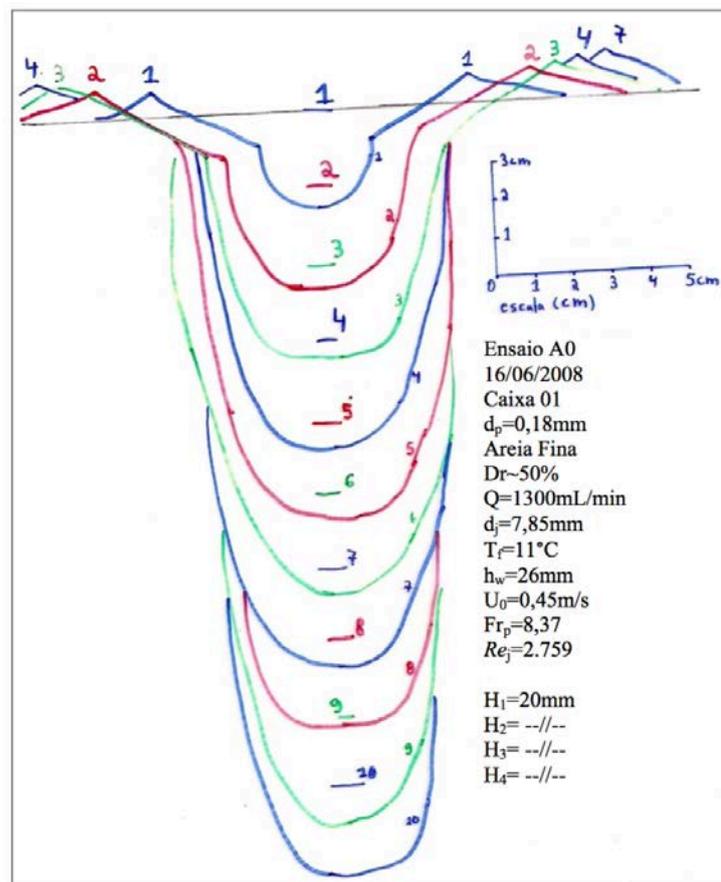


Figura 2.21 – Perfil de ensaio de fluidização em laboratório com cavidade T1 de Mezzomo (2009).

Este conceito de Fluidização não é suficiente quando se estuda o processo em solos argilosos. A ação dos jatos de água nas argilas desagrega e arrasta massas de solo ao invés de carrear as partículas e percolar entre elas como no caso dos solos arenosos (Stracke, 2012 e Jung, 2012).

Assim parece certo distinguir fluidização que ocorre em solos arenosos e erosão hidráulica que ocorre em solos argilosos.

#### 2.4.4 Pesquisa de Jung (2012)

Jung com sua pesquisa posicionou e fixou hastes metálicas vazadas com fluxo de água, na superfície de um solo argiloso, depois avançou em profundidade. Descreveu a forma como ocorre a erosão, a geometria da zona erodida e seu comportamento ao longo da profundidade em solos argilosos, quantificando a influência dos parâmetros, índice de vazios e resistência ao cisalhamento não drenada. Estimou a carga de arrancamento no solo argiloso após o processo de jateamento. Determinou equações empíricas que permitissem estimar a geometria da zona erodida, profundidade de penetração do tubo metálico com jato e diâmetro da cavidade de erosão na saída do jato em profundidades impostas e comparar com os estudos realizados por Mezzomo (2009).

Devido ao baixo coeficiente de condutividade hidráulico do solo argiloso, em relação às diferentes velocidades de jateamento, não se verificou ocorrência de leito fluidizado e não há tendência para a formação de cavidade com simetria (Figura 2.22). A erosão nas argilas com alto índice de vazios, nas pesquisas de Jung (2012) e na presente, ocorreu por remoção de massas de solo na fase inicial do jateamento, e a remoção das partículas superficiais predominou quando os tubos metálicos avançaram em profundidade de penetração. A erosão observada nas argilas foi diferente da fluidização que ocorreu nas areias. Ao contrário dos estudos de Niven (1998) e Mezzomo (2009), nas argilas não se verificou fechamento das cavidades erodidas para as profundidades ensaiadas, que pode ser justificado pelo equilíbrio dinâmico de forças do presentes no escoamento de água, atuantes nas paredes cavidade, permitindo um caminho livre para o fluxo de água até à superfície, válido para as profundidades ensaiadas.

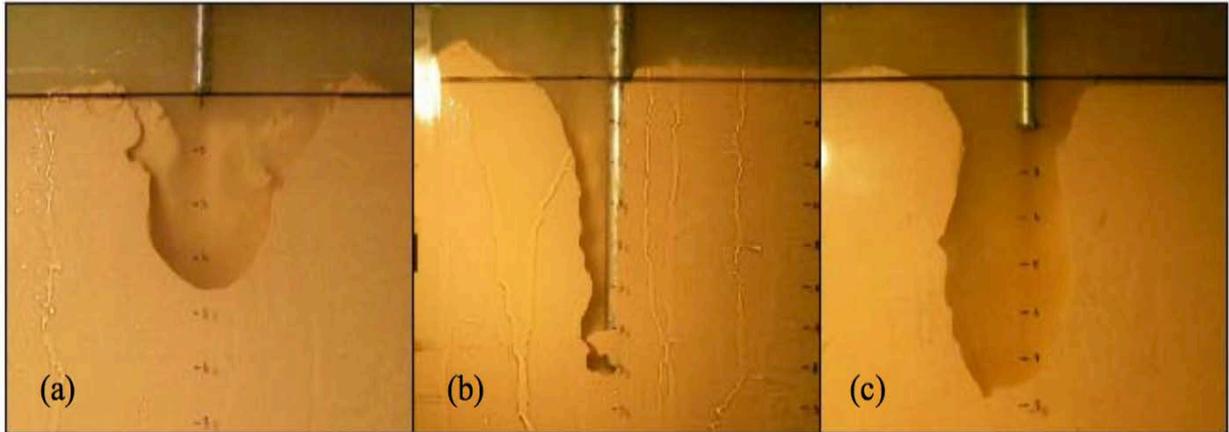


Figura 2.22 – Ensaios de hidrojateamento em argilas com ausência de simetria nas cavidades, realizados por Jung (2012).

Até então foram realizados ensaios em argila, mantendo fixas as hastes, com jatos de água, introduzidas em solos argilosos. Na presente pesquisa estudou-se a profundidade de penetração das hastes com movimentos verticais livres com ação de seu peso próprio, ou massa seca, com jatos de água provindos do interior das hastes e direcionados para baixo. As geometrias de cavidades erodidas não foram iguais às anteriores, não houve tempo hábil para estabilização da geometria da cavidade erodida. Como os ensaios foram em modelos reduzidos, fez-se necessário empregar leis de semelhança adequadas.

## 2.5 CONSIDERAÇÕES SOBRE LEIS DE SEMELHANÇA EM MODELOS REDUZIDOS

Em Geotecnia, os ensaios em verdadeira grandeza são dispendiosos e de difícil execução técnica, podendo ainda exigir a repetição de alguns testes. Os ensaios em modelo reduzido possibilitam controlar mais facilmente as condições de ensaio, variáveis de entrada, medições, tecnologias, etc.. De acordo com Rocha et al. (2013), na Geotecnia é pouco comum empregar modelos reduzidos de forma clara no que diz respeito às leis de semelhança entre o modelo e o protótipo.. Os modelos reduzidos permitem medições indiretas, representariam adequadamente os resultados à escala real dos fenômenos físicos desde que a semelhança física (Carneiro, 1993) seja respeitada através de uma criteriosa análise dos parâmetros. O comportamento do modelo é possível de ser extrapolado para prever o comportamento do protótipo. Segundo Motta (1972), Fox & McDolnald (1976) e Chadwick *et al.* (2004), na modelagem física existem três tipos de similaridade com a seguinte ordem de precedência: geométrica, cinemática e dinâmica. Estas relacionam o modelo e o protótipo através de vários fatores de

escala constantes e que devem ser respeitados. Na similaridade geométrica o modelo e o protótipo são geometricamente similares e na cinemática as relações de espaço-tempo devem ser respeitadas. A similaridade dinâmica existe se as anteriores forem salvaguardadas. Uma vez estabelecidas as similaridades geométrica e cinemática assim como a relação de massas entre modelo e protótipo, então a similaridade completa é respeitada. Por vezes introduzem-se distorções, usam-se no modelo escalas diferentes para grandezas do mesmo tipo. Estas devem ser analisadas para que se evitem erros de interpretação dos resultados.

A análise dimensional é usada para estabelecer condições de similaridade, através de equações dimensionalmente homogêneas que agrupam as variáveis dominantes do problema em questão (Motta, 1972 e Carneiro, 1993). Estas permitem identificar as relações de grandezas e estabelecer leis de semelhança na modelagem física.

Nos modelos reduzidos é praticamente impossível impor uma semelhança completa entre ensaios de escalas diferentes, porque na prática não dá para ajustar algumas escalas, como é o caso de um solo argiloso, que estará sempre na escala geométrica 1:1. A aceleração da gravidade necessita, eventualmente, o uso de centrífugas para ser ajustada nalguns casos. Quando por motivos vários a similaridade é incompleta existem efeitos de escala físicos inerentes ao modelo e protótipo (Carneiro, 1993 e Motta, 1972).

O sistema internacional de unidades apresenta as grandezas de base ou fundamentais e a partir delas outras grandezas são derivadas. Portanto, torna-se necessário definir quais são as grandezas físicas possíveis controlar e quais são as relevantes nos ensaios a estudar, para que se opte pela lei de semelhança que mais se adequa. Na Geotecnia as grandezas básicas e fundamentais mais importantes são: o comprimento, a massa e o tempo.

Então e de acordo com a Teoria de Análise Dimensional, segundo Lobo Carneiro (1993), Motta (1972) e Rocha et al. (2013), só três grandezas de base têm suas escalas pré-definidas, e partindo destas, todas as outras escalas de grandezas são derivadas.

A comunicação pessoal por Rocha et al. (2013) apresenta uma possível solução para modelos reduzidos que envolvem a ruptura do solos. No caso das argilas convém substituir o material original por um de escala equivalente, ou seja, que tenha as propriedades modificadas por uma mistura de caulim, com a menor coesão possível, e bentonita conforme a escala dos ensaios.

Foi apresentada a proposta que se adequa à ruptura de solos, cuja tensão depende normalmente de tensão vertical no depósito,  $\sigma_v$ , é

$$\sigma_v = \rho g z \quad (2.15)$$

em que  $\rho$  é a massa específica,  $g$  é a aceleração da gravidade, e  $z$  é a profundidade a começar na superfície do depósito.

Se chegou no sistema de grandezas de base que contemplasse a reprodução da tensão vertical nos modelos, dispensando o uso de centrífuga, uma vez que a aceleração da gravidade foi mantida, assim como a massa específica, que neste caso terá a mesma relação entre o metal das hastes e do solo. O sistema de grandezas é o seguinte:

Comprimento ( $L$ ), de escala  $\lambda_L$  livre,

Massa específica ( $\rho$ ), de escala  $\lambda_\rho = 1$  fixa,

Aceleração ( $g$ ), de escala  $\lambda_g = 1$  fixa.

Este sistema é conhecido por semelhança ou analogia de Froude, fundamental quando é necessário preservar a relação entre forças inerciais e forças gravitacionais. O número de Froude já definido na equação 2.3.

O que foi descrito foi computado numa planilha de cálculo do excel e o exemplo para escala de comprimento  $\lambda_L = 1:67$ , aparece em baixo na Tabela 2.1. Por exemplo a profundidade final de penetração que o modelo atinge, equivale no protótipo a uma profundidade 67 vezes maior. Para o caso da massa o multiplicador será  $1/67^3 = 1/300763$ , e assim por diante para as restantes grandezas.

Tabela 2.1 –Exemplo de computação da matriz dimensional de semelhança por número de Froude para  $\lambda_L = 1:67$  (Rocha et al., 2013).

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	$\mathcal{L}$	$\mathcal{M}$	$\mathcal{T}$	Inversão			Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\mathcal{L}$	m	1	0	0	1	0	0	1,493E-02	67
Massa específica	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	3	1	0	1,000E+00	1
Aceleração (da gravidade)	$g$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0,5	0	-0,5	1,000E+00	1
Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	$\mathcal{L}$	$m$	$t$	$\mathcal{L}$	$\rho$	$g$	Escala	Escala Inv.
Comprimento	$\mathcal{L}$	m	1	0	0	1	0	0	1,493E-02	67
Massa	$\mathcal{M}$	kg	0	1	0	3	1	0	3,325E-06	300763
Tempo	$\mathcal{T}$	s	0	0	1	0,5	0	-0,5	1,222E-01	8,19
Frequência	$f$	Hz	0	0	-1	-0,5	0	0,5	8,185E+00	0,12
Aceleração (da gravidade)	$g$	m/s <sup>2</sup>	1	0	-2	0	0	1	1,000E+00	1
Velocidade	$v$	m/s	1	0	-1	0,5	0	0,5	1,222E-01	8,19
Vazão	$Q$	m <sup>3</sup> /s	3	0	-1	2,5	0	0,5	2,722E-05	36744
Força	$F$	N	1	1	-2	3	1	1	3,325E-06	300763
Momento	$\mathcal{M}$	Nm	2	1	-2	4	1	1	4,963E-08	20151121
Rigidez axial	$k$	N/m	0	1	-2	2	1	1	2,228E-04	4489
Tensão (pressão, módulos, coesão, etc.)	$\sigma$	Pa	-1	1	-2	1	1	1	1,493E-02	67
Massa específica	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	0	1	0	1,000E+00	1
Área	$\mathcal{A}$	m <sup>2</sup>	2	0	0	2	0	0	2,228E-04	4489
Volume	$\mathcal{V}$	m <sup>3</sup>	3	0	0	3	0	0	3,325E-06	300763

Posteriormente procedeu-se à realização dos ensaios em modelos reduzidos do torpedo metálico sem aletas, fazendo uso e respeitando os conceitos de semelhança pelo número de Froude, objetivando a caracterização da instalação com recurso ao hidrojateamento, e posterior resistência ao arrancamento. Descreve-se de seguida os ensaios, equipamentos, métodos e todos os preparativos inerentes.

### **3 MATERIAIS, EQUIPAMENTOS E PROGRAMA EXPERIMENTAL**

A presente pesquisa é experimental e utilizou-se argila, água e aço como materiais principais. Foi elaborado um planejamento de experimentos com o objetivo de identificar e quantificar a influência das diversas variáveis na penetração das hastas metálicas.

#### **3.1 MATERIAIS**

##### **3.1.1 Solo Argiloso**

Com o objetivo de dar seguimento à pesquisa de fenômenos de hidrojateamento em solos argilosos, que Jung (2012) iniciou na UFRGS e com os novos lotes de caulim e bentonita, procurou-se obter uma mistura de argilas com propriedades semelhantes à mistura anteriormente utilizada.

A preparação das amostras do material e as aferições de teor de umidade para os ensaios de caracterização, foram realizadas seguindo os procedimentos descritos na NBR 6457 (ABNT, 1986). Os Limites de Atterberg foram determinados de acordo com a Norma Brasileira, sendo LL o limite de liquidez recomendado pela NBR 6459 (ABNT, 1984c), e LP, o limite de plasticidade de acordo com a NBR 7180 (ABNT, 1984d). A análise granulométrica e a massa específica foram determinadas conforme as recomendações da NBR 7181 (ABNT, 1984b) e NBR 6508 (ABNT, 1984a) respectivamente.

Em primeiro representam-se os casos típicos de solos do subleito oceânico fornecidos pela Petrobras. Tratam-se de argilas siltosas com pequenos fragmentos de conchas normalmente adensadas. A Figura 3.1 apresenta os limites de Atterberg e a Figura 3.2 os índices de plasticidade de vários locais de sondagens da Petrobras.

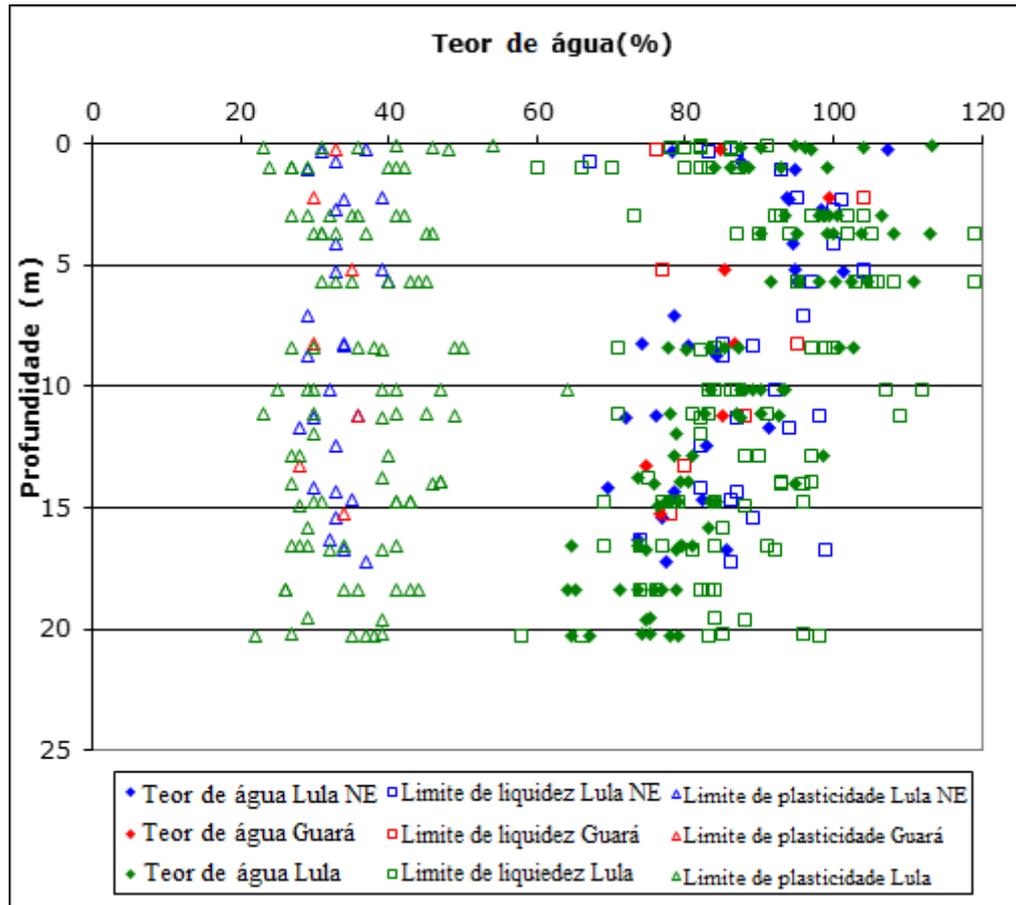


Figura 3.1 – Resultados dos ensaios do Limites de Atterberg de solos naturais, adaptado de Petrobras (2011).

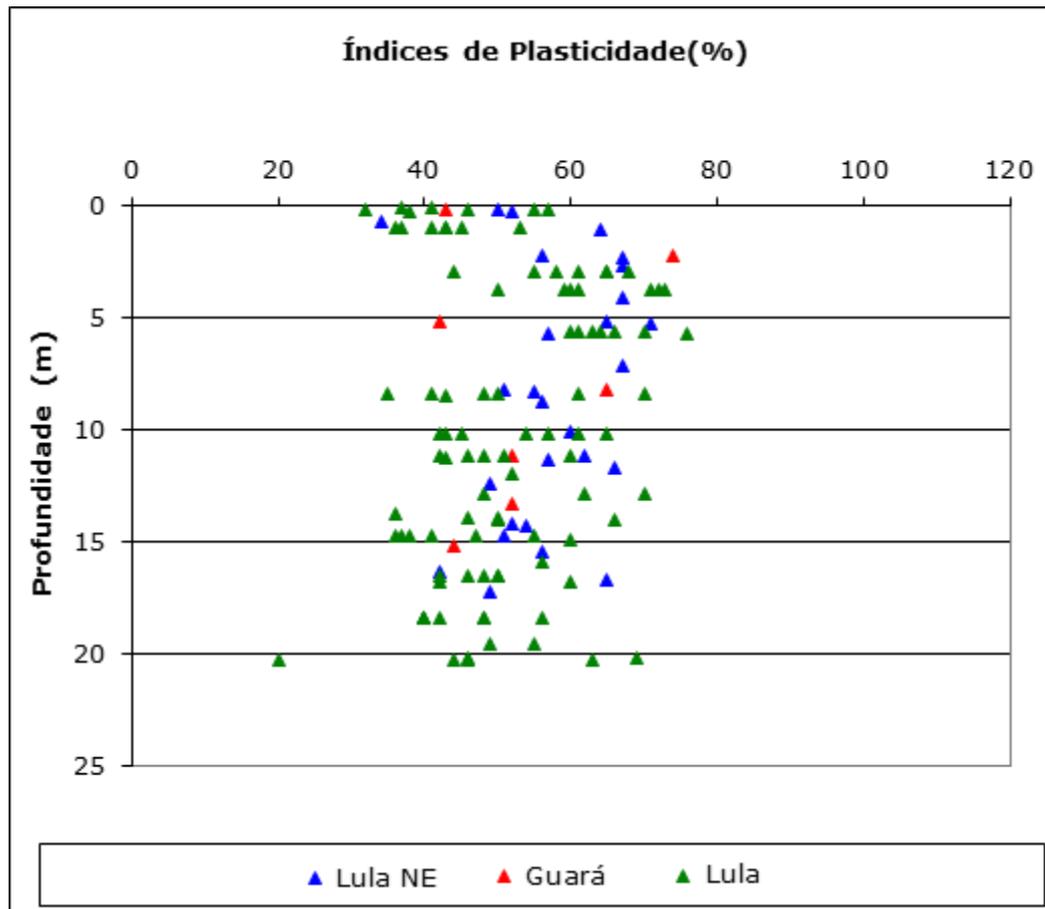


Figura 3.2 – Índices de Plasticidade de solos naturais, adaptado de Petrobras (2011).

De acordo com a carta de plasticidade de Casagrande, plotando o Índice de Plasticidade, IP, em função do Limite de Liquidez, LL, os solos de comportamento argiloso fazem-se representar da seguinte maneira: por pontos acima de uma reta inclinada, os solos orgânicos e/ou argilosos; e solos siltsos são representados por pontos abaixo da reta, que no começo, é substituída por um segmento horizontal correspondente a IP de 4 a 7. Um solo cuja representação na carta tem limite de liquidez abaixo de 50% diz-se pouco compressível, e acima desse mesmo valor é compressível ou muito compressível.

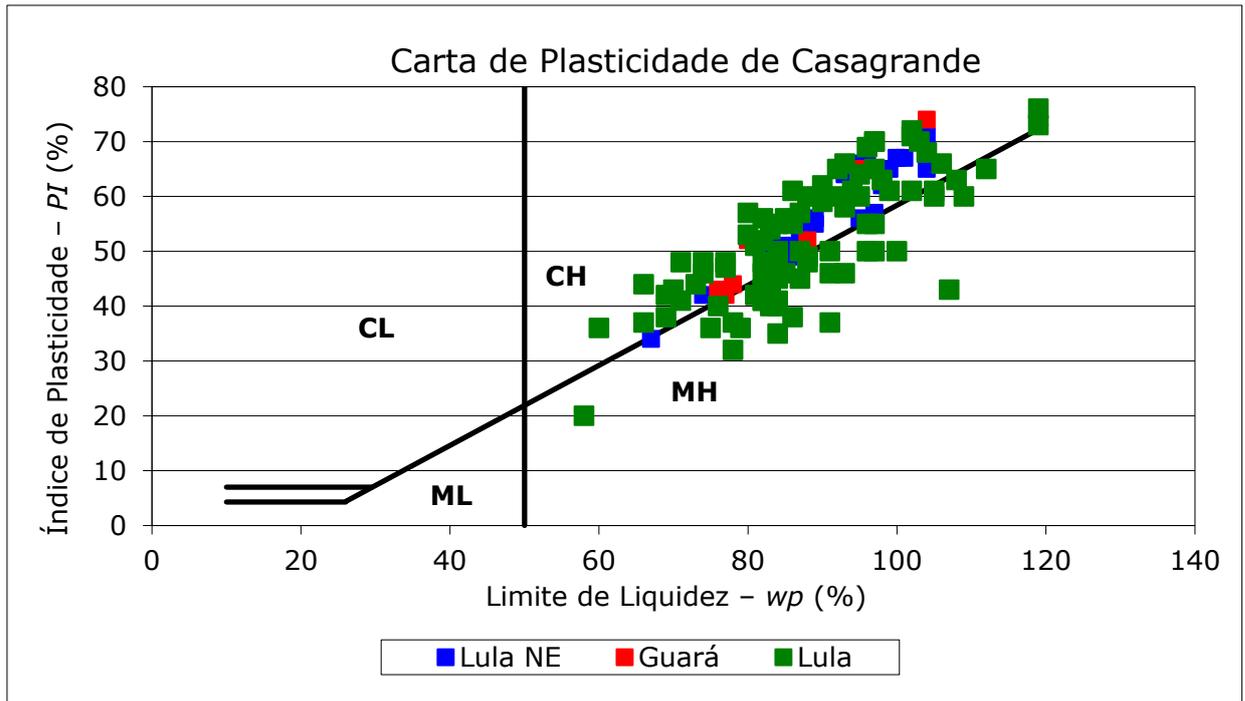


Figura 3.3 – Representação dos solos naturais na carta de plasticidade (Petrobras, 2011).

Da mistura ótima encontram-se na Tabela 3.1 os resultados dos limites de Atterberg e índices de Plasticidade para o solo artificial utilizado em laboratório e se assemelha ao solo natural, os valores enquadram-se nas figuras anteriores. Apresentou limite de liquidez de 114% e o ndice de plasticidade de 65%, classificou-se como CH, uma argila altamente compressível.

Tabela 3.1 – Limites de Atterberg para o solo artificial usado em laboratório.

LIMITES DE ATTERBERG	CAULIM	BENTONITA	MISTURA (85% CAULIM E 15% BENTONITA)
LL ou <i>wl</i> (%)	40	533	114
LP ou <i>wp</i> (%)	28	92	49
IP ou <i>PI</i> (%)	12	440	65

As análises granulométricas dos solos naturais fornecidas pela Petrobras e as curvas granulométricas do solo artificial da presente pesquisa apresentam-se nas Figuras 3.4, 3.5, 3.6 e 3.7.

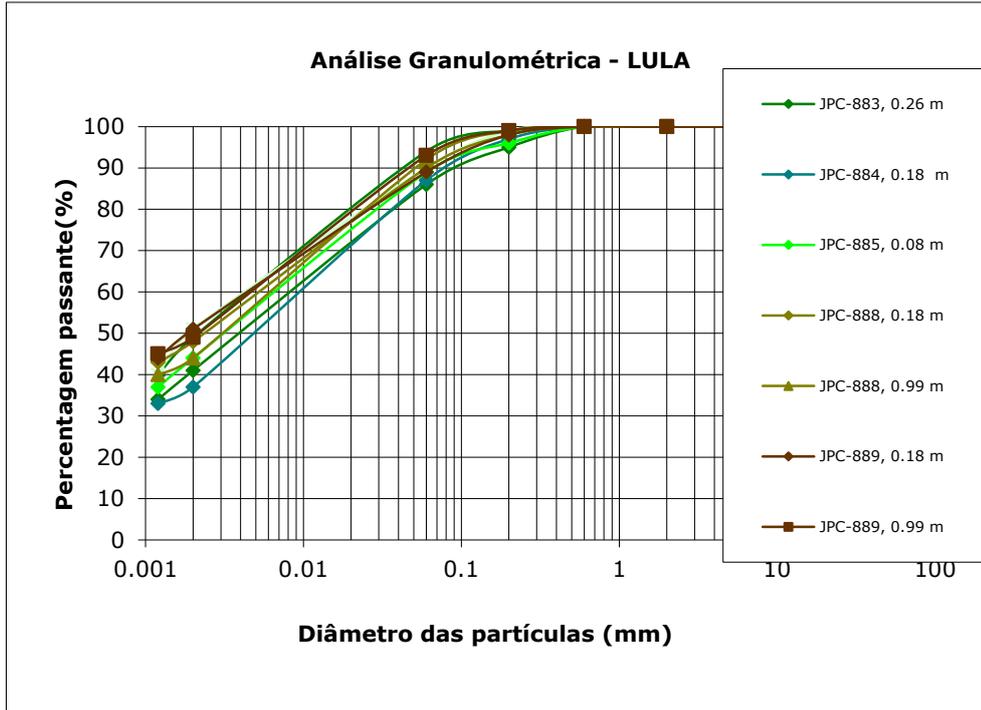


Figura 3.4 – Curvas granulométricas de solo natural do Campo Lula (Petrobras, 2011).

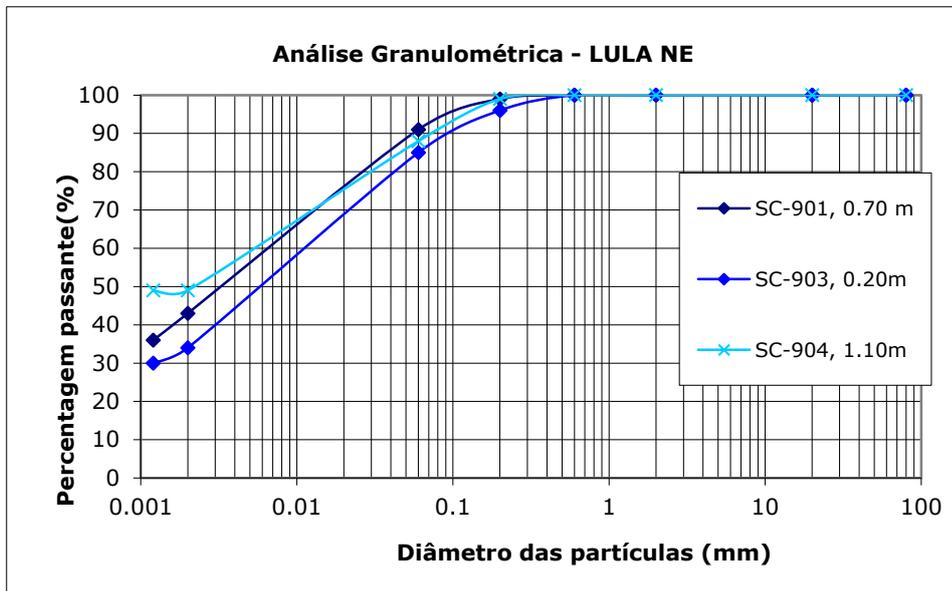


Figura 3.5 – Curvas granulométricas de solo natural do Campo Lula NE (Petrobras, 2011).

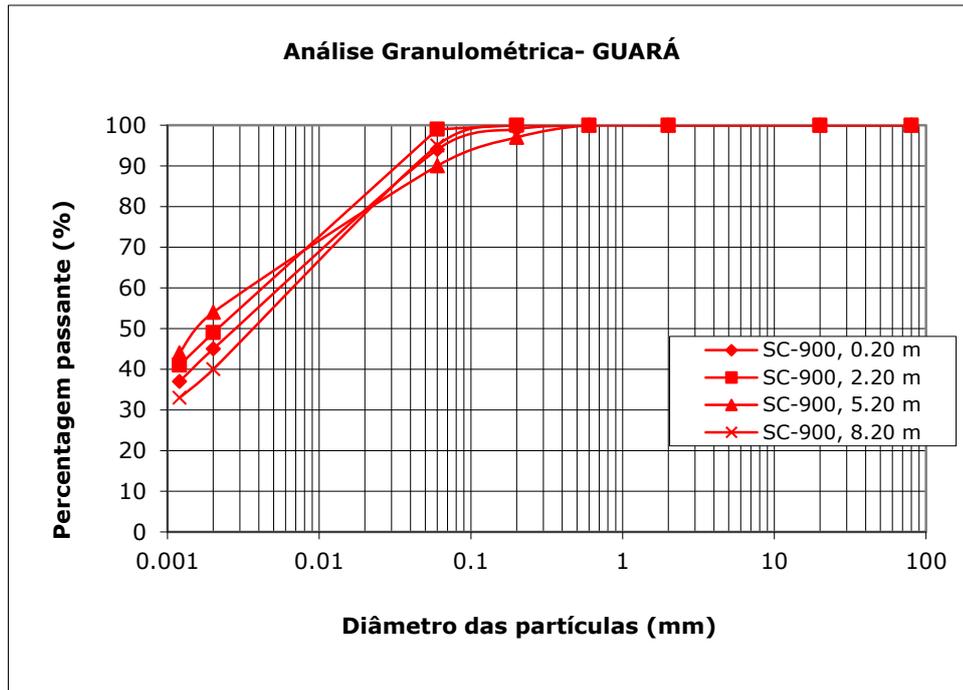


Figura 3.6 – Curvas granulométricas de solo natural do Campo Guará (Petrobras, 2011).

A curva considerada nesta pesquisa foi a estabelecida pelos procedimentos norma NBR 7181 (ABNT, 1984b) com o uso de uma solução com defloculante. Na análise feita pelo LACER na UFRGS como a solução foi composta apenas por água, os pontos da curva granulométrica foram diferentes. O solo de laboratório foi classificado como uma argila siltosa. A julgar análise feita pelo LACER, seria um silte argiloso. É importante ter em atenção os meios e equipamentos que se utilizam neste tipo de análise, principalmente quando se trata de um material com uma grande superfície específica de partículas.

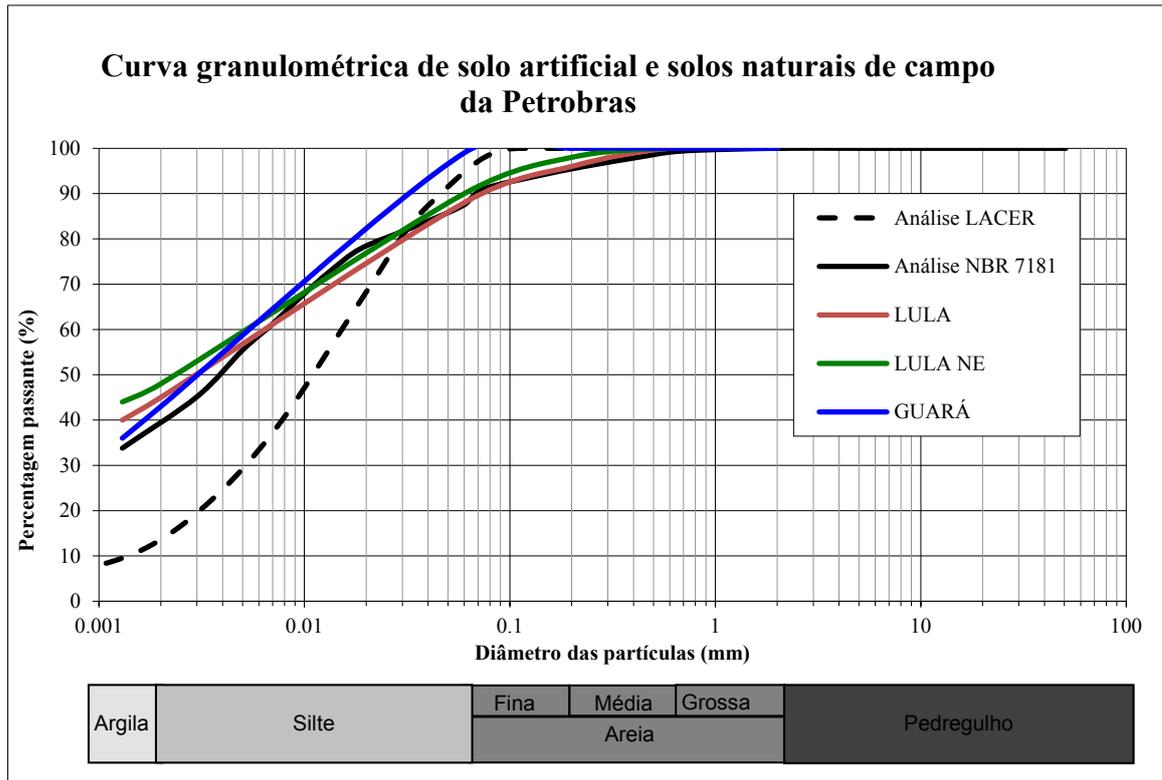


Figura 3.7 – Curvas granulométricas de solo artificial usado na presente pesquisa.

As percentagens de solo foram calculadas de acordo com o resultado da análise granulométrica, e classificadas conforme a NBR 6502 (ABNT, 1995) e apresentam-se na tabela seguinte.

Tabela 3.2 – Propriedades físicas do solo artificial usado nos ensaios.

Propriedade física	Valor médio
Peso específico real dos grãos, $\gamma_s$	26,79 kN/m <sup>3</sup>
Diâmetro médio das partículas, $d_{50}$	0,004mm
Percentagem Argila	39%
Percentagem Silte	49%
Percentagem Areia fina	7%
Percentagem Areia média	4%
Percentagem Areia grossa	1%
Percentagem Pedregulho	0%

Os resultados dos ensaios de campo, os casos típicos, fornecidos pela Petrobras são apresentados nas figuras seguintes: a Figura 3.8 refere-se ao teor em água; a Figura 3.9 refere-

se aos peso específico saturado dos solos naturais; e a Figura 3.10 refere-se à resistência não drenada.

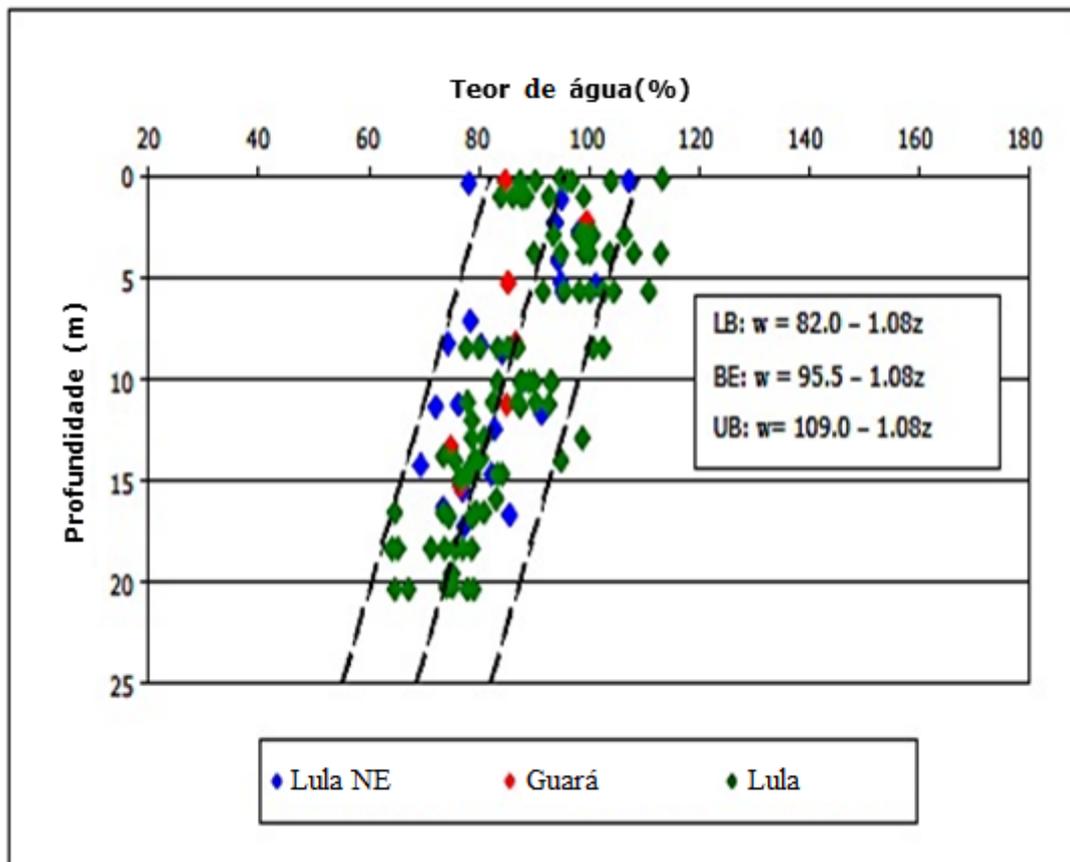


Figura 3.8 – Resultados da determinação do teor em água de solos naturais (Petrobras, 2011).

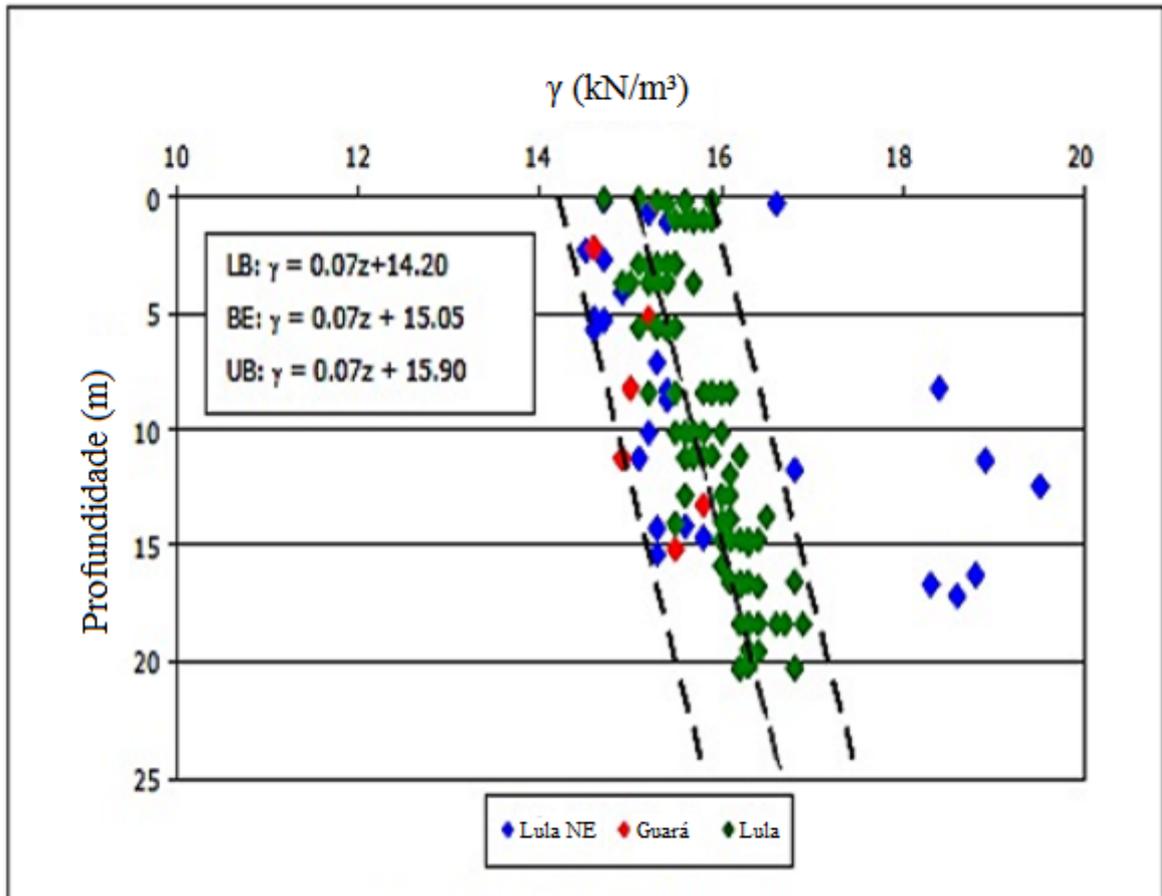


Figura 3.9 – Resultados da determinação do peso específico de solos naturais (Petrobras, 2011).

A resistência não drenada dos depósitos argilosos marinhos Brasileiros também foi obtida por meio de ensaios de campo e segue uma proporção linear de 1,4 vezes com a profundidade.

$$Su = 1,4 Z \quad (3.1)$$

em que  $Su$  é expresso em kPa e  $Z$  corresponde à profundidade em metros. Os resultados dos ensaios de caracterização da resistência não drenada para campo é mostrado na Figura 3.10.

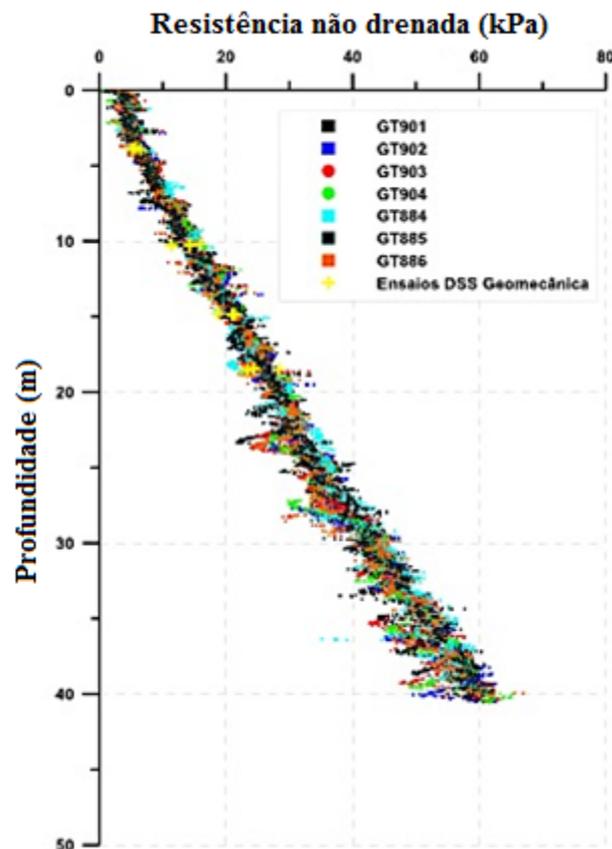


Figura 3.10 – Resultados dos ensaios de resistência não drenada de solos naturais (Petrobras, 2011).

Nos ensaios de laboratório pretendeu-se utilizar a mistura de solo com umidade próxima ao limite de liquidez, assim como *in situ*. Nas pesquisas anteriores realizadas nesta linha de pesquisa, Rocha (2014) e Sampa (2015), caracterizaram a resistência não drenada do solo em várias profundidades. O ensaio laboratório designado foi o de palheta.

Rocha (2014) definiu as equações que caracterizam  $S_u$  com a profundidade ( $Z$ ) para o solo desta linha de pesquisa, para teores de água 100% (argila A) e 120% (argila B) são respectivamente as Equações 3.2 e 3.3 para o solo com um dia de idade, pelo ensaio de Palheta.

$$S_u = 2,47 Z + 0,88 \quad (3.2)$$

$$S_u = 0,30 Z + 0,41 \quad (3.3)$$

Sampa (2015) também caracterizou as resistências não drenadas para amostras com 120% de teor em água para a mesma idade da amostra, Equação 3.4. Nesta pesquisa foi utilizado um mini piezocone, MCPTU, que serviu como referência para discutir resultados.

$$Su = 0,30 Z + 0,5 \quad (3.4)$$

As medidas de resistência não determinaram um padrão característico de solos normalmente adensados, uma vez que estes solos se encontram em processo de adensamento. A razão entre a resistência não drenada e a tensão efetiva vertical é diferente das preconizadas na literatura, no entanto manteve-se, uma vez que este foi o padrão nos ensaios desenvolvidos na UFRGS até então. Adiante neste capítulo descreve-se o equipamento de caracterização dos parâmetros de resistência do solo, o mini-piezocone, utilizado neste trabalho.

Na tabela Tabela 3.3 os índices físicos do solo artificial utilizados nos ensaios de laboratório para dois teores de água diferentes.

Tabela 3.3 – Índices físicos do solo artificial usado nos ensaios.

<b>Propriedade física</b>	<b>Argila A</b>	<b>Argila B</b>
Índice de vazios, $e$	2,83	3,37
Teor de umidade, $w$	100%	120%
Peso específico real dos grãos, $\gamma_s$	26,79 kN/m <sup>3</sup>	26,79 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico seco, $\gamma_d$	7,00 kN/m <sup>3</sup>	6,14 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico saturado, $\gamma_{sat}$	14,39 kN/m <sup>3</sup>	13,85 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico submerso, $\gamma_{sub}$	4,39 kN/m <sup>3</sup>	3,85 kN/m <sup>3</sup>
Peso específico natural, $\gamma_{nat}$	14,00 kN/m <sup>3</sup>	13,50 kN/m <sup>3</sup>
Grau de saturação, $S$	0,95	0,96
Resistência não drenada, $Su$	2,47 Z + 0,88 kN/m <sup>2</sup>	0,30 Z + 0,41 kN/m <sup>2</sup>

Este solo artificial é representativo das argilas normalmente adensadas presentes no leito marinho brasileiro. As suas propriedades são semelhantes às do solo utilizado na pesquisa de Jung (2012).

### 3.1.2 Água

Para a realização dos ensaios de hidrojateamento na mistura de argilas e confecção da própria mistura foi utilizada água potável da rede de distribuição pública do município de Porto Alegre/RS. Da literatura se pode encontrar as propriedades da água.

Tabela 3.4 – Propriedades físicas da água tabeladas a 20°C (Fox, 1998).

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

### 3.1.3 Aço

As propriedades do aço constituinte das hastas metálicas encontram-se na Tabela 3.5

Tabela 3.5 – Propriedades físicas do Aço.

Propriedade	Valor
Massa específica, $\rho_a$	7860 kg/m <sup>3</sup>
Módulo de elasticidade, $E_a$	210 GPa

## 3.2 EQUIPAMENTOS DE ENSAIOS DE FLUIDIZAÇÃO

O aparato experimental, com os equipamentos e materiais descritos seguidamente, são esquematizados na Figura 3.11 mostrados na Figura 3.12. Os atritos no eixo das roldanas e destas com o fio de nylon foram desprezados. A influência da mangueira flexível de água também não foi considerada.

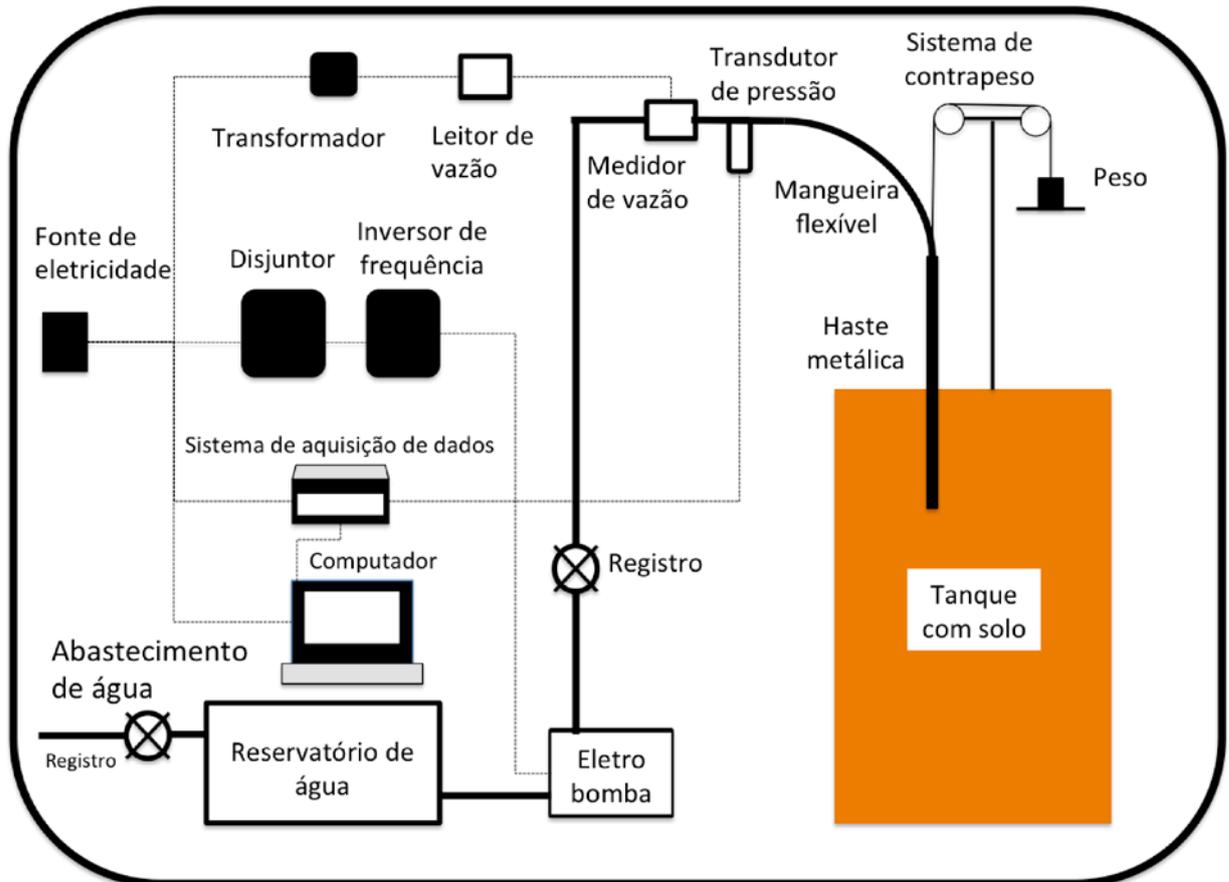


Figura 3.11 –Esquema dos equipamentos dos ensaios de fluidização.



Figura 3.12 –Fotografias antes e depois de ensaios de fluidização.

### 3.2.1 Reservatório

A água foi armazenada num reservatório de fibra de vidro com capacidade de 150 litros. A tomada de água é feita pela lateral do reservatório, através de tubulação de PVC com diâmetro externo de 25mm.

### 3.2.2 Inversor de Frequência

O inversor de frequência que foi utilizado é da marca LS Industrial Systems Starvert, modelo LS SV015IC5. Tem entrada de tensão monofásica de 220V e saída para o motor trifásica 220/380V. O inversor foi instalado entre a fonte de energia elétrica e a eletrobomba centrífuga, com a finalidade de variar a velocidade de rotação do motor e alterando sua vazão. Este inversor também foi utilizado na pesquisa de Passini (2015).

### 3.2.3 Grupo Eletrobomba Centrífuga

A eletrobomba centrífuga utilizada é da marca da marca Frankin Electric Ind., modelo BC-92S 1B. Esta possui rotor fechado de alumínio com 127mm, com corpo e suporte em ferro fundido, com palhetas periféricas radiais. O Motor é elétrico IP-21 com flange incorporada, 2 pólos, 60Hz, 220V e a potência é de 2,0cv. A entrada da tubulação de sucção é horizontal e a saída do recalque é vertical. Com o inversor de frequência foi possível utilizar a bomba dentro do intervalo de frequências de 0 a 60 Hz. Apresenta-se na Figura 3.13 a curva (verde) característica da eletrobomba.

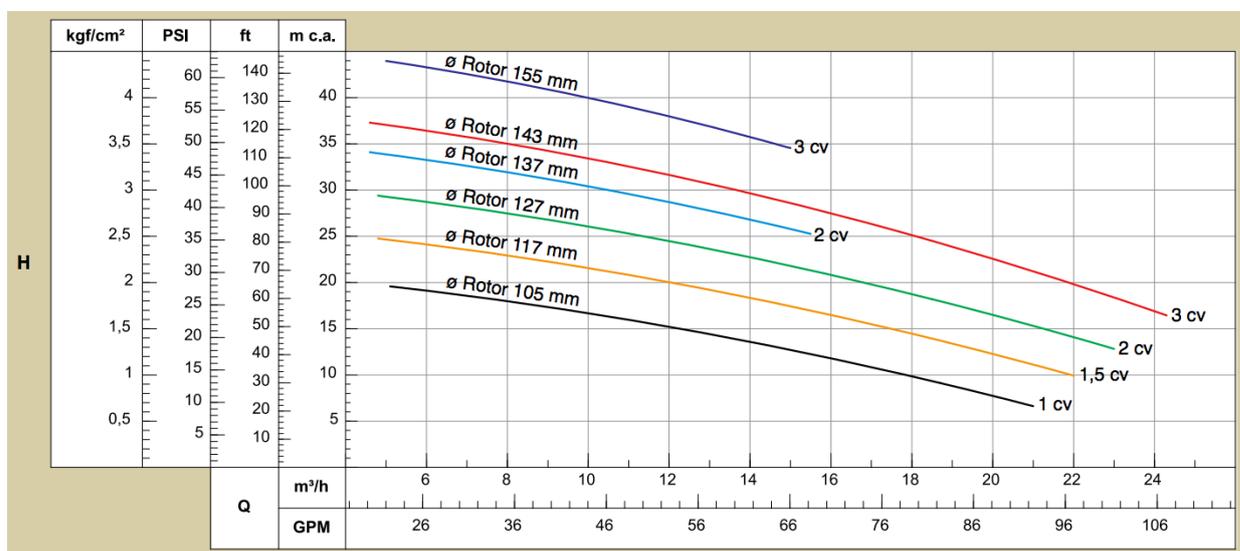


Figura 3.13 – Curva característica da eletrobomba, Schneider (2015).

### 3.2.4 Medidor de Vazão

O medidor de vazão *Signet GF 2507* tem um rotor de funcionamento livre, que é acionado pelo fluxo do fluido, a água. Dentro da gama de medição determinada, a rotação do rotor é proporcional à taxa de fluxo de fluido. Ímãs embutidos no rotor comutam uma chave eletrônica na parte superior do sensor criando uma onda quadrada de saída que é enviada ao transmissor de vazão *Signet 8850-1* que permite visualizar a quantidade de fluxo de água medida.

A faixa de medição do medidor é de 0,4 a 12 litros por minuto e a conexão à tubulação é DN 1/4" NPT. Sua precisão é  $\pm 2\%$  da leitura, repetibilidade:  $\pm 0,25\%$  da gama completa, a temperatura de operação é de  $-18^{\circ}\text{C}$  a  $120^{\circ}\text{C}$ , a pressão máxima é 5,5 BAR a  $-18^{\circ}\text{C}$  e uma foto do medidor e visualizador se apresentam a seguir nas Figuras 3.14 e 3.15.



Figura 3.14 – Imagem do medidor de vazão *Signet GF 2507*.



Figura 3.15 – Transmissor e visualizador de vazão *Signet 8850-1*.

### 3.2.5 Hastes Metálicas e Ponteiros

Para utilização nos ensaios foram utilizados 2 tubos de aço carbono com diâmetro interno de 10 e 12mm com ponteiros rosqueáveis de 1,7 e 3,3mm de diâmetro de jato para os tubos com diâmetro interno de 10mm e ponteiros rosqueáveis de 2 e 4mm de diâmetro de jato para os tubos com diâmetro interno de 12mm. Os tubos, ou hastes, possuem paredes com espessura de 2mm, tendo diâmetros externos 14 e 16mm, respectivamente.

Possuem os mesmos diâmetros nominais que os usados nas pesquisas de Mezzomo (2009), Jung (2012), Stracke (2012) e Passini (2015) em suas pesquisas, de maneira que fosse possível uma comparação entre os resultados obtidos. As hastes têm 1050mm de comprimento e uma rosca macho na extremidade superior, para conexão com o adaptador que faz a ligação com a

mangueira flexível. As fotografias das hastes metálicas e das ponteiras encontram-se nas Figuras 3.16 e 3.17.



Figura 3.16 – Hastes metálicas com adaptadores e ponteiras.



Figura 3.17 – Pormenor das ponteiras das hastes metálicas.

### 3.2.6 Tubulações e conexões

O sistema hidráulico montado inclui tubos e conexões de PVC, registros de PVC válvula de retenção vertical de latão, mangueira flexível, adaptadores de latão, joelho de aço carbono e tubos de aço carbono.

### 3.2.7 Transdutor de Pressão

O transdutor de Pressão *SITRON SP21* usa-se para medição da pressão de líquidos e gases, é totalmente construído em aço inox 316 e pode também ser aplicado na medição de nível de líquidos, se instalado na base do tanque. Características: Sensor piezoresistivo em Aço Inox 316, Faixas de medição de 0 a 10 bar, Sinal de saída: 4 a 20mA, Precisão: 0,5%, Corpo e

diafragma em Aço Inox 316, Conexão elétrica DIN18 ou M12, Conexão à tubulação de ½” NPT (com adaptador opcional), Conexões do tipo rosca, flange ou sanitária (tri-clamp), Temperatura de trabalho de –10 a 80°C, Sobre pressão: 3x F.E., Classe de proteção IP67, Alimentação: 12 a 30Vcc. Este transdutor de pressão foi calibrado e a Figura 3.18 mostra a representação gráfica e a equação de calibração.

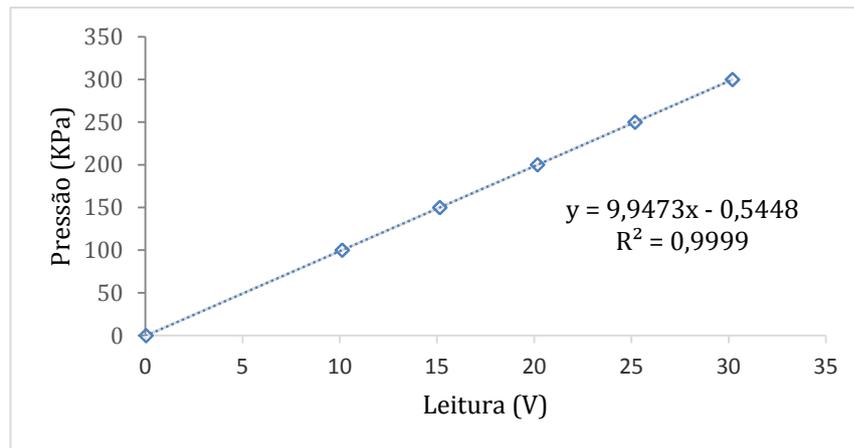


Figura 3.18 – Resultados da calibração do transdutor de pressão.

### 3.2.8 Sistema de Aquisição de Dados

O sistema de aquisição de dados é o *Novus Field Logger 512K*, com 8 canais analógicos e 8 canais digitais. O software de control foi o *Field Chart Novus* permitiu operar o sistema.

### 3.2.9 Sistema de Contrapesos

O equipamento, é composto por uma placa de aço de 3 mm de espessura onde estão fixos dois tubos metálicos verticais com 20 mm de diâmetro. Na parte superior dos tubos encontra-se fixada uma chapa que une as duas extremidades dos tubos. Perpendicularmente e no mesmo plano é parafusada uma segunda chapa onde são fixadas duas roldanas de 80 mm de diâmetro cada, com baixo atrito. Pelas roldanas passa um fio de nylon ligado à conexão que conecta com a extremidade do tubo metálico. Na outra extremidade do fio, é preso um suporte para a colocação de objetos de massas conhecidas que garantem a massa correta para cada ensaio à respectiva escala.

### 3.2.10 Tanque de Ensaio

Foi utilizado o mesmo tanque de acrílico que Stracke (2012) projetou, cujo esquema é apresentado na Figura 3.19 em que a unidade de medida base é descrito em centímetros.

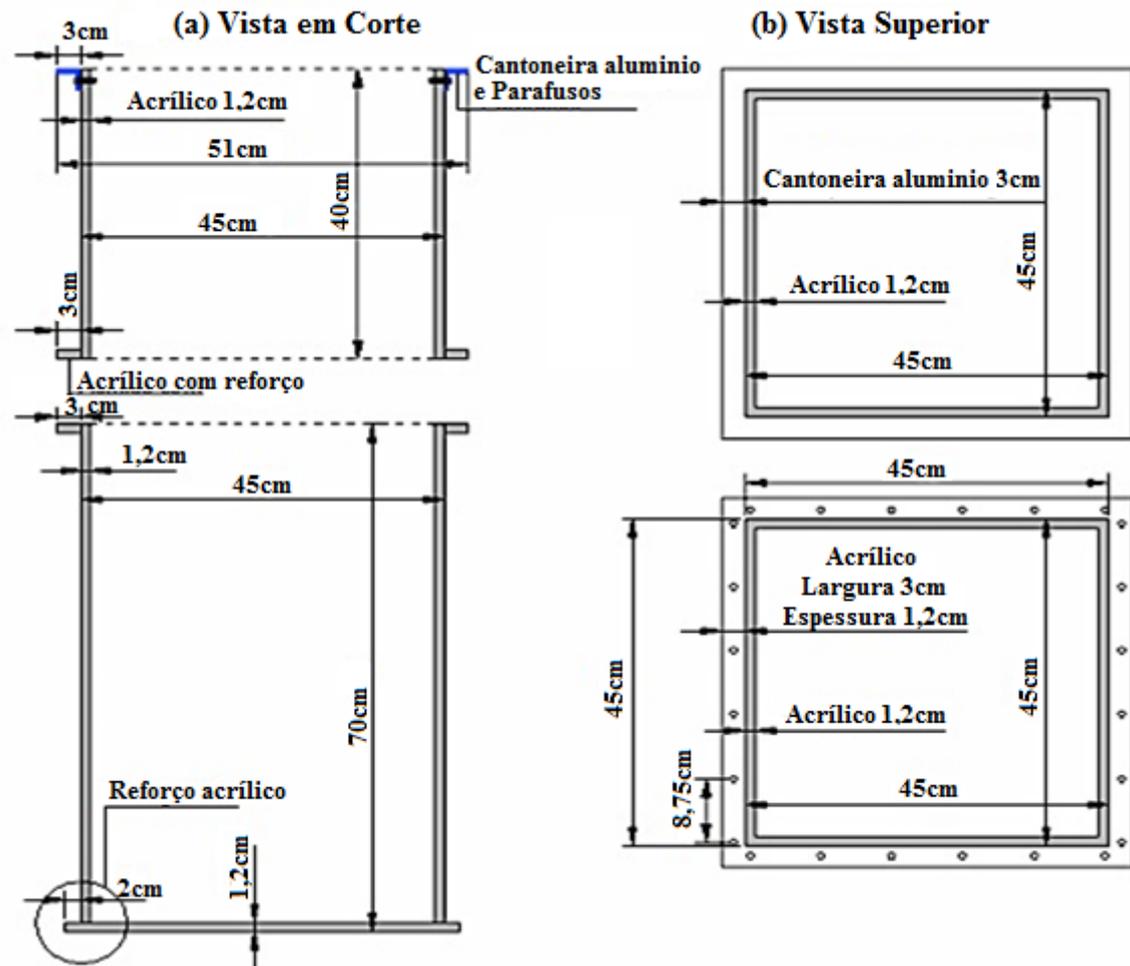


Figura 3.19 – Esquema adaptado de Stracke (2012), do tanque de acrílico: (a) vista em corte; (b) vista superior.

### 3.3 EQUIPAMENTOS DE CARACTERIZAÇÃO DO SOLO

O ensaio de piezocone ou *piezocone penetration test*, CPTU, é, segundo Schnaid e Odebrecht (2012), conceituado internacionalmente por ser um dos mais importantes equipamentos de prospecção geotécnica em solos, incluindo argilas. O equipamento é cilíndrico com ponta cônica em ápice de  $60^\circ$  e possui várias hastes. O ensaio consiste na sua cravação no solo a uma velocidade padronizada e constante de 20 mm/s, e fornece leituras contínuas elétricas das resistências de resistência de ponta,  $q_c$ , atrito lateral,  $q_s$ , e poro-pressão,  $u_2$ . As leituras são possíveis devido à excitação e leitura de sinal de duas células de carga e um transdutor de pressão. Nesta pesquisa estas leituras foram devidamente corrigidas conforme o preconizado na literatura específica. E os ensaios de palheta ou *van test* realizados por Sampa (2015) serviram para obter o fator de cone, o  $N_{kt}$ , que permitiu o cálculo da resistência não drenada. O

equipamento necessitou de uma estrutura de reação para o avanço contínuo do cone e suas hastes metálicas no interior do solo.

### 3.3.1 Mini CPTU

O mini CPTU utilizado na presente pesquisa foi projetado e executado em parceria entre a UFRGS e a Geoforma Engenharia Ltda. O seu material é aço inoxidável e seu tamanho é cinco vezes menor que um cone normal. Possui área transversal da projeção cônica de  $2\text{cm}^2$  e a taxa de cravação foi  $4,1\text{mm/s}$ . Utilizando a normalização da velocidade de penetração,  $V_v$ , proposta por Randolph e Hope (2004) e definida por:

$$V_v = \frac{v \cdot d}{c_v} \quad (3.5)$$

sendo  $v$  a taxa de cravação,  $d$  o diâmetro do cone e  $c_v$  o coeficiente de adensamento vertical,  $8,64 \times 10^{-5} \text{ cm}^2/\text{s}$ . Para valores inferiores a 0,1, o comportamento dos materiais é considerado drenado, acima de 10 o comportamento é não drenado, e dentro do intervalo de valores, o comportamento dos materiais é parcialmente drenado. O resultado do cálculo da velocidade normalizada foi  $7,59 \times 10^3$ , valor para o qual a argila apresenta claramente o comportamento de material não drenado. A Figura 3.20 apresenta o esquema geral dos equipamentos envolvidos nos ensaios e a Figura 3.21 apresenta, em pormenor, as imagens do piezocone e das hastes.

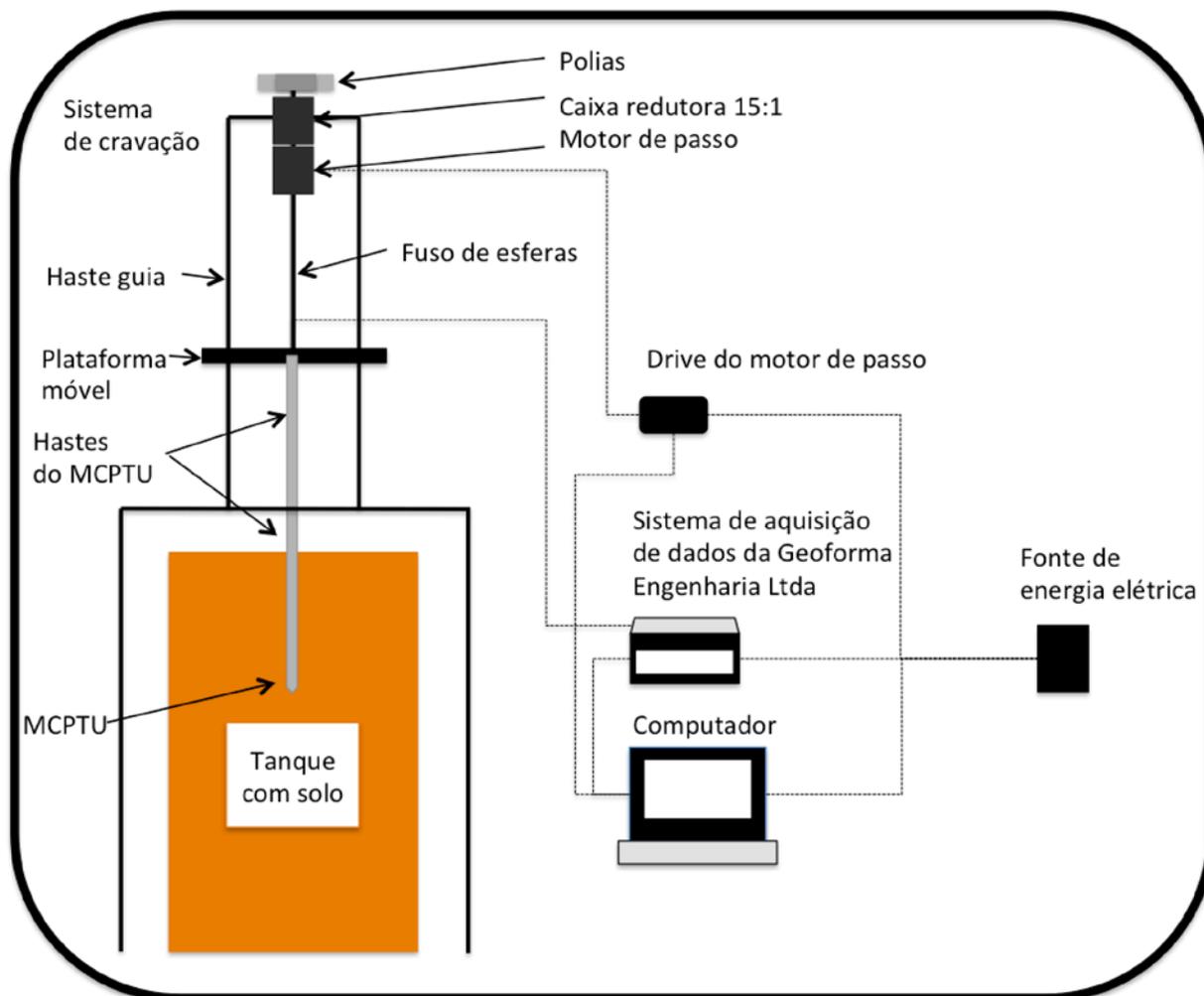


Figura 3.20 – Esquema geral dos equipamentos utilizados para determinar de resistência do solo.

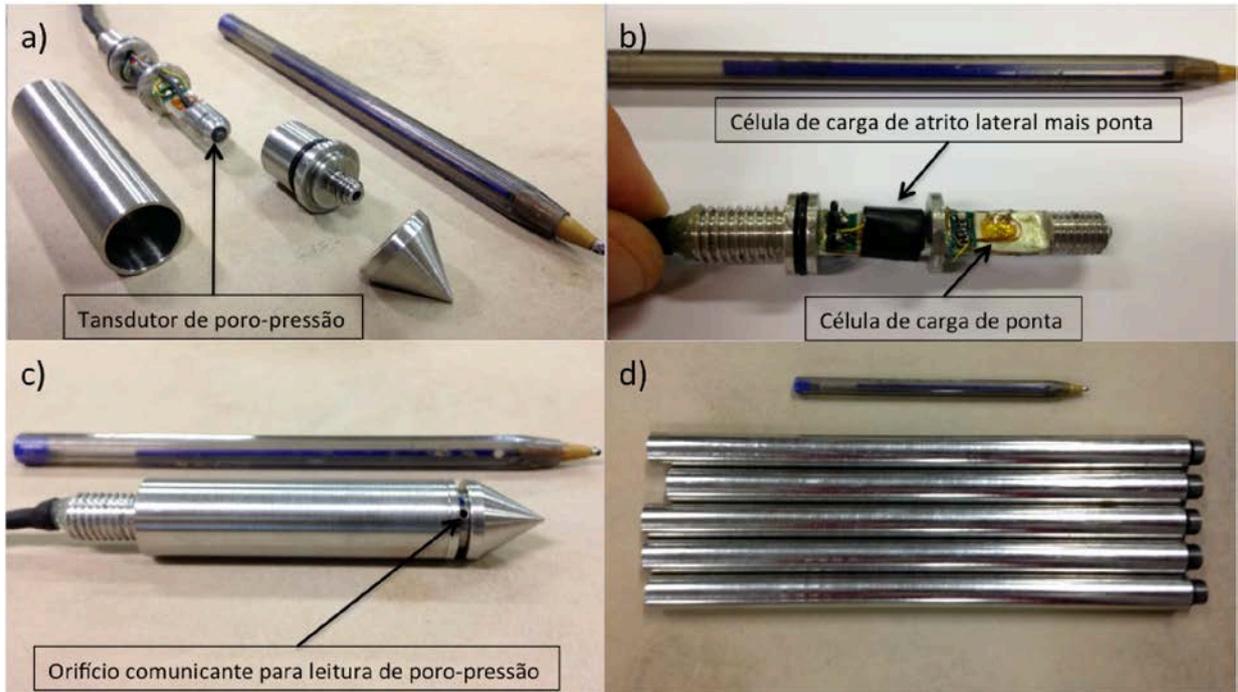


Figura 3.21 – Imagens do mCPTU: a) corpo do piezocone desmontado; b) pormenor da célula de carga de ponta; c) piezocone montado; d) hastes do equipamento.

O sistema de aquisição de dados utilizado pertence à empresa Geoforma Engenharia Ltda e as leituras obtidas através deste equipamento foram a resistência de ponta,  $q_c$ , pela célula de carga de ponta e a poro-pressão,  $u_2$ , pelo transdutor de pressão. Estes foram devidamente calibrados, com quatro ciclos de carga e descarga, e os gráficos correspondentes apresentam-se nas Figuras 3.22 e 3.23.

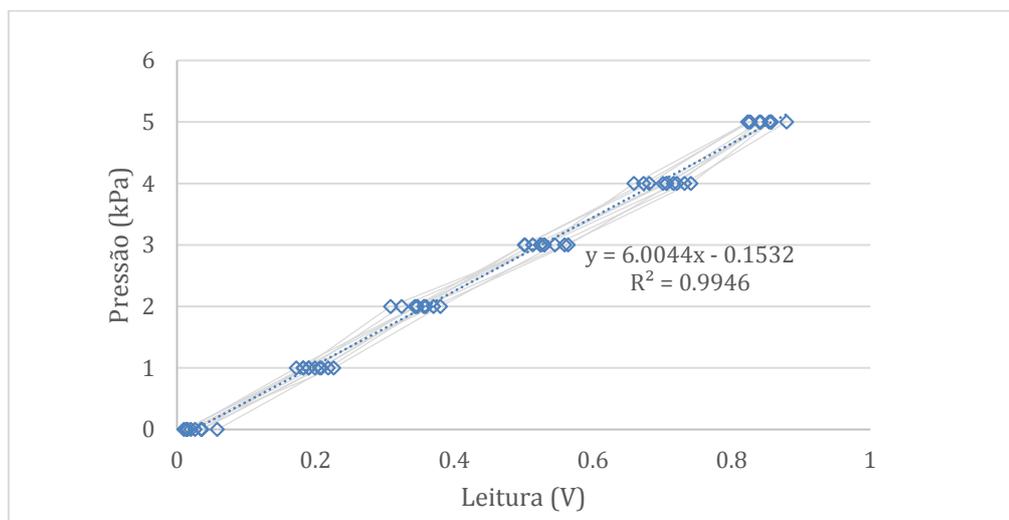


Figura 3.22 – Gráfico de calibração do transdutor de poro-pressão.

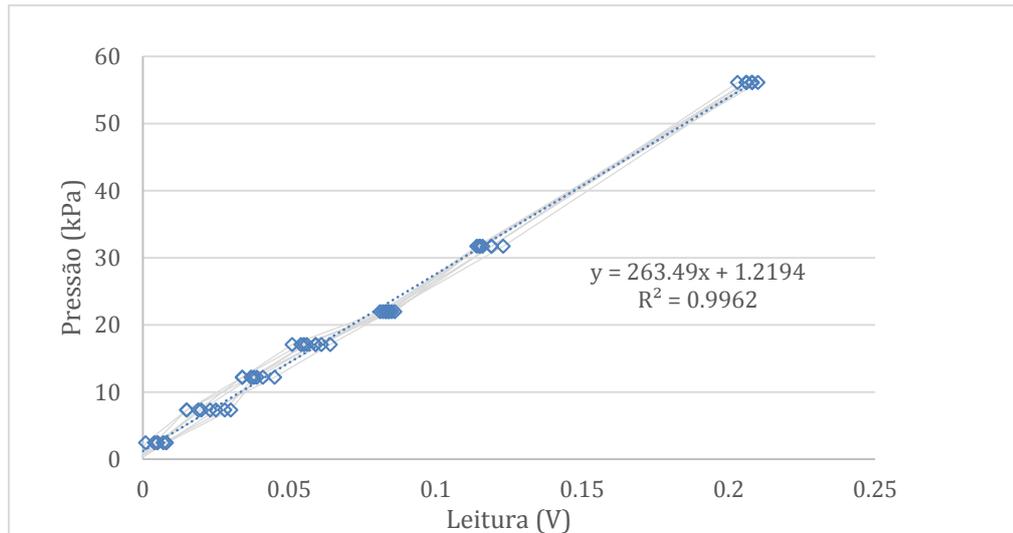


Figura 3.23 – Gráfico de calibração da célula de carga de ponta.

### 3.3.1.1 Sistema de Cravação do Mini CPTU

Quanto ao sistema de cravação utilizado, já existia no LEGG e foi desenvolvido por Fonini (2012). O motor de passo acionou-se através de um drive que foi programado a partir do software *SiProgramer*, onde se definiu a velocidade e o sentido de rotação desejados para obter a velocidade penetração de 4,1mm/s. O sistema está na Figura 3.24 e foi montado em cima de um pórtico metálico para a realização dos ensaios de MCPTU, visível na Figura 3.25.

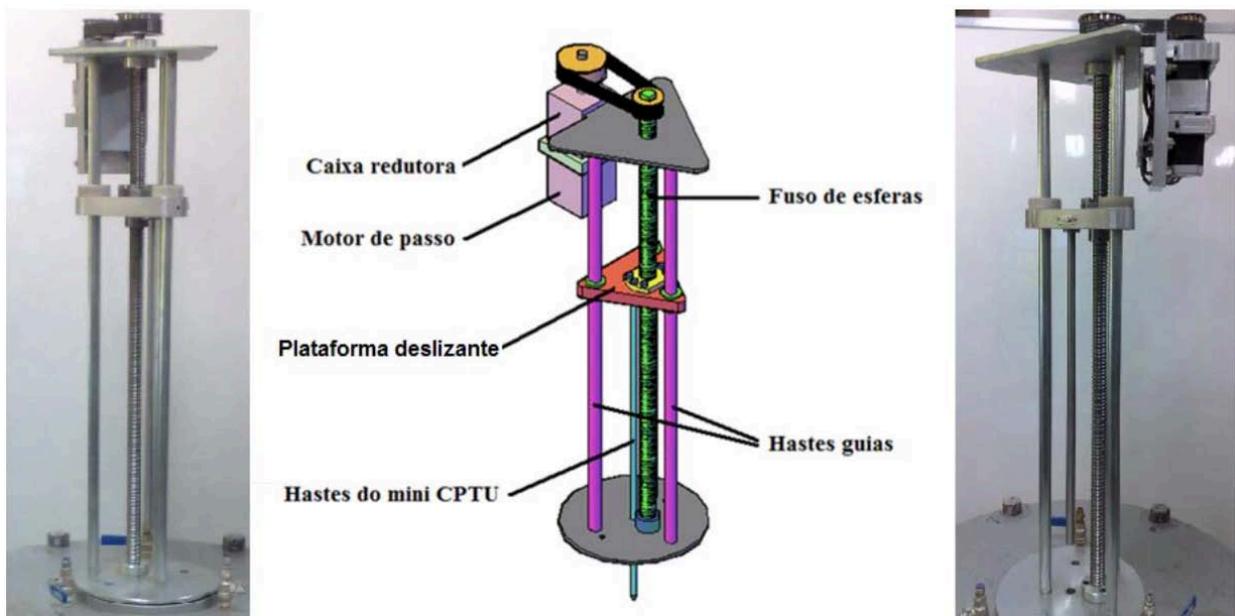


Figura 3.24 – Sistema de cravação (Fonini, 2012).



Figura 3.25 – MCPTU acoplado ao sistema de cravação durante ensaios.

### 3.3.1 Equipamentos para Medida das Poro-pressões no Solo

O solo argiloso desta pesquisa se encontrava em fase de adensamento. Para determinar aproximadamente a magnitude das tensões efetiva verticais, instalou-se um transdutor de pressão no fundo do tanque de ensaios e monitorou-se a evolução da poro-pressão ao longo de três meses. Com esse registo foi possível decompor a tensão total em duas parcelas, a tensão efetiva e a poro-pressão. Um conjunto de fotografias dos equipamentos utilizados neste ensaio podem ser vistos na Figura 3.26.

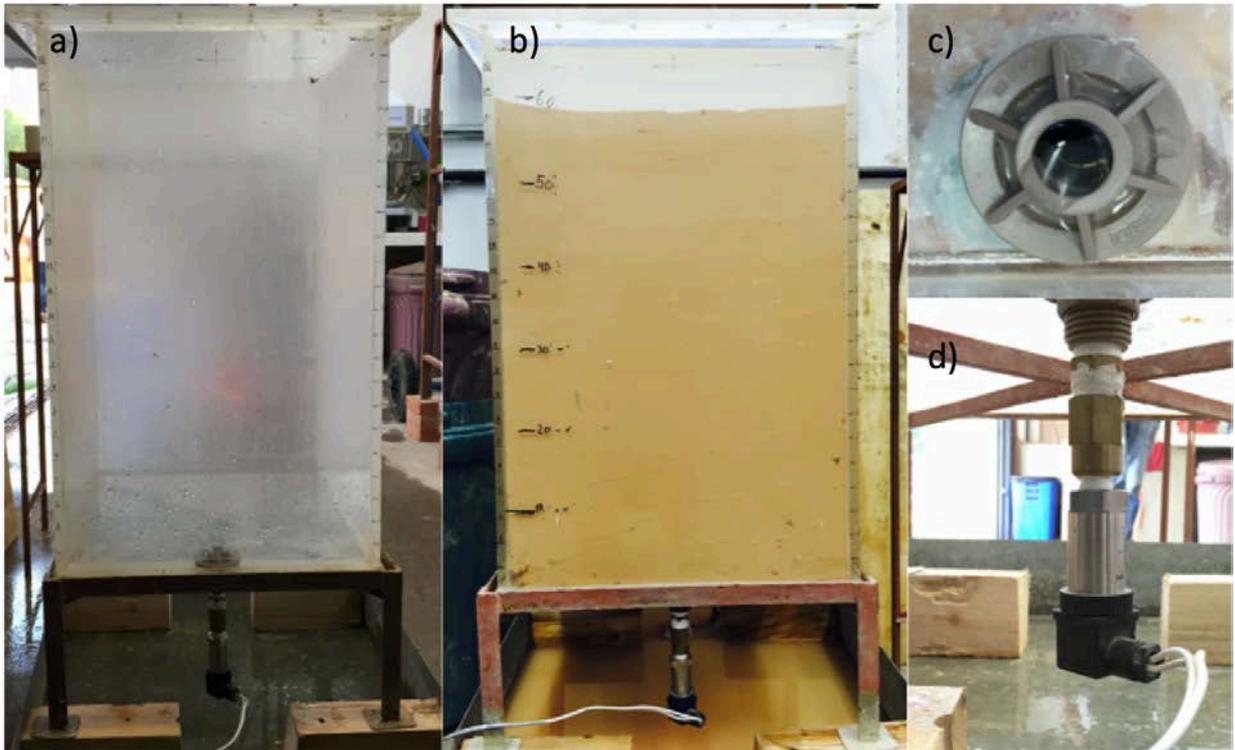


Figura 3.26 – Equipamentos para medição da poro-pressão: a) tanque vazio com o transdutor de pressão; b) tanque com solo; c) conector do transdutor de pressão ao tanque; d) transdutor de pressão.

O transdutor de pressão utilizado foi o mesmo do item 3.2.7, mas uma calibração foi realizada, pois o intervalo de leituras foi de magnitude menor. Então apresenta-se na Figura 3.27 o gráfico correspondente a essa calibração, com quatro ciclos de carga e descarga.

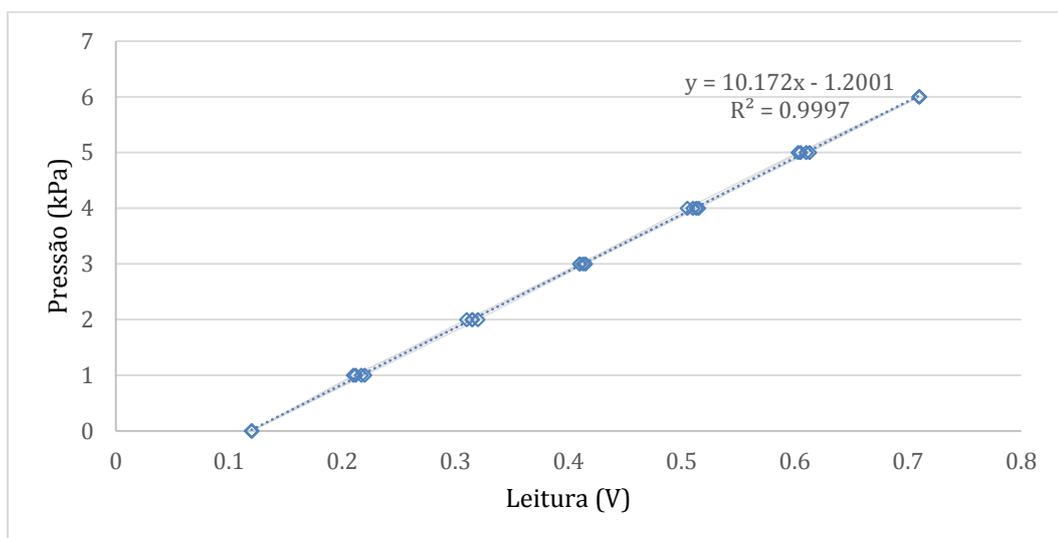


Figura 3.27 – Calibração do transdutor de pressão.

### 3.4 EQUIPAMENTOS DE ENSAIOS À TRAÇÃO UNIAXIAIS

Para avaliar a capacidade de carga à tração das hastes metálicas instaladas, por fluidização e também por cravação simples manual, foram utilizados diversos equipamentos, alguns dos quais já descritos anteriormente. Então, depois da instalação dos torpedos e do tempo definido foram feitos os ensaios e arrancamento aplicando incrementos de carga de 100g a cada dois minutos, tempo suficiente para estabilização da leitura da célula de carga. A partir do momento em que as hastes deslocaram, não pararam até sair completamente do interior do solo. Daí não terem sido efetuadas leituras relativas aos deslocamentos. O esquema geral dos equipamentos dos ensaios de arrancamento está na Figura 3.28.

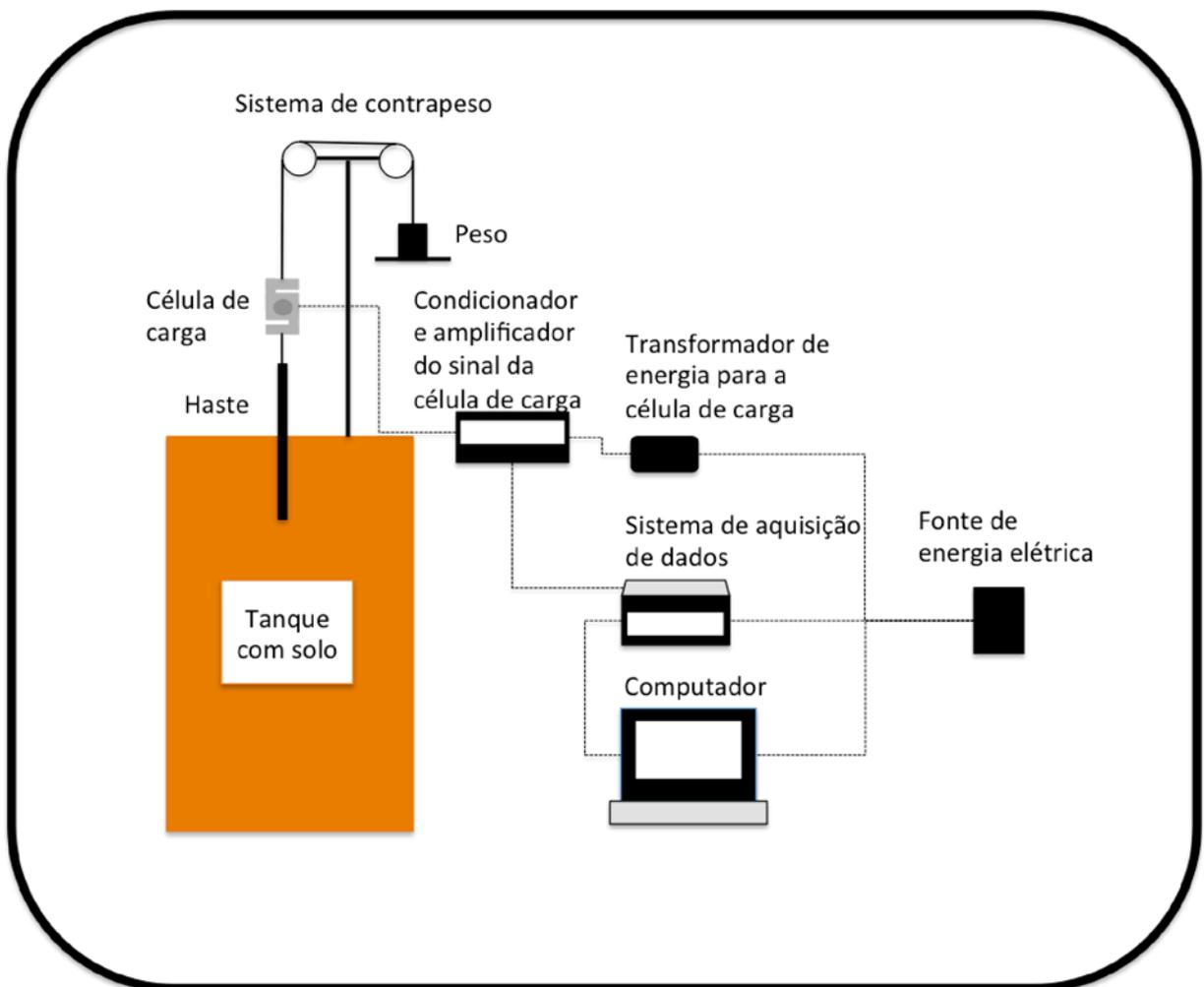


Figura 3.28 – Esquema dos equipamentos dos ensaios à tração.

A fotografia dos equipamentos descritos na sequência pode ser vista na Figura 3.29. A descrição dos equipamentos é feita de seguida.

### 3.4.1 Transformador

O transformador que alimentou o condicionador de sinal e célula de carga é da marca Tecnolog, modelo HDR 45-24, com output de 24V e 1,9A.

### 3.4.2 Condicionador e Amplificador de Sinal

O condicionador e amplificador do sinal para a célula de carga é da marca PULSE Electronic, modelo PA10.

### 3.4.3 Célula de Carga

A célula de carga é da marca HBM em aço inox modelo S40A-50 kgf com limite de capacidade de 490,5N.

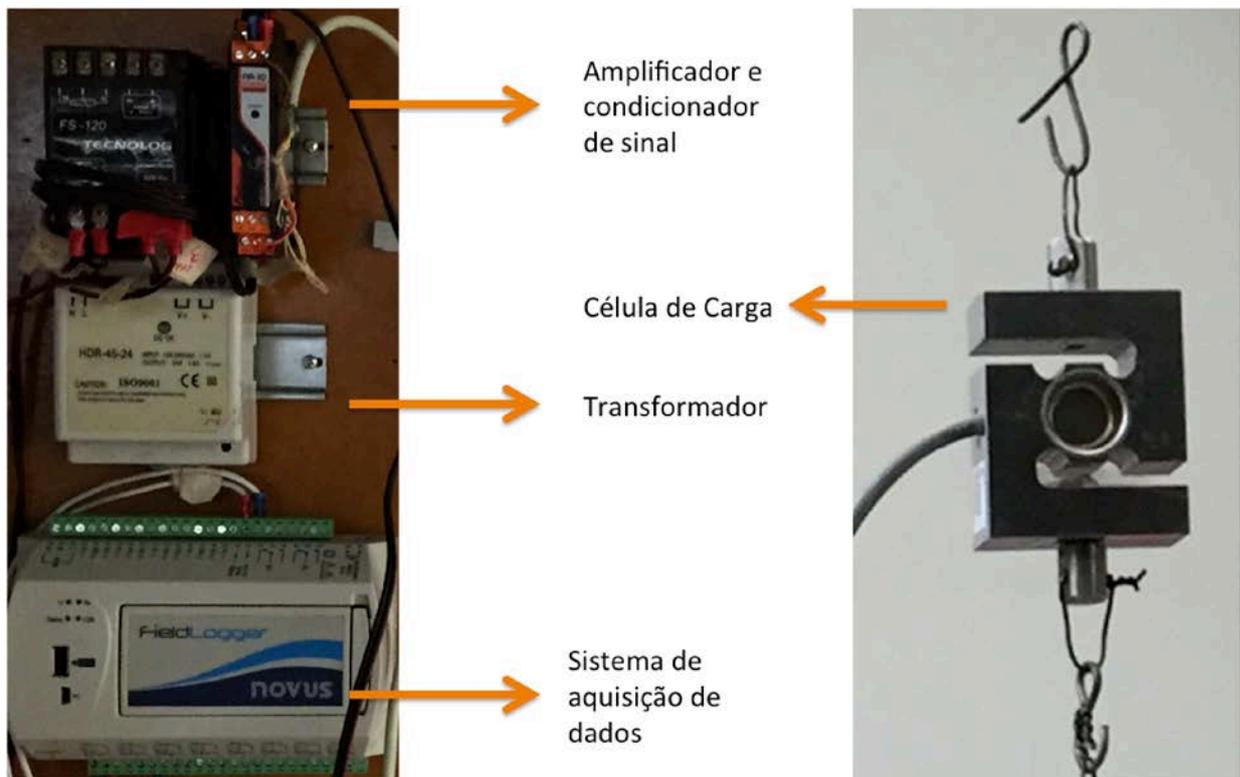


Figura 3.29 –Esquema dos equipamentos para ensaios à tração.

O gráfico de calibração da célula de carga apresenta-se na Figura 3.30.

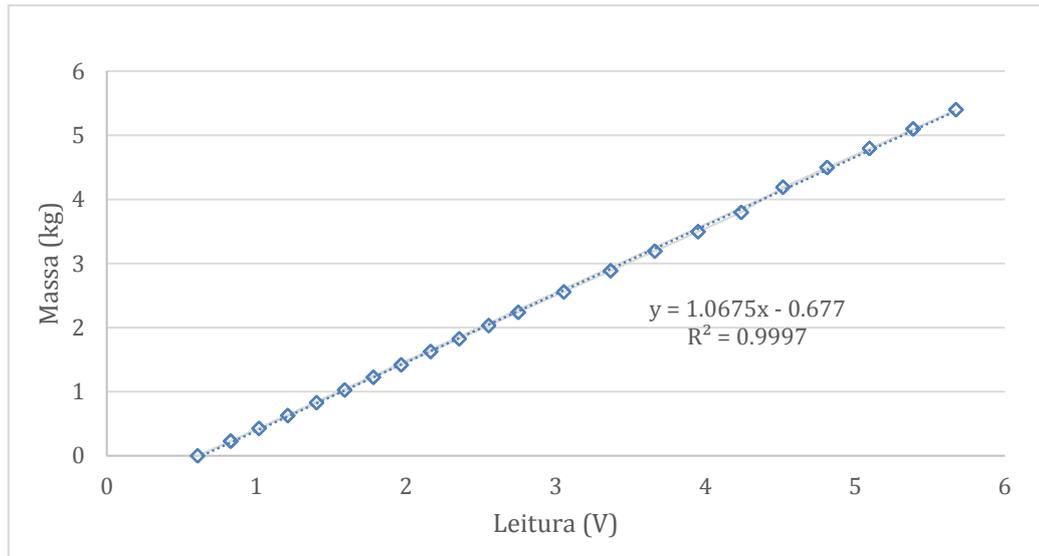


Figura 3.30 –Gráfico de calibração da célula de carga.

E a Figura 3.31 mostra a realização de ensaios de carga uniaxiais à tração realizados no laboratório.



Figura 3.31 –Ensaio de carga uniaxiais à tração.

### 3.5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental para os ensaios de fluidização foi estabelecido com base em ensaios preliminares. Estes sugeriram um ponto de inflexão do comportamento da profundidade de ponta instalada com aumento da vazão proveniente das hastes metálicas. Este ponto foi verificado para a potência de jato em torno de 0,6 kN.m/s. A partir disso foi definido que a vazão correspondente à potência de referência seria 75% da máxima para cada diâmetro de jato a ensaiar. Portanto, para cada diâmetro do jato foram realizados ensaios com quatro vazões distintas. Os planos de ensaios são representativos dos protótipos de 66 e 120 toneladas, atualmente utilizados pela Petrobras, tomados como referência no presente trabalho.

A resistência não drenada do solo foi caracterizada para as amostras com um, dois e sete dias de idade, respetivamente. Os resultados do mCPTU foram validados através dos ensaios de mini-palhetas previamente realizados por Rocha (2014) e Sampa (2015).

Para as provas de carga à tração, foi definido que seriam realizados 24 ensaios, com maior vazão, para tempos de *setup* após instalação de 24 horas e 8 de sete dias. Posteriormente estes resultados seriam alvo de comparação com os resultados de Jung (2012).

#### 3.5.1 Teoria de Semelhança

Com base na analogia ou semelhança de Froude descrita na bibliografia, para os tubos metálicos disponíveis, foi encontrada a escala de comprimento do diâmetro em relação às âncoras torpedo de tamanho real, conforme explicitado na Tabela 3.6. A escala de massas foi derivada da escala de comprimento.

Tabela 3.6 – Aplicação da teoria de semelhança aos ensaios experimentais.

PROTÓTIPO		MODELO		
Escala	1:1	Escala	1:76	1:67
$d_e$ (m)	1,07	$d_e$ (mm)	14	16
$d_{jp}$ (m)	0,13	$d_{jp}$ (mm)	1,7	2,0
$d_{jg}$ (m)	0,26	$d_{jg}$ (mm)	3,3	4,0
L (m)	17	L (mm)	224	254
$m_{66}$ (ton)	66	$m_{66}$ (g)	150	220
$m_{120}$ (ton)	120	$m_{120}$ (g)	275	400

### 3.5.2 Planos de Ensaios

Dadas as condições, e conhecidas as limitações dos equipamentos, estabeleceu-se o planejamento dos experimentos, tendo por base uma centena de ensaios experimentais preliminares. A partir desses e com base em duas escalas de comprimento diferentes em relação ao diâmetro, duas escalas de massa derivadas se determinaram pela semelhança do número de Froude. Ainda se utilizaram dois diâmetros de jato por escala de comprimento e para cada um deles quatro vazões distintas. Totalizaram-se portanto dezesseis ensaios por cada um dos dois modelos de massa e repetiram-se os ensaios, totalizando 64 ensaios por modelo de massa. Repetiram-se 9 ensaios. No total 137 ensaios se consideraram válidos nesta pesquisa. As Tabelas 3.7 e 3.8 apresentam a planificação dos ensaios para os modelos T66 e T120 contemplando as duas escalas de comprimento e as variáveis independentes. Para o modelo T120 apenas variou a massa.

Tabela 3.7 – Plano de ensaios de fluidização para o modelo que representa o protótipo de 66 toneladas (T66).

Nº de ensaios	Escala	Massa do modelo (g)	Diâmetro Externo, $d_e$ (mm)	Diâmetro do Jato, $d_j$ (mm)	Vazões, Q (L/min)
4	1:76	150	14	1,7	0,36
4	1:76	150	14	1,7	0,73
4	1:76	150	14	1,7	1,10
4	1:76	150	14	1,7	1,46
4	1:76	150	14	3,3	0,90
4	1:76	150	14	3,3	1,80
4	1:76	150	14	3,3	2,70
4	1:76	150	14	3,3	3,60
4	1:67	220	16	2,0	0,45
4	1:67	220	16	2,0	0,91
4	1:67	220	16	2,0	1,36
4	1:67	220	16	2,0	1,82
4	1:67	220	16	4,0	1,15
4	1:67	220	16	4,0	2,30
4	1:67	220	16	4,0	3,45
4	1:67	220	16	4,0	4,10

Tabela 3.8 – Plano de ensaios de fluidização para o modelo que representa o protótipo de 120 toneladas (T120).

Nº de ensaios	Escala	Massa do modelo (g)	Diâmetro Externo, $d_e$ (mm)	Diâmetro do Jato, $d_j$ (mm)	Vazões, Q (L/min)
4	1:76	275	14	1,7	0,36
4	1:76	275	14	1,7	0,73
4	1:76	275	14	1,7	1,10
4	1:76	275	14	1,7	1,46
4	1:76	275	14	3,3	0,90
4	1:76	275	14	3,3	1,80
4	1:76	275	14	3,3	2,70
4	1:76	275	14	3,3	3,60
4	1:67	400	16	2,0	0,45
4	1:67	400	16	2,0	0,91
4	1:67	400	16	2,0	1,36
4	1:67	400	16	2,0	1,82
4	1:67	400	16	4,0	1,15
4	1:67	400	16	4,0	2,30
4	1:67	400	16	4,0	3,45
4	1:67	400	16	4,0	4,10

De seguida mostra-se o plano de ensaios estabelecido para as provas de carga à tração. Alguns ensaios durante a sua realização e ou no tempo pós instalação, *setup*, foram comprometidos e portanto não se quantificaram na Tabela 3.9, que resume todos os ensaios. Por questões de calendário não existem repetições dos ensaios realizados com tempo de *setup* correspondente a seis dias. É feita uma sugestão para trabalhos futuros mais à frente. As vazões empregadas nos ensaios de fluidização, que precederam os ensaios de arrancamento, foram as maiores salvo em uma observação, porque não tinha sido verificada e limpa a haste metálica que continha impurezas no seu interior, obstruindo parcialmente o orifício do jato e conseqüente diminuição da vazão de água.

Tabela 3.9 – Plano de ensaios de carga uniaxial à tração.

Nº de ensaios	Escala	Tempo de <i>setup</i> (dias)	Massa do modelo (g)	Diâmetro Externo, $d_e$ (mm)	Diâmetro do Jato, $d_j$ (mm)	Vazões, Q (L/min)
2	1:76	1	150	14	1,7	0,00
1	1:76	6	150	14	1,7	0,00
2	1:76	1	150	14	3,3	3,6
1	1:76	6	150	14	3,3	3,6
3	1:76	1	150	14	1,7	1,46
1	1:76	6	150	14	1,7	1,46
1	1:76	1	275	14	3,3	3,6
2	1:76	1	275	14	1,7	1,46
1	1:76	6	275	14	1,7	1,46
1	1:76	1	275	14	1,7	0,76
2	1:67	1	220	16	2,0	0,00
1	1:67	6	220	16	2,0	0,00
1	1:67	1	400	16	2,0	0,00
1	1:67	6	400	16	2,0	0,00
2	1:67	1	220	16	4,0	4,10
2	1:67	6	220	16	4,0	4,10
2	1:67	1	220	16	2,0	1,82
2	1:67	6	220	16	2,0	1,82
2	1:67	1	400	16	2,0	1,82
2	1:67	6	400	16	2,0	1,82

### 3.5.3 Preparação do Solo Argiloso

A mistura de solo, 85% de Caulim e 15% de Bentonita, foi preparada num misturador para a umidade inicial de 95%. Como se pretendeu estudar quais as variáveis que controlaram a profundidade de penetração das hastes metálicas, os ensaios foram realizados a partir da umidade inicial, e esta foi variando à medida que os ensaios foram sendo realizados, na tentativa de identificar padrões de comportamento. Foram retiradas amostras para verificação da umidade pelo método da estufa. Colocou-se o solo no tanque e cobriu-se com uma lâmina de água de 5cm de altura. Ficou em repouso um período de tempo padrão, de 24 horas, o mesmo de Jung (2012). Para os primeiros ensaios pretendeu-se variar o teor em água do solo de 100% a 120%, depois de cada dia de ensaios removeu-se o solo do tanque e misturou-se novamente, evitando o até o desperdício. Em média a após cada nova mistura o teor de umidade aumentou

em torno de 3%. Para os últimos 32 ensaios de fluidização e posteriores provas de carga, a umidade do solo foi mantida em torno de 120%, mais ou menos 3%. A resistência não drenada obtida pelos ensaios mCPTU também foram realizados em misturas com estas características. A Figura 3.32 elucida a preparação das amostras.



Figura 3.32 –Preparação das amostras de solo: a) mistura dos materiais; b) colocação no tanque; c) vista superior do tanque cheio e com lâmina de água; d) remistura do solo.

#### 3.5.4 Execução de Ensaios

Por cada tanque com solo foi possível fazer, com rigor, até um máximo de nove ensaios de hidrojateamento. Primeiro conectou-se a haste respectiva com a ponteira do jato no sistema e colocou-se o contrapeso para obter a escala de massa desejada. Depois posicionou-se no

tanque, preenchido por argilas e com a lâmina de água, o tubo metálico, alinhado verticalmente, no local de ensaio e manteve-se segura a haste. Em seguida ligou-se o inversor e a eletrobomba até ajustar a vazão desejada no visualizador e fez-se a leitura da pressão. Posteriormente o tubo metálico foi liberado cuidadosamente, com a ponta da haste junto ao leito do solo argiloso, e o tubo desceu livre até se imobilizar. Executou-se novo ensaio até esgotar a capacidade do tanque, quando necessário.

Nos casos em que se realizaram as provas de carga, apenas quatro hastes metálicas de cada diâmetro foram cravadas por tanque por questão de logística e congestionamento.

Os ensaios de caracterização da resistência do solo foram três por vez em cada tanque de solo, em dias diferentes para avaliar a evolução da resistência, como se pode ver na Figura 3.33.

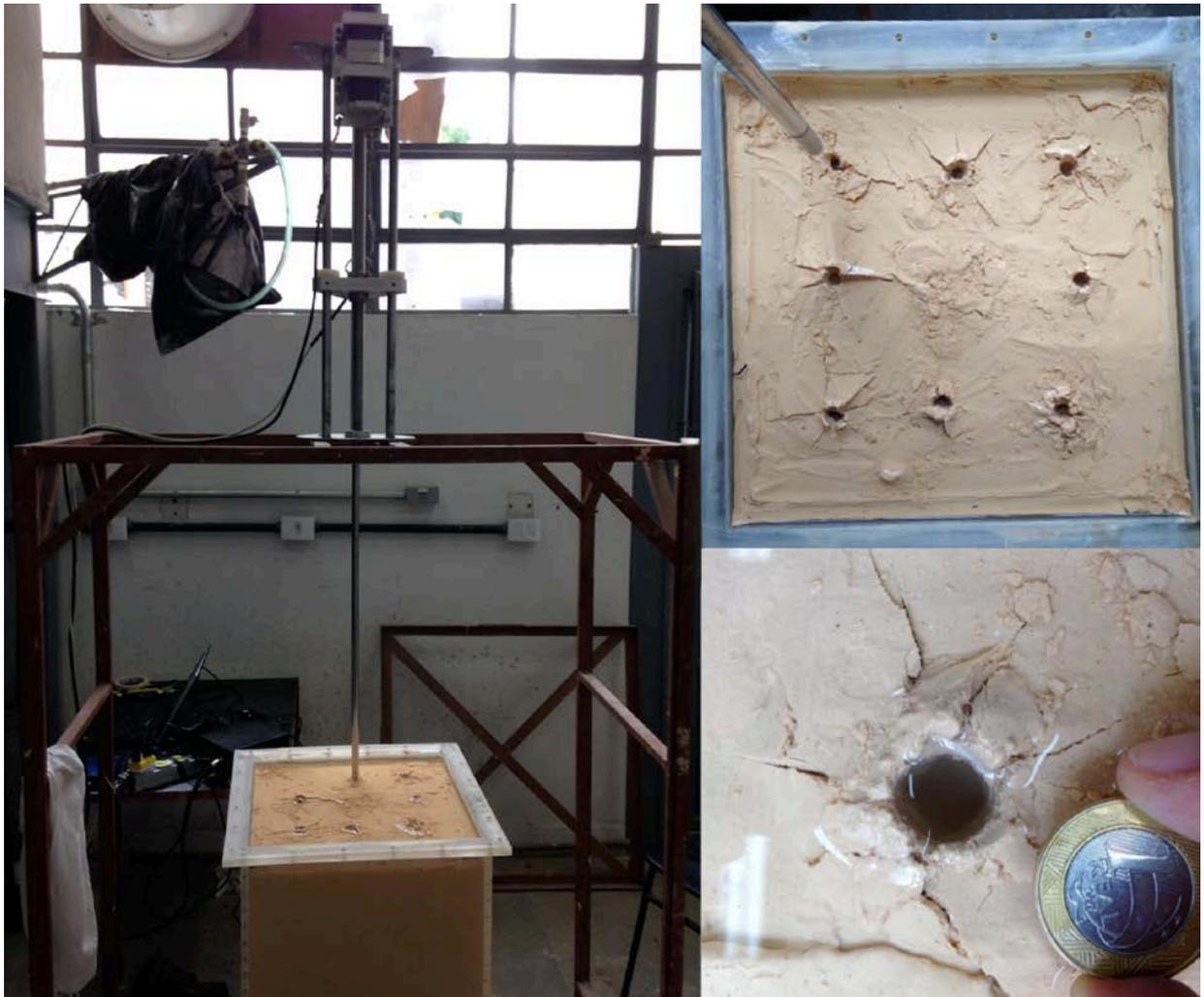


Figura 3.33 – Realização de ensaios de mCPTU e pormenores.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÃO

Os resultados que se apresentam e discutem consistem em: definir o estado e magnitude de tensões do solo durante os ensaios de laboratório, porque no momento do ensaio a amostra se encontrava em processo de adensamento; caracterizar a resistência não drenada do solo; definir os mecanismos associados à instalação das hastes por fluidização e avaliar a capacidade de carga das hastes em ensaios de tração uniaxial.

### 4.1 O ESTADO DE TENSÕES NO SOLO

Para conhecer a tensão efetiva vertical no interior do solo saturado utilizou-se um transdutor de pressão, instalado no fundo do tanque de acrílico, para medir a variação da poro-pressão, uma vez que a tensão total vertical é a soma das duas parcelas. Portanto de acordo com Terzaghi (1943), à medida que ocorreu adensamento, a poro-pressão dissipa-se e a tensão é transferida para o esqueleto sólido do solo, resultando no acréscimo da tensão efetiva. Ao longo de 119 dias monitorou-se a poro-pressão em uma amostra e foi possível determinar a tensão efetiva vertical para este período. No gráfico da Figura 4.1 é possível observar as leituras da poro-pressão num ponto abaixo de uma camada de 59cm de solo com teor em água de 120% e 7cm da lâmina de água. A leitura da poro-pressão no fundo do tanque com solo e água após enchimento foi de 8,34kPa (evidenciada por símbolo maior), e passadas 24 horas foi gradualmente reduzida para 8,13kPa. Considerou-se que nesse intervalo de tempo houve acomodação do solo no interior do tanque. O período de monitoramento foi de 119 dias e a magnitude final após adensamento é representada pela linha horizontal tracejada. Uma linha de tendência foi acrescentada no gráfico para uma melhor percepção.

De acordo com a Teoria Unidimensional de Adensamento de Terzaghi (1943), o tempo final de adensamento foi calculado a partir da equação:

$$T = \frac{c_v t}{H_d^2} \quad (4.1)$$

onde T é o fator tempo adimensional e utilizou-se o valor 0,99, como sendo o final do adensamento.  $H_d$  é a altura de drenagem, em metros, e neste caso igual à espessura da camada de solo. O  $c_v$  é o coeficiente de adensamento em  $m^2/dia$  e considera a permeabilidade, porosidade e compressibilidade do solo em questão. No seu trabalho, Gauer (2015) obteve o  $c_v$  para o mesmo tipo de solo desta pesquisa e seu valor foi  $8,64 \times 10^{-4} m^2/dia$ . Por fim, a equação acima foi resolvida em relação a  $t$ , o tempo em dias, e o período correspondente ao adensamento completo seria de 402 dias, em teoria.

O grau de adensamento ou dissipação da poro-pressão é a relação entre a poro-pressão dissipada até um determinado instante e a poro-pressão total que se vai dissipar durante o adensamento. Foi calculado o grau real e também o teórico para a camada com 59cm de espessura, com base no âbaco do grau de adensamento em função da profundidade e do fator tempo de Terzaghi, Pinto (2006). Na Tabela 4.1 encontra-se a comparação até ao final do monitoramento, o solo adensou 26% do total. Com base no grau de adensamento teórico, foram calculadas e plotadas as tensões efetivas e a poro-pressão expectáveis, para o período de tempo total de adensamento, conforme as Figuras 4.1 e 4.2.

Tabela 4.1 – Comparação de graus de adensamento.

Tempo (dias)	Grau adensamento teórico (%)	Grau adensamento real (%)
1	0,00	0,00
2	0,10	0,40
7	1,00	2,05
14	1,00	6,19
21	3,00	6,29
58	14,00	19,48
119	38,00	26,13

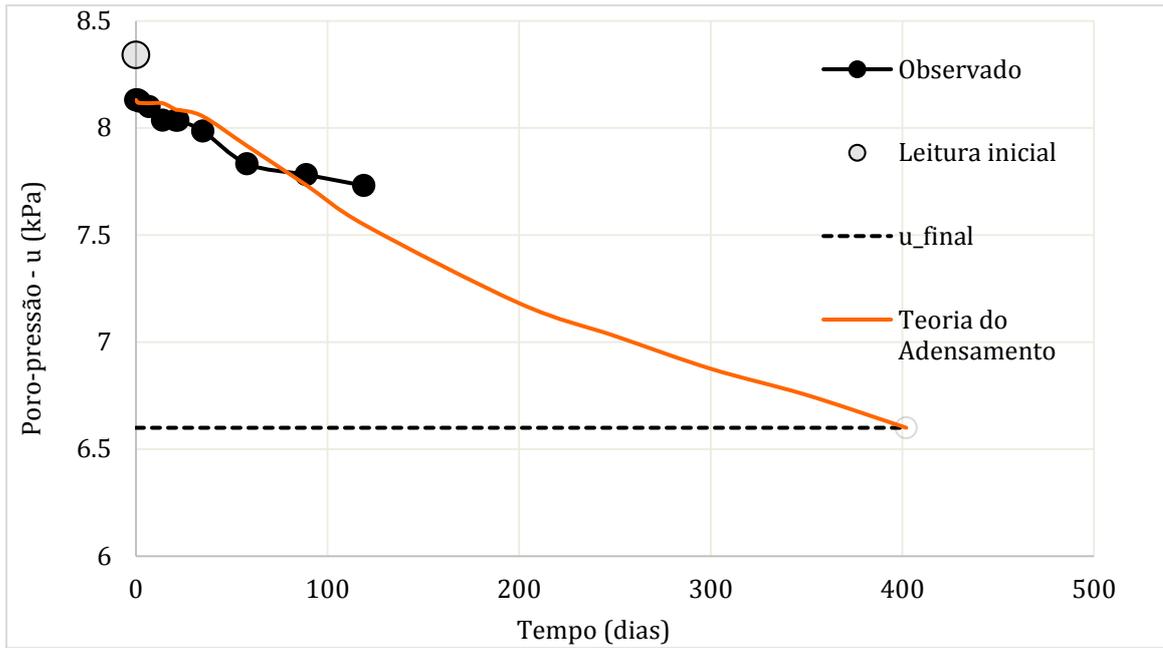


Figura 4.1 – Dissipação da poro-pressão.

Já a Figura 4.2 fornece os valores das tensões efetivas verticais resultantes de cálculo, subtraindo as leituras da poro-pressão à tensão total vertical. A linha tracejada representa o valor final da tensão efetiva vertical.

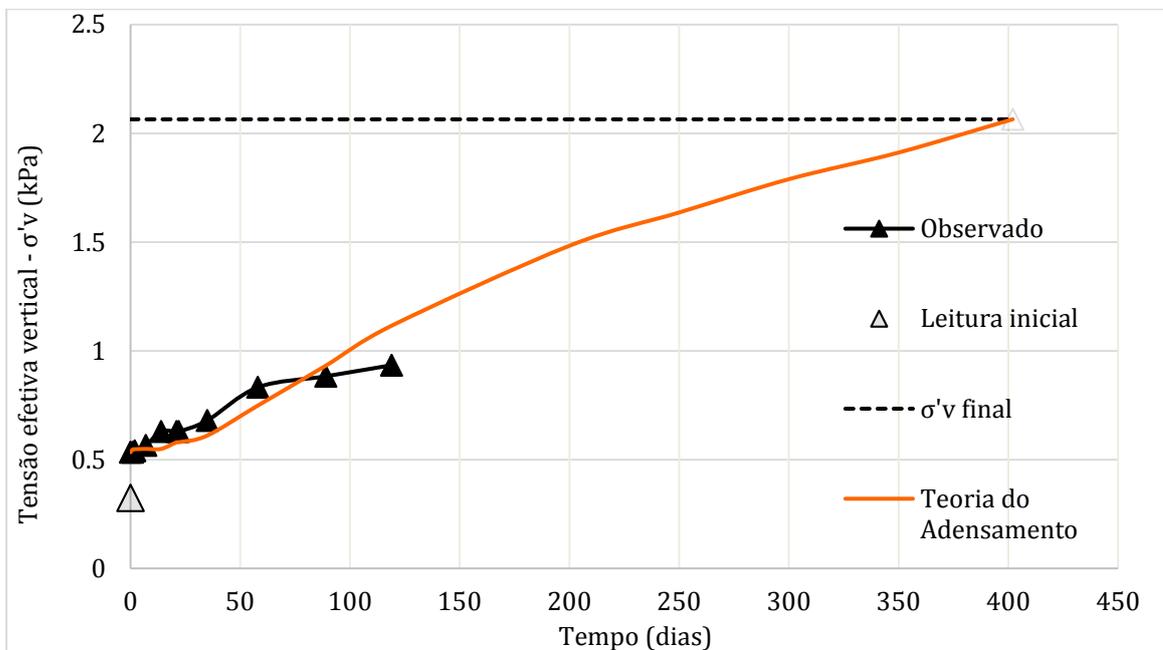


Figura 4.2 – Acréscimo da tensão efetiva vertical.

O tempo padrão de repouso do solo antes dos ensaios de fluidização foi de um dia. Os ensaios de tração uniaxiais foram realizados em solo com idades de dois e sete dias. Por isso apresenta-se a variação das tensões com a profundidade relativas a essas idades. A distribuição de tensões não varia linearmente com a profundidade conforme a Figura 4.3.

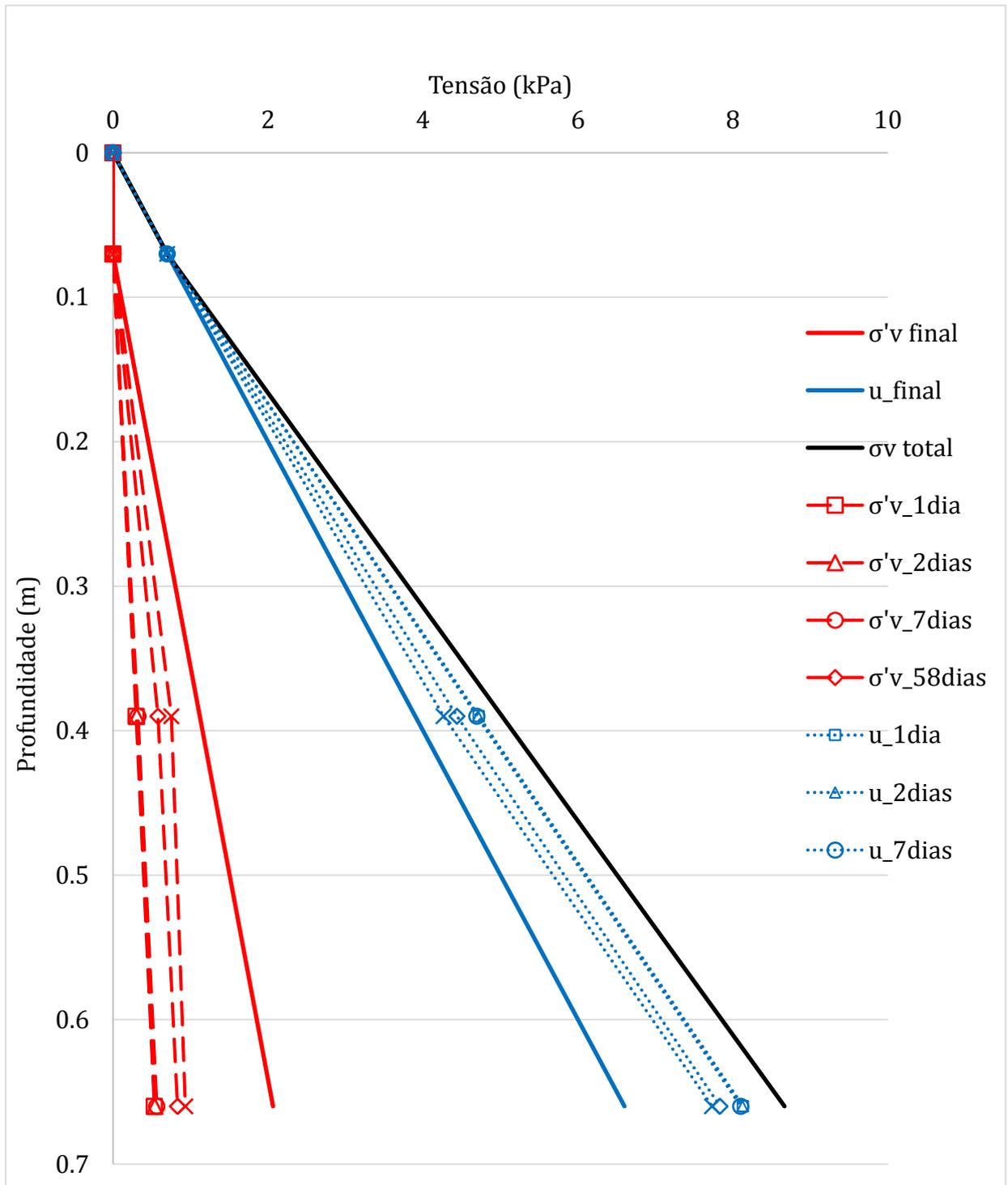


Figura 4.3 – Distribuição das tensões para diferentes períodos de tempo.

E a Figura 4.4 apresenta a tensão efetiva vertical em escala ampliada. Após sete dias, a tensão efetiva na base da camada de solo com 59cm apresentou valor correspondente a 25% da tensão efetiva final na condição normal de adensamento.

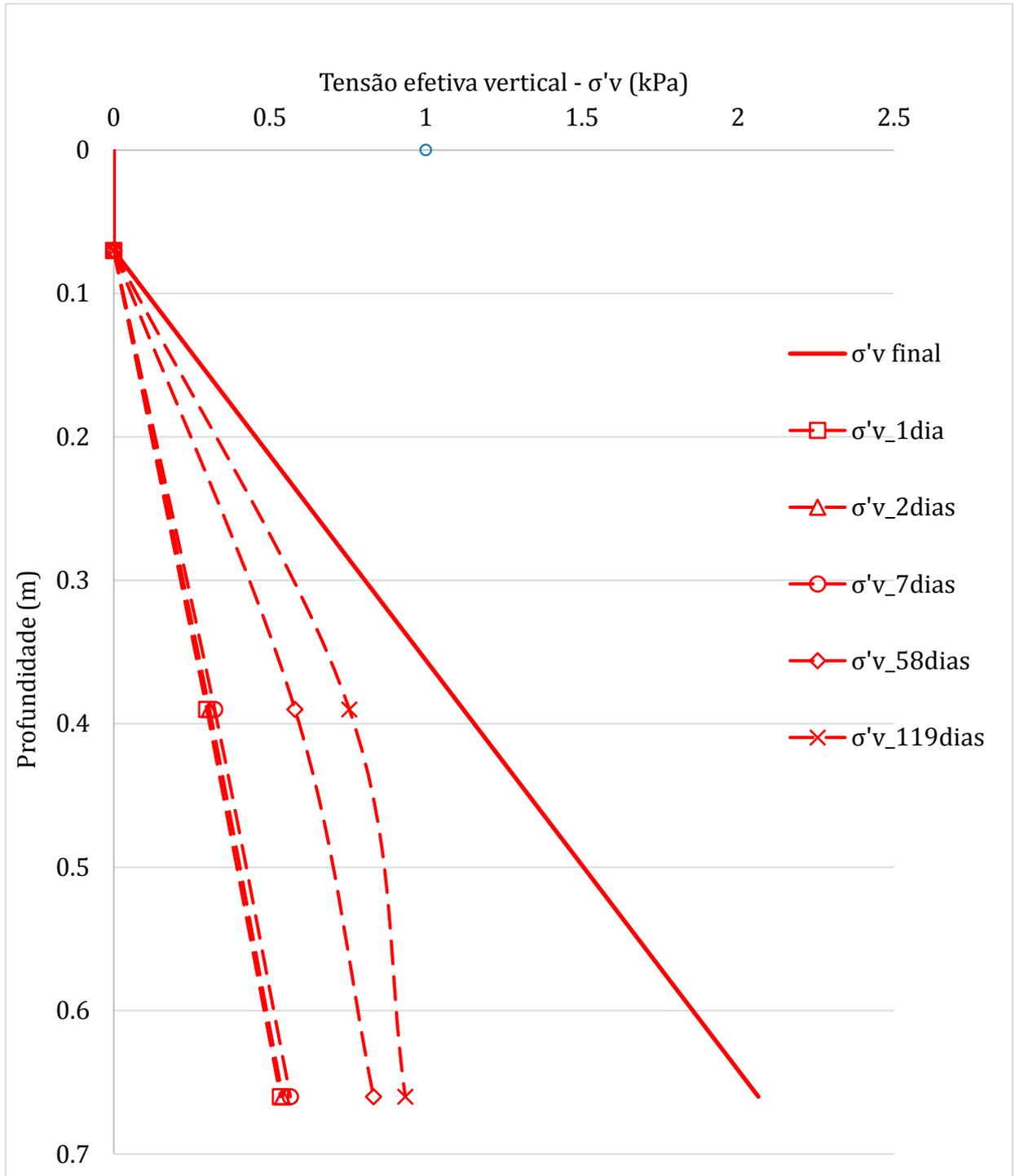


Figura 4.4 – Distribuição da tensão efetiva vertical.

## 4.2 RESISTÊNCIA DO SOLO

O ensaio de mCPTU mede a resistência à penetração do solo e os resultados são apresentados na forma convencional, tendo por base as medições da resistência de ponta,  $q_c$ , e poro-pressão na base,  $u_2$ . De acordo com Campanella et al. (1982) e Jamiolkowski et al. (1985), apud Schnaid (2009) e Schnaid e Odebrecht (2012) a resistência à penetração é influenciada pelo efeito da poro-pressão atuante em áreas desiguais da geometria do cone. Então a resistência real de ponta,  $q_t$ , resulta de uma correção é calculada por:

$$q_t = q_c + (1 - \alpha) u_2 \quad (4.2)$$

onde  $\alpha$  é o coeficiente que relaciona as áreas da seção anelar onde encaixa o anel cerâmico poroso e a área projetada da ponta do cone. Neste caso apresenta um valor de 0,7542.

O parâmetro normalizado de classificação de solos, pelas poro-pressões,  $B_q$ , fornece informação qualitativa e é dado pela expressão:

$$B_q = \frac{(u_2 - u_0)}{(q_t - \sigma_{v0})} \quad (4.3)$$

onde  $u_0$  representa a pressão hidrostática e  $\sigma_{v0}$  a tensão total vertical *in situ*. Em solos argilosos normalmente adensados  $q_t$  geralmente apresenta valores baixos, existe geração de poro-pressões durante o ensaio de CPTU e o parâmetro  $B_q$  tende para valores entre 0,5 e 1,0.

Apresentam-se os resultados de dois perfis de mCPTU realizados no solo com umidade média inicial na mistura de 119%, para um, dois e sete dias, respectivamente nas Figuras 4.5, 4.6 e 4.7. A poro-pressão lida durante a cravação para todos os ensaios foi semelhante, com pequenas variações entre elas. O valor de  $B_q$  resultante do cálculo foi inferior ao valor normalmente obtido em argilas. Os perfis mostraram consistência e a resistência de ponta real aumentou com a profundidade e com a idade da mistura de argila, havendo apenas uma pequena discrepância na resistência à penetração em um dos ensaios realizados 24h após a preparação da amostra, na qual os valores de  $q_t$  junto à superfície são elevados.

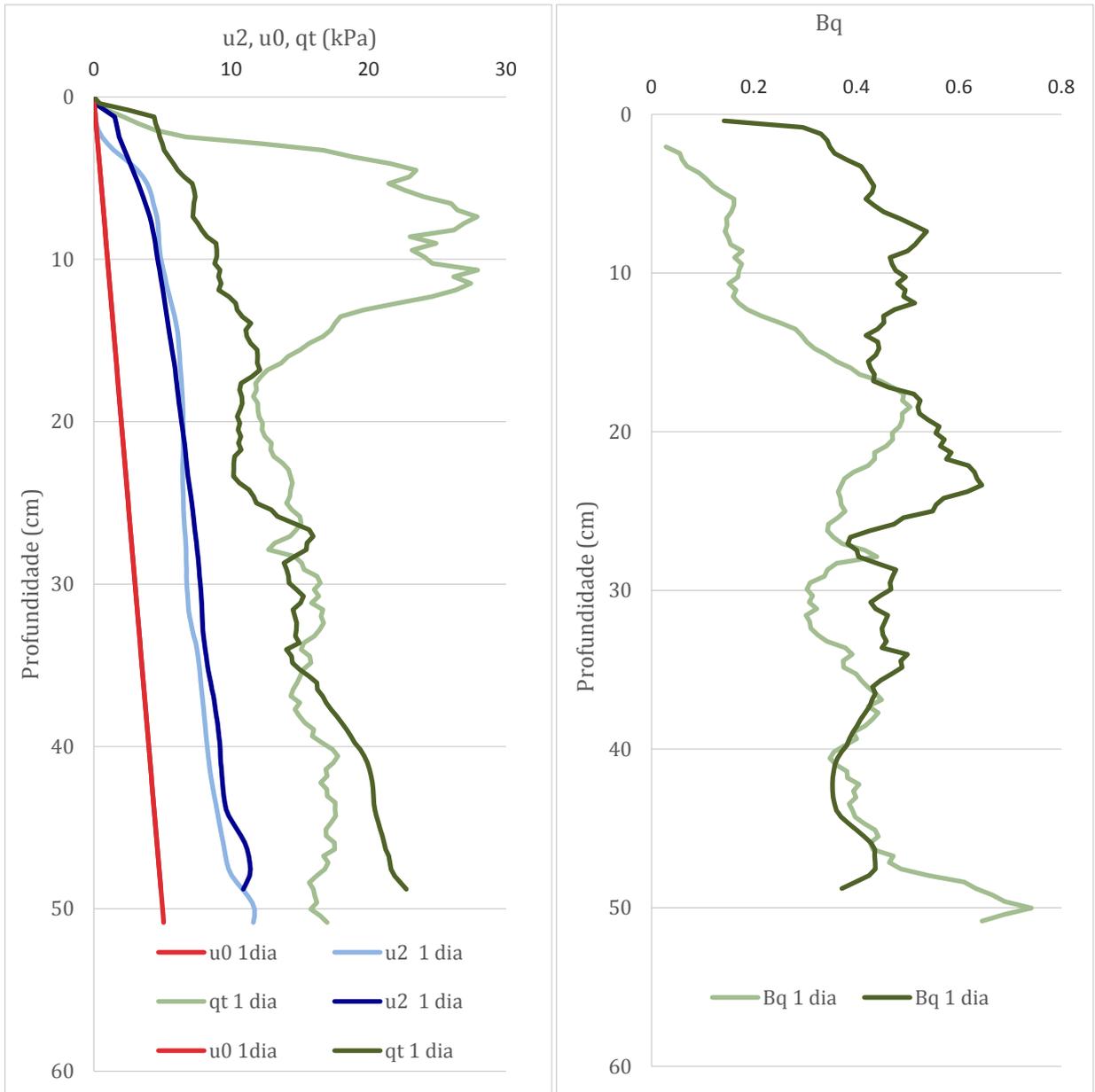


Figura 4.5 – Resultados de dois ensaios de mCPTU para solo com um dia de idade.

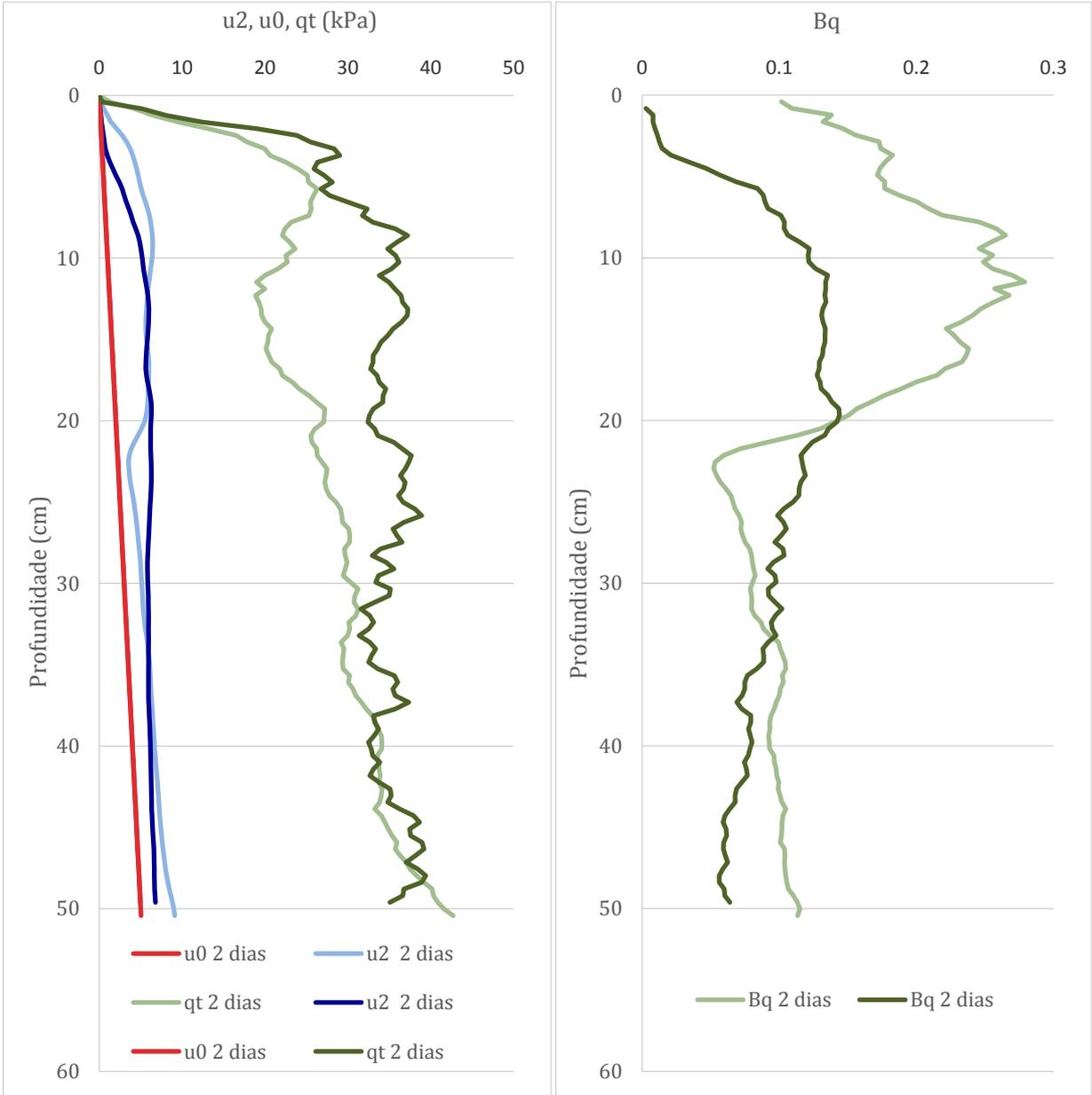


Figura 4.6 – Resultados de dois ensaios de mCPTU para solo com dois dias de idade.

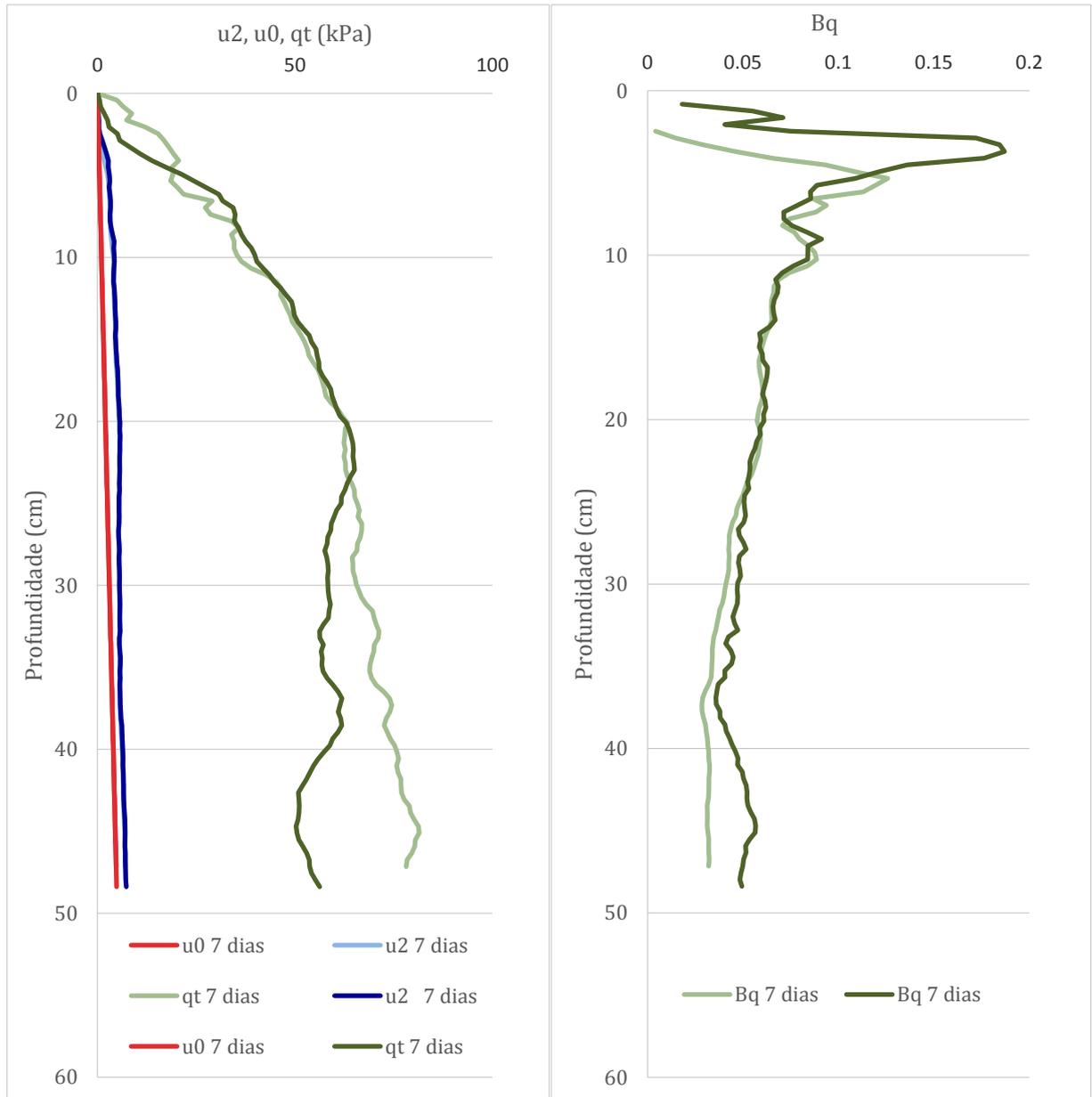


Figura 4.7 – Resultados de dois ensaios mCPTU para solo com sete dias de idade.

A comparação das magnitudes de maior resistência da ponta real de amostras com idades diferentes é apresentada na Figura 4.8. Houve um aumento gradual e coerente da resistência conforme a idade. Foram notórias as diferenças a partir dos 10cm de profundidade.

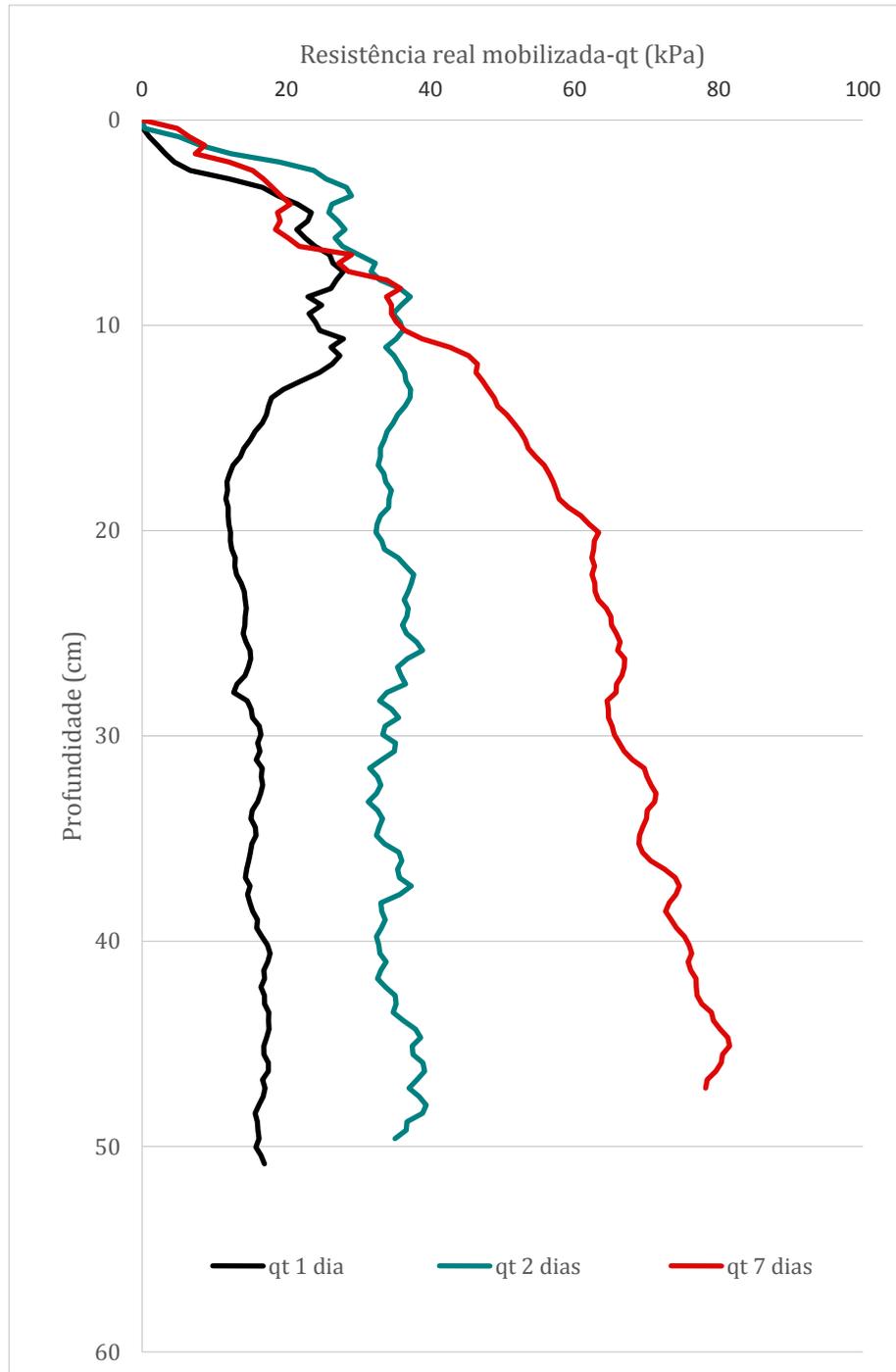


Figura 4.8 – Perfis da resistência de ponto para as diferentes idade de solo.

Uma proposta de Robertson (1990), para identificação do comportamento típico de solos foi elaborada considerando os níveis de tensões e as grandezas medidas durante o ensaio. Os resultados foram plotados num ábaco ( $Q_t - B_q$ ) e onde  $Q_t$  é calculado por:

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

e assim, observando a Figura 4.9 e a Tabela 4.2 esta classificação qualitativa indica que o solo é predominantemente argiloso e siltoso, que conferiu com a análise granulométrica. O grau de adensamento aumentou com a idade do solo. É necessário ter em consideração que o ábaco não foi desenvolvido para um solo em adensamento e para um baixo nível de tensões, como o da presente pesquisa.

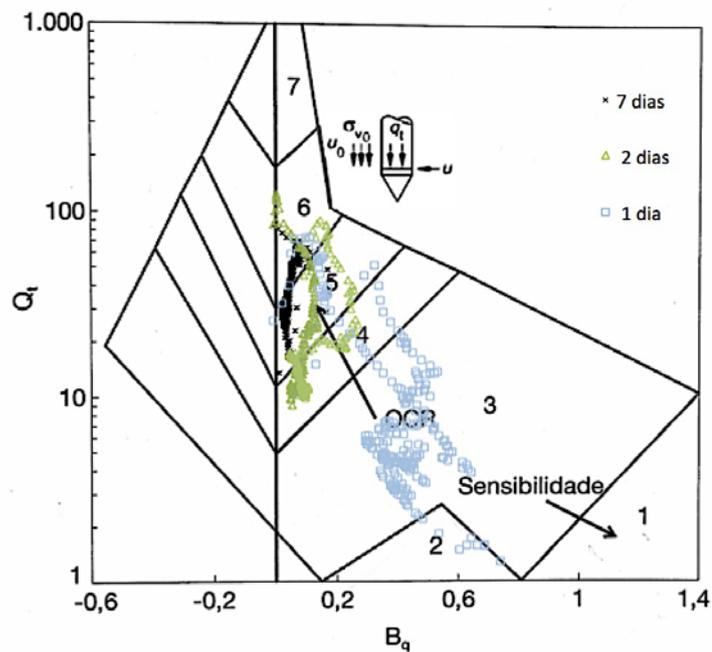


Figura 4.9 – Ábaco de identificação do comportamento típico de solos adaptado de Robertson (1990).

Uma vez que a razão do atrito não é medida no mCPTU, esta proposta de classificação foi a que se acreditou adequada para este solo.

Tabela 4.2 – Classificação de solos por tipo de comportamento, Robertson (1990).

Zona	Tipos de solos
1	Solo fino sensível
2	Solo orgânico e turfas
3	Argilas – argilas siltosas
4	Argila siltosa – silte argiloso
5	Siltes arenosos – areias siltosas
6	Areias limpas – areias siltosas
7	Areias com pedregulhos - areias

Finalmente para estimar a resistência do solo em condições não drenadas, foco do presente estudo, foram utilizadas correlações usuais, indiretamente através da equação:

$$S_{u(mCPTU)} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{N_{kt}} \quad (4.5)$$

onde  $S_u$  é a resistência não drenada em kPa e  $N_{kt}$  o fator de capacidade de carga ou fator cone. Para determinação deste fator relacionou-se a resistência real de ponta do mCPTU,  $q_t$ , com a resistência não drenada obtida pelos ensaios de palheta,  $S_u$ , realizados por Sampa (2015) para o solo em estudo. A equação utilizada foi:

$$N_{kt} = \frac{(q_t - \sigma_{v0})}{S_{u(palheta)}} \quad (4.6)$$

e as equações determinadas por Sampa (2015) utilizando o ensaio de palheta em solo com 120% de teor de água, serviram como referência para a resistência não drenada e foram as seguintes:

$$S_{u(1\ dia)} = 0,3 Z + 0,5 \quad (4.7)$$

$$S_{u(2\ dias)} = 0,4 Z + 0,5 \quad (4.8)$$

$$S_{u(7\ dias)} = 0,4 Z + 0,8 \quad (4.9)$$

em que  $Z$  é a profundidade em metros.

A Figura 4.10 apresenta os resultados do cálculo dos fatores  $N_{kt}$  para o solo em diferentes idades. Após análise de sensibilidade estabeleceram-se os valores considerados para a obtenção da resistência não drenada através do mCPTU conforme a Tabela 4.2. Observa-se que os

valores de  $N_{kt}$  variam com a idade da amostra, não havendo publicações na literatura relatando esta dependência.

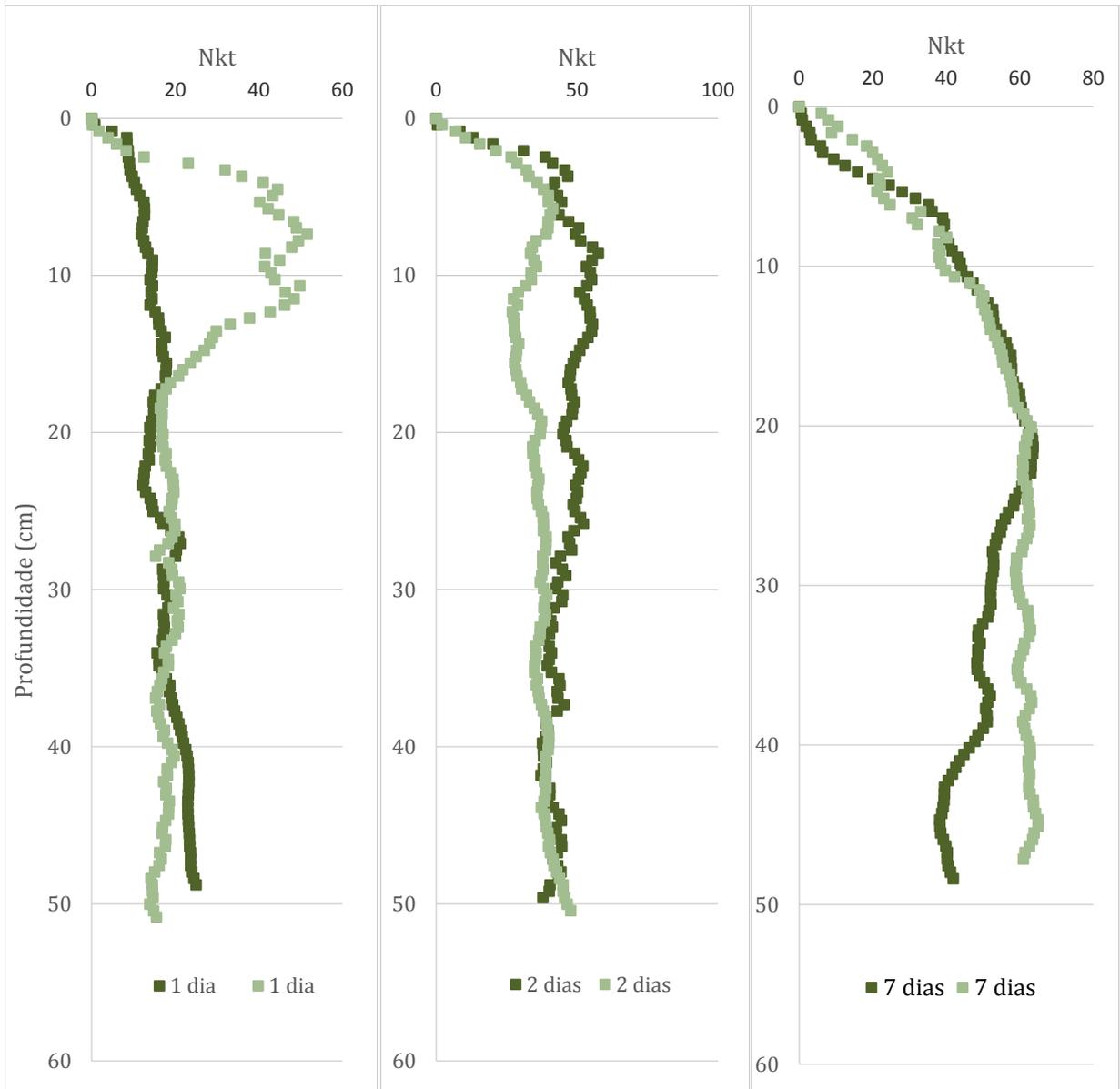


Figura 4.10 – Fatores  $N_{kt}$  para as diferentes idades do solo com 119% de teor de água.

Tabela 4.1 – Fatores do cone utilizados na estimativa da resistência não drenada.

$N_{kt}$	Idade do solo
15	1 dia
40	2 dias
55	7 dias

Depois de conhecer os fatores de cone foi possível obter indiretamente os perfis de resistência ao cisalhamento não drenada, sendo os perfis para o solo com diferentes idades apresentados nas Figuras 4.11 e 4.12. A resistência média, definida por Sampa (2015) para o mesmo tipo de solo e umidade semelhante também foi incluída nos gráficos. Em apenas um destes seis ensaios se evidenciou uma região que parece sobreadensada. Não se julga plausível uma vez que não foi aplicada sobrecarga e existiu sempre uma lâmina de água. Os valores de  $q_t$  utilizados no cálculo de  $S_u$  resultaram da média dos dois ensaios em cada idade do solo. Uma comparação de resistências foi mostrada.

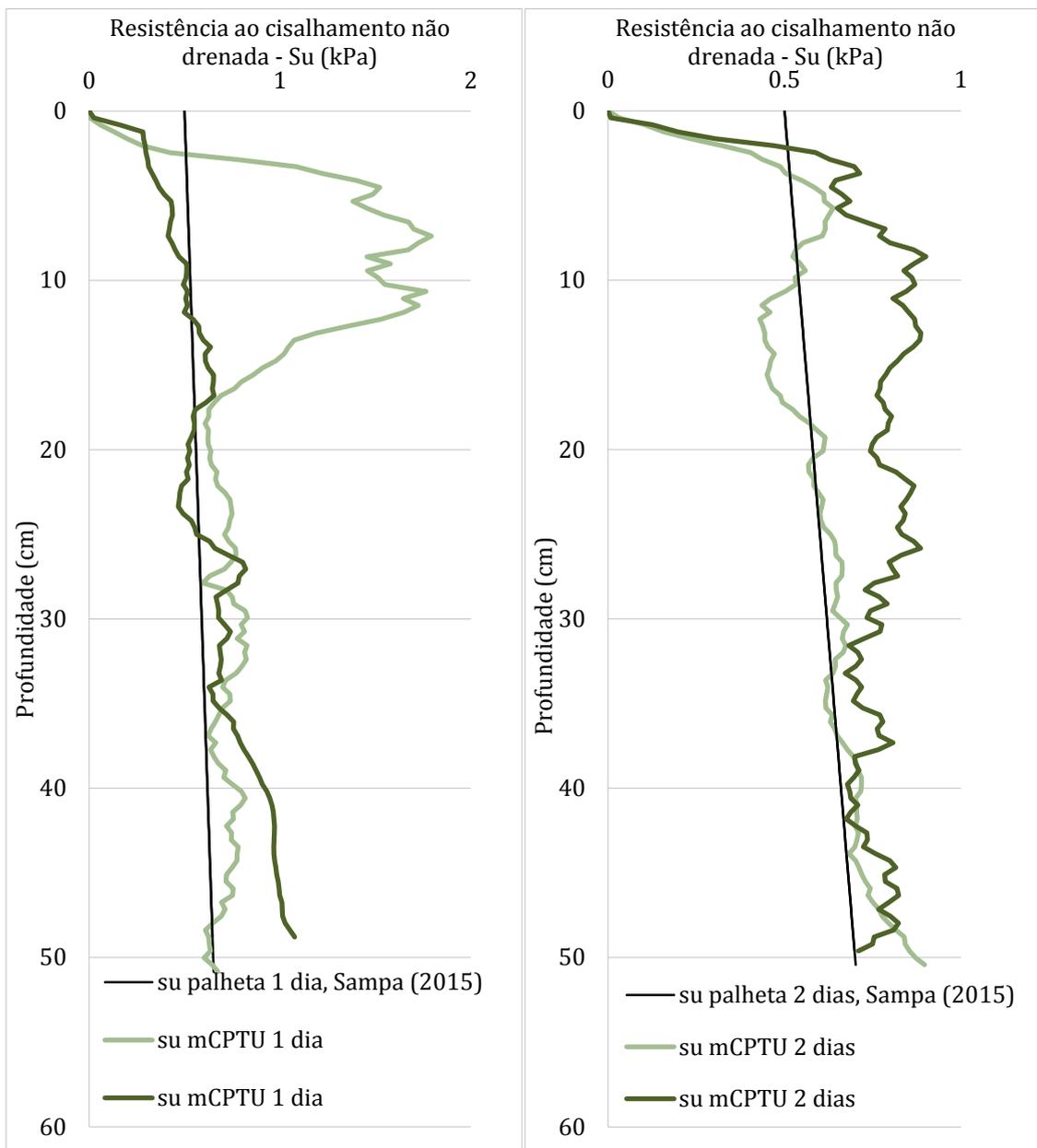


Figura 4.11 – Perfis de resistência não drenada para um e dois dias de idade.

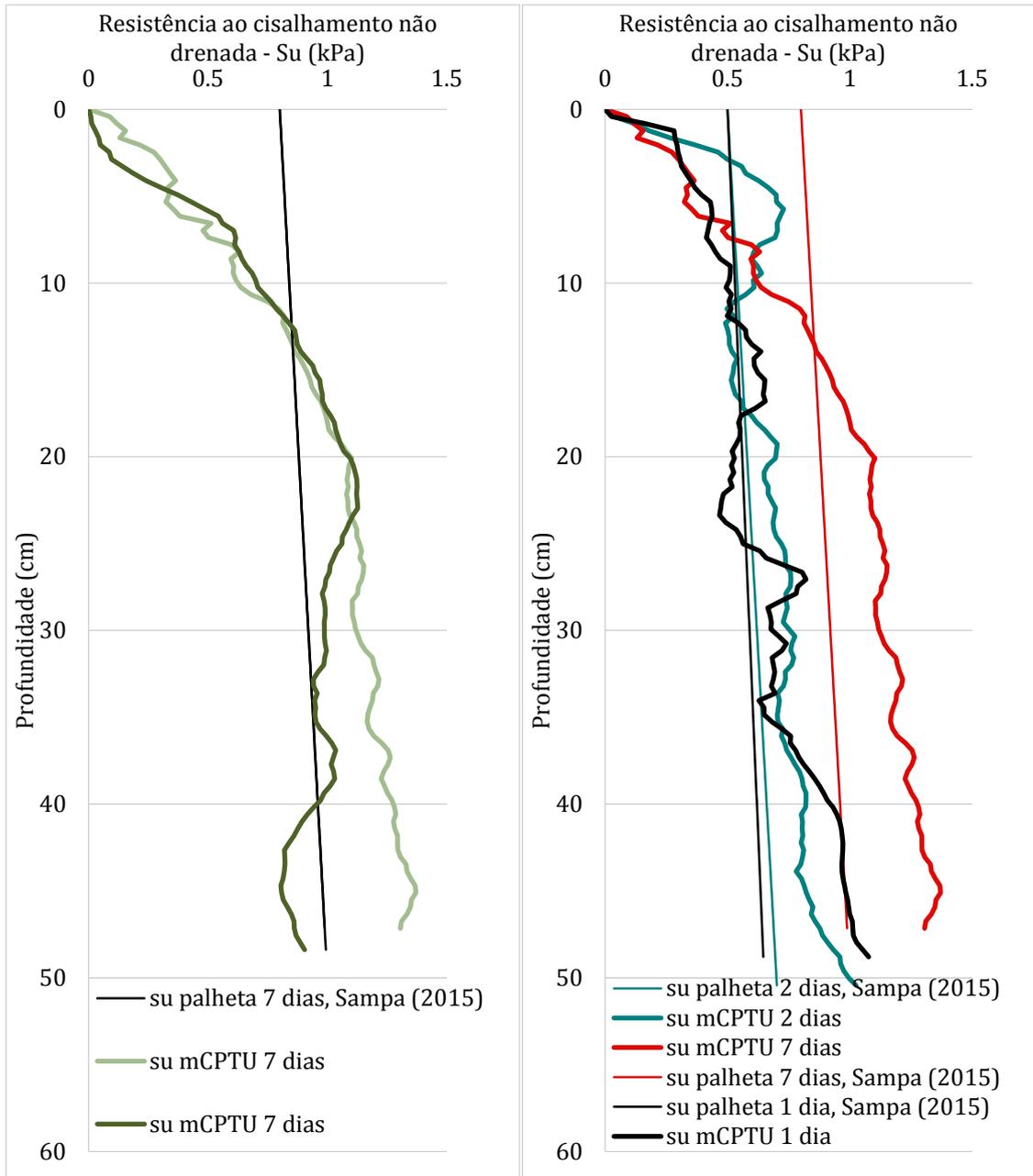


Figura 4.12 – Perfis de resistência não drenada para sete dias de idade e comparação entre idades.

Finalmente interessou conhecer o quociente entre a resistência não drenada e as tensões efetivas neste solo em adensamento. Na literatura e especificamente Bjerrum (1973) apud Schnaid e Odebrecht (2012) verificaram para argilas normalmente adensadas, incluindo as brasileiras, com índice de plasticidade 65%, as relações  $Su/\sigma'_{v0}$  variaram entre 0,25 e 0,35. Neste trabalho as tensões efetivas chegaram somente a 25% do valor teórico final depois do adensamento. Os gráficos das Figuras 4.13 e 4.14 refletiram as relações, que estabilizaram em torno de 1,7; 2,5 e 3, respectivamente para um, dois e sete dias. Os ensaios são comparados na

Figura 4.14. e, em escala ampliada na Figura 5.15, observando-se uma tendência à estabilização de todos os ensaios em torno de um valor aproximado entre 2 e 3.

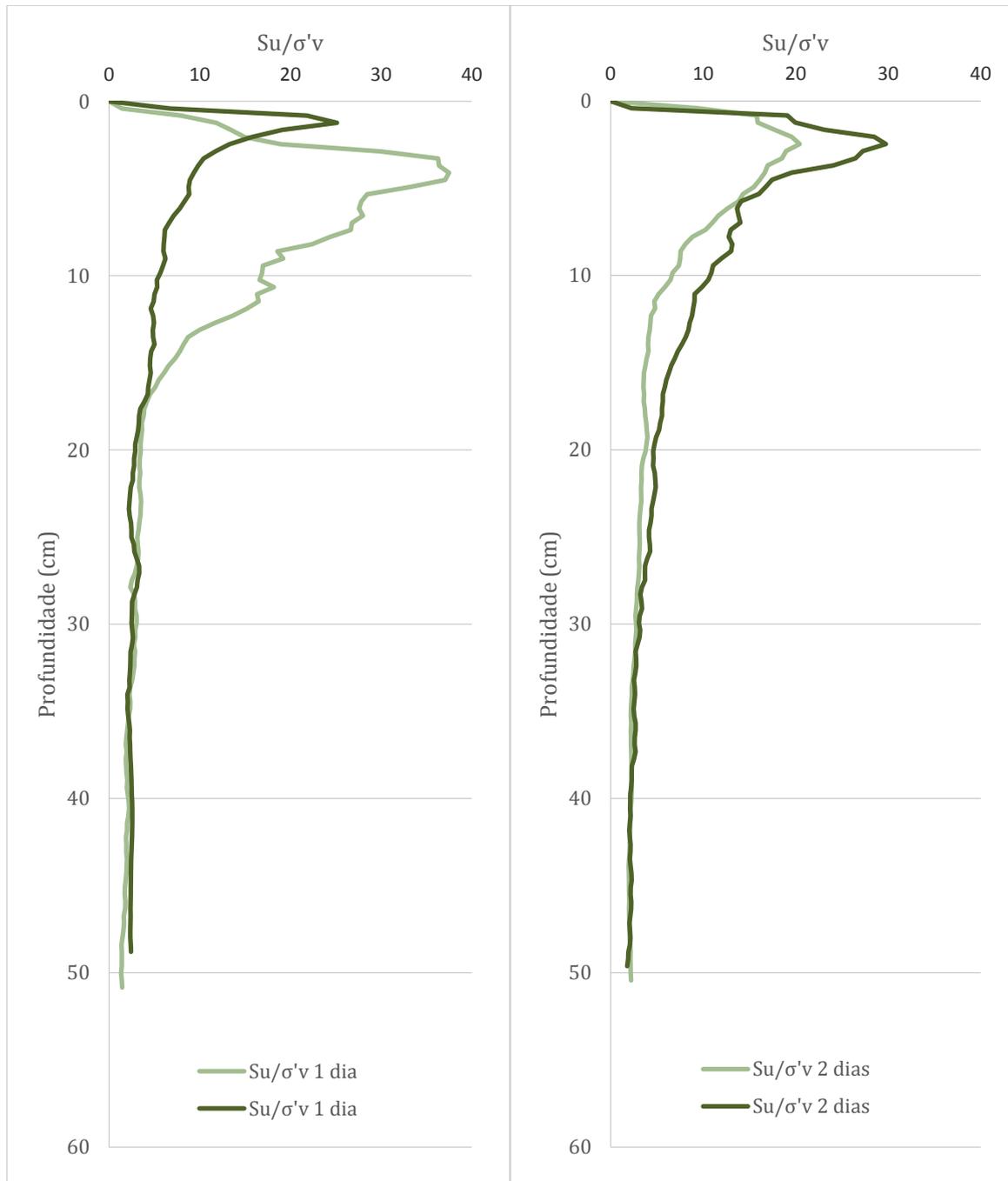


Figura 4.13 – Relação entre  $S_u/\sigma'_{v0}$  para um e dois dias de idade.

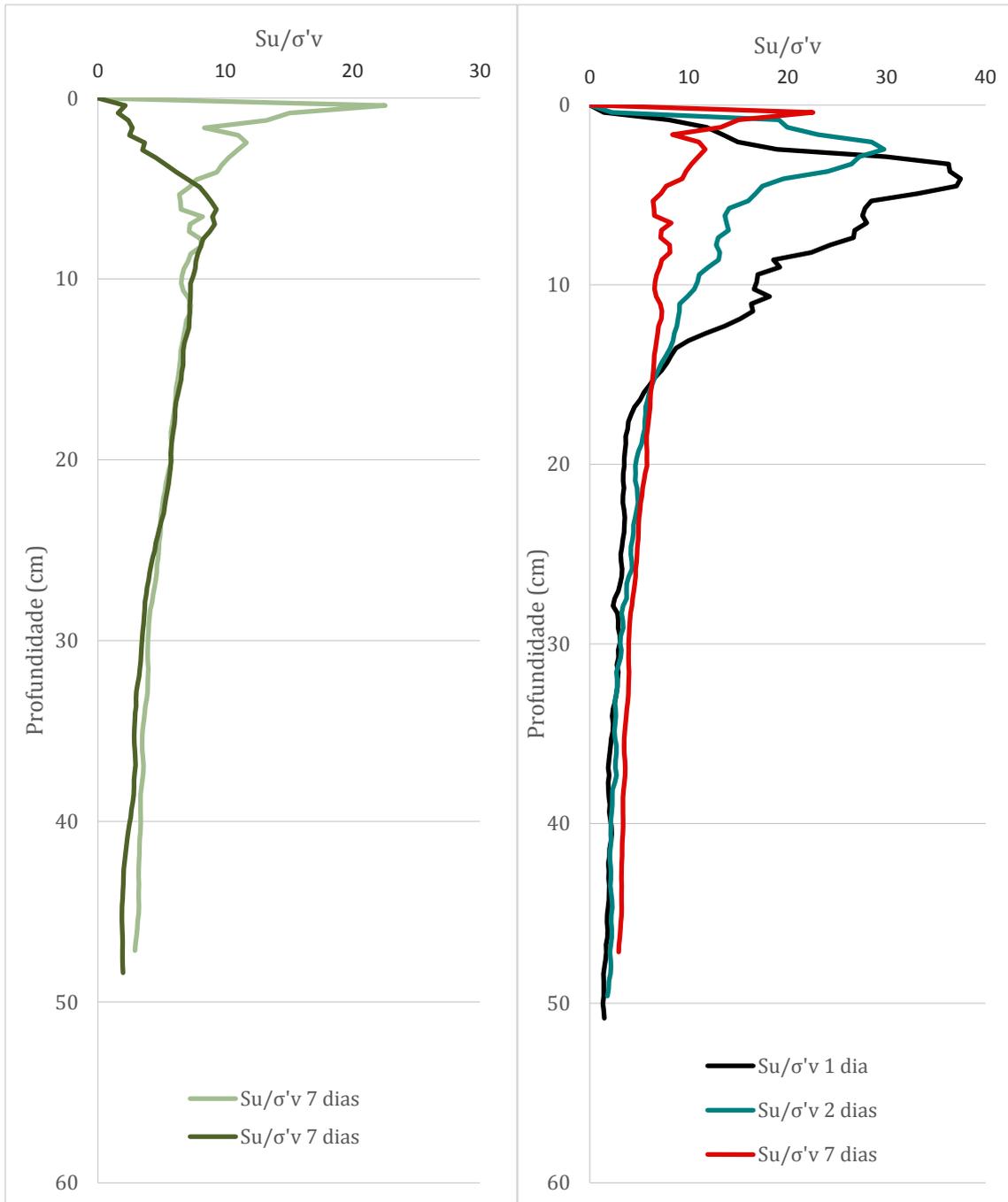


Figura 4.14 – Relação entre  $S_u/\sigma'_{v0}$  para sete dias de idade e comparação entre idades.

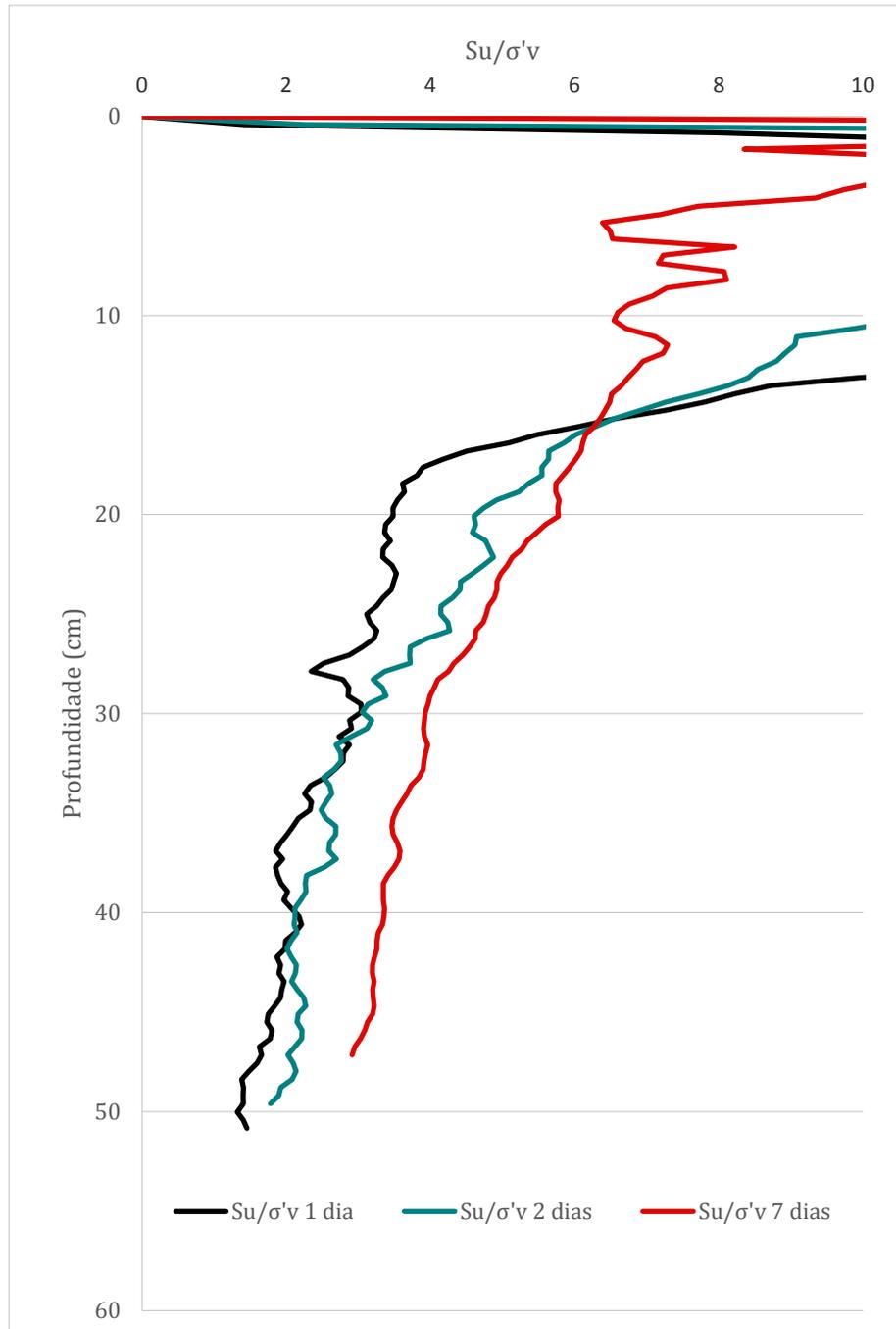


Figura 4.15 –Relação  $S_u/\sigma'_{v0}$  para as idades do solo em escala ampliada.

Uma vez definido o estado de tensões e a resistência ao cisalhamento das amostras é possível avaliar os efeitos e mecanismos associados à instalação das hastas.

## 4.2 INSTALAÇÃO DAS HASTES E MECANISMOS ASSOCIADOS

### 4.2.1 Descrição e Geometrias

O ensaio começou pelo acionamento dos equipamentos elétricos com cada haste suspensa, ajuste da vazão e controle de todas as outras condições do ensaio. A haste é liberada com jato de água axial (Figura 4.16), que atua no sentido de remover o solo durante a instalação, abrindo uma cavidade e permitindo o avanço da haste metálica para o interior da amostra.

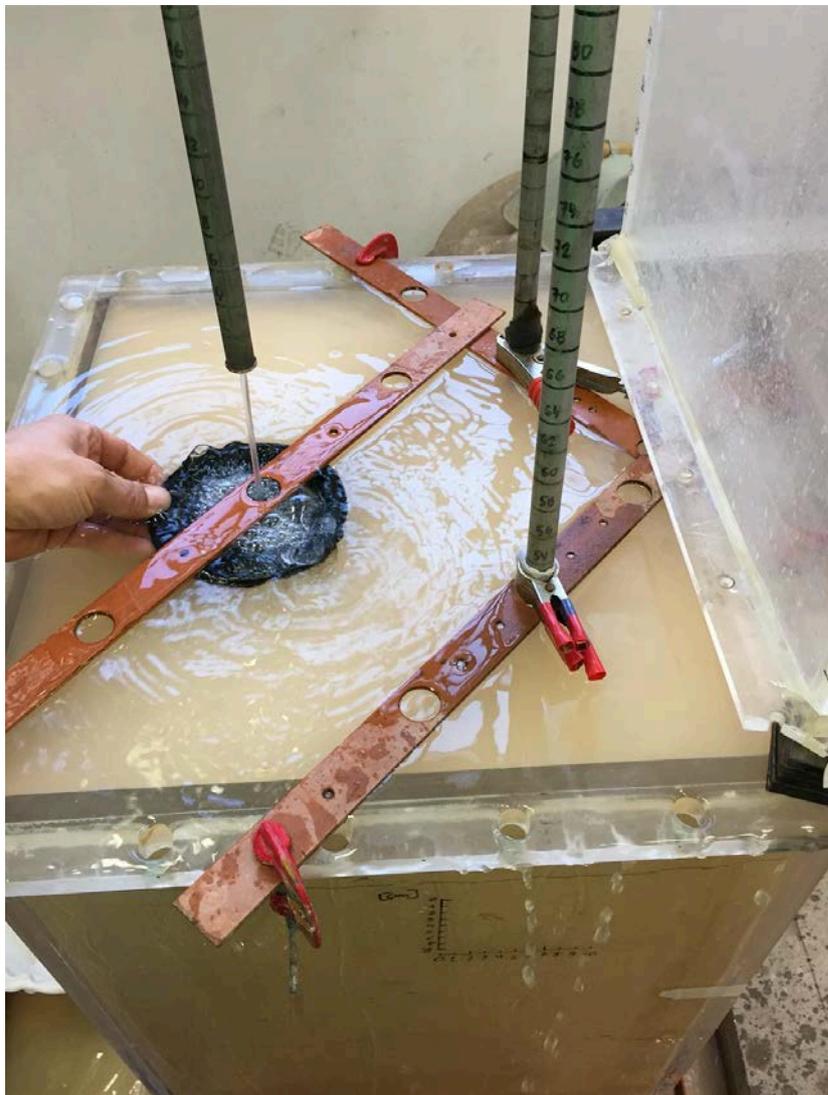


Figura 4.16 – Fotografia de haste e jato de água axial imediatamente antes do início do ensaio.

Pelas geometrias observadas durante e pós ensaios, foi através dessa cavidade aberta ao redor das hastes que o material erodido foi carregado pela água, para o exterior da amostra. O diâmetro da cavidade erodida observado na superfície e em ensaios nas laterais do tanque não ultrapassou, em média, dois diâmetros externos das hastes conforme as Figuras 4.17,. Na superfície apresentaram a forma de cilindro, outras de um funil. Estes apresentaram altura inferior de três diâmetros, terminando em forma cilíndrica.

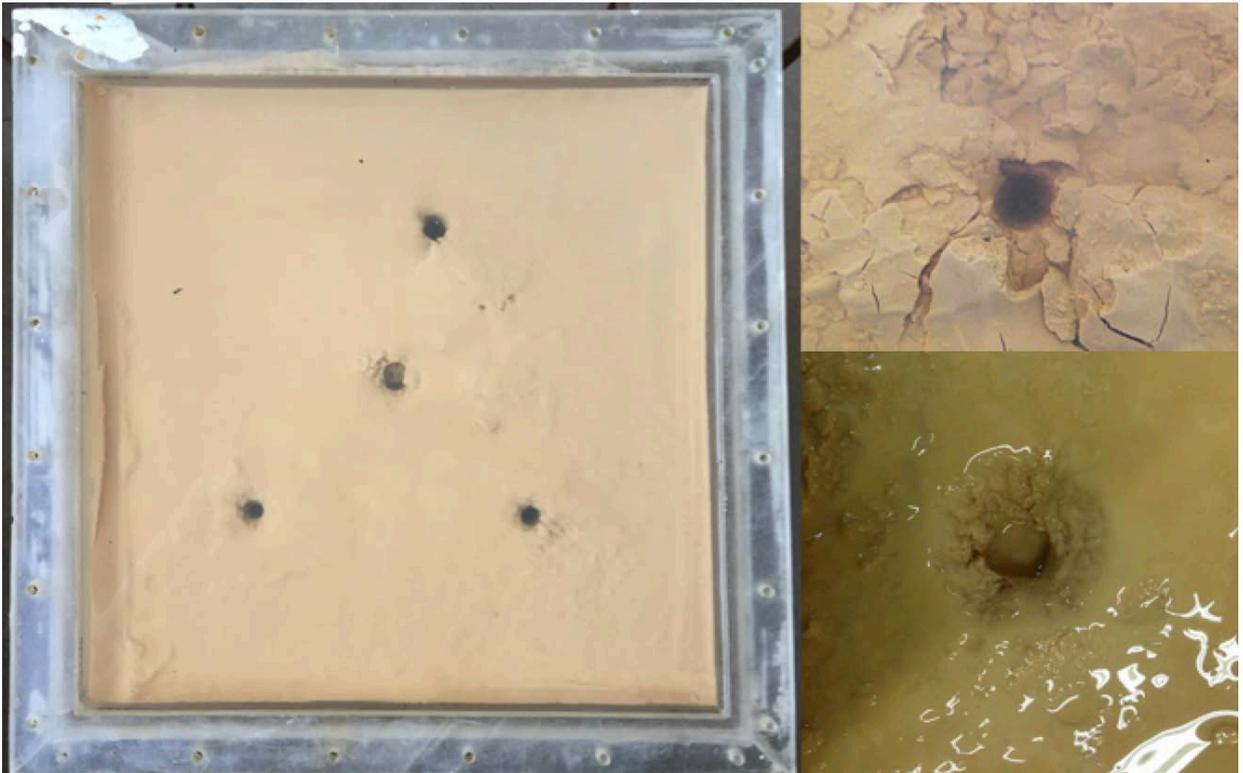


Figura 4.17 – Vistas superiores de cavidades erodidas após ensaios de fluidização: a) Tanque e distribuição ds locais de ensaio; b) Detalhe de ensaio,  $d_j=2\text{mm}$  e vazão  $1,36\text{L}/\text{min}$ , com lâmina de água; c) Detalhe de ensaio,  $d_j=4\text{mm}$  e vazão  $3,45\text{L}/\text{min}$ , sem lâmina de água.

Como procedimento de ensaio, definiu-se exumar cuidadosamente alguns tanques com solo, ao final dos ensaios, para averiguar se as cavidades e ou canais mantinham a forma cilíndrica, conforme ilustrado na Figura 4.18. Com isso foi possível identificar que e de fato a cavidade mantinha a geometria prevista (pontos referenciados na figura em vermelho por fósforos para identificar a localização das cavidades).



Figura 4.18 – Exumação de tanque de ensaios e cavidades.

As Figuras 4.19 e 4.20 correspondem a ensaios feitos juntos às laterais do tanque. Estes ensaios já foram citados anteriormente e são importantes porque permitiram confirmar que nas condições mais desfavoráveis de ensaio, em relação a um modelo axisimétrico, o diâmetro médio da zona perturbada ao redor das hastes foi correspondente a aproximadamente dois diâmetros externos. A razão entre as áreas projetadas perturbada e da haste em média foram inferiores a duas unidades. Estes ensaios permitiram identificar que existem partes do fuste, ou área lateral da haste, que não interagiram com o solo e, portanto, o contato entre solo estaca não foi pleno. Por outro lado quando se interrompeu a vazão algumas massas de solo que eram suportadas pelas forças de arrasto do escoamento desceram e repousaram junto ao fuste, podendo contribuir para o aumento da carga de arrancamento à tração da haste.

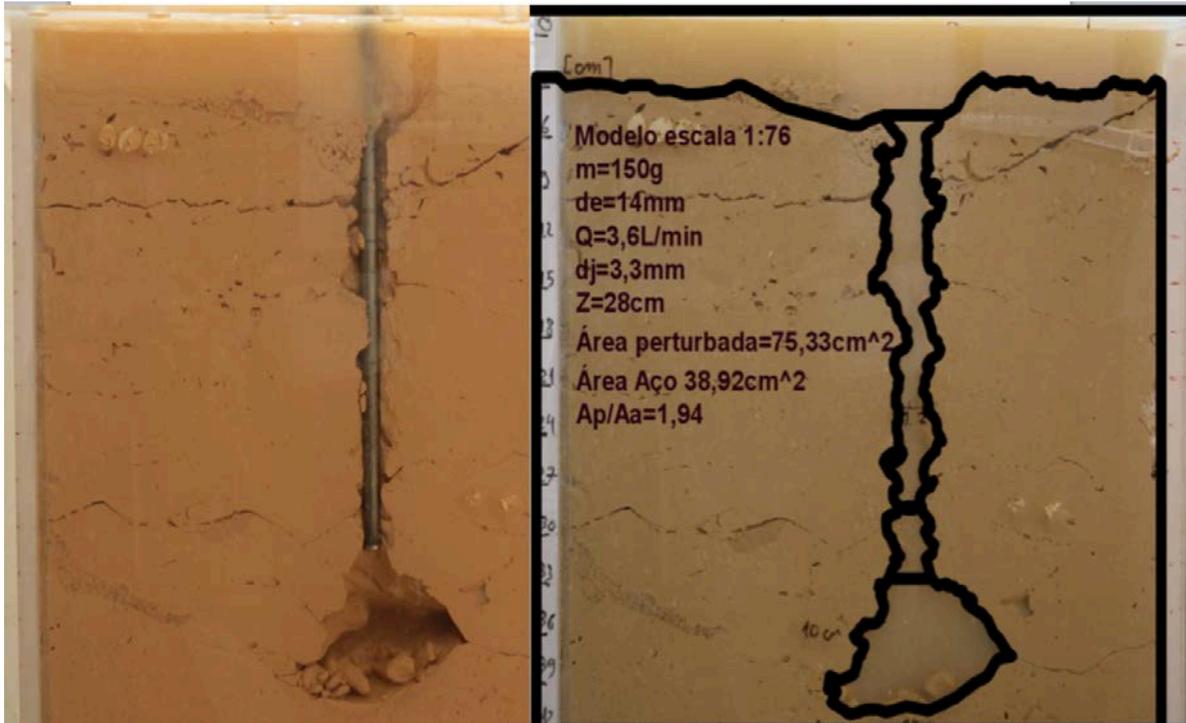


Figura 4.19– Ensaio do modelo T66 na lateral do tanque e geometrias.

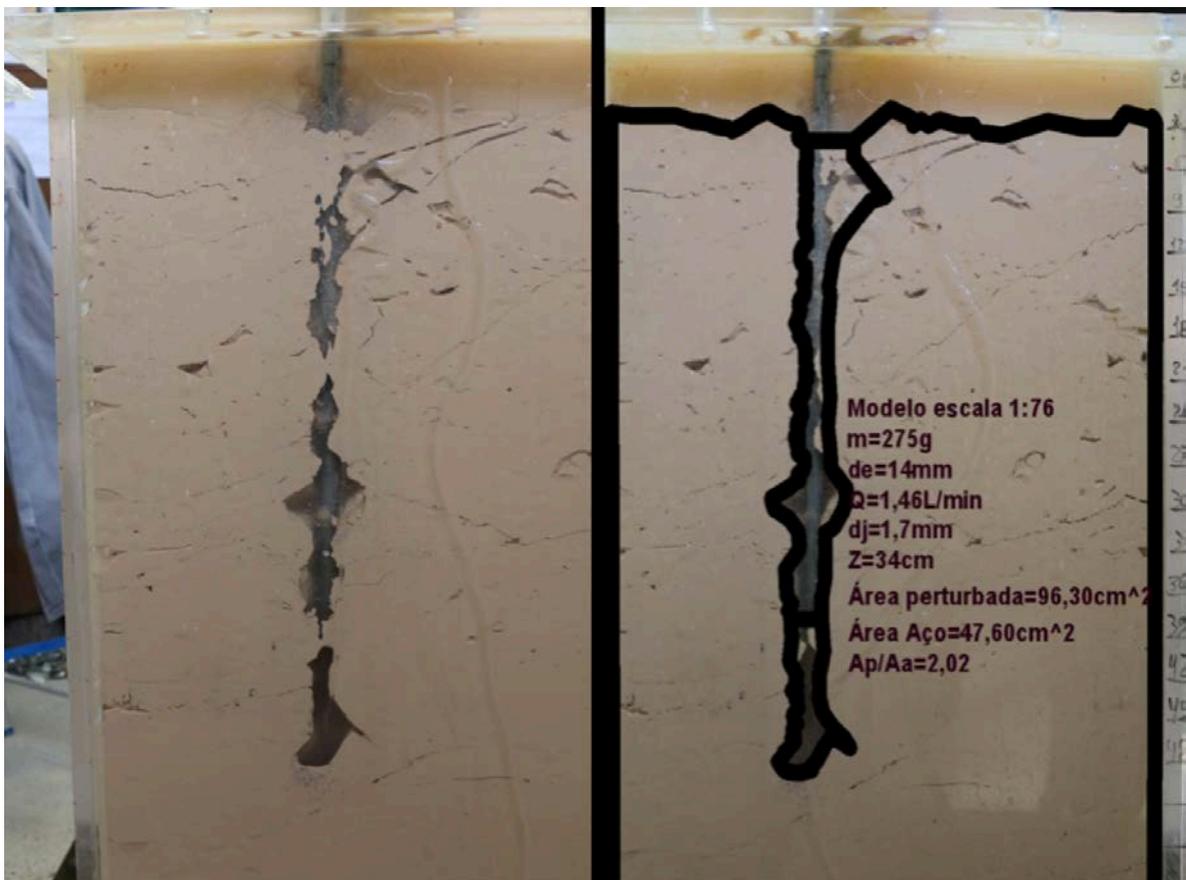


Figura 4.20– Ensaio do modelo T120 na lateral do tanque e geometrias.

Ainda relativo à geometria, existe uma cavidade abaixo do jato na ponta da haste, na região de impacto do jato, que pode apresentar alargamento até três vezes o diâmetro, conforme o aumento do número Reynolds do jato durante o ensaio. A Figura 4.21 mostra as cavidades de dois ensaios com números de Reynolds de jato diferentes e respectivas cavidades erodidas, nas regiões de impacto dos jatos.

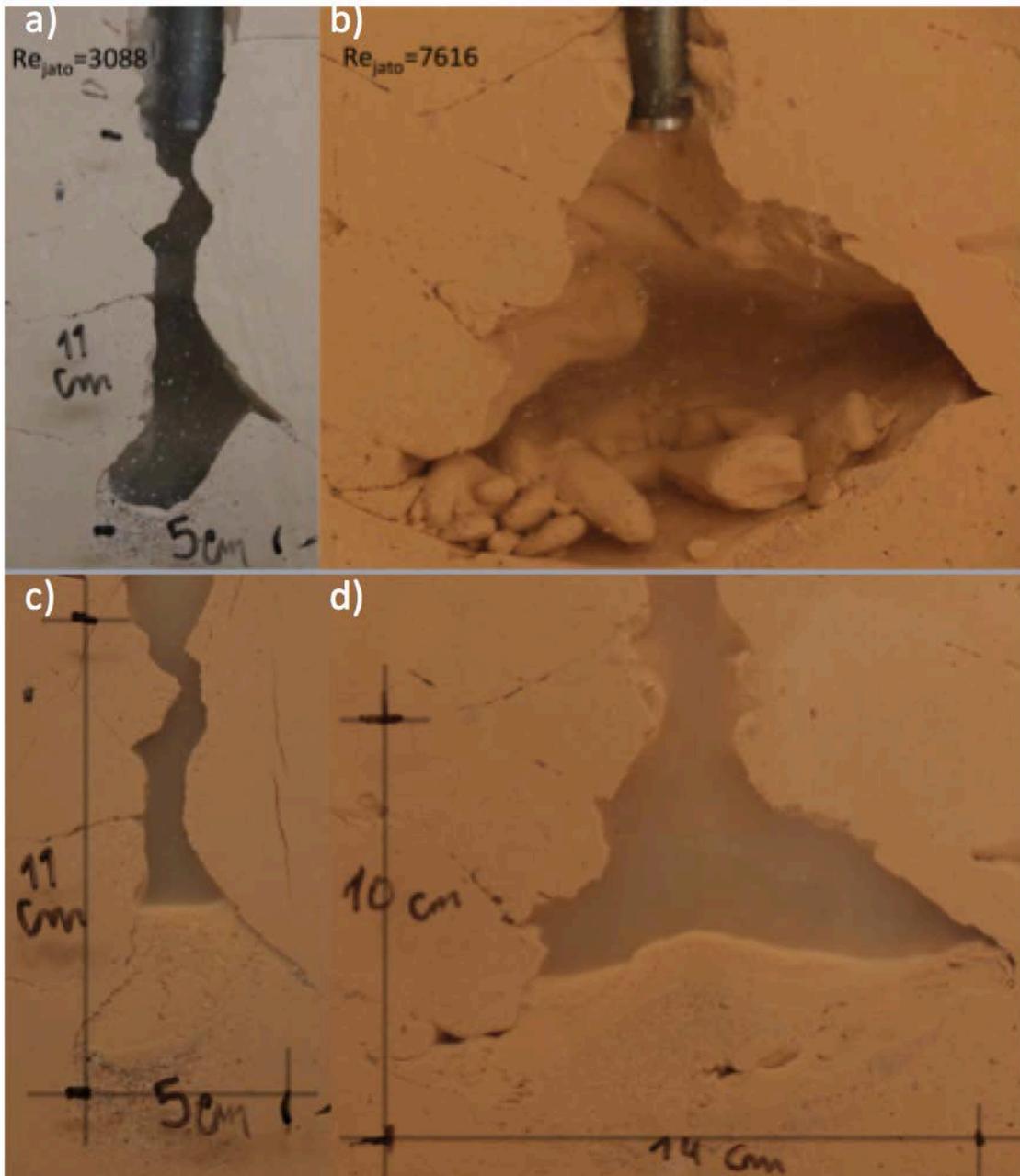


Figura 4.21 –Região de impacto do jato depois ensaios de fluidização:  
a) Modelo T120,  $d_e=14\text{mm}$ ,  $d_j=1,7\text{mm}$ ,  $Q=1,46\text{L/min}$  após limpeza da cavidade;  
b) Modelo T66,  $d_e=14\text{mm}$ ,  $d_j=3,3\text{mm}$ ,  $Q=3,60\text{L/min}$  após limpeza da cavidade;  
c) Modelo T120,  $d_e=14\text{mm}$ ,  $d_j=1,7\text{mm}$ ,

Q=1,46L/min após sete dias; d) Modelo T66,  $d_e=14\text{mm}$ ,  $d_j=3,3\text{mm}$ ,  
Q=3,60L/min após sete dias.

#### 4.2.2 Fraturas Hidráulicas

À medida que a profundidade penetrada de cada haste aumentou, a sua velocidade de instalação reduziu e atingiu uma profundidade na qual ocorreu uma diminuição abrupta até completa imobilização, ou a água deixa de erodir e arrastar as partículas de solo para fora da cavidade fluidizada. Quando a haste parou, iniciou-se um processo de formação de fraturas hidráulicas verticais, diagonais e horizontais. Ao atingir a profundidade final de instalação, o escoamento ao redor das hastes metálicas não teve a energia necessária para carrear as partículas de argila para o exterior e força para sustentar as paredes da cavidade, ou seja a energia necessária para fraturar o solo nesta profundidade foi inferior à energia necessária para carrear as partículas para a superfície da amostra.

O fluxo de água até à superfície, responsável pelo transporte de solo e pelo equilíbrio de forças das paredes da cavidade erodida, foi então interrompido. Ocorre um ligeiro aumento da pressão no escoamento dentro da tubulação, diminuição da vazão do fluxo de água e então se formaram fraturas hidráulicas no solo argiloso. A energia necessária para formação de fraturas foi menor que a energia requerida para erosão e transporte do solo à superfície. As fraturas atingem os limites do tanque ou a superfície da amostra. Depois o fluxo de água voltou a ser contínuo, com estabilização da pressão e vazão, no interior da haste, retornando aos valores anteriores. Uma ilustração do que se descreveu pode ser vista na Figura 4.22, em que na esquerda se apresenta a penetração da haste por jatos de água e carreamento das partículas e à direita a ocorrência de fraturas hidráulicas.

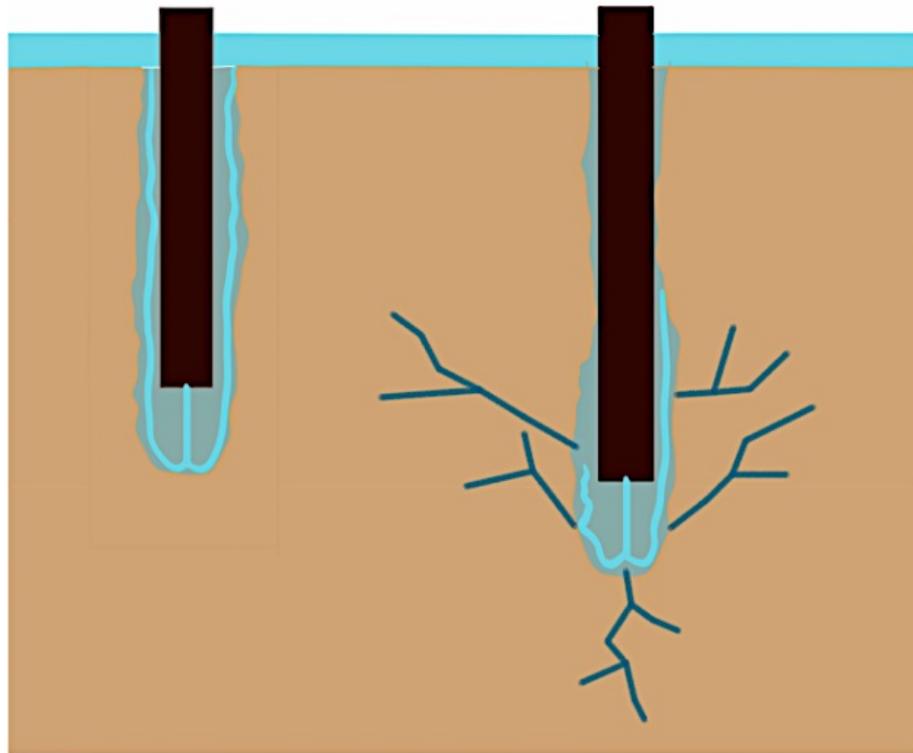


Figura 4.22 – Ilustração do mecanismo de evolução da profundidade penetração (esq.) e formação de fraturas hidráulicas (dir.)

A profundidade crítica de cravação corresponde à fase final do processo de instalação das hastes com recurso ao hidrojateamento. Para os ensaios realizados com vazões inferiores a um litro por minuto, a velocidade do fluxo de água, no fim da penetração da haste, foi quase zero, a pressão aumentou, estabilizou e verificou-se um equilíbrio no sistema. Não ocorreram fraturas hidráulicas. Para vazões maiores constatou-se ocorrências de ligeiros acréscimos, picos suaves, de pressão antes da formação de fraturas, restabelecendo-se rapidamente, comparando com o início dos ensaios. As Figuras 4.23 a 4.24 são apresentadas fotos de fases finais de ensaios, quando a penetração da haste finalizou e ocorreram as fraturas hidráulicas.



Figura 4.23 – Fraturas hidráulicas formadas durante ensaio (esq.) e seu fechamento um minuto após o término do ensaio (dir.).



Figura 4.24 – Fraturas hidráulicas formadas durante ensaio (esq.) e seu fechamento quatro minutos após o término do ensaio (dir.).

Foram repetidos ensaios em condições semelhantes na mesma mistura de solo, próximos (10 diâmetros) para esclarecer se após um ensaio onde ocorreram fraturas hidráulicas, as profundidades finais penetradas sofreriam influência. Houve repetibilidade dos resultados dos ensaios, indicando ainda que após a interrupção do fluxo, as fraturas fecharam após quatro minutos e o meio voltou a se comportar como contínuo. O período de tempo entre cada ensaio foi fixado em dez minutos .

Nos ensaios foram registradas a vazão inicial, a pressão inicial (foi depois corrigida para a seção na ponteira do jato de água) e a profundidade final de penetração. Como já se referiu, houve pequenas oscilações nas leituras de pressão e vazão do fluxo de água para os menores valores medidos. Para vazões superiores a um litro por minuto a perturbação das condições do fluxo no interior das hastes foram insignificantes durante a penetração no solo argiloso. Os diâmetros dos jatos usados na presente pesquisa foram um quarto e um oitavo do tamanho do diâmetro interno de cada haste. Apresentam-se na sequência os gráficos com resultados dos ensaios.

### 4.3 RESULTADOS GRÁFICOS DOS ENSAIOS DE FLUIDIZAÇÃO

Os resultados experimentais são apresentados de forma gráfica com o objetivo de identificar a influência de cada variável no processo de instalação da estaca (haste) no leito argiloso. A legenda dos gráficos deve ser lida da seguinte forma: por exemplo "E 1:76 M=150g dj=1,7mm w=106%" significa que o conjunto de dados nesta legenda são resultados do modelo reduzido com escala de comprimento de 1:76, com a massa de 150 gramas, diâmetro do jato de 1,7mm, tendo o solo nestes ensaios umidade relativa de 106%. Aqui optou-se por fazer a representação dos resultados pelo teor de umidade porque o solo foi o mesmo e o com o aumento do teor de umidade observa-se a redução da resistência não drenada no solo.

A profundidade de penetração representada em função da vazão encontra-se na Figura 4.25. Note-se que quanto maior a vazão, maior a profundidade máxima de penetração. Além disso, para uma mesma vazão e condições geométricas, o teor em umidade no solo afetou a profundidade final: quanto maior o teor em umidade maior a profundidade penetrada. Nos ensaios do modelo de massa de 66 toneladas, T66, para a escala 1:67 as profundidades

atingidas foram menores devido à maior resistência oferecida pelo solo. Para os modelos T120, os resultados das duas escalas foram parecidos, uma vez que os teores em umidade do solo se encontraram muito próximos. Importante salientar que a massa das hastes teve um papel preponderante na penetração no solo, porque quanto maior a massa, maior a profundidade de penetração.

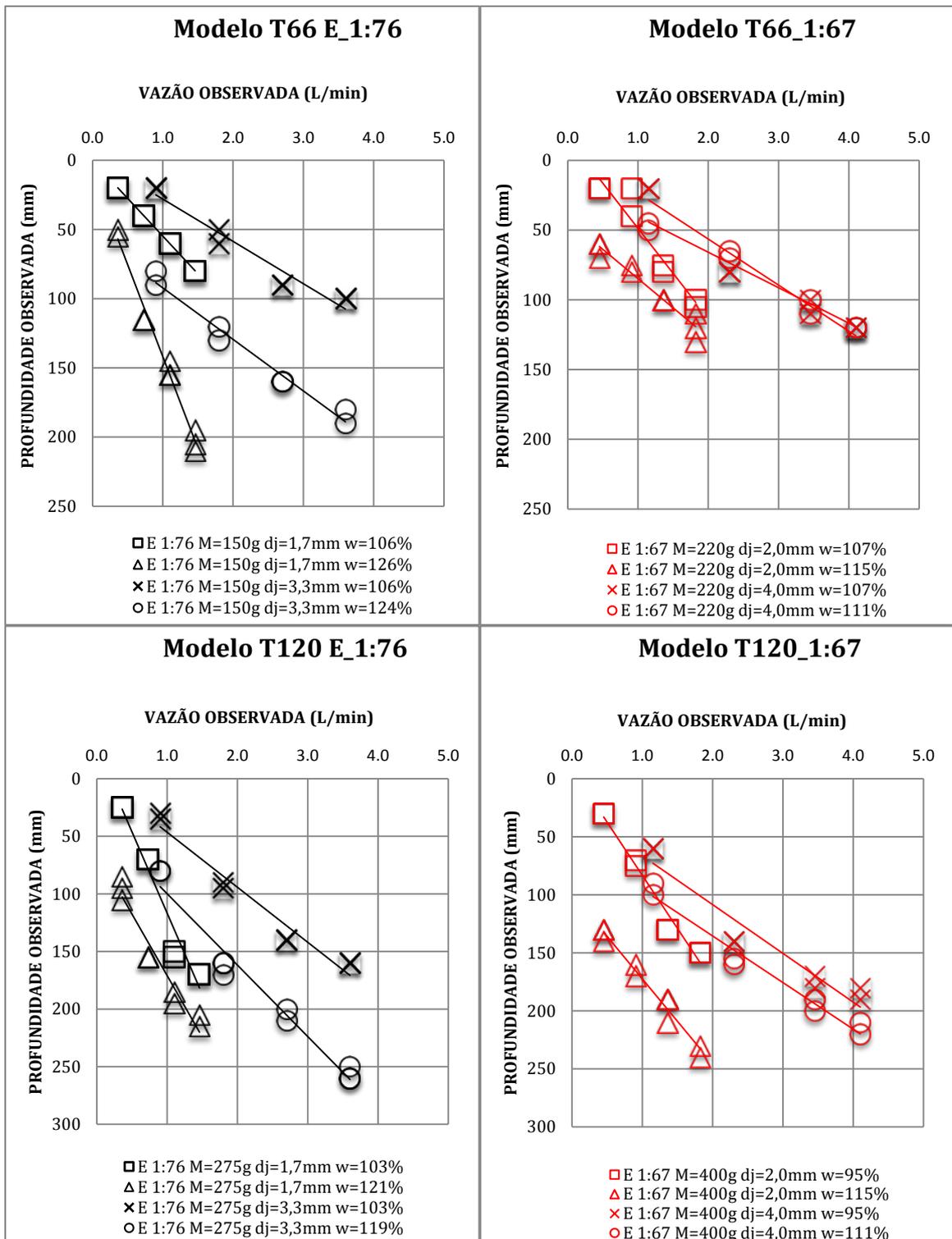


Figura 4.25 – Profundidade penetrada das hastes em função da vazão.

Os resultados referentes à profundidade de penetração expressa em função da velocidade do jato de água são mostrados na Figura 4.26. Como regra geral, quanto maior a velocidade maior a profundidade alcançada pelas hastes metálicas.

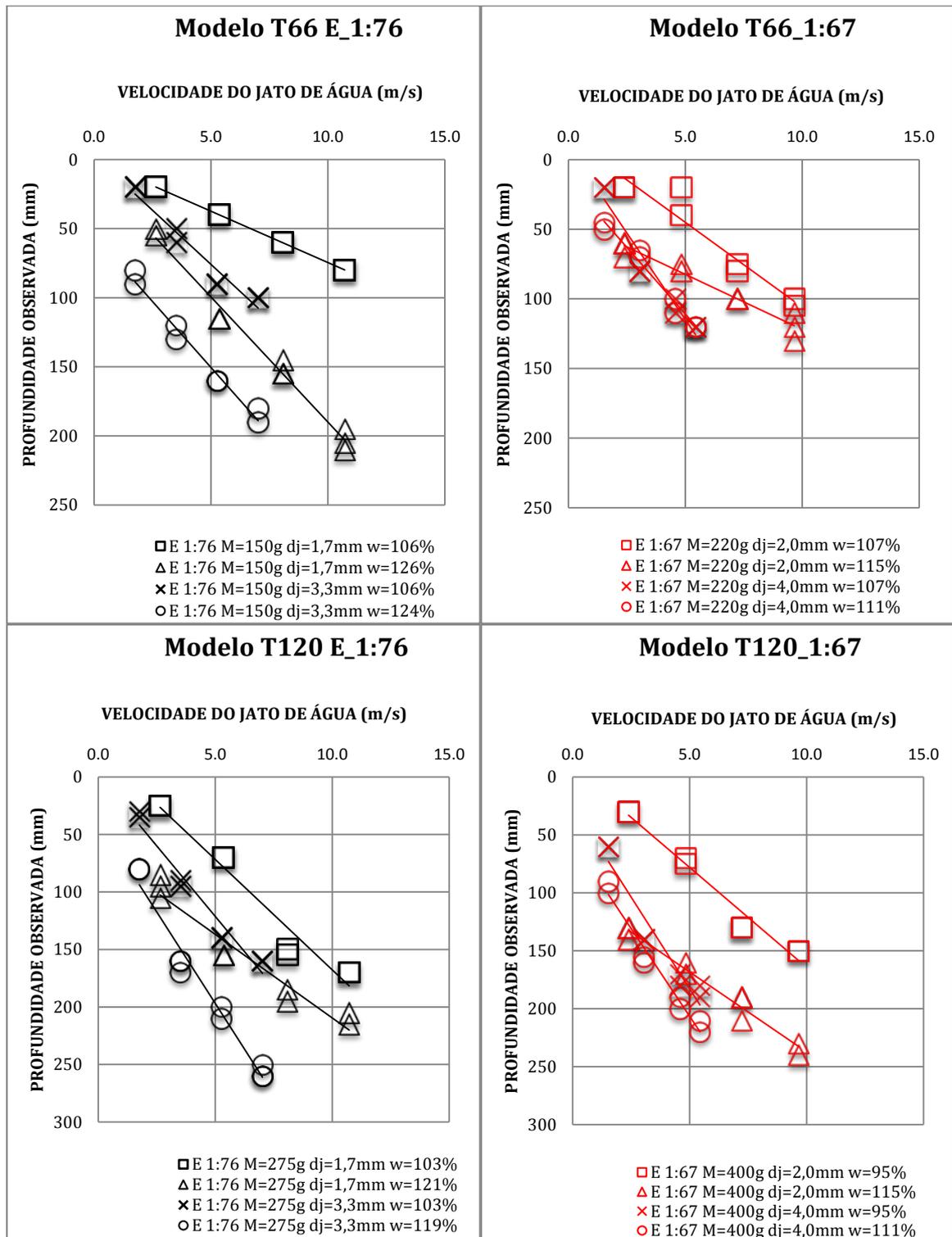


Figura 4.26 –Profundidade penetrada das hastes em função da velocidade do jato de água.

Quanto às pressões do fluxo de água na seção imediatamente antes do bocal do jato, constatou-se que também existe proporcionalidade direta com a profundidade, conforme mostrado na Figura 4.27.

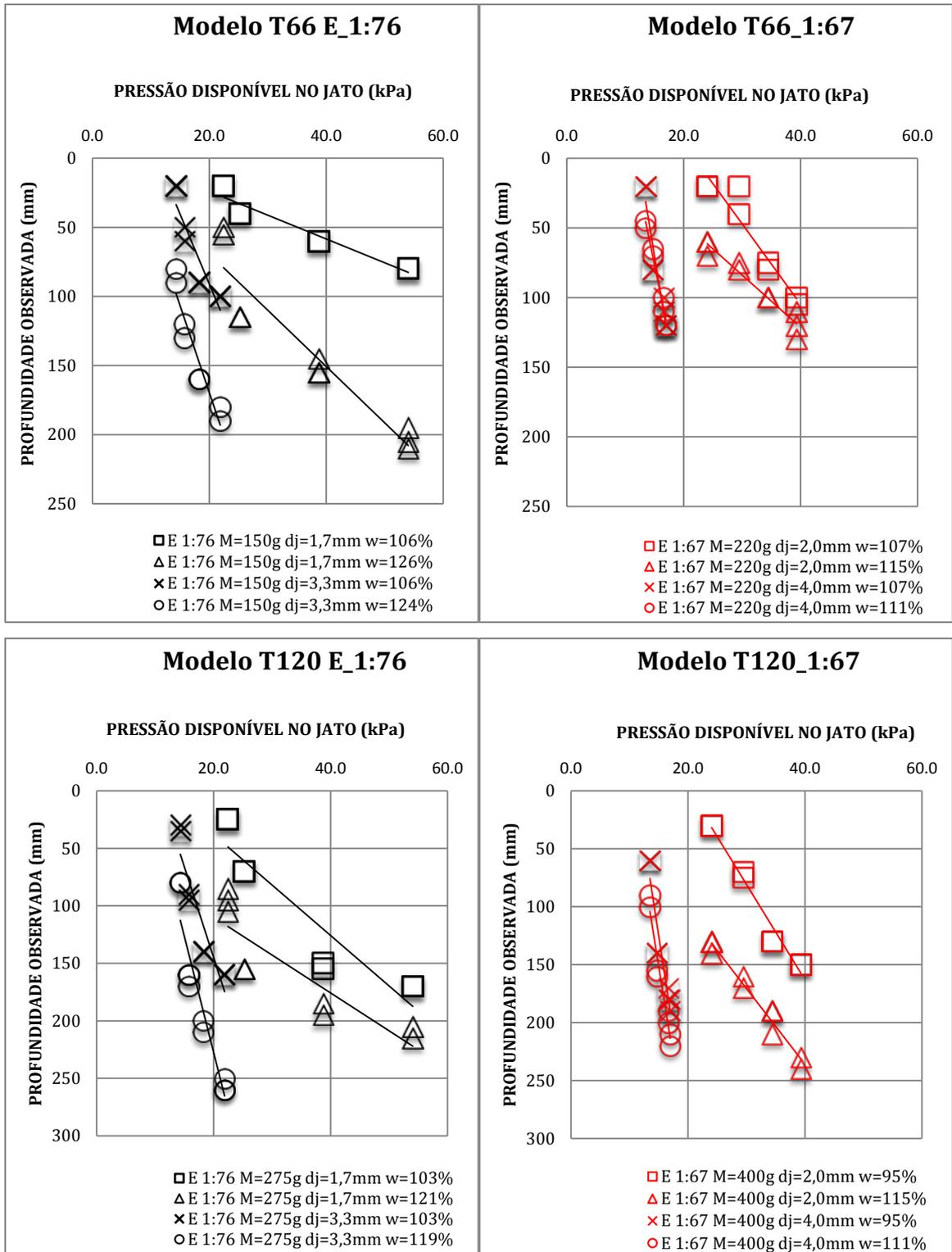


Figura 4.27 –Profundidade penetrada das hastes em função da pressão do fluxo de água no interior.

Identificou-se ainda a influência da potência do jato pela profundidade. Conforme o item 2.3.3, a potência de um jato de água é definida como o produto da vazão, peso específico e energia cinética de escoamento sob pressão. Na Figura 4.28 é evidente a correlação logarítmica.

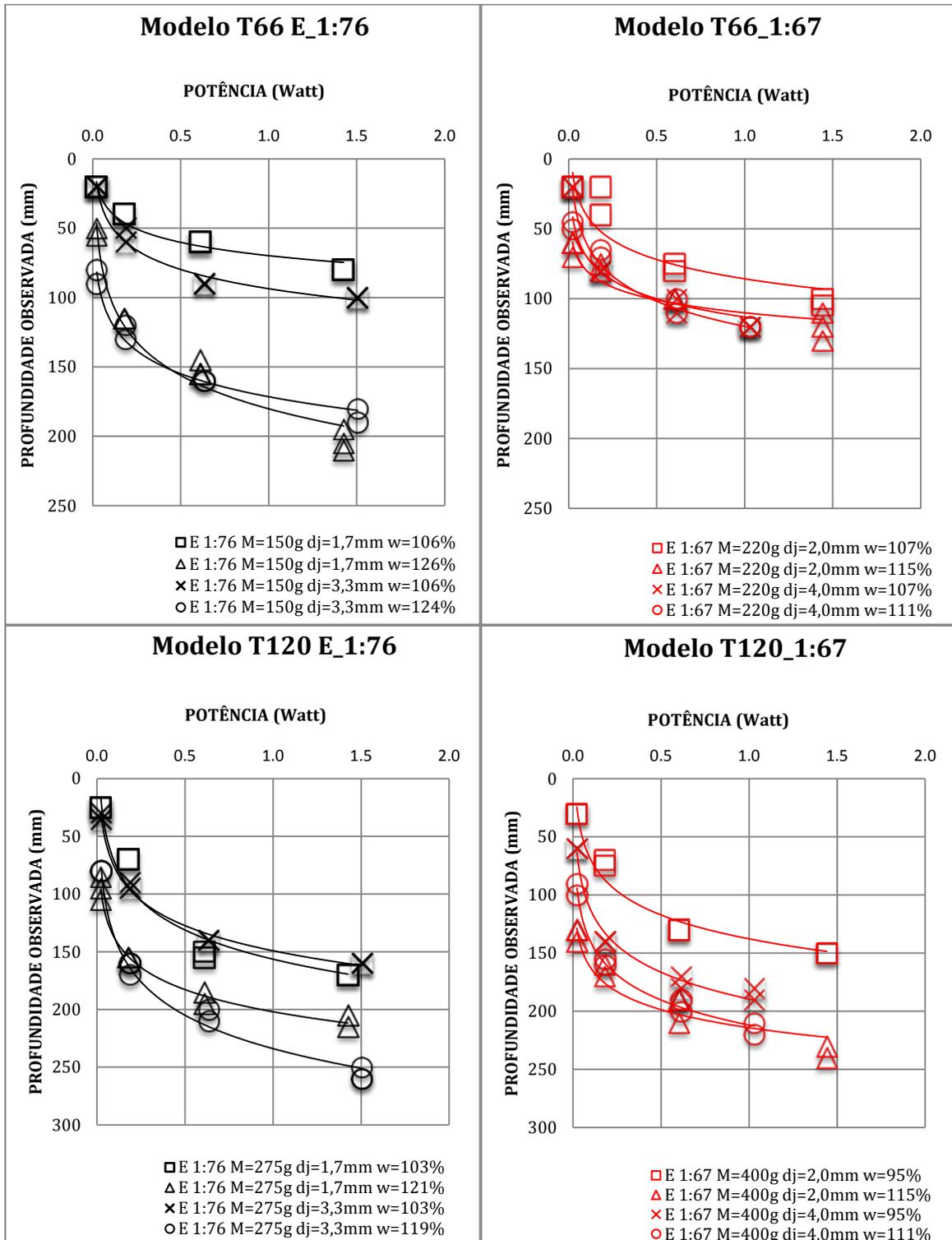


Figura 4.28 –Profundidade penetrada das hastes em função da potência do jato de água.

Verificou-se pequena influência dos diâmetros externos e dos diâmetros dos jatos na penetração dos modelos dos torpedos metálicos. Optou-se por não plotar gráficos representando a influência destas variáveis pois não acrescentariam informação relevante à penetração das estacas.

Para as massas das hastes, quanto maiores, maiores foram as profundidades finais atingidas, conforme ilustrado na Figura 4.28.

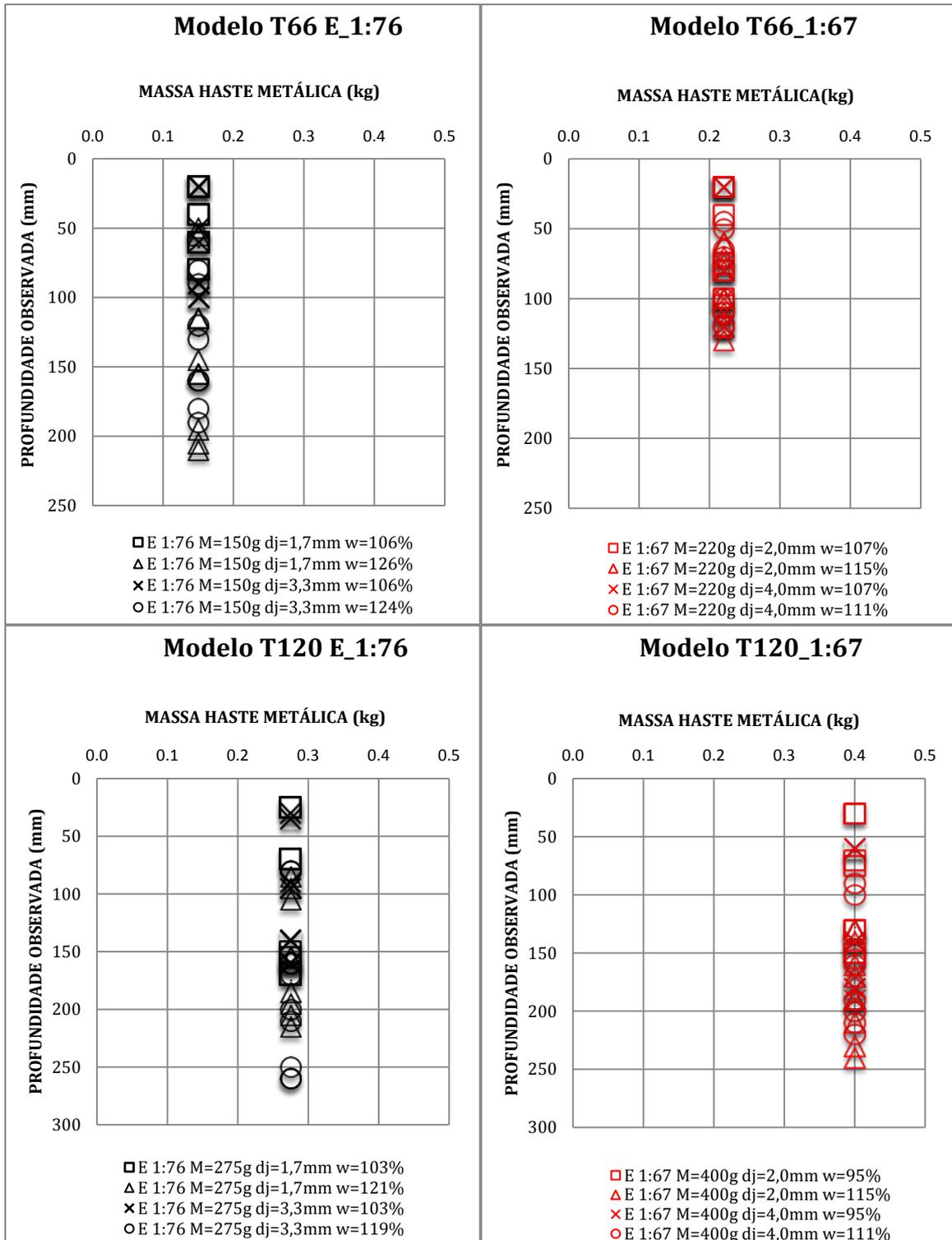


Figura 4.28 –Profundidade penetrada das hastes em função da massa das mesmas.

Como se referiu anteriormente, o teor de umidade presente no solo influenciou a profundidade de penetração da haste. Verificou-se que quanto maior a umidade menor o valor da resistência não drenada para os ensaios realizados nesta pesquisa (Figura 4.29).

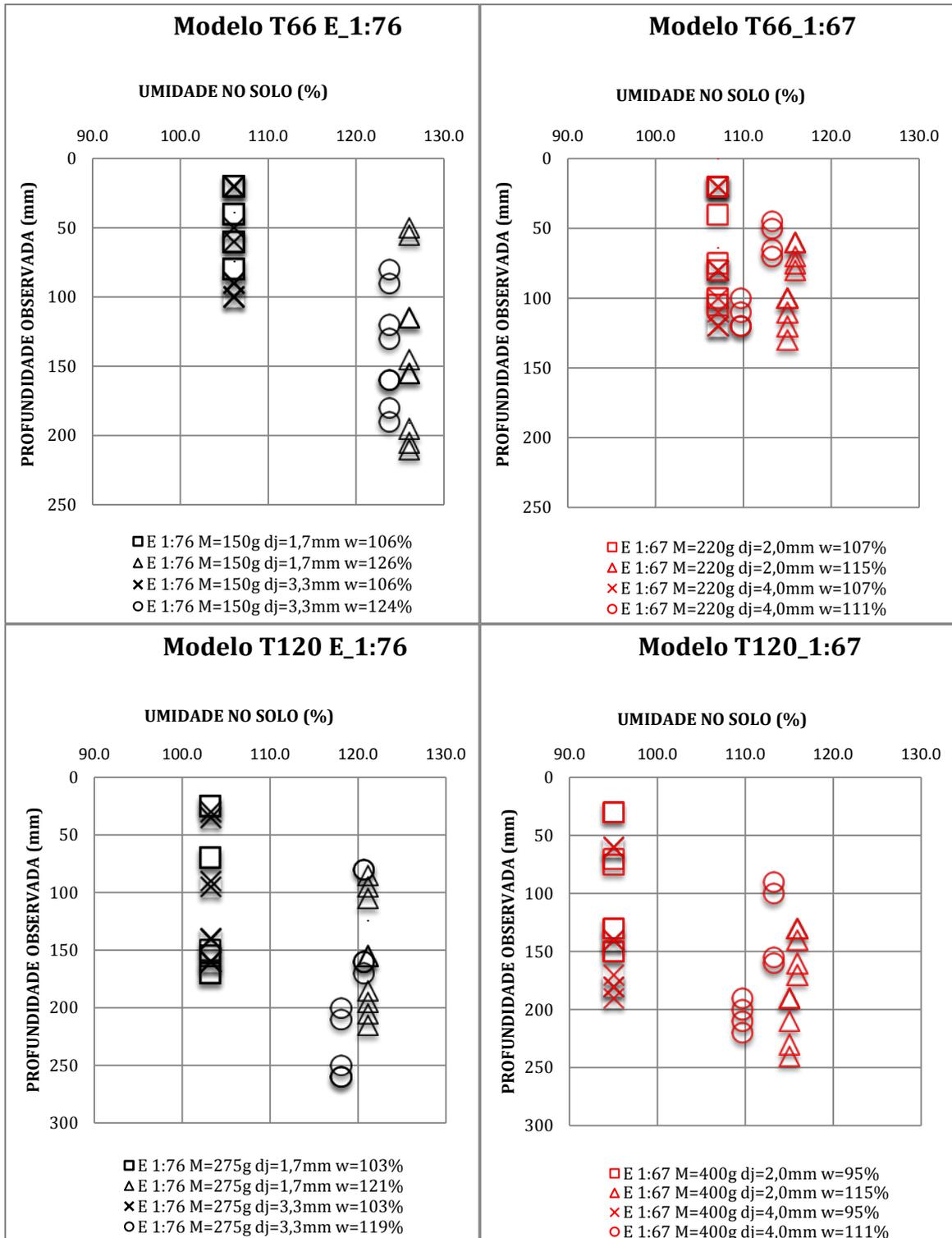


Figura 4.29 –Profundidade penetrada das hastes em função do teor em água do solo argiloso.

A Figura 4.30 apresenta os resultados da penetração das hastes para dois valores de teor de água correspondentes a 100% e 120%, com limite de  $\pm 6\%$  para poder englobar mais resultados. Para 100% de umidade foi utilizada a equação 3.2 de Rocha (2014) e para 120% foram

utilizados os resultados dos ensaios de mCPT para um dia. Constatou-se que para valores de  $S_u$  menores e maiores massas, maiores foram as profundidades alcançadas na instalação.

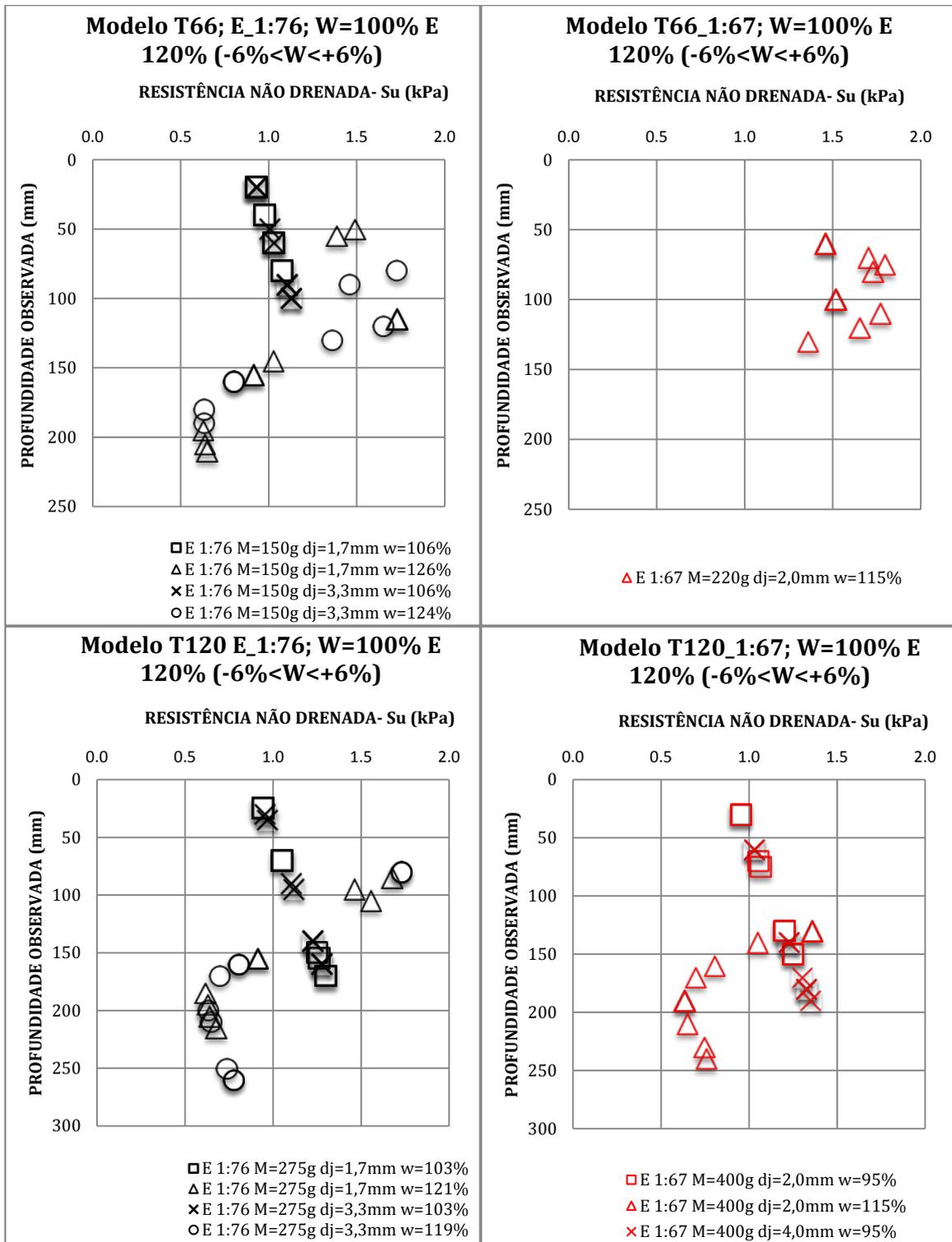


Figura 4.30 – Representação gráfica da profundidade penetrada das hastas em função de  $S_u$  do solo argiloso para 100 e 120% de umidade.

Em seguida foi feita a transposição dos resultados dos modelos reduzidos de laboratório para os respectivos protótipos, empregando as leis de semelhança baseadas no número de Froude. Na condição de perfeição não seriam observados efeitos de escala e as previsões seriam semelhantes. Em geral os resultados são agrupados, o que permite inferir que os ensaios foram realizados de forma correta respeitando as leis de semelhança e tendo os cuidados necessários com procedimento experimental, minimizando discrepâncias de resultados. Entretanto deve-se notar que as escalas utilizadas são próximas, não sobressaindo o efeito de escalas, que pode não ser representativo de ensaios de campo em verdadeira grandeza. As Figuras 4.31, 4.32, 4.33 e 4.34 representam os resultados das profundidades de penetração previstas para os protótipos em função das vazões, velocidades, potência dos jatos e pressão dos fluxos de água, respectivamente, multiplicadas pelos fatores das grandezas de cada escala respectiva. Os resultados de protótipo com maiores massas apresentaram uma maior taxa de variação das variáveis plotadas para as profundidades finais.

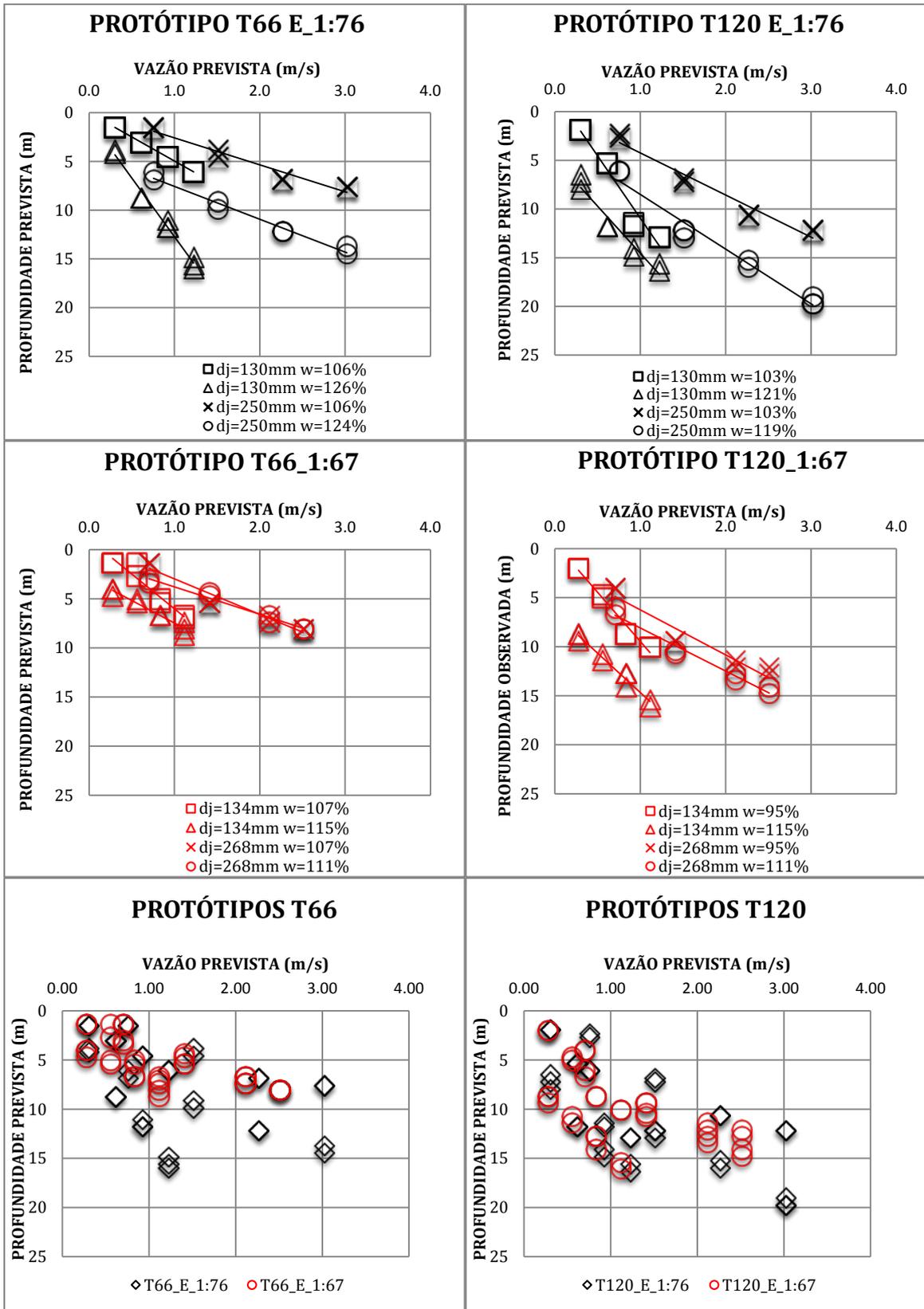


Figura 4.31 –Profundidade penetrada das hastas em função da velocidade prevista.

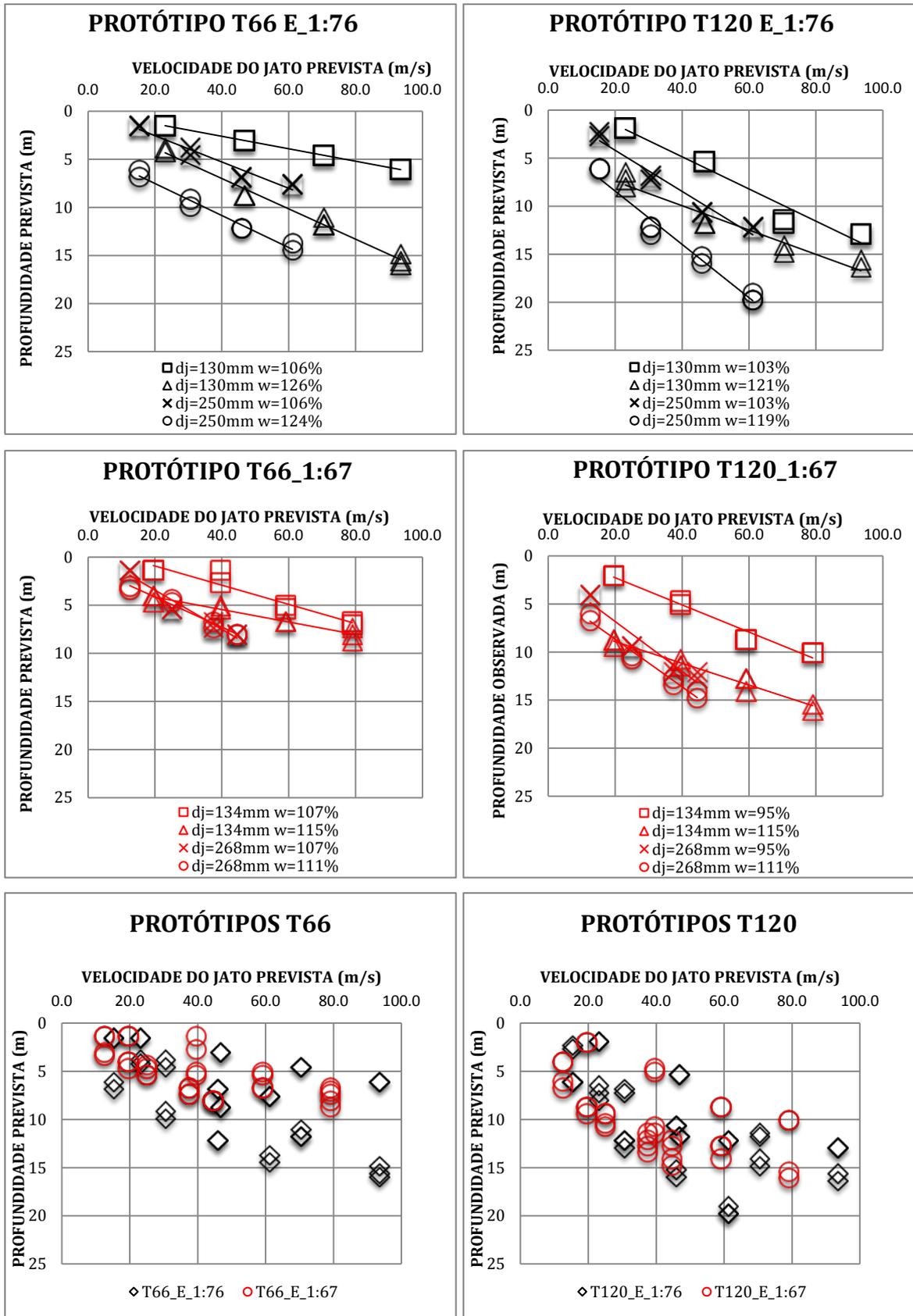


Figura 4.32 – Profundidade penetrada das hastes em função da velocidade prevista.

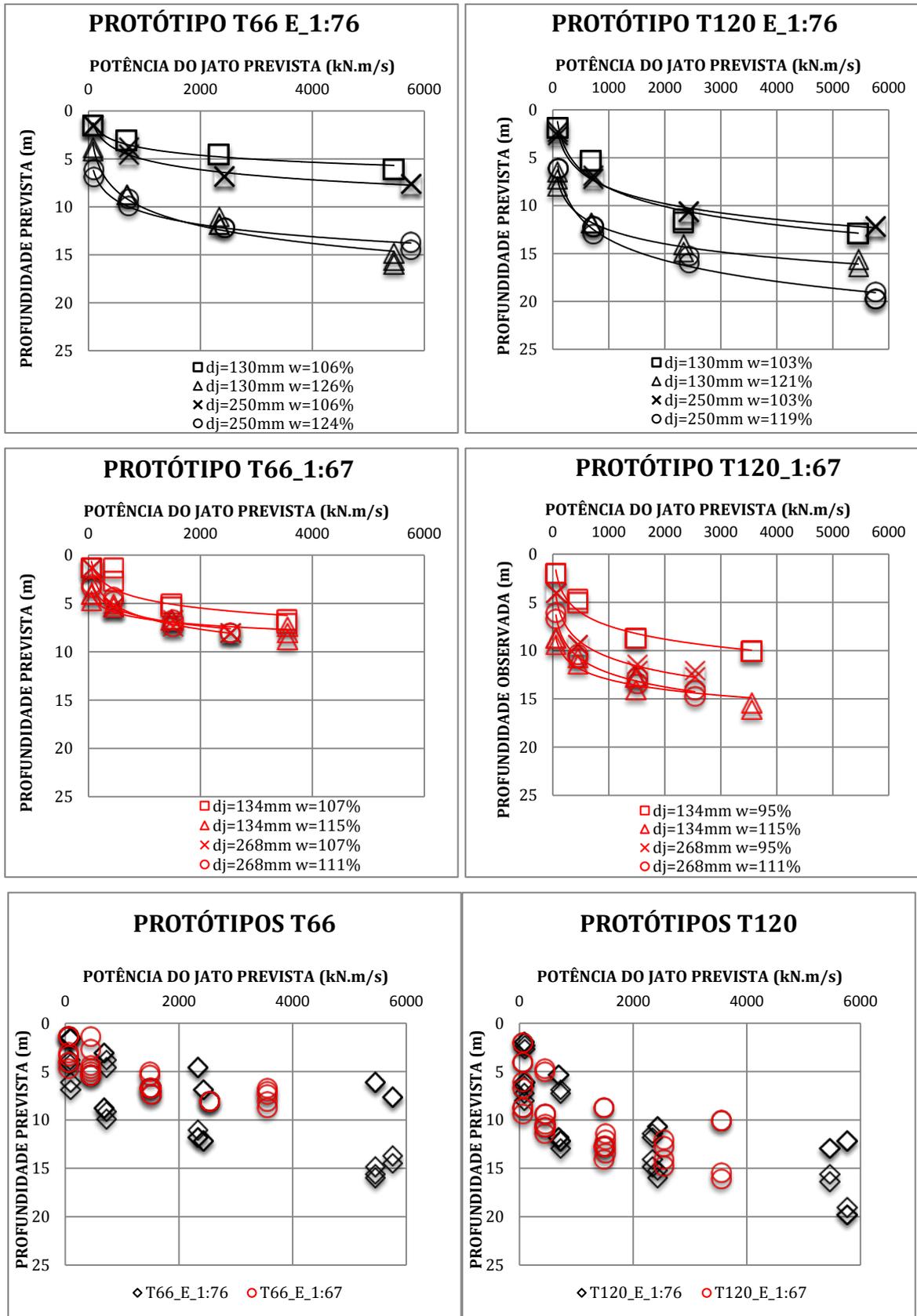


Figura 4.33 – Profundidade penetrada das hastas em função da potência do jato de água prevista.

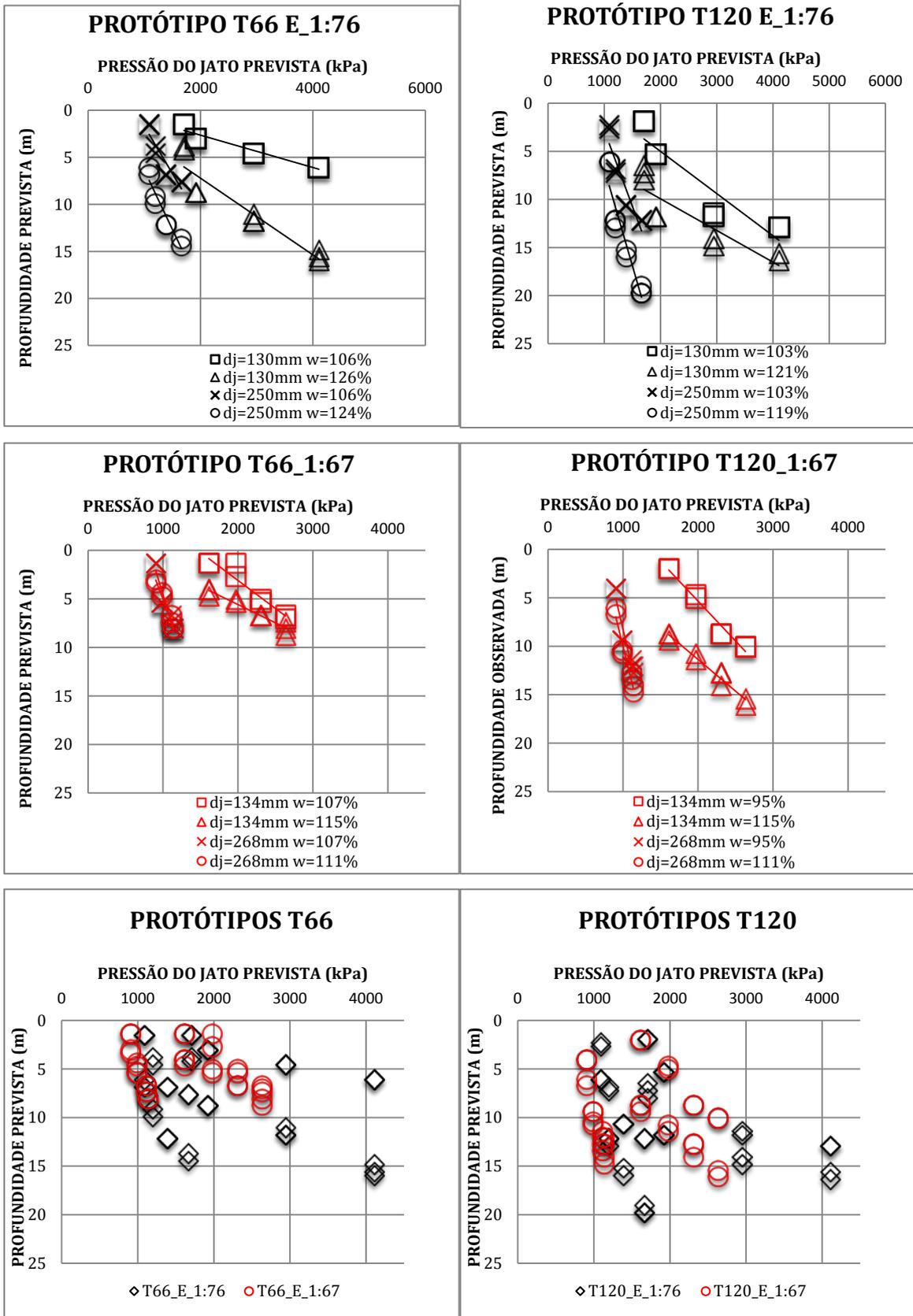


Figura 4.34 –Profundidade penetrada das hastes em função da pressão do fluxo de água prevista no jato.

#### 4.4 CAPACIDADE DE CARGA UNIAXIAL À TRAÇÃO

Nesta pesquisa pretendeu-se estudar também a capacidade de carga à tração uniaxial das hastes instaladas em solo argiloso com comportamento não drenado, instaladas por fluidização. Foram realizados ensaios de fluidização em tanques com solo e umidade de 120%,  $\pm 3\%$ , conforme procedimentos descritos anteriormente. As amostras foram deixadas em repouso durante um período entre um (1) e seis (6) dias. Em cada tanque foi instalada uma haste por cravação como referência para os resultados finais. Depois do período de tempo estabelecido para cada ensaio procedeu-se à respectiva prova de carga uniaxial à tração. Os acréscimos de carga foram realizados com acréscimos de carga através do posicionamento de objetos de forma paralelepípedica metálicos, com massa aproximada de 100 gramas, presos ao cabo conectado ao topo das hastes. Em todos os estágios se esperou estabilizar as leituras da célula de carga antes do carregamento subsequente. A carga última foi aquela que antecedeu o início do deslocamento contínuo e vertical ascendente das hastes, designada por  $P_{rup}$  em kN. Importa referir que das hastes instaladas por fluidização nenhuma apresentou entupimento da ponta, conforme mostrado na Figura 4.35. As hastes instaladas por cravação apresentaram entupimento na ponta, porém foi pequeno e não há necessidade de considerar o atrito lateral interno à estaca durante o arrancamento das haste.



Figura 4.35 –Pormenor de ponta desobstruída de haste depois de ensaio de arrancamento.

Segundo Poulos & Davis (1980), Bowles (1988) e API (1993), a capacidade de carga última à tração numa estaca em solo argiloso para a condição de comportamento não drenado é a soma das parcelas do fuste e de ponta. Nesta pesquisa a resistência de ponta não é significativa pois os ensaios são de arrancamento (mobilizando somente atrito lateral) e não há solo abaixo da estaca para mobilizar uma parcela de resistência por sucção. . Por isso, e de acordo com os mesmos autores, a expressão de cálculo da carga última (em kN), também é designada na literatura por Método  $\alpha$ , que contempla a resistência lateral, apresentado em 1971 por Tomlinson, e é dada por:

$$P_{\text{última}} = P_{\text{fuste}} = c_a A_{\text{fuste}} = \alpha S_u A_{\text{fuste}} \quad (4.10)$$

onde  $c_a$  é a adesão não drenada entre o solo e haste, em kN/m<sup>2</sup>;  $\alpha$  é a razão entre a adesão e a resistência não drenada ou simplesmente fator de adesão e geralmente oscila entre 0,5 e 1; e  $A_{\text{fuste}}$  é a área do fuste da haste no solo. A carga última ou do fuste foi obtida experimentalmente por equilíbrio de forças verticais. À carga medida subtraiu-se o peso próprio da haste e adicionou-se o empuxo hidrostático atuante na ponta da haste, resultando na seguinte equação:

$$P_{\text{fuste}} = P_{\text{rup}} - W_{\text{estaca}} + E_{\text{hid}} \quad (4.11)$$

onde  $W_{\text{estaca}}$  é o peso próprio da estaca e  $E_{\text{hid}}$  é o empuxo hidrostático, ambos em kN. Portanto, das equações 4.10 e 4.11, o único termo a determinar seria o fator de adesão. Em teoria esse fator é igual à unidade se a adesão do solo ao fuste é total a a resistência não-drenada é inteiramente transferida à haste, e inferior à unidade nos casos em que somente umas partes da área de fuste contatam com o solo, conforme se pode observar nas Figuras 4.19 e 4.20. O valor da adesão reduz com o aumento da resistência não drenada, pois com o aumento de  $S_u$  não há um contato perfeito solo-estaca de acordo com Poulos & Davis (1980). Ainda, na região mais próxima da ponta da haste na Figura 4.35 também se observou menor quantidade de solo aderida, em relação à restante.

Nas Figuras 4.36, 4.37 e 4.38 são apresentados os resultados da carga última medida para ensaio à tração de hastes instaladas e deixadas em repouso por um período de um e sete dias. As provas de carga à tração em estacas cravadas apresentaram maior carga de ruptura que



Figura 4.36 –Cargas últimas do fuste pela profundidade para dois dias.

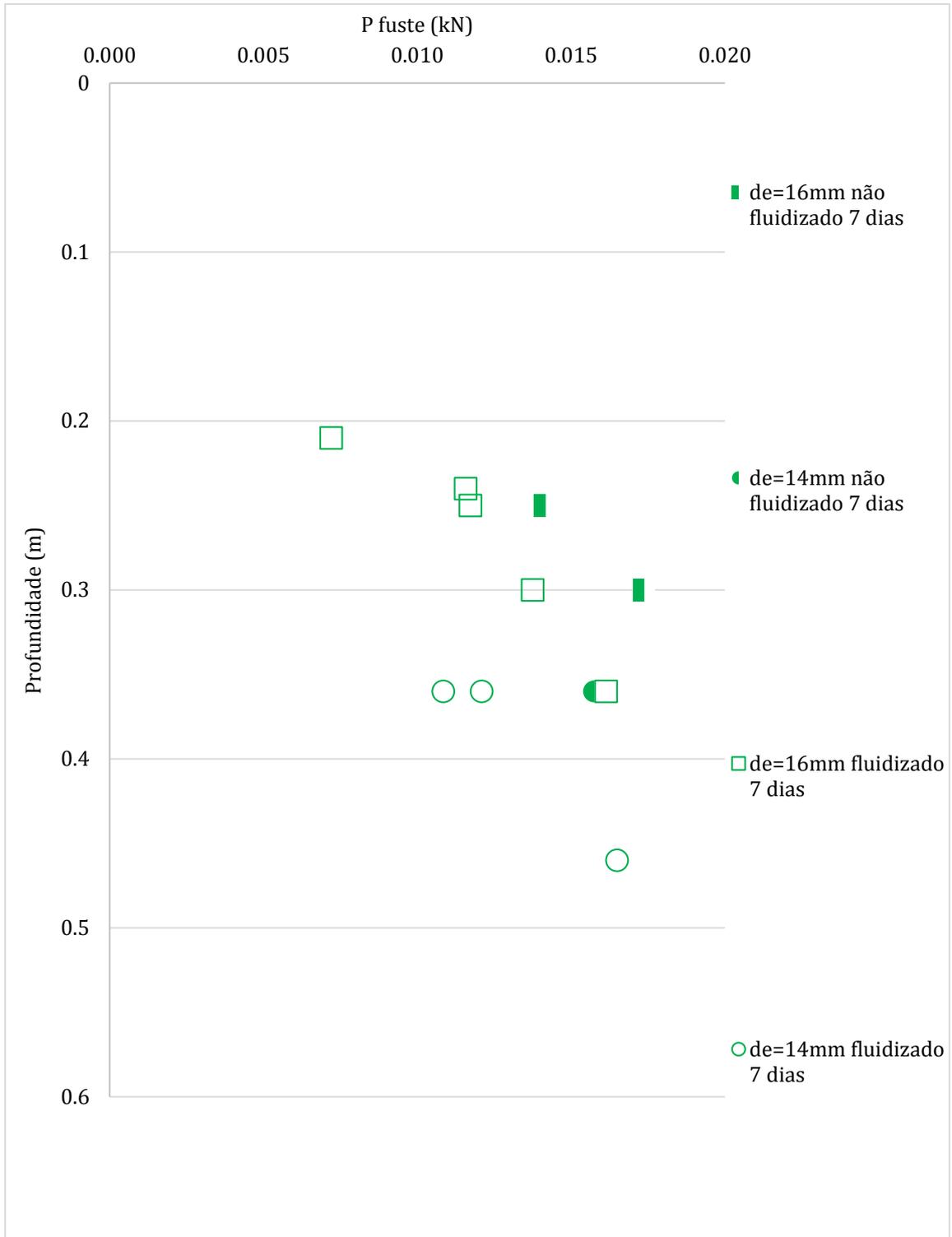


Figura 4.37 –Cargas últimas do fuste pela profundidade para sete dias.

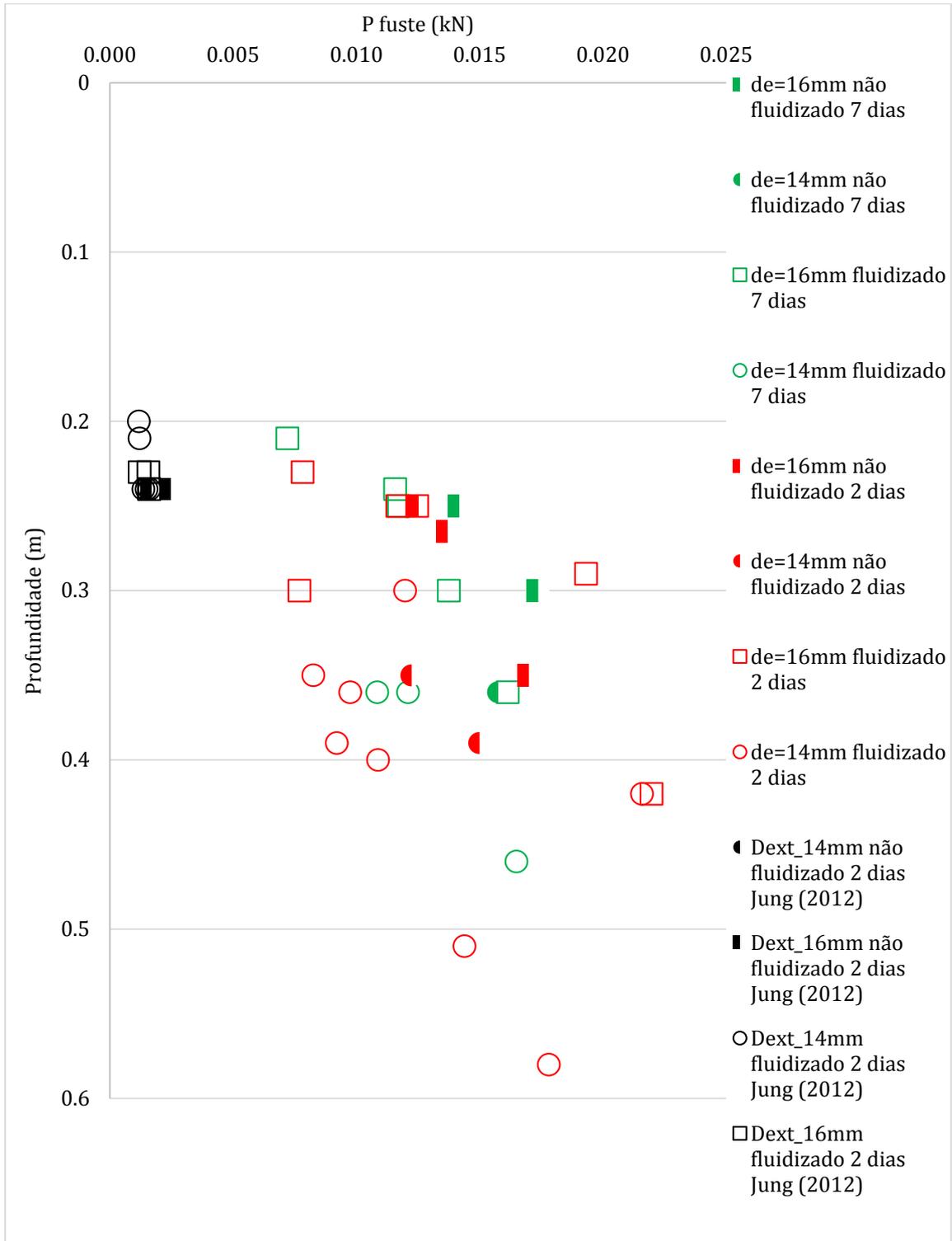


Figura 4.38 – Comparação das cargas últimas do fuste pela profundidade para dois e sete dias.

Com base nos valores apresentados nas figuras anteriores, é possível calcular os fatores de adesão médios de cada prova de carga e expressá-los em função da resistência não drenada. Os valores de  $\alpha$  apresentam considerável dispersão, conforme se pode observar na Figura 4.39. Os resultados de Jung (2012) que serviram para comparação com o presente trabalho e encontram-se plotados na mesma figura, embora a resistência não drenada tenha sido bem menor que a medida na esta pesquisa, e também medida por Rocha (2014), Gauer (2015) e Sampa (2015). Algumas considerações podem ser estabelecidas com base nas informações constantes na Figura 4.39:

Os valores de  $\alpha$  medidos em ensaios com estacas cravadas apresentam menos dispersão, com valores entre 0,8 e 1,0, em conformidade com valores descritos na literatura, valores entre 0,5 e 1,0, de acordo com Tomlinson (1970) e McClelland (1974) apud Poulos & Davis (1980);

Os valores medidos em estacas fluidizadas apresentam dispersão maior para ensaios realizados em condições controladas, em câmara de calibração. Ou o processo de instalação gera uma condição de contorno aleatória (não há como determinar a área de solo efetivamente em contato com a estaca) ou os resultados são afetados por outra variável que não a resistência ao cisalhamento não drenada.

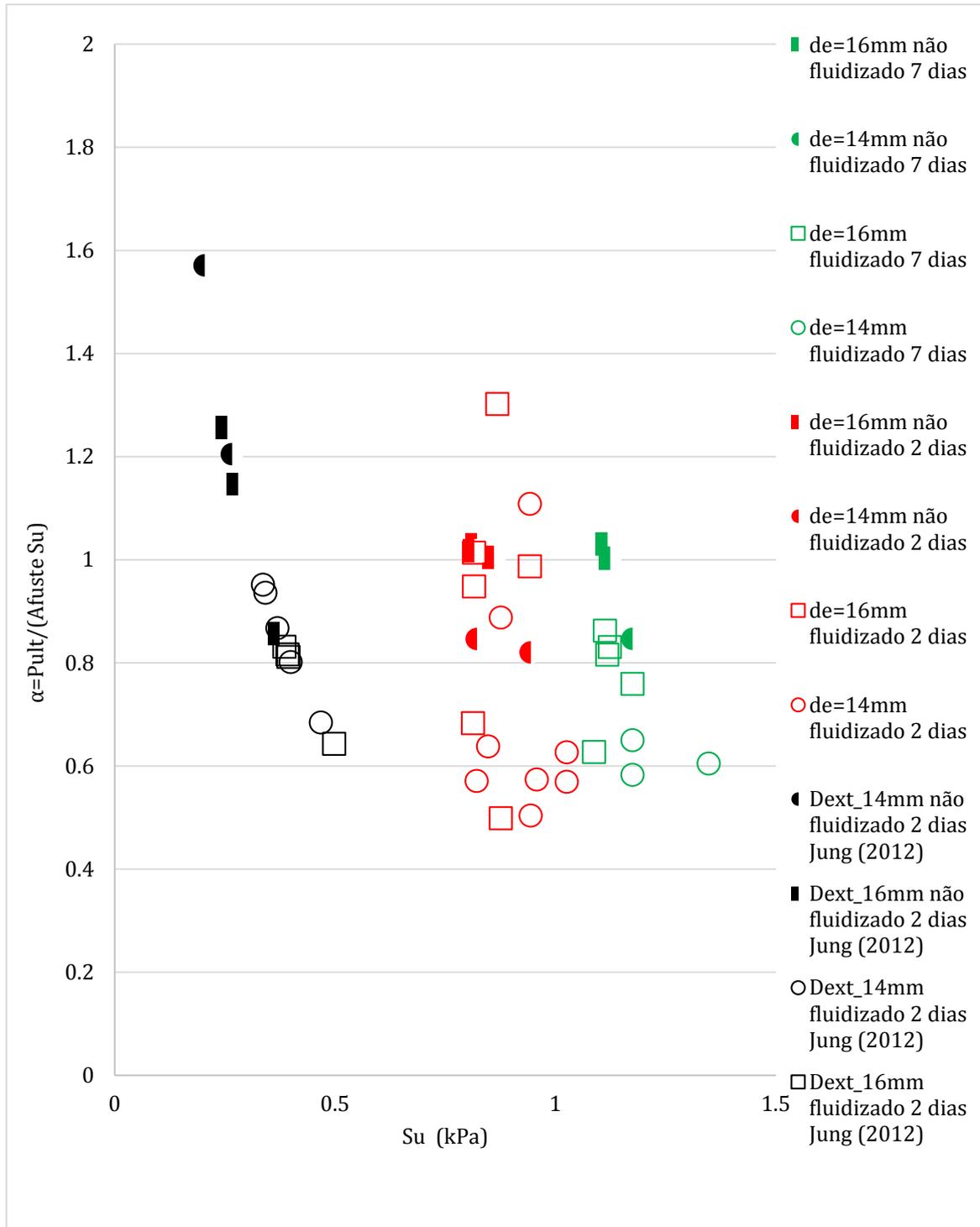


Figura 4.39 – Fator de adesão como função da resistência não drenada.

Na Figura 4.40 apresentam-se novamente os resultados de adesão solo-haste, mas enquadrados nos gráficos de vários autores como Tomlisom (1957), proponente de método de capacidade de carga amplamente difundido na literatura. Salienta-se que a magnitude de tensões foi bem menor nesta pesquisa que os valores normalmente observados em campo. Então a partir das

observações dos ensaios em modelos reduzidos, transferiu-se a magnitude de tensões dos modelos para o protótipo. Os resultados concordaram em dispersão com as referências da literatura. Notou-se que não existe um ajuste ideal e os resultados enquadram-se com os dos outros autores.

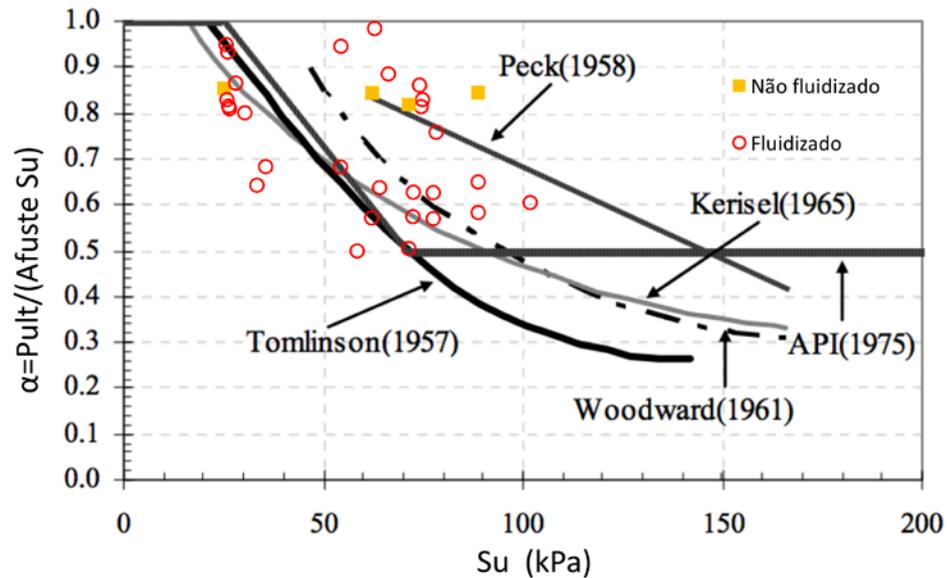


Figura 4.40 – Fator de adesão como função da resistência não drenada, adaptado de Poulos & Davis (1980).

Uma outra proposta foi apresentar os resultados da adesão em função da razão do comprimento enterrado adimensionalizado pelo diâmetro externo das hastes, como na Figura 4.41. Verifica-se na figura que os resultados se encontram dentro da variação esperada entre 0,5 e 1,0 podendo até exceder, segundo API (1984), Poulos & Davis (1980) e Bowles (1988).

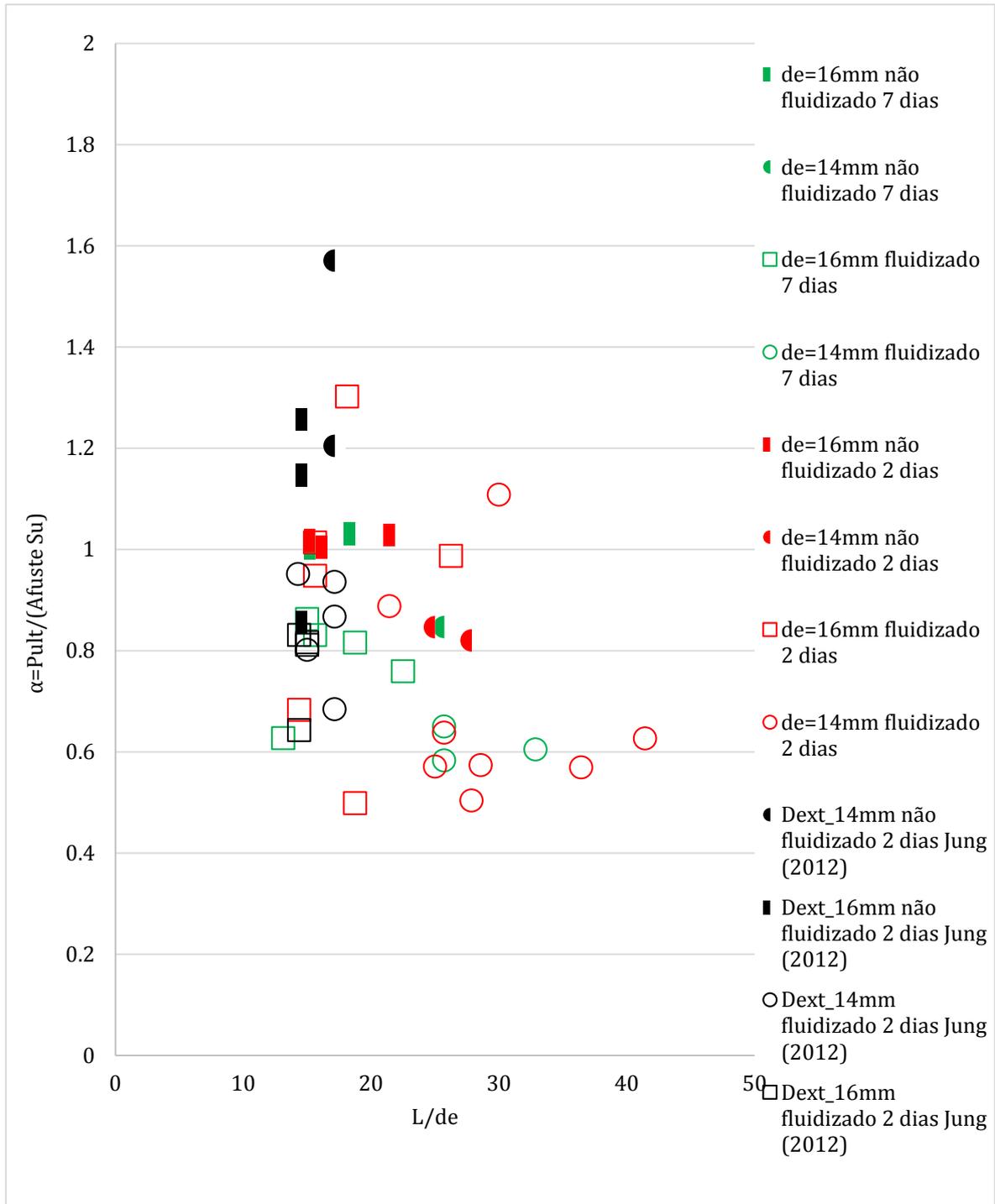


Figura 4.41 – Fator de adesão pelos comprimentos adimensionalizados das estacas metálicas.

Foram ainda plotados dois gráficos na Figuras 4.42, referentes à distribuição da resistência não drenada com a profundidade da ponta das estacas no final dos ensaios. Existe uma distinção

clara entre a resistência adotada por Jung (2012) e a desta pesquisa para os dois dias.

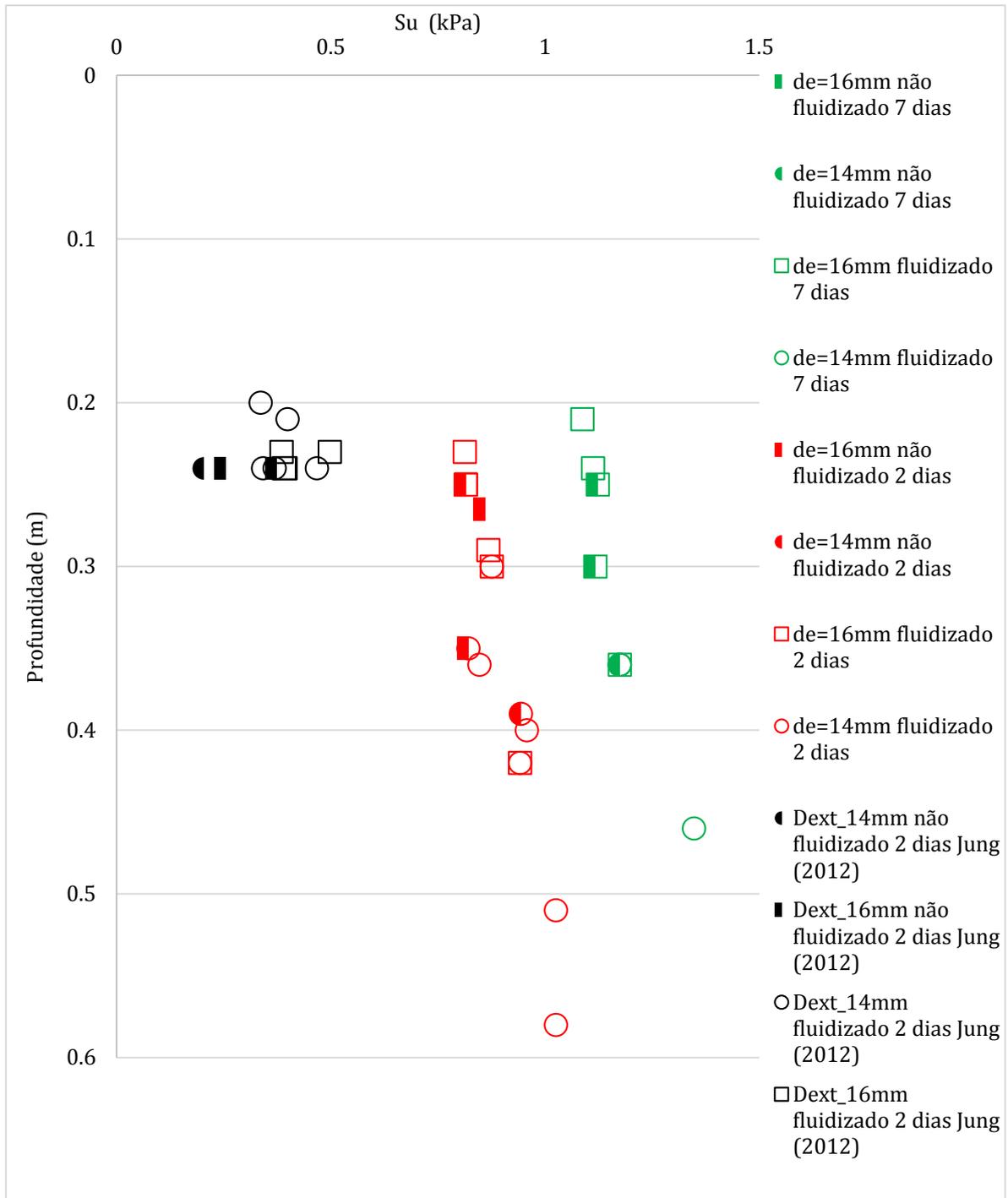


Figura 4.42 – Distribuição da resistência não drenada pela profundidade.

Para melhor entender a diferença entre os resultados de Jung (2012) e os da presente pesquisa, representa-se na Figura 4.43 a distribuição da relação  $S_u/\sigma'_{v0}$  com a profundidade. O padrão de comportamento de acordo com a literatura está correto, mas a razão deveria chegar perto do

valor de 0,30. Jung (2012) obteve em seus cálculos uma relação próxima ao valor teórico de referência, mas usou o valor da tensão efetiva vertical final do adensamento. Aqui trabalhou-se num solo em adensamento, onde o grau de adensamento foi praticamente nulo. As tensões verticais efetivas e resistência não drenada resultaram de medidas nas amostras de solo e respectivos cálculos. Neste solo composto por Caulim e Bentonita existem forças interparticulares originadas por fortes cargas eletrostáticas, capazes por hipótese, de exercer efeito viscoso adicional quando saturado, conforme Geldart (1973). Isto pode levar ao aumento da resistência não drenada do solo medida para o período de tempo dos ensaios após mistura. Isso pode explicar a discrepância da relação  $S_u/\sigma'_{v0}$  obtida em relação aos valores da literatura.

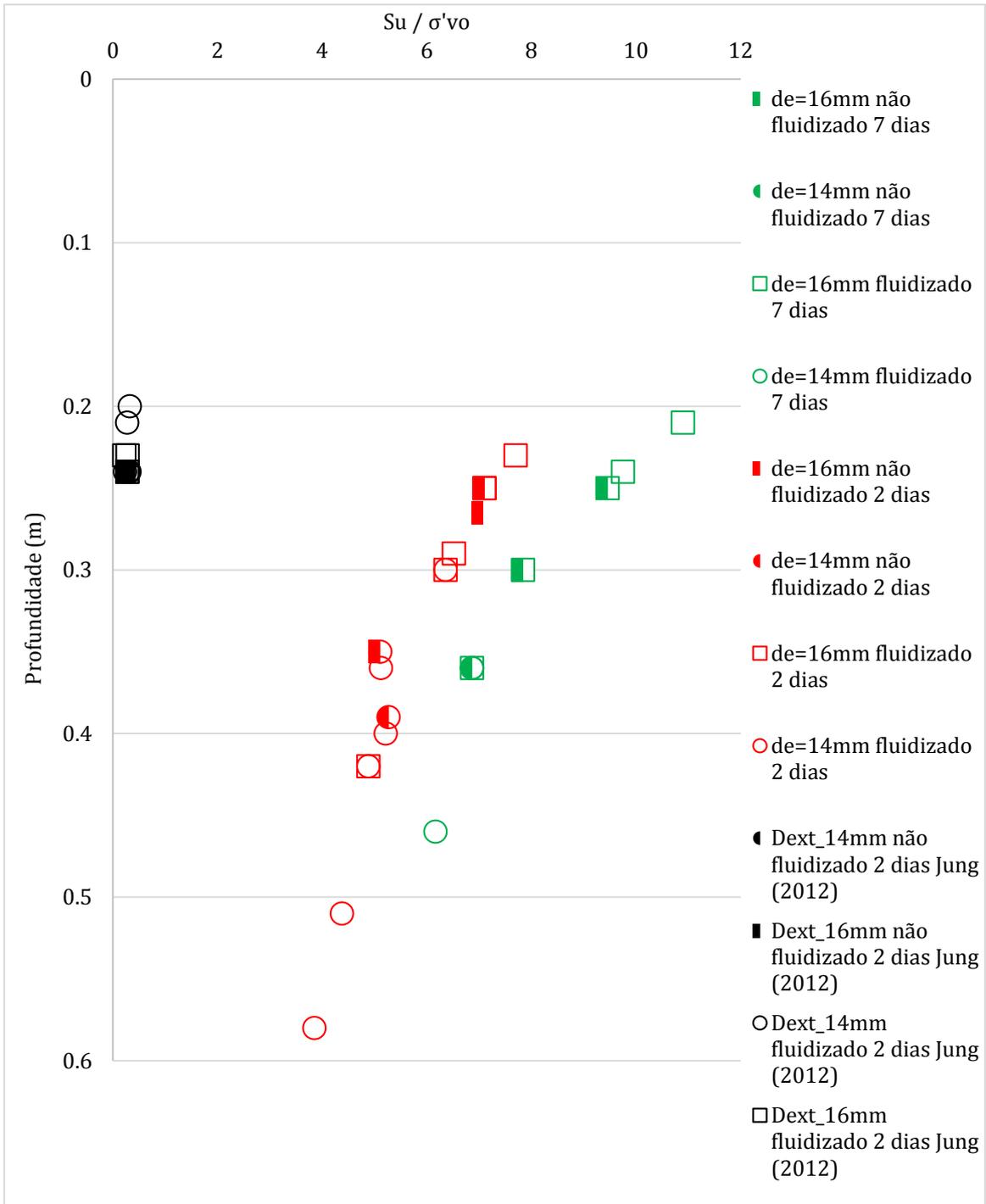


Figura 4.43 – Resistência não drenada adimensionalizada pela tensão efetiva vertical ao longo da profundidade.

## 5 ANÁLISE DE RESULTADOS

O tratamento dos dados obtidos durante os ensaios foi necessário para a determinação dos parâmetros que influenciaram a profundidade final atingida pelas hastes metálicas, instaladas pelo processo de fluidização. Para as análises aplicou-se o Teorema de Vaschy-Buckingham para obter os grupos de variáveis dimensionalmente homogêneos, denominados números  $\Pi$ , e depois analisaram-se esses grupos através de regressões lineares multivariadas para obter uma equação estimativa da profundidade, determinando quais as variáveis e ou números  $\Pi$  que controlam o processo.

### 5.1 ANÁLISE PELO TEOREMA DE VASCHY-BUCKINGHAM

Segundo Motta (1972), Carneiro (1993) e Quintela (2005), o Teorema  $\Pi$  de Vaschy-Buckingham é muito utilizado na análise dimensional para estabelecer os parâmetros adimensionais, ou parâmetros  $\Pi$ , a partir das variáveis originais, para simplificar e facilitar a resolução de um problema físico. Um problema físico é composto por um número  $n$  de variáveis e essas são representadas por  $m$  dimensões fundamentais independentes. Então um novo problema de  $p=n-m$  grandezas (termos) adimensionais, ou parâmetros  $\Pi$ , pode ser reescrito, simplificando o problema, mesmo que a forma das equações envolvidas não seja conhecida.

Em primeiro lugar escolheram-se as variáveis necessárias à caracterização do processo e selecionou-se um sistema com dimensões fundamentais: L (comprimento), M (massa) e T (tempo). Depois representaram-se todas as grandezas em função das dimensões fundamentais. Dentre estas, três variáveis foram selecionadas, designadas grandezas repetitivas, em número igual às do sistema fundamental, três neste caso, contemplando todas as dimensões. Todas as grandezas são expressas em função das repetitivas. Combinaram-se as variáveis definidas primeiramente com as variáveis repetitivas constituindo assim os grupos ou parâmetros  $\Pi$ . A

escolha dos grupos  $\Pi$  tem múltiplas soluções, sendo necessário agrupar os vários  $\Pi$  numa equação de tal modo que:

$$\Pi_1 = f(\Pi_2, \Pi_3, \Pi_4, \dots, \Pi_{n-m}) \quad (5.1)$$

Nesta pesquisa catorze grandezas foram escolhidas como intervenientes no processo. Apresentam-se na Tabela 5.1 as grandezas presentes nos ensaios de fluidização usadas na análise.

Tabela 5.1 – grandezas no processo de instalação das hastes.

Tipo de grandeza	Designação	Dimensão	Descrição
Geométrica	$Z$	L	Profundidade da haste
Geométrica	$d_j$	L	Diâmetro do jato
Geométrica	$d_e$	L	Diâmetro externo da haste
Geométrica	$A_{\text{anel}}$	$L^2$	Área do anel na ponta da haste
Geométrica	$d_{\text{pert}}$	L	Diâmetro da área perturbada de solo
Geométrica	$d_{50}$	L	Diâmetro médio das partículas de solo
Cinemática	$Q$	$L^3/T$	Vazão do fluxo de água
Fluido e solo	$\rho$	$M/L^3$	Densidade da água
Fluido e solo	$\rho_{\text{solo}}$	$M/L^3$	Densidade do solo
Fluido e solo	$\mu$	$M/(LT)$	Coefficiente viscosidade absoluta da água
Fluido e solo	$S_u$	$M/(LT^2)$	Resistência não drenada do solo
Fluido e solo	$P_{\text{disp}}$	$M/(LT^2)$	Pressão disponível do fluxo da água no jato
Haste	$m$	M	Massa da haste
Geométrica	$h$	L	Altura de lâmina de água

As grandezas repetitivas escolhidas foram  $\rho$ ,  $Q$  e  $d_j$  que são de diferentes tipos, contemplam as três dimensões fundamentais escolhidas, usadas para criar os grupos  $\Pi$  de tal forma que os termos ficassem dimensionalmente homogêneos. Por exemplo, combinando a variável  $Z$  com as variáveis repetitivas é possível obter o primeiro  $\Pi$ , para depois calcular os expoentes garantindo a homogeneidade. A partir da equação:

$$\Pi_1 = Z \rho^a Q^b d_j^c \quad (5.2)$$

que em termos dimensionais fica:

$$M^0 L^0 T^0 = L \left(\frac{M}{L^3}\right)^a \left(\frac{L^3}{T}\right)^b L^c, \quad (5.3)$$

foi necessário determinar os expoentes  $a$ ,  $b$  e  $c$  de tal modo que  $\Pi_1$  fosse adimensional. O sistema de equações a resolver fica:

$$\text{Expoentes: } \begin{cases} M \rightarrow 0 = a \\ L \rightarrow 0 = 1 - 3a + 3b + c \\ T \rightarrow 0 = -b \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} a = 0 \\ c = -1 \\ b = 0 \end{cases} \quad (5.4)$$

e concluindo, o primeiro grupo  $\Pi$  é:

$$\Pi_1 = \frac{Z}{d_j} \quad (5.5)$$

que é dimensionalmente homogêneo. O mesmo foi feito para todas as outras variáveis e o resultado desses grupos são resumidos na Tabela 5.2. Novos grupos foram gerados combinando os grupos obtidos. Partindo de catorze variáveis foram obtidos onze grupos  $\Pi$  e um outro da combinação de dois, o  $\Pi_{12}$ , para simplificar a análise.

Tabela 5.2 – Grupos  $\Pi$  de variáveis adimensionais.

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

Estes grupos adimensionais se constituem nos parâmetros de entrada para a análise estatística que segue. O objetivo foi determinar quais os mais importantes no controle do processo de instalação das hastes metálicas em argila e estabelecer uma equação estimativa da profundidade final alcançada pela ponta das haste.

## 5.2 ANÁLISE PELO MÉTODO DA REGRESSÃO LINEAR MÚLTIPLA

Em áreas distintas de conhecimentos como agricultura, medicina, engenharia entre outras, com frequência é necessário saber se, para uma dada amostra de dados, com uma, duas ou mais variáveis, denominadas na forma genérica de  $x_{ij}$ , estão relacionadas, influenciando os resultados de uma amostra  $Y$ . Para compreender a relação entre elas estabelece-se, através de técnicas estatísticas, um modelo matemático comportamental. Normalmente quando se têm uma quantidade significativa de dados opta-se pela realização uma análise de regressão linear, a mais simples das regressões, porque procura ajustar os pontos a uma reta, prática comum em

engenharia. Assim permite entender como o comportamento de algumas variáveis independentes ou regressores, influenciam o comportamento da outra variável dependente ou de resposta. A análise estatística teve como base os livros de Freund (2006) e Ryan (2007).

O critério para ajustar as retas é o Método dos mínimos quadrados, em que a soma dos quadrados das distâncias verticais dos dados observados à reta de ajuste, deve ser a menor possível. Os erros são os valores medidos de uma grandeza na vertical dos pontos observados à reta estimada, e a soma dos erros é zero.

Aqui assume-se que existe uma relação linear entre uma variável  $Y$ , variável dependente e  $k$  variáveis independentes,  $x_{ij}$  ( $j=1, \dots, k$ ). As variáveis independentes são também chamadas variáveis explicativas, preditoras ou regressores, utilizadas para explicar a variação de  $Y$ .

No trabalho a análise estatística foi realizada em cooperação com Núcleo de Assistência Estatística da UFRGS, NAE. Utilizou-se o programa de cálculo estatístico, o SPSS, e a análise solicitada foi a regressão linear multivariada *stepwise*.

## 5.1 MODELO ESTATÍSTICO

O modelo de regressão linear múltipla é dado pela equação linear

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 x_{i1} + \beta_2 x_{i2} + \dots + \beta_j x_{ij} + \varepsilon_i, \quad i = 1, \dots, n; j = 1, \dots, k \quad (5.6)$$

em que  $Y_i$  é uma estimativa da variável resposta ou dependente,  $x_{ij}$  são os valores das variáveis explicativas ou independentes e  $\varepsilon_i$  é o erro experimental ou erro aleatório independente. A equação em cima apresentada é uma função linear de  $k$  parâmetros desconhecidos  $\beta_j$ , chamados de coeficientes da regressão.

## 5.2 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO MODELO

Tendo  $n$  observações ou dados amostrais ( $n > k$ ) da variável dependente, e das  $k$  variáveis independentes e explicativas (aleatórias), cada observação tem que satisfazer a Equação 5.6 em que  $Y_i$  é o valor da variável dependente (não aleatória) na  $i$ -ésima observação, e  $x_{ij}$  é o valor da variável  $x_j$  na  $i$ -ésima observação,  $j=1,2, \dots, k$ . Uma forma de representar os dados é mostrada na Tabela 5.3. depois de realizada uma determinada experiência para uma amostra de tamanho  $n$ .

Tabela 5.3 - Representação dos dados do MRLM.

$Y$	$x_1$	$x_2$	...	$x_k$
$Y_1$	$x_{11}$	$x_{12}$	...	$x_{1k}$
$Y_2$	$x_{21}$	$x_{22}$	...	$x_{2k}$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
$Y_n$	$x_{n1}$	$x_{n2}$	...	$x_{nk}$

Os dados amostrais da presente pesquisa foram descritos na Tabela 5.4, os grupos  $\Pi$  obtidos no item anterior.

Tabela 5.4 – Representação e correspondência dos dados no MRLM da presente pesquisa.

$n$	$Y$	$x_1$	$x_2$	$x_3$	$x_4$	$x_5$	$x_6$	$x_7$	$x_8$	$x_9$	$x_{10}$	$x_{11}$
149	$\Pi_1$	$\Pi_2$	$\Pi_3$	$\Pi_4$	$\Pi_5$	$\Pi_6$	$\Pi_7$	$\Pi_8$	$\Pi_9$	$\Pi_{10}$	$\Pi_{11}$	$\Pi_{12}$

Como na presente pesquisa se deparou com um sistema de 149 equações, foi conveniente expressar as operações matemáticas em notação matricial, para ajustar o modelo de regressão, devido às dificuldades de cálculo com tantos parâmetros.

### 5.2.1 Representação Matricial MRLM

Tendo em consideração a apresentação dos dados da Tabela 5.3, o modelo de regressão linear múltipla pode ser representado matricialmente por.

$$Y = X\beta + \varepsilon,$$

onde,

$$Y = \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \vdots \\ Y_n \end{bmatrix}, X = \begin{bmatrix} 1 & x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1k} \\ 1 & x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2k} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 1 & x_{n1} & x_{n2} & \dots & x_{nk} \end{bmatrix}, \beta = \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \vdots \\ \beta_k \end{bmatrix} e \varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{bmatrix}. \quad (5.7)$$

e:

$Y$  é um vetor de  $n$  elementos que corresponde às  $n$  respostas ou observações;

$X$  é uma matriz de dimensão  $n(k + 1)$ , denominada matriz modelo;

$\varepsilon$  é um vetor de dimensão  $n$ , corresponde aos erros;

$\beta$  é um vetor de  $(k + 1)$  elementos e são os coeficientes de regressão parciais.

Assim sendo, pode-se determinar quais são as variáveis independentes que contribuem mais para a explicação da variável dependente, são os que apresentam, um valor maior. Na Tabela 5.5 estão os dois tipos de análise: um geral com todas as variáveis; e uma compacta otimizada com algumas variáveis. Aqui apenas interessou mostrar as análises relevantes.

Tabela 5.5 – Grandezas de entrada nas análises de regressão linear.

Grandezas		Modelo Geral	Modelo Compacto
Dependente	$\Pi_1 = \frac{Z}{d_j}$	Sim	Sim
Independente	$\Pi_2 = \frac{d_e}{d_j}$	Sim	Não
Independente	$\Pi_3 = \frac{A_{anel}}{d_j^2}$	Sim	Não
Independente	$\Pi_4 = \frac{d_{pert}}{d_j}$	Sim	Não
Independente	$\Pi_5 = \frac{d_{50}}{d_j}$	Sim	Não
Independente	$\Pi_6 = \frac{\rho Q}{\mu d_j} = Re_{jato}$	Sim	Sim
Independente	$\Pi_7 = \frac{\rho}{\rho_{solo}}$	Sim	Sim
Independente	$\Pi_8 = \frac{S_u d_j^4}{\rho Q^2}$	Sim	Não
Independente	$\Pi_9 = \frac{P_{disp} d_j^4}{\rho Q^2}$	Sim	Não
Independente	$\Pi_{10} = \frac{m}{\rho d_j^3}$	Sim	Sim
Independente	$\Pi_{11} = \frac{h}{d_j}$	Sim	Sim
Independente	$\Pi_{12} = \frac{\Pi_9}{\Pi_8} = \frac{P_{disp}}{S_u}$	Sim	Sim

A Tabela 5.6 apresenta os coeficientes de regressão para as previsões ou estimativas de  $\Pi_1$ , a profundidade de penetração da haste pelo diâmetro do jato, a variável dependente para os dois modelos.

Tabela 5.6 - Representação dos coeficientes dos modelos.

Modelo		Coeficientes parciais		Coeficientes estandarizados
		$\hat{\beta}_0$ e $\hat{\beta}_j$	Erro Padrão $Se(\hat{\beta}_j)$	$\beta'_j$
Iteração final <b>Geral</b>	(Constante)	-782,594	64,959	0,000
	$\Pi_{12} = \frac{P_{disp}}{S_u}$	0,572	0,104	0,281
	$\Pi_7 = \frac{\rho}{\rho_{solo}}$	1070,663	89,056	0,427
	$\Pi_6 = \frac{\rho Q}{\mu d_j} = Re_{jato}$	0,004	0,000	0,525
	$\Pi_{10} = \frac{m}{\rho d_j^3}$	0,001	0,000	0,562
	$\Pi_2 = \frac{d_e}{d_j}$	-3,236	1,350	-0,195
Iteração final <b>Compacto</b>	(Constante)	-791,423	65,915	0,000
	$\Pi_{12} = \frac{P_{disp}}{S_u}$	0,501	0,101	0,246
	$\Pi_7 = \frac{\rho}{\rho_{solo}}$	1064,016	90,468	0,424
	$\Pi_6 = \frac{\rho Q}{\mu d_j} = Re_{jato}$	0,004	0,000	0,545
	$\Pi_{10} = \frac{m}{\rho d_j^3}$	0,001	0,000	0,412

A Equação 5.6 pode ser reescrita na forma das Equações 5.8 e 5.9, respetivamente para as análises geral e compacta, que estima a profundidade adimensionalizada  $\Pi_1$ . Ela é função de  $\frac{P_{disp}}{S_u}$ ,  $\frac{\rho}{\rho_{solo}}$ ,  $Re_{jato} = \frac{\rho Q}{\mu d_j}$ ,  $\frac{m}{\rho d_j^3}$  e  $\frac{d_e}{d_j}$ , com maior contribuição de  $Re_{jato}$  e  $\frac{m}{\rho d_j^3}$ , seguido de  $\frac{\rho}{\rho_{solo}}$  e  $\frac{P_{disp}}{S_u}$  conforme os resultados maiores na coluna dos coeficientes padronizados. Ou seja, a relação entre forças inerciais e viscosas e a massa são as que contribuem mais para a profundidade final atingida. Mas também não menos importantes foram: a relação entre densidades da água e solo; e a relação da pressão disponível do jato que fluidizou e ou erodiu o solo com a resistência não drenada do mesmo. A contribuição da variável  $\frac{d_e}{d_j}$ , serviu apenas

para obter uma equação com um maior coeficiente de determinação, como se verá mais à frente.

$$\frac{Z}{d_j} = -782,594 + 0,572 \frac{P_{disp}}{S_u} + 1070,663 \frac{\rho}{\rho_{solo}} + 0,004 \frac{\rho Q}{\mu d_j} + 0,001 \frac{m}{\rho d_j^3} - 3,236 \frac{d_e}{d_j} \quad (5.8)$$

$$\frac{Z}{d_j} = -791,423 + 0,501 \frac{P_{disp}}{S_u} + 1064,016 \frac{\rho}{\rho_{solo}} + 0,004 \frac{\rho Q}{\mu d_j} + 0,001 \frac{m}{\rho d_j^3} \quad (5.9)$$

A Figuras 5.2 e 5.3 permitem observar a boa aderência dos dados observados às Equação 5.8 e 5.9, respectivamente. Elas estimam a profundidade atingida pelas hastes, adimensionalizada através das variáveis predictoras. A razão unitária entre o real e o estimado também foi desenhada. A relação foi boa, não foi perfeita devido a todos os erros inerentes ao processo experimental.

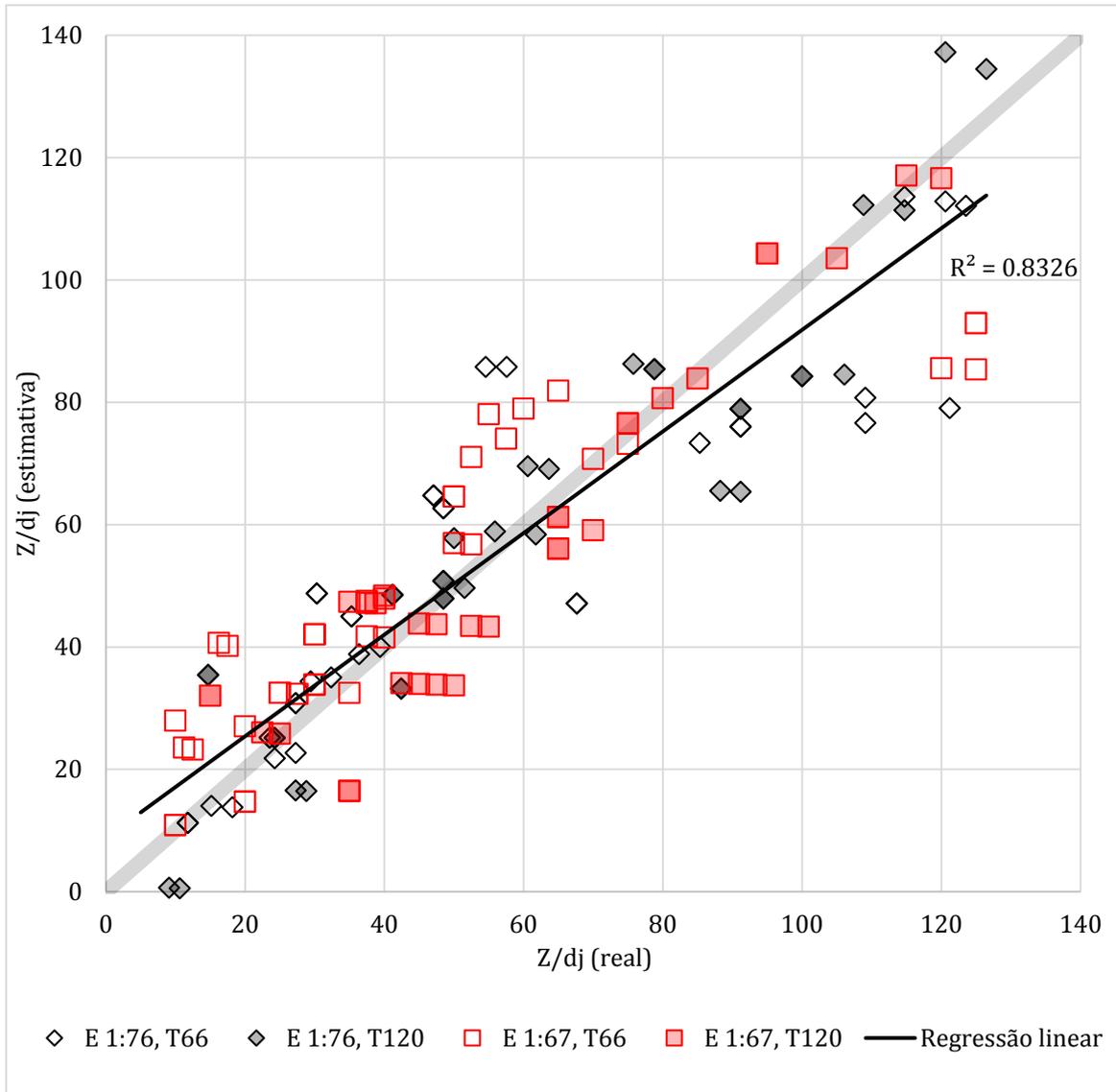


Figura 5.2 – Comparação entre a estimativa do modelo geral e as observações reais.

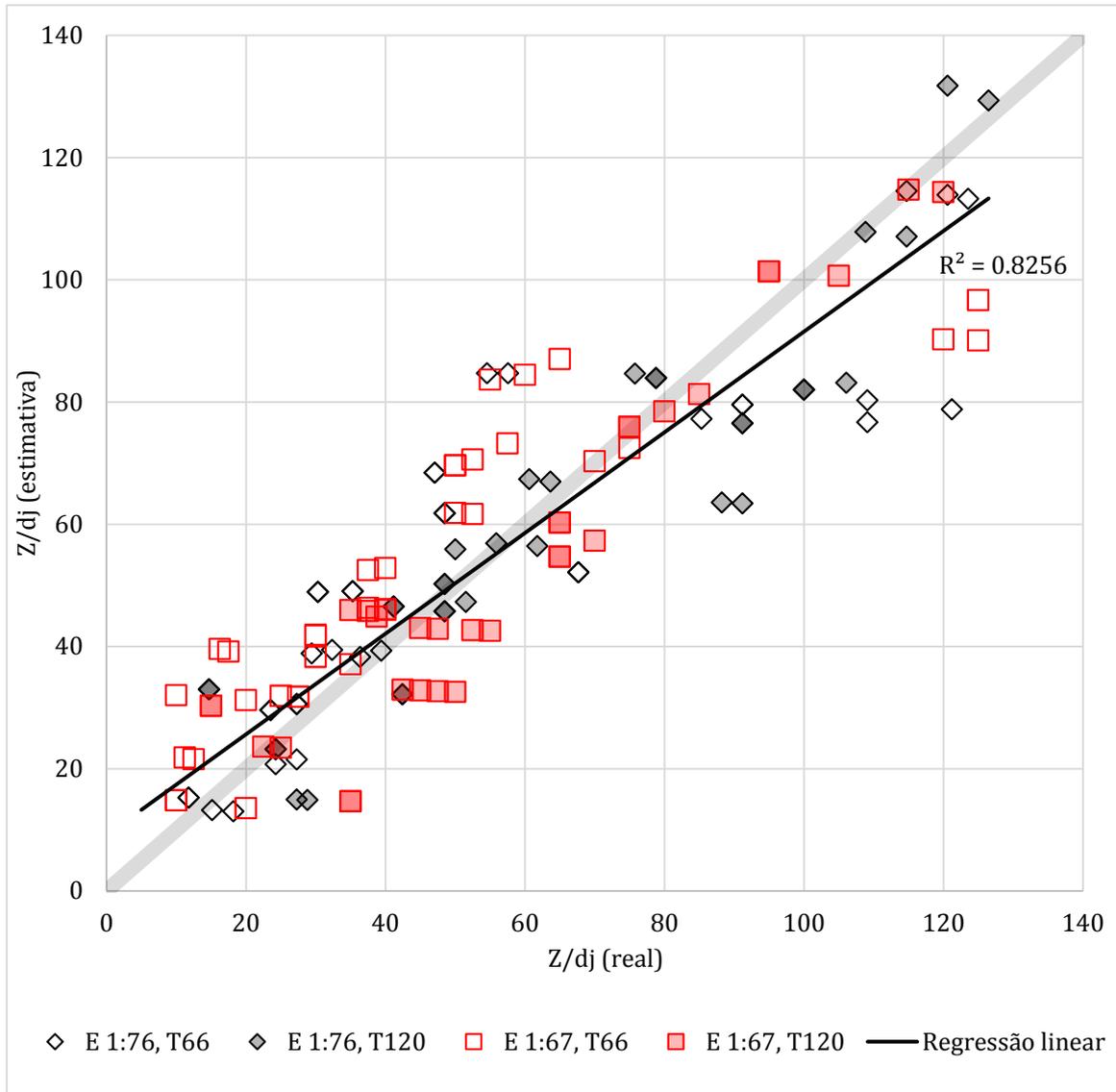


Figura 5.3 – Comparação entre a estimativa do modelo compacto e as observações reais.

### 5.3 VALIDAÇÃO DO MRLM

Antes de estimar e prever a resposta pela utilização de um MRLM foi necessário saber se pelo menos algum dos regressores contribuiu para explicar a variação da variável dependente. A adequação do modelo de regressão, a sua equação, foi avaliada recorrendo a testes de hipóteses, com base em curvas de distribuição conhecidas da estatística, e do coeficiente de determinação.

#### 5.3.1 Significância do MRLM

Procedeu-se depois à realização do teste de hipóteses relativo à diferença entre médias, o teste  $F$ . Se a hipótese  $H_0$  for rejeitada, significa que pelo menos um regressor  $x_j$  colaborou para

explicar a variação de  $Y$ . Se  $H_0$  não for rejeitada, então nenhuma variável  $x_j$  contribuiu para explicar o modelo, ou ajuste  $Y$ .

Hipóteses para testar:

$$\text{Hipótese nula } H_0: \beta_1 = \beta_2 = \dots = \beta_k = 0; \quad (5.10)$$

$$\text{Hipótese alternativa } H_A: \beta_j \neq 0 \text{ para algum } j, j = 1, \dots, k. \quad (5.11)$$

$F_\alpha[k, n - k - 1]$  pode ser consultado em tabelas de referência do livro de Freund (2006).

O  $p\_valor$  é a probabilidade de se observar um resultado mais extremo que o da amostra, supondo a hipótese nula verdadeira. Rejeita-se  $H_0$  se  $p\_valor < \alpha$ . Na presente pesquisa, conforme se pode visualizar na Tabela 5.7, o resultado da análise de variância, ANOVA, no programa SPSS do  $p\_valor$  só apresentou algarismo significativo na quarta casa decimal, para os modelos ajustados, o que permitiu rejeitar a hipótese nula com o nível de significância  $\alpha$  de 0,05. Na presente pesquisa a hipótese  $H_0$  foi rejeitada, significa que pelo menos um regressor  $x_j$  contribuiu para explicar a variação de  $Y$  com  $(1 - 0,05) \times 100\% = 95\%$  de confiança .

Tabela 5.7 - Representação final dos resultados ANOVA para todos os dados no modelo geral e compacto.

Modelo	Fonte de variação	Graus de liberdade	Soma dos Quadrados	Média quadrática	$F_0$	Sig. $p\_valor$
Iteração final <b>Geral</b>	Regressão	5	136510,373	27302,075	141,910	0,000
	Resíduos	143	27511,780	192,390		
	Total	148	164022,153			
Iteração final <b>Compacto</b>	Regressão	4	135404,711	33851,178	170,336	0,000
	Resíduos	144	28617,442	198,732		
	Total	148	164022,153			

Pela análise de variância, as equações estimadas pelos regressores  $x_j$ , contribuíram individualmente para explicar a variação de  $\frac{Z}{a_j}$ , profundidade de penetração adimensionalizada da haste metálica no solo argiloso com 95% de confiança.

### 5.3.2 Coeficientes de Determinação

O coeficiente de determinação  $R^2$  influenciado pela identidade da análise de variância assume valores entre zero e um, sendo um o máximo valor, a perfeição da relação entre os dados observados e estimados. Este coeficiente mede a proporção da variação da variável estimada  $\frac{Z}{a_j}$ .

Se variáveis independentes estatisticamente pouco importantes constituem o modelo, a diferença entre  $R^2$  e  $R^2_{ajustado}$  é grande. Em geral  $R^2_{ajustado}$  decresce sempre. Assim os coeficientes de determinação são bons para fazer julgamento e se se deve adicionar mais variáveis independentes ao modelo, ou parar esse procedimento.

Da leitura e interpretação da Tabelas 5.8, pode-se afirmar que diferença entre  $R^2$  e  $R^2_{ajustado}$  foi pequena, para o número selecionado de variáveis independentes destes modelos de regressão linear, ou em outras palavras, as variáveis escolhidas são estatisticamente relevantes.

Tabela 5.8 - Resultados dos coeficientes de determinação e erro padrão da estimativa para os dois modelos.

Modelo	$R$	$R^2$	$R^2_{ajustado}$	Erro padrão da estimativa, $Se(\hat{\mu}_{Y x})$
Iteração final <b>Geral</b>	0,912	0,832	0,826	13,870
Iteração final <b>Compacto</b>	0,909	0,826	0,821	14,097

### 5.3.3 Testes de Significância dos Coeficientes de Regressão

Os testes de hipótese têm interesse, porque permitem determinar a importância de cada regressor no MRLM. Pode ser melhorada a eficácia do modelo com o acréscimo de novas variáveis, ou com a saída de uma ou mais variáveis já existentes no modelo.

As hipóteses para testar a significância para os coeficientes de regressão  $\beta_j$ , são a nula e a alternativa. Pode-se, ao tomar a decisão de rejeitar a hipótese nula, cometer um erro tipo I quando ela é verdadeira. E comete-se um erro tipo II quando se aceita a hipótese nula e ela na verdade é falsa. Definindo as hipóteses tem-se:

$$\text{Hipótese nula } H_0: \beta_j = 0;$$

Hipótese alternativa  $H_A: \beta_j \neq 0$ ;

Se a hipótese nula não for rejeitada, o regressor  $x_j$  correspondente pode ser excluído do modelo porque a variável não influencia a resposta significativamente. Na estatística de teste  $t$ , a variável aleatória tem uma distribuição  $t$  de Student com  $(n - k - 1)$  graus de liberdade.

O  $p\_valor$  é a probabilidade de se observar um resultado mais extremo que o da amostra, supondo a hipótese nula verdadeira. Rejeita-se  $H_0$  se  $p\_valor < \alpha$ . Na presente pesquisa, conforme se pode visualizar na Tabela 5.9, resultado da computação no programa SPSS,  $p\_valor$  apresentou em quase todos os coeficientes algarismo significativo na quarta casa decimal, para os modelos ajustados, o que permite rejeitar a hipótese nula, com o nível de significância  $\alpha$  de 0,05. Feitas as análises de significância dos coeficientes de regressão para as diferentes escalas, as variáveis  $x_j$  influenciam individualmente a variação da profundidade adimensionalizada,  $\frac{z}{d_j}$ , de penetração da haste metálica no solo argiloso com 95% de confiança.

Tabela 5.9 - Representação dos testes de significância dos coeficientes de regressão para os modelos.

Modelo		$t_0$	Sig. <i>p_valor</i>
Iteração final <b>Geral</b>	(Constante)	-12,048	0,000
	$\Pi_{12} = \frac{P_{disp}}{S_u}$	5,506	0,000
	$\Pi_7 = \frac{\rho}{\rho_{solo}}$	12,022	0,000
	$\Pi_6 = \frac{\rho Q}{\mu d_j} = Re_{jato}$	12,270	0,000
	$\Pi_{10} = \frac{m}{\rho d_j^3}$	7,129	0,000
	$\Pi_2 = \frac{d_e}{d_j}$	-2,397	0,018
Iteração final <b>Compacto</b>	(Constante)	-12,007	0,000
	$\Pi_{12} = \frac{P_{disp}}{S_u}$	4,951	0,000
	$\Pi_7 = \frac{\rho}{\rho_{solo}}$	11,761	0,000
	$\Pi_6 = \frac{\rho Q}{\mu d_j} = Re_{jato}$	12,775	0,000
	$\Pi_{10} = \frac{m}{\rho d_j^3}$	8,446	0,000

### 5.3.4 Intervalos de confiança

#### 5.3.4.1 Intervalos de confiança para os coeficientes de regressão

Os intervalos com  $(1 - \alpha) \times 100\%$  confiança,  $\alpha = 0,05$ , para os coeficientes de regressão são limitados por:

$$\hat{\beta}_j \pm t_{\alpha/2}[n - k - 1] Se(\hat{\beta}_j), \sim t_{(n-k-1)} \quad (5.12)$$

Em que  $t_{0,05/2}[n - k - 1] = 1,96$  para as análises da presente pesquisa.

A Tabela 5.10 apresenta os limites de confiança para todos os dados das observações experimentais e para cada escala distinta.

Tabela 5.10 - Representação dos intervalos de confiança para os regressores dos modelos.

Modelo		Intervalo com 95% de confiança para $\hat{\beta}_j$	
		Limite inferior	Limite inferior
Iteração final <b>Geral</b>	(Constante)	-910,998	-654,190
	$\Pi_{12} = \frac{P_{disp}}{S_u}$	0,366	0,777
	$\Pi_7 = \frac{\rho}{\rho_{solo}}$	894,626	1246,700
	$\Pi_6 = \frac{\rho Q}{\mu d_j} = Re_{jato}$	0,003	0,004
	$\Pi_{10} = \frac{m}{\rho d_j^3}$	0,001	0,001
	$\Pi_2 = \frac{d_e}{d_j}$	-5,903	-0,568
Iteração final <b>Compacto</b>	(Constante)	-921,709	-661,137
	$\Pi_{12} = \frac{P_{disp}}{S_u}$	0,301	0,701
	$\Pi_7 = \frac{\rho}{\rho_{solo}}$	885,199	1242,834
	$\Pi_6 = \frac{\rho Q}{\mu d_j} = Re_{jato}$	0,003	0,004
	$\Pi_{10} = \frac{m}{\rho d_j^3}$	0,001	0,001

5.3.4.2 Intervalos de confiança para a estimativa do modelo ( $\hat{Y}$ ) ou  $\frac{Z}{d_j}$ 

Pretende-se saber qual o intervalo para os valores esperados da resposta do modelo para um determinado valor  $x_0$ . A partir da estatística  $\frac{\hat{\mu}_{Y|x_0} - \mu_{Y|x_0}}{Se(\hat{\mu}_{Y|x_0})}$  que segue uma distribuição  $t$ , de Student com  $(n - k - 1)$  graus de liberdade. A equação que se utilizou para o cálculo dos limites foi a seguinte:

$$\hat{\mu}_{Y|x_0} \pm t_{\alpha/2}[n - k - 1] Se(\hat{\mu}_{Y|x_0}), \sim t_{(n-k-1)} \quad (5.13)$$

Para um intervalo de 95% de confiança,  $\alpha = 0,05$  e  $t_{0,05/2}[n - k - 1] = 1,96$  para as análises da presente pesquisa.

Os gráficos relacionando os resultados observados, da profundidade máxima de penetração das hastes metálicas adimensionalizada pelo diâmetro do jato, expressos em função valores

estimados pela equação de regressão linear multivariada são apresentados nas Figuras 5.4 e 5.5, para os modelos geral e compacto, respectivamente incluindo os limites dos intervalos superior e inferior com 95% confiança para a estimativa. As equações das estimativas repetem-se abaixo de cada representação gráfica.

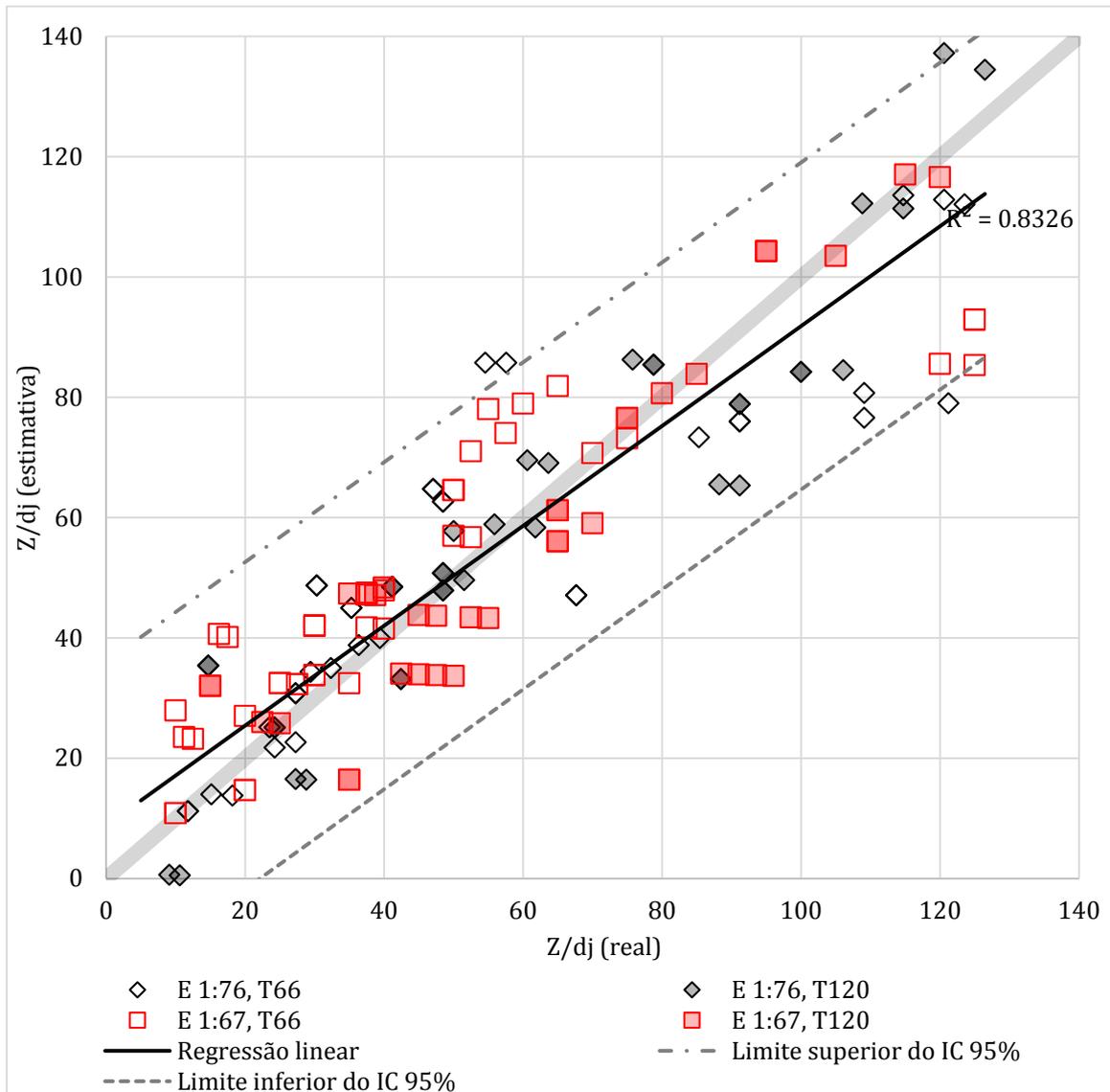


Figura 5.4 - Representação gráfica de todos os dados observados, pela estimativa geral com os limites com confiança de 95%.

$$\frac{Z}{d_j} = -782,594 + 0,572 \frac{P_{disp}}{S_u} + 1070,663 \frac{\rho}{\rho_{solo}} + 0,004 \frac{\rho Q}{\mu d_j} + 0,001 \frac{m}{\rho d_j^3} - 3,236 \frac{d_e}{d_j} \quad (5.8)$$

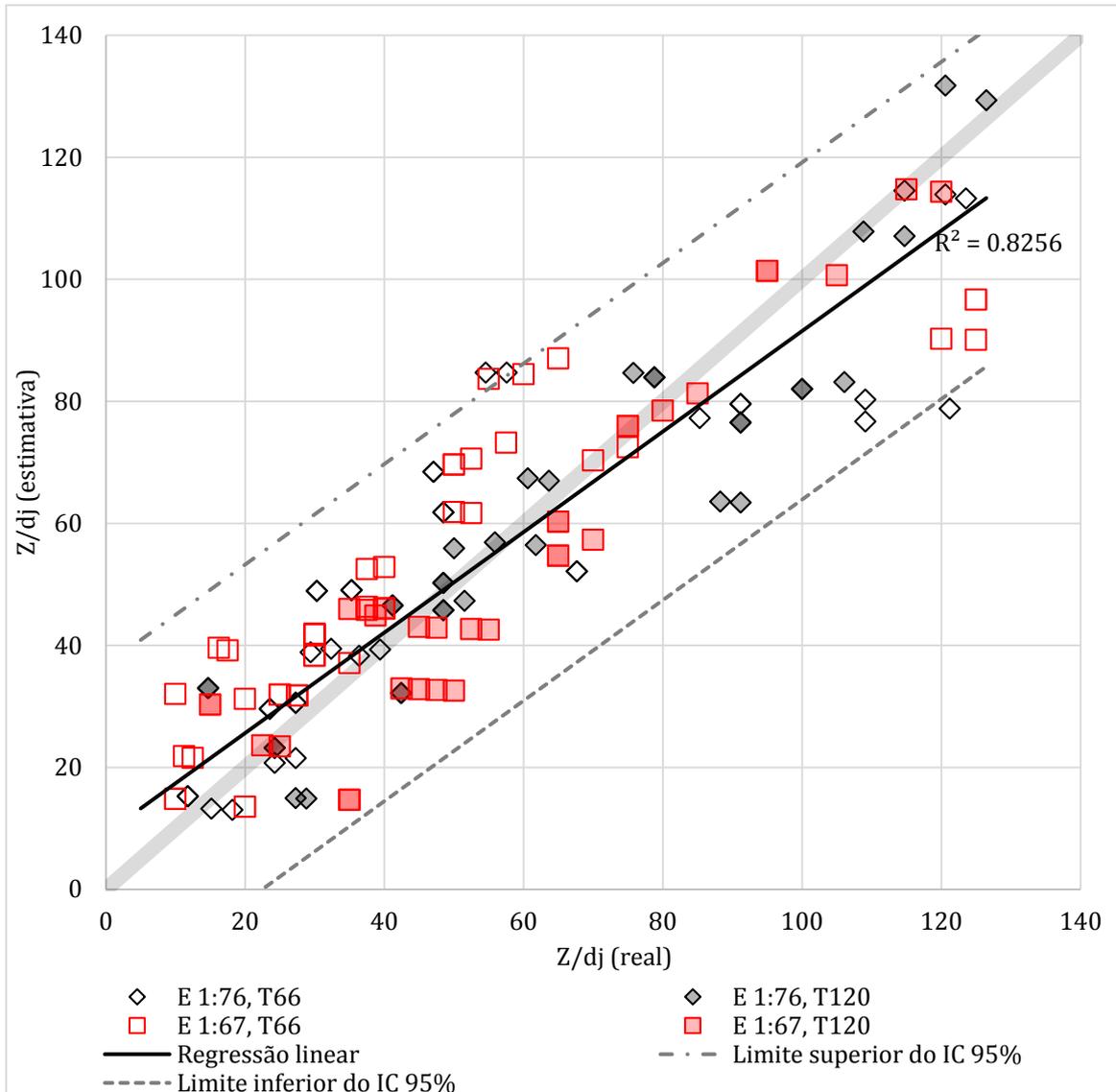


Figura 5.5 - Representação gráfica dos dados observados da escala 1:76, pela estimativa compacta com os limites com confiança de 95%.

$$\frac{Z}{d_j} = -791,423 + 0,501 \frac{P_{disp}}{S_u} + 1064,016 \frac{\rho}{\rho_{solo}} + 0,004 \frac{\rho Q}{\mu d_j} + 0,001 \frac{m}{\rho d_j^3} \quad (5.9)$$

#### 5.3.4.3 Previsões para novas observações

De forma homóloga aos limites dos valores estimados, é possível prever valores em experimentos futuros pela:

$$\hat{y}_0 \pm t_{\alpha/2}[n - k - 1] \sqrt{\hat{\sigma}^2[1 + x_0^T C x_0]}, \sim t_{(n-k-1)} \quad (5.14)$$

com o erro padrão de predição dado por:

$$Se(\hat{y}_0) = \sqrt{\hat{\sigma}^2[1 + x_0^T C x_0]} \quad (5.15)$$

### 5.3.5 Análise de Resíduos

Previamente para o ajuste do modelo linear, os erros, ou resíduos foram considerados independentes, com média zero, variância constante e normalmente distribuídos. Se o modelo ajustado estiver correto, os resíduos devem corroborar as suposições anteriores, nunca as contrariando.

Pode-se fazer a análise de forma analítica ou gráfica. Aqui opta-se por fazer pela forma gráfica que é mais simples e foi feita dos seguintes modos:

Representação dos valores estimados absolutos versus os resíduos absolutos;

Representação dos valores estimados da regressão studentizados versus os resíduos studentizados;

Na forma correta os resíduos devem representar as observações das variáveis aleatórias com distribuição normal  $N(0, \sigma^2)$ .

Na representação dos resíduos studentizados, os valores vão estar distribuídos em torno de zero e quase todos os valores estarão entre  $\pm t_{0,05/2}[n - k - 1] = \pm 1,96$ , valor retirado ta tabela estatística de Freund (2006), e que foram utilizados na presente pesquisa. Todas as suposições sobre variância e pontos discrepantes se devem verificar também aqui.

Foram plotados os gráficos correspondentes para as observações desta pesquisa e se pode concluir que a suposição da homogeneidade de variâncias foi atendida no geral, a distribuição dos erros encontra-se em torno de zero e foram poucos os pontos discrepantes. Os modelos de regressão linear multivariada foram adequados para representar a estimativa da profundidade de instalação adimensionalizada das hastes metálicas no solo argiloso.

Para as situações dos modelos geral e compacto, respectivamente, as Figuras 5.6 e 5.7 mostram que existiu homogeneidade de variâncias e as Figuras 5.8 e 5.9 complementam a informação, permitindo quantificar os pontos discrepantes, cinco no total, dois resíduos superiores a +1,96 e

três abaixo de  $-1,96$ , significando que a estimativa com confiança de 95% é discrepante para cinco observações.

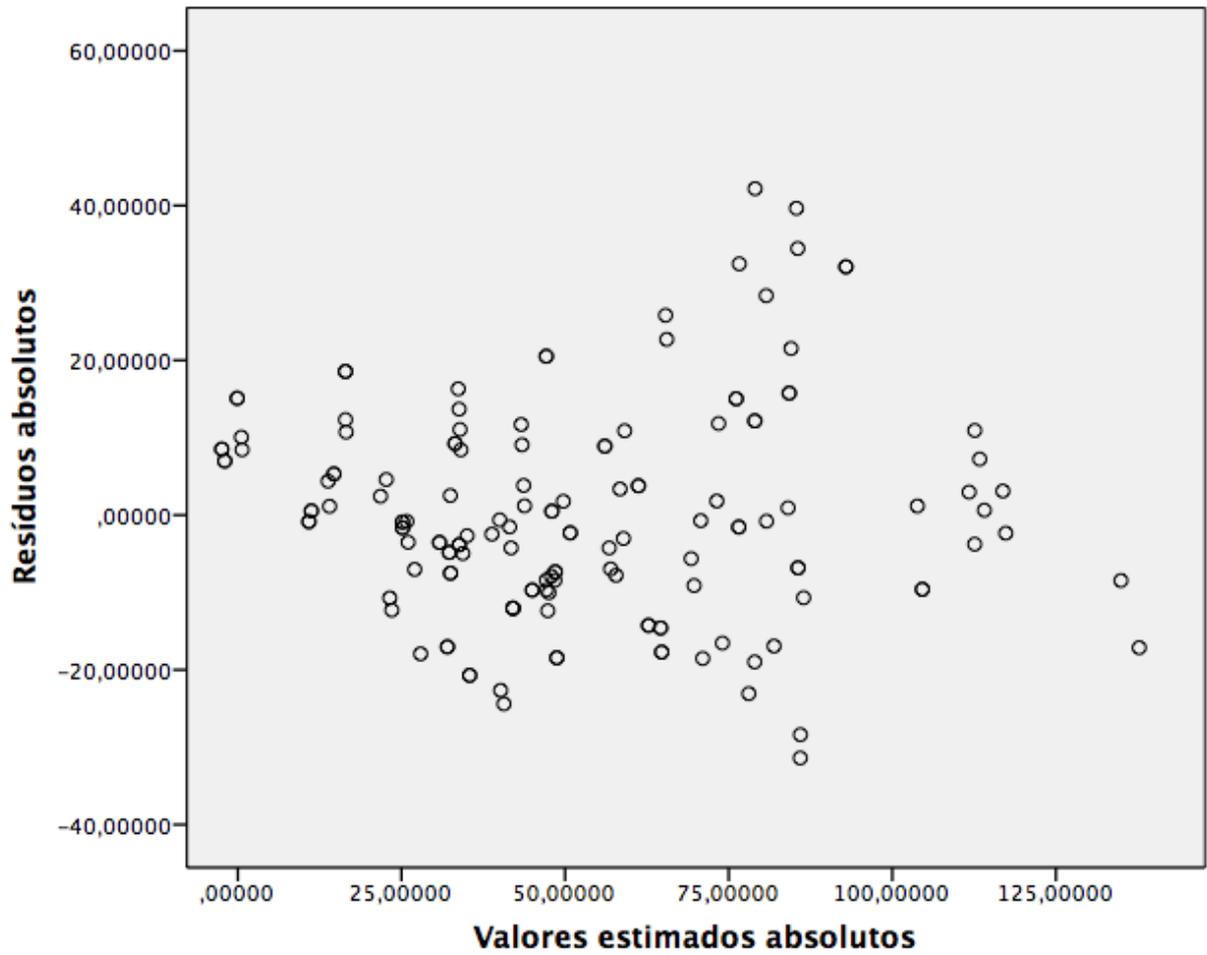


Figura 5.6 - Representação gráfica dos valores estimados absolutos pelos resíduos absolutos no modelo geral.

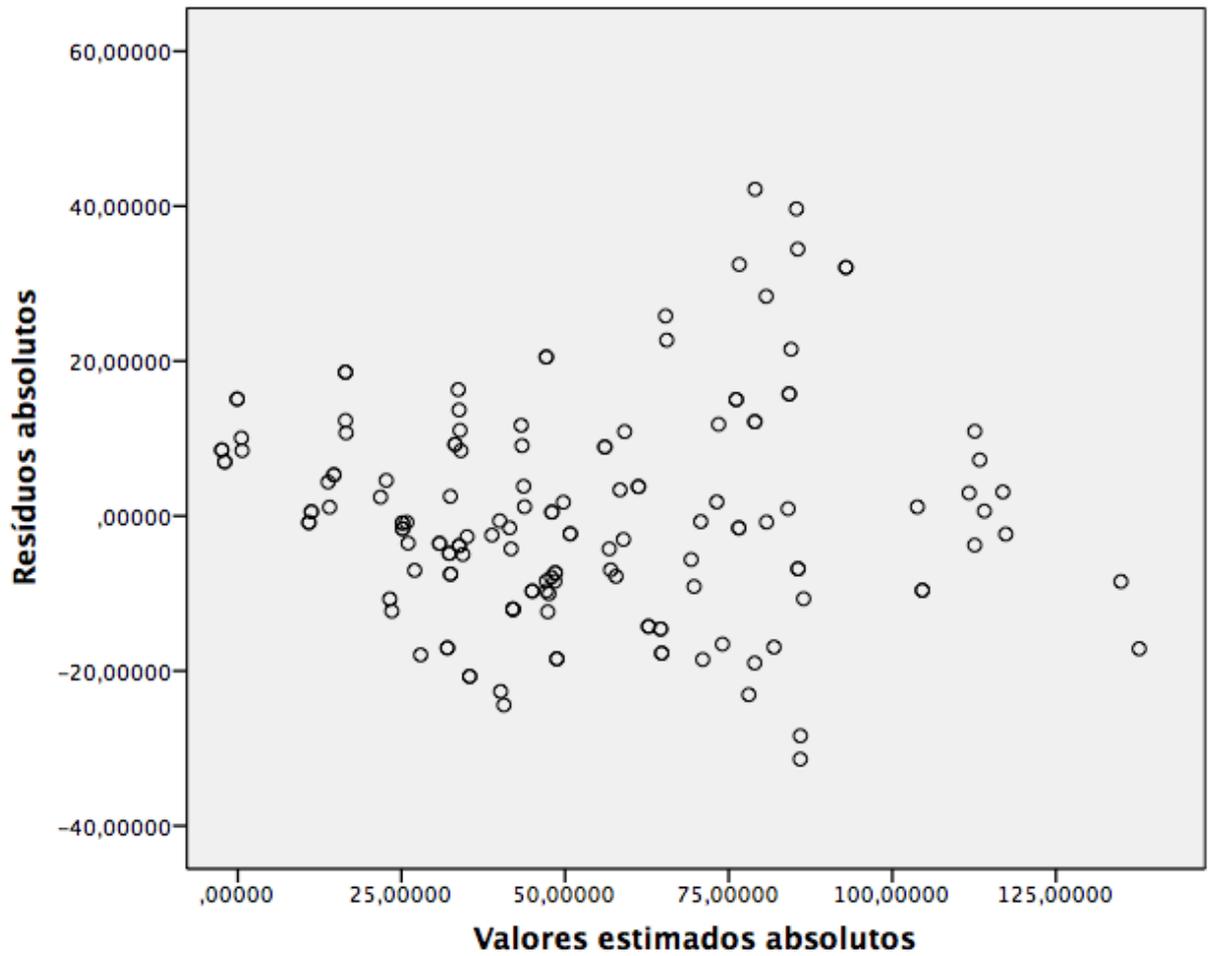


Figura 5.7 - Representação gráfica dos valores estimados absolutos pelos resíduos absolutos no modelo compacto.

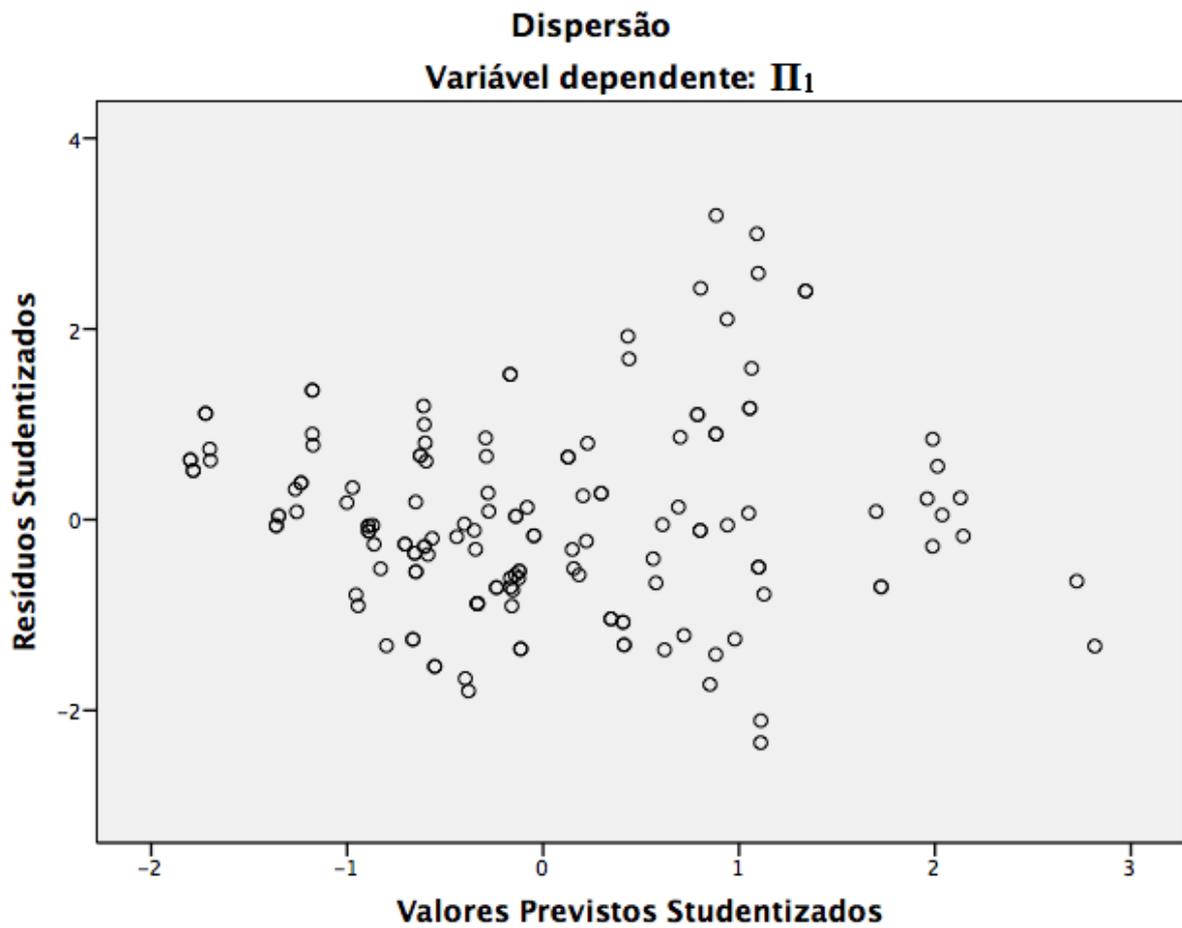


Figura 5.8 - Representação gráfica dos valores estimados studentizados pelos resíduos studentizados no modelo geral.

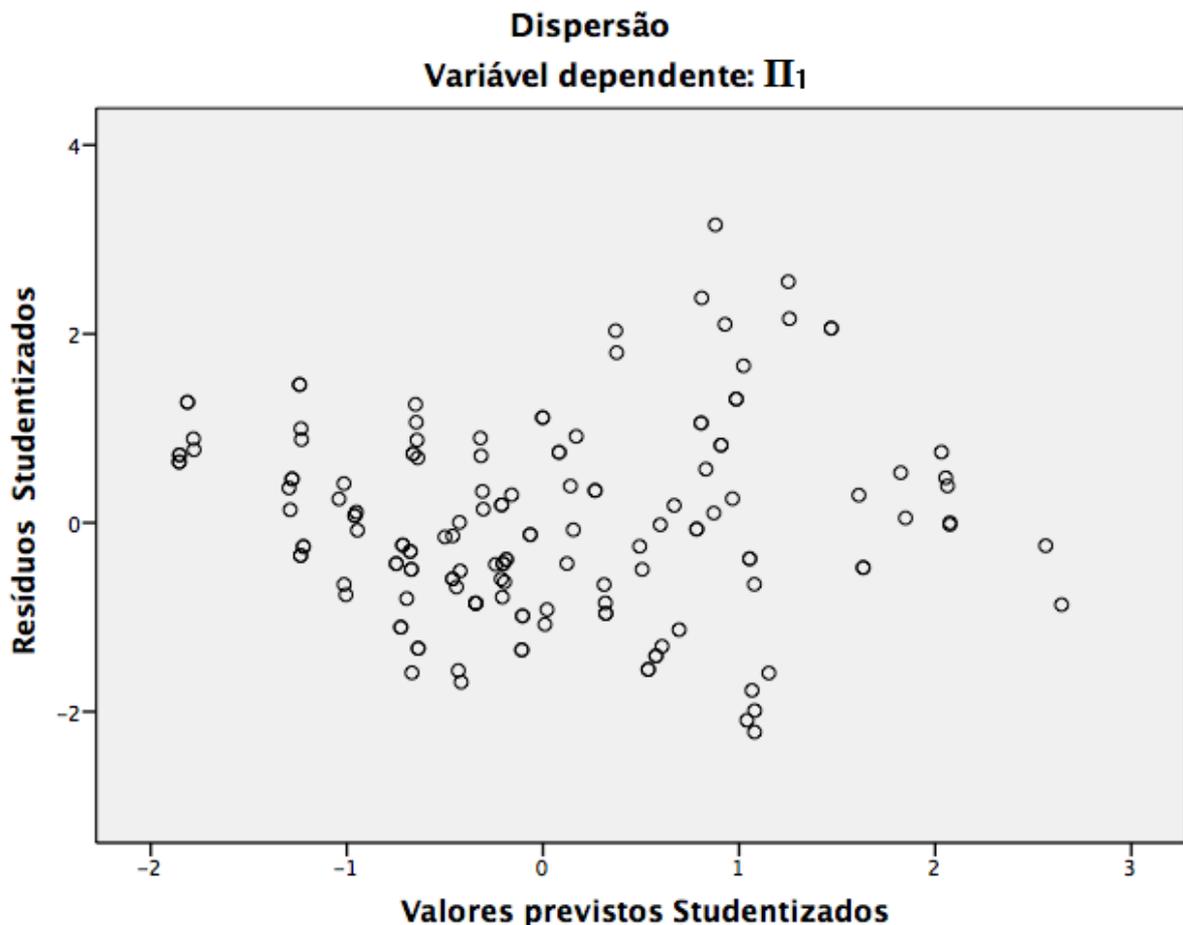


Figura 5.9 - Representação gráfica dos valores estimados studentizados pelos resíduos studentizados no modelo compacto.

Resumindo, após a análise estatística se concluiu ser possível estimar a profundidade final de penetração de hastes por hidrojateamento em solos argilosos, pela equação do modelo do MRLM com intervalo de confiança de 95%. Nesta abordagem a profundidade adimensional  $\frac{Z}{d_j}$  foi expressa em função das variáveis  $\frac{m}{\rho d_j^3}$ ,  $Re_{jato} \left( \frac{\rho Q}{\mu d_j} \right)$ ,  $\frac{\rho}{\rho_{solo}}$ ,  $\frac{P_{disp}}{S_u}$  e  $\frac{d_e}{d_j}$ , conforme descrito ao longo deste capítulo. Esta última variável não foi contemplada no modelo compacto, como se pôde constatar, e a sua influência demonstrou ser reduzida. Nas análises foi possível definir as variáveis que mais contribuiriam no processo de instalação, acima referidas. As restantes variáveis ou grupos adimensionais não foram relevantes durante o processo de instalação das hastes nestes modelos reduzidos, por isso foram dispensadas pelo algoritmo do programa de análise estatística. Em regra geral, a ordem decrescente de importância na contribuição das variáveis independentes para o modelo foi  $\frac{m}{\rho d_j^3} > Re_{jato} \left( \frac{\rho Q}{\mu d_j} \right) > \frac{\rho}{\rho_{solo}} > \frac{P_{disp}}{S_u} > \frac{d_e}{d_j}$  Ou seja:

massa>Reynolds do jato>razão de densidades>razão de pressão disponível e resistência do solo>diâmetro externo. Portanto, com base nesta abordagem, a profundidade máxima de instalação de uma estaca ou ancora por processo de fluidização é estimada a partir da equação:

$$\frac{Z}{d_j} = -782,594 + 0,572 \frac{P_{disp}}{S_u} + 1070,663 \frac{\rho}{\rho_{solo}} + 0,004 \frac{\rho Q}{\mu d_j} + 0,001 \frac{m}{\rho d_j^3} - 3,236 \frac{d_e}{d_j} \quad (5.8)$$

A validade desta equação a condições reais, especialmente para instalação de âncoras nearshore e offshore, deve ser ajustada a partir de protótipos testados in loco, verificando e corrigindo eventuais limitações do modelo em relação ao protótipo.

## 6 CONCLUSÕES

As técnicas de fluidização e hidrojateamento são antigas. A sua aplicação é desde há muito utilizada na natureza e expandiu-se a diferentes áreas das engenharias. Estudos de erosão em canais, descontaminação em solos arenosos, limpezas de locais de desovas de peixes, em instalação de estruturas fixas e flutuantes, em terra firme e fora da costa em leito oceânico, são alguns exemplos de utilização destas técnicas.

Esta pesquisa teve por intuito contribuir com o conhecimento em relação aos parâmetros e variáveis que caracterizam o mecanismo de instalação de hastes metálicas em modelos reduzidos através de hidrojateamento em solos argilosos. Objetivou-se com este trabalho ampliar o conhecimento aplicado à engenharia de fundações, especialmente no que se refere a estacas e sistemas de ancoragem de estruturas offshore. Com base nos trabalhos desenvolvidos e no tratamento dos dados foi possível concluir que:

O sistema de hidrojateamento apresentou eficácia na instalação de hastes metálicas com jato de água centrado axialmente a estes elementos;

O mecanismo de instalação dos modelos dos torpedos caracterizou-se por erodir o solo com o jato de água formando uma cavidade à frente da ponta da haste metálica, que proporcionou o seu avanço por auxílio da sua massa, erosão e transporte pelo carreamento de partículas e aglomerados do solo argiloso até à superfície do leito. Este processo é eficaz até atingir uma profundidade crítica em que a energia para continuar o processo de fluidização supera a energia necessária para fraturar o solo;

Antes de se formarem as fraturas, a velocidade de descida do torpedo com hidrojetos diminuiu até à imobilização completa das hastes. Idealmente, interrompendo-se a fluidização no momento em que a estaca pára de penetrar na argila, é possível evitar o processo de ocorrência das fraturas hidráulicas;

Na câmara de calibração, as fraturas abertas depois de cada ensaio fecharam e o solo comportou-se novamente como um meio contínuo, havendo repetibilidade em ensaios;

Nos ensaios de fluidização, na fase de instalação das hastes, verificou-se que quanto maior a massa das hastes, maior a profundidade final de instalação, sendo o esperado;

Nestes mesmos ensaios observou-se que quando o número de Reynolds do jato foi maior, o poder de erosão também aumentou, formando cavidades mais largas abaixo da ponta das hastes, que em representação tri-dimensional implica em uma cavidade de maior volume junto à ponta das hastes;

Quando maior a resistência não drenada, maior a dificuldade de fluidizar (ou erodir) o solo e menor a profundidade da instalação hastes;

Quanto maior a pressão disponível do fluido, maior a profundidade final atingida pela ponta das hastes;

A Relação entre a densidade do fluido e do solo também foi importante para o processo, pois quanto maior esta relação maiores as profundidades alcançadas pelas hastes;

Nos ensaios realizados na câmara de calibração, em laboratório, as variáveis que tiveram maior influência na profundidade final de instalação foram a massa dos modelos e o número de Reynolds do jato, seguida da razão de densidades entre o fluido e solo, a razão da pressão disponível do fluido e resistência não drenada do solo e também, com a menor contribuição, o diâmetro externo das hastes;

Com base nos conceitos de similaridade, análise dimensional e análise estatística foi possível estimar, para este grupo de ensaios em modelos reduzidos, a profundidade máxima que atinge uma haste num solo argiloso com recurso ao hidrojateamento usando como variáveis preditoras as da alínea anterior. A equação é linear e expressa pela equação abaixo:

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

Esta equação deve ser utilizada para estimar a profundidade penetrada em solos argilosos. Uma simplificação desta abordagem foi proposta, retirando a variável de menor significância:

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

Estas equações são válidas tanto para o modelo como para o protótipo e poderiam, em princípio ser usadas em projeto. No entanto recomenda-se testar esta abordagem em estacas de maior diâmetro para validação em maiores níveis de tensões. É possível que os coeficientes determinados em laboratório possam ser alterados, sem no entanto alterar as variáveis adimensionais que controlam os mecanismos de fluidização;

Finalmente, os ensaios de carga à tração uniaxiais após um e seis dias de tempo de instalação das hastes, refletiram o preconizado na literatura apresentando dispersão. No entanto a variação da adesão do solo-haste foi menor para sete dias, 30%, do que um dia, 50%, tendo como referência os resultados das hastes cravadas manualmente sem fluidização;

Estacas cravadas apresentaram baixa dispersão de capacidade de carga e valores de atrito, representados pelo parâmetro  $\alpha$ , que refletem recomendações preconizadas na prática de engenharia, Poulos & Davis (1980) e API (1993) sugerem valores 0,5 e 1,0. Para estas estacas  $\alpha$  variou entre 0,8 e 1,0;

Estacas fluidizadas apresentam maior dispersão na medidas da carga de ruptura, pois a área de contato solo-estaca variou ao longo do fuste. Os valores de  $\alpha$  variaram tipicamente entre 0,6 e 1,0;

O nível de tensões em laboratório é inferior ao de campo, sendo possível considerar que para maiores níveis de tensões de confinamento, o contato solo estacas seja mais efetivo que o observado nos modelos em laboratório. Entretanto, com base nos resultados sugere-se uma abordagem conservadora para projetos em solos fluidizados, considerando valores de  $\alpha$  de 0,6 para argilas.

## 7 SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestões para futuros trabalhos, destacam-se as seguintes:

Aumentar as dimensões dos experimentos, mantendo os princípios de similaridade descritos nesta pesquisa;

Realizar ensaios de instalação de hastes metálicas com auxílio de outras tecnologias como vibração;

Realizar ensaios com fluidos de diferentes densidades;

Realizar ensaios de carga à tração com diferentes tempos pós instalação e com inclinações variadas de aplicação de carga, em hastes instaladas com hidrojateamento no solo argiloso, buscando aumentar o banco de dados em argilas para futuras comparações.

## REFERÊNCIAS

- ALLEN, J. R. L. **Principles of physical sedimentology**. George Allen and Unwin, UK, 1985.
- API. **Foundation design Section G: RP 2A-LRFD: Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Load and Resistance Factor Design**, 1993.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6502: Solos e Rochas – classificação**. Rio de Janeiro, 1995.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6508: Grãos de solo que passam na peneira de 4,8 mm – determinação da massa específica**. Rio de Janeiro, 1984a.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6457: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização**. Rio de Janeiro, 1986.
- \_\_\_\_\_. **NBR 6459: Solo – determinação do limite de liquidez**. Rio de Janeiro, 1984c.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7180: Solo – determinação do limite de plasticidade**. Rio de Janeiro, 1984d.
- \_\_\_\_\_. **NBR 7181: Solo – análise granulométrica**. Rio de Janeiro, 1984b.
- ADERIBIGBE, O.O., RAJARATNAM, N. **Erosion of loose beds by submerged circular impinging turbulent jets**. Journal of Hydraulic Research, v. 34, n. 1, pp.19-33, 1996.
- ARAÚJO, J. B., MACHADO, R. D., MEDEIROS JR, C. J. **High holding power torpedo pile—Results for the first long term application**. Proc., 23rd Int. Conf. Offshore Mechanics and Arctic Engineering, ASME, New York, 2004.
- BELTAOS, S., RAJARATNAM, N. **Impinging circular turbulent jets**. Journal of the Hydraulic Division, New York, ASCE, v. 100, n. HY10, pp.1313-1328, 1974.
- BONFIM DOS SANTOS, A., HENRIQUES, C. C. D., PIMENTA, J. M. H. A. **Improvements achieved in the project of FPSO P-50**. In: Offshore Technology Conference, Houston. Proceedings. 2004.
- BOWLES, J. E. **Foundation Analysis and Design, 4<sup>th</sup> edition**. McGraw-Hill, UK, 1988.
- BRANDÃO, F. E. N., HENRIQUES, C. C. D., ARAÚJO, J. B., FERREIRA, O. C. G., AND AMARAL, C. S. **Albacora Leste Field Development – FPSO P-50 Mooring System Concept**. Proceedings of the 38th Offshore Technology Conference, 18243, Houston, 2006 .

CARNEIRO, F. L. **Análise Dimensional e Teoria da Semelhança e dos Modelos Físicos**. Editora UFRJ, Rio de Janeiro, 1993.

CARVALHO Jr H., CINTRA, D. T. et al. **Simulação do Lançamento e Cravação de Estacas -Torpedo em Solo Marinho com a Utilização do Método dos Elementos Discretos**. Proceedings of the XXVI Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering – CILAMCE, Espírito Santo, Brasil, 2005.

CHADWICK, A., MORFETT, J., BORTHWICK, M., **Hydraulics in civil and environmental engineering**. Fourth edition. UK, 2004.

COSTA, C. H. O., ROITMAN, N., MAGLUTA, C., ELLWANGER, G.B. **Caracterização das Propriedades Mecânicas das Camadas de um Riser Flexível**. 2º Congresso Brasileiro de P&D em Petróleo & Gás, Rio de Janeiro, 2003.

FERNANDES, M. M. **Mecânica dos Solos**. vol. 2, Oficina de Textos, São Paulo, 2014.

FONINI, A. **Comportamento Mecânico De Uma Areia Cimentada: Análise Experimental E Micromecânica**. 2012. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

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

FREUND, J. E. **Estatística Aplicada**. 11ª edição. Bookman, Porto Alegre, Brasil, 2006.

FRIEDMAN, G. M., SANDERS F. E. **Principles of sedimentology**. Wiley, New York, 1978.

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

GENISE, J. F., POIRE, D. G. **Fluidisation in Insect Constructions in Soils**. Ichnos: An International Journal for Plant and Animal, v. 7, n. 2, pp. 127-134, 2000.

HENRIQUES JR., P.R.D, PORTO, E.C., MEDEIROS JR., C.J. FOPPA, D., COSTA, R.G.B., FERNANDES, J.V.V., DANZIGER, F.A.B., JANNUZZI, G.M.F., GUIMARÃES, G.V.M. **O Desenvolvimento do Piezocone-Torpedo: Finalidades do Ensaio, Desafios e Primeiros Testes**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, 2010b.

HENRIQUES JR., P.R.D., FOPPA, D., PORTO, E.C., MEDEIROS JR., C.J. **Alternativa de Estaca Torpedo para Altas Cargas de Ancoragem**. Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, Gramado, 2010.

HOSSAIN, M., KIM, Y., GAUDIN, C. **Experimental Investigation of Installation and Pullout of Dynamically Penetrating Anchors in Clay and Silt**. J. Geotech. Geoenviron. Eng. ASCE, v. 140 n. 7, , 2014.

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

- KUNI, D. LEVENSPIEL O. **Fluidization Engineering**. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1969.
- LEVA, M. **Fluidization**. McGraw-Hill Book Co., New York, 327p, 1959.
- MAZURECK, K. A. **Scour of clay by jets**. Thesis (Ph.D. in Water Resources Engineering) – Department of Civil & Environmental Engineering. University of Alberta, Edmonton, Alberta, Canada, p. 313, 2001.
- MEDEIROS JR., C.J., HASSUI, L.H., MACHADO, R.D. **Pile for Anchoring Floating Structures and Process for Installing the Same**. Brazilian Patent Number 9603599-4, United States Patent Number 6,106, 2000.
- MEDEIROS JR., C.J. **Low Cost Anchor System for Flexible Risers in Deep Waters**. Proceedings Annual Offshore Technology Conference, Houston, Texas, USA, OTC 14151, 2002.
- MEDEIROS JR., C.J. **Torpedo anchor for deep water**. Proceedings of Deepwater Offshore Technology Conference, Rio de Janeiro, Outubro, 2001.
- MEZZOMO, S. M. **Estudo dos mecanismos de fluidização de areias com a utilização de jatos de água**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- MOTTA, V. F., **Curso de Teoria da Semelhança**, Editora da UFRGS, Porto Alegre, 1972.
- NIVEN, R.K. **In situ multiphase fluidisation (“upflow washing”) for the remediation of diesel and lead contaminated soils**. PhD Thesis, The University of New South Wales, Sydney, Austrália, pp.548, 1998.
- NIVEN, R.K.; KHALILI, N. **In situ fluidisation by a single internal vertical jet**. Journal of Hydraulic Research, v. 36, n. 2, pp. 199-228, 1998a.
- GELDART, G. **Types of Gas Fluidization**. Journal of Powder Technology, v. 7, pp. 285-292, 1973.
- O’LOUGHLIN, C.D.; RANDOLPH, M.F.; RICHARDSON, M. **Experimental and theoretical studies of deep penetrating anchors**. Proceedings Annual Offshore Technology Conference, Houston, USA, OTC 16841, 2004.
- PASSINI, L. B. **Instalação e Capacidade de Carga Axial de Estacas Modelo Fluidizadas em Solos Arenosos**. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- PASSINI, L., SCHNAID, F. **Experimental Investigation of Pile Installation by Vertical Jet Fluidization in Sand**. Journal of Offshore Mechanics and Arctic Engineering 137(4), 2015.
- PINTO, C. S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. 3ª ed., Oficina dos Textos, São Paulo, 2006.
- PETROBRAS. <www.petrobras.com.br>. 2011 e 2013.

- POULOS, H. G. & DAVIS E. H. **Pile Foundation Analysis and Design**. New York Wiley, New York, p. 397, 1980.
- QUINTELA, A. C. **Hidráulica**. 9<sup>a</sup> ed. Fundação Calouste Gulbenkian, Lisboa, 2005.
- RANDOLPH, M.; CASSIDY, M.; GOURVENEK, S.; ERBRICH, C. **Challenges of offshore geotechnical engineering**. Invited State of the Art Report, 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE), Osaka, Japão, pp. 123-176, 2005.
- ROBERTSON, P. K. **Soil classification using the cone penetration test**. Canadian Geotechnical Journal, 27(1): 151-158, 1990.
- ROCHA, C. C. M. **Atenuação de cargas estáticas em modelo reduzido de linha de ancoragem de sistema offshore**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- ROCHA, M. M., SCHNAID, F., CONSOLI, N. **Considerações sobre leis de semelhança em modelos reduzidos para estudos geotécnicos**. 2013. Petrobras– Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- ROUSE, H. **Criteria for similarity in the transportation of sediment**. Proceedings of Hydraulics Conference, University of Iowa, Studies in Engineering, Bulletin 20, Iowa, USA, pp. 33-49, 1939.
- RYAN, T. **Estatística Moderna para Engenharia**. Elsevier, Rio de Janeiro, 2011
- SAGRILO, L. V. S., SOUSA, J. R. M., LIMA, E. C. P., PORTO, E. C., FERNANDES, J. V., FOPPA, D. **Reliability-Based Design Of Torpedo Anchors**. In: 27th International Conference on Offshore Mechanics and Arctic Engineering, Shanghai, China. Proceedings. 2010.
- SAMPA, N. C. **Atenuação de Cargas Dinâmicas em Linhas de Ancoragem de Plataformas Offshore**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.
- SCHNAID, F., PASSINI, L., STRACKE, F., MEZZOMO, S. **On the response of fluidized piles from laboratory model tests in granular soils**. Journal of Geo-Engineering Sciences v. 1, n. 2, pp. 69–81, 2014.
- SCHNAID, F. **In Situ Testing in Geomechanics**. Taylor & Francis, London, 2009.
- SCHNAID, F., ODEBRECHT, E. **Ensaio de Campo**. 2a ed. Oficina de Textos, São Paulo, 2012.
- SCHNEIDER < <http://www.schneider.ind.br/>>, 2015.
- SHARMA, P.P. **Ultimate capacity of suction caisson in normally and lightly overconsolidated clays**. 2004, 167p. Thesis of Master of Science – Office of Graduate Studies of Texas A&M University.
- SILVA, U. A. DA, GALGOUL, N. S., MEDEIROS JR, C. J. **Análise dinâmica de estacas torpedo**. In: XIV Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – COBRAMSEG, Búzios, RJ, Brasil, p. 634–639, 2008.

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

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. John Wiley & Sons, Inc., New York, 1943.

TSINKER, G. P. **Pile jetting**. Journal of Geotechnical Engineering, ASCE, v. 114, n. 3, pp. 326–334, 1988.

UNESCO < <http://www.unesco.org/webworld/portal/idams/html/portuguese/P1regres.htm> > 2013.

VENNARD, J., K. **Elementos de Mecânica dos Fluidos**. 5ª ed. Guanabara dois, Rio de Janeiro, pp. 400-403, 1978.

VRYHOF ANCHORS. **Anchor Manual 2010**. Vryhof Anchors, Krimpen ad YJssel, The Netherlands.

## **APÊNDICE A – FUNDAMENTOS DE ANÁLISE ESTATÍSTICA**

## Apêndice A – Fundamentos de Análise Estatística

Os objetivos dos Modelos de Análise de Regressão (MAR) são:

**Predição** – Utiliza-se o modelo para estimar valores de  $Y$  correspondentes aos valores de  $x_{ij}$  que não constam nos dados, mas que se encontram dentro do intervalo de variação estudado. Fora desse intervalo a estimativa chamar-se-á extrapolação, cujos resultados devem ser tratados com cuidado, porque o modelo pode não ser representativo fora do intervalo;

**Seleção de variáveis** – Muitas vezes não se sabe quais são as variáveis, em pequeno ou grande número, que afetam significativamente as alterações dos valores de  $Y$ . A análise de regressão elimina as variáveis independentes cuja importância não é relevante;

**Estimativa de parâmetros** - Quando se está perante um modelo e um conjunto de dados amostrais que se refere às variáveis predita e predictoras, a estimativa de parâmetros (ajustar o modelo) significa obter valores para os parâmetros através de algum processo, baseando-se no modelo e nos dados amostrais observados.

**Inferência** - O ajuste de um modelo de regressão identifica inferências sobre os parâmetros estimados, os testes de hipóteses e intervalos de confiança.

A regressão pode ser analisada como um processo, conhecido como ajuste de curvas, em que  $x_{i1}, x_{i2}, \dots, x_{ij}$  ( $i=1, \dots, n. \quad j=1, \dots, k$ ), são chamadas de variáveis de entrada, explicativas ou regressoras e  $Y$ , a variável de saída ou resposta. A opção usual para a maioria dos casos consiste em ajustar uma reta cuja equação seja o melhor ajuste de  $Y$  com base nas variáveis  $x_{ij}$ .

Se existe apenas uma variável de entrada relacionada com a variável resposta, a regressão é linear simples, se existem mais variáveis independentes relacionadas com a variável resposta, a regressão é linear múltipla.

O critério para ajustar as retas é o Método dos mínimos quadrados, em que a soma dos quadrados das distâncias verticais dos dados observados à reta de ajuste, deve ser a menor possível. Os erros são os valores medidos de uma grandeza na vertical dos pontos observados à reta estimada, e a soma dos erros é zero.

Aqui assume-se que existe uma relação linear entre uma variável  $Y$ , variável dependente e  $k$  variáveis independentes,  $x_{ij}$  ( $j=1, \dots, k$ ). As variáveis independentes são também chamadas variáveis explicativas, preditoras ou regressores, utilizadas para explicar a variação de  $Y$ .

As condições subjacentes à regressão linear múltipla são semelhantes às da regressão linear simples e, apresentadas a seguir:

As variáveis independentes  $x_{ij}$  são as explicativas, as quais se controlam, também designadas por fixas ou não-aleatórias.

Para cada conjunto de valores de  $x_{ij}$  há uma sub-amostra de valores da variável resposta,  $Y$ , sendo que as sub-amostras têm distribuição normal (para efeitos da construção dos intervalos de confiança e da realização dos testes de hipóteses):

As variâncias das sub-amostras de  $Y$  são iguais;

Os valores de  $Y$  são estatisticamente independentes, quando se extrai a amostra, assume-se que os valores de  $Y$  obtidos para um determinado conjunto de valores de  $x_{ij}$  são independentes dos valores de  $Y$  obtidos para outro qualquer conjunto de valores de  $x_{ij}$ ;

$Y$  é portanto função linear de  $k$  regressores, do termo independente e do erro.

## A.1 MODELO ESTATÍSTICO

O modelo de regressão linear múltipla é dado pela equação linear

$$Y_i = \beta_0 + \beta_1 x_{i1} + \beta_2 x_{i2} + \dots + \beta_j x_{ij} + \varepsilon_i, \quad i = 1, \dots, n; j = 1, \dots, k \quad (\text{A.1})$$

em que  $Y_i$  é uma estimativa da variável resposta ou dependente,  $x_{ij}$  são os valores das variáveis explicativas ou independentes e  $\varepsilon_i$  é o erro experimental ou erro aleatório independente. A equação em cima apresentada é uma função linear de  $k$  parâmetros desconhecidos  $\beta_j$ , chamados de coeficientes da regressão.

A intersecção na origem, o parâmetro  $\beta_0$ , dá a resposta média nesse ponto e nesta análise de regressão linear não tem qualquer significado real. Só tem quando  $x_j$  inclui valores em que  $x_j=0$ ,  $j=1, \dots, k$ . Cada parâmetro  $\beta_j$  identifica a variação da resposta média por cada unidade variada em  $x_{ij}$ , quando as outras variáveis independentes são mantidas constantes.

As preposições necessárias para o modelo são que as variáveis regressoras  $x_1, x_2, \dots, x_k$ , assumem valores fixos e os erros têm uma distribuição normal, com média zero e variância desconhecida, ou seja:

$$\varepsilon_i \sim N(0, \sigma^2) \quad (\text{A.2})$$

Considerando que os pressupostos se verificam, a variável dependente  $Y$  tem distribuição normal com variância  $\sigma^2$ , e média:

$$E(Y|x) = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_j x_j, \quad j = 1, \dots, k \quad (\text{A.3})$$

onde os  $k$  parâmetros  $\beta_j$  são a variação esperada de  $Y$  quando uma variável independente  $x_j$  acresce uma unidade, mantendo todas as outras variáveis  $x_j$  constantes. Por isso,  $\beta_j$  são chamados de coeficientes parciais da regressão.

## A.2 ESTIMATIVA DOS PARÂMETROS DO MODELO

Tendo  $n$  observações ou dados amostrais ( $n > k$ ) da variável dependente, e das  $k$  variáveis independentes e explicativas (aleatórias), cada observação tem que satisfazer a Equação A.1 em que  $Y_i$  é o valor da variável dependente (não aleatória) na  $i$ -ésima observação, e  $x_{ij}$  é o valor da variável  $x_j$  na  $i$ -ésima observação,  $j=1,2, \dots, k$ . Uma forma de representar os dados é mostrada na Tabela A.1. depois de realizada uma determinada experiência para uma amostra de tamanho  $n$ .

Tabela A.1 - Representação dos dados do MRLM.

$Y$	$x_1$	$x_2$	...	$x_k$
$Y_1$	$x_{11}$	$x_{12}$	...	$x_{1k}$
$Y_2$	$x_{21}$	$x_{22}$	...	$x_{2k}$
$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$	$\vdots$
$Y_n$	$x_{n1}$	$x_{n2}$	...	$x_{nk}$

No trabalho a análise estatística foi realizada em cooperação com Núcleo de Assistência Estatística da UFRGS, NAE. Utilizou-se o programa de cálculo estatístico, o SPSS, e a análise solicitada foi a regressão linear multivariada *stepwise*. Quando a análise MRLM com *stepwise* foi requisitada, o programa determinou que variáveis ou conjunto de variáveis, dentre o conjunto de variáveis independentes especificadas, foram realmente usadas para a regressão. Também estabeleceu a ordem na qual elas serão introduzidas, começando com as variáveis forçadas, determinadas pelo algoritmo, e continuando com as outras variáveis e conjuntos de variáveis, uma a uma. Depois de cada passo, o algoritmo selecionou das variáveis independentes que restaram, a variável ou conjunto de variáveis, que conduziram à maior redução na variância dos resíduos da variável dependente. Mas se a relação entre a variação das médias das amostras e a variação dentro das amostras, o teste de significância  $F$ , permanecer abaixo de um nível especificado de significância para a regressão, na análise de variância do modelo, a contribuição da variável seria prescindível para a regressão. Em concomitância, o algoritmo avaliou depois de cada passo, se a contribuição de qualquer variável ou conjunto de variáveis já incluídas caiu abaixo de um nível especificado de significância. Neste caso o escolhido foi 0,05, ou  $(1-0,05) \times 100\% = 95\%$  de confiança, e se assim fosse, seria eliminada da regressão. A seleção de variáveis foi feita para determinar o conjunto de variáveis independentes que melhor explique a variável dependente, obtendo o máximo de informação com o maior número de variáveis independentes e ao mesmo tempo, usar o menor número de variáveis independentes que diminuiu a variância da estimativa. A harmonia das duas premissas anteriores foi sempre a situação desejada. Os algoritmos de pesquisa identificaram submodelos que se admitiram bons. Aqui apresentam-se as iterações até ao modelo de ajuste final, quando convergiu. Não foi admitida correlação entre as variáveis independentes. O esquema do algoritmo encontra-se na Figura A.1.

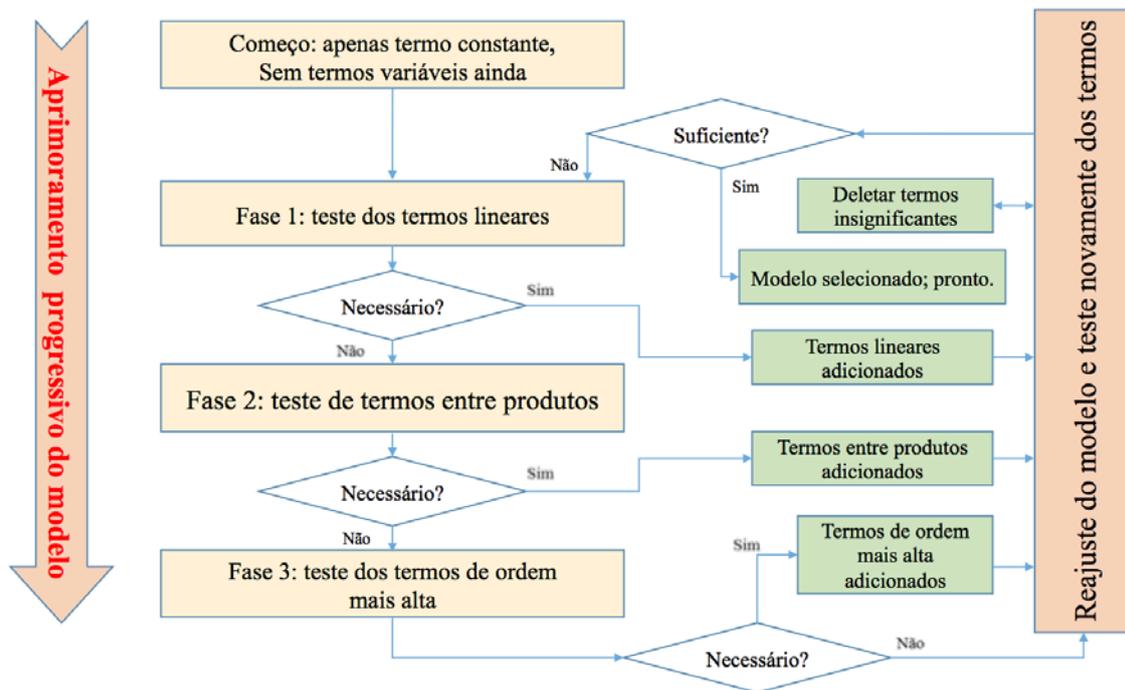


Figura A.1 - Representação do algoritmo stepwise em análise de regressão.

### A.2.1 Representação Matricial MRLM

Tendo em consideração a apresentação dos dados da Tabela 5.3, o modelo de regressão linear múltipla pode ser representado matricialmente por:

$$Y = X\beta + \varepsilon,$$

onde,

$$Y = \begin{bmatrix} Y_1 \\ Y_2 \\ \vdots \\ Y_n \end{bmatrix}, X = \begin{bmatrix} 1 & x_{11} & x_{12} & \dots & x_{1k} \\ 1 & x_{21} & x_{22} & \dots & x_{2k} \\ \vdots & \vdots & \vdots & \ddots & \vdots \\ 1 & x_{n1} & x_{n2} & \dots & x_{nk} \end{bmatrix}, \beta = \begin{bmatrix} \beta_0 \\ \beta_1 \\ \vdots \\ \beta_k \end{bmatrix} e \varepsilon = \begin{bmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \vdots \\ \varepsilon_n \end{bmatrix}. \quad (\text{A.4})$$

e:

$Y$  é um vetor de  $n$  elementos que corresponde às  $n$  respostas ou observações;

$X$  é uma matriz de dimensão  $n(k + 1)$ , denominada matriz modelo;

$\varepsilon$  é um vetor de dimensão  $n$ , corresponde aos erros;

$\beta$  é um vetor de  $(k + 1)$  elementos e são os coeficientes de regressão parciais.

Através do método dos mínimos quadrados, pretende-se encontrar o vetor  $\hat{\beta}$  que é o estimador de  $\beta$ , e que minimiza a soma dos quadrados das distâncias verticais, ou erros, dos valores observados da variável dependente,  $Y$ , à reta ajustada  $\hat{Y}$ . Traduz-se da seguinte maneira:

$$\begin{aligned} SQE = L &= \sum_{i=1}^n \varepsilon_i^2 = \varepsilon^T \varepsilon = (Y - X\beta)^T (Y - X\beta) = \\ &= Y^T Y - Y^T X\beta - \beta^T X^T Y + \beta^T X^T X\beta = \\ &= Y^T Y - 2\beta^T X^T Y + \beta^T X^T X\beta \end{aligned} \quad (A.5)$$

Sendo  $Y^T X\beta = \beta^T X^T Y$ ,  $Y^T X\beta$  é um escalar, a sua transposta  $\beta^T X^T Y$  vai ter o mesmo valor. Derivando com relação a  $\beta$ , temos

$$\frac{\partial L}{\partial \beta} = -2X^T Y + 2X^T X\beta \quad (A.6)$$

Igualando a zero e substituindo o vetor  $\beta$  pelo seu estimador  $\hat{\beta}$  resulta em:

$$\begin{aligned} \frac{\partial L}{\partial \beta} = 0 &\Leftrightarrow 0 = -2X^T Y + 2X^T X\hat{\beta} \Leftrightarrow X^T X\hat{\beta} = X^T Y \Leftrightarrow \\ &\Leftrightarrow \hat{\beta} = (X^T X)^{-1} X^T Y \end{aligned} \quad (A.7)$$

em que  $\hat{\beta} \sim N(\beta, \sigma^2 C)$ , com

$$C = (X^T X)^{-1} \quad (A.8)$$

que é a matriz de covariâncias. Quando se substitui  $\sigma^2$  por  $\hat{\sigma}^2 = S^2$ , a raiz quadrada da variância que é estimada para o  $j$ -ésimo coeficiente de regressão, chama-se erro padrão de  $\hat{\beta}$ , expresso na equação seguinte

$$Se(\hat{\beta}_j) = \sqrt{\hat{\sigma}^2 C_{jj}} \quad (A.9)$$

Resumindo, o MRLM ajustado e o vetor de resíduos são pela respetiva ordem,

$$\hat{Y} = X\hat{\beta} \quad (\text{A.10})$$

$$e = Y - \hat{Y} \quad (\text{A.11})$$

As unidades dos regressores estimados geralmente são diferentes, por isso não é correto interpretar e comparar diretamente a contribuição dos valores dos seus parâmetros para a explicação da variável resposta. No entanto pode padronizar-se a equação de regressão convencional, subtraindo a cada valor observado a média das observações ou média da amostra, e divide-se pelo desvio padrão amostral respetivo, indicado nas Equações A.12 e A.13.

$$Y' = \frac{Y_i - \bar{Y}}{S_Y} \quad (\text{A.12})$$

$$x_{ij}' = \frac{x_{ij} - \bar{x}_{ij}}{S_{x_j}} \quad (\text{A.13})$$

A Equação 5.6 do MRLM assume uma nova forma, padronizada,

$$Y'_i = \beta'_1 x'_{i1} + \beta'_2 x'_{i2} + \dots + \beta'_k x'_{ik} + \varepsilon'_i, \quad i = 1, \dots, n. \quad (\text{A.14})$$

De notar que na equação acima  $\beta'_0 = 0$ . Os coeficientes de regressão parciais padronizados  $\beta'_j, (j = 1, \dots, k)$  estão relacionados com os coeficientes de regressão parciais convencionais  $\beta_j$ , pela Equação A.14. As Equações, A.15 e A.16 são as médias amostrais e as Equações A.17 e A.24 são os desvios padrão amostrais das variáveis independentes  $x_j$  e variável dependente,  $Y$ . Os coeficientes  $\beta'_j$  representam a taxa de variação em unidades de desvio padrão de  $Y$  por cada variação de unidade de desvio padrão de  $x_j$ , mantendo todas as restantes variáveis independentes constantes.

$$\beta'_j = \beta_j \frac{S_{x_j}}{S_Y} \quad (\text{A.14})$$

sendo:

$$\bar{x}_j = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n x_{ij} \quad (\text{A.15})$$

$$\bar{Y} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n Y_i \quad (\text{A.16})$$

$$S_{x_j} = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \sqrt{(x_{ij} - \bar{x}_j)^2} \quad (\text{A.17})$$

$$S_Y = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \sqrt{(Y_i - \bar{Y})^2} \quad (\text{A.18})$$

Os valores destes coeficientes estandarizados podem ser então comparados diretamente uma vez que passaram todos a ter a mesma unidade de medida. Assim sendo pode-se determinar quais são as variáveis independentes que contribuem mais para a explicação da variável dependente, são os que apresentam, um valor maior.

### A.3 VALIDAÇÃO DO MRLM

Antes de estimar e prever a resposta pela utilização de um MRLM foi necessário saber se pelo menos algum dos regressores contribuiu para explicar a variação da variável dependente. A adequação do modelo de regressão, a sua equação, foi avaliada recorrendo a testes de hipóteses, com base em curvas de distribuição conhecidas da estatística, e do coeficiente de determinação.

#### A.3.1 Significância do MRLM

No momento tinha-se o modelo linear, com os estimadores dos coeficientes de regressão determinados, e equação  $Y = \beta_0 + \beta_1 x_1 + \beta_2 x_2 + \dots + \beta_j x_j + \varepsilon$ . Procedeu-se então à verificação das variáveis estimadoras ou independentes  $x_j, j = 1, 2, 3, \dots, k$ , que foram

significativamente contribuintes para esclarecer as mudanças da resposta  $Y$ . Quanto maior for a contribuição, melhor a adequação dos resultados da predição.

A soma de quadrados total,  $SQT$ , que mediu a variação total das observações em torno da sua média, é composta pela soma de quadrados do modelo de regressão,  $SQR$ , que mediu quantitativamente a variação da variável dependente que foi explicada pela equação da regressão, e pela soma de quadrados do erro ou resíduo,  $SQE$ , que mediu a variação não explicada pelo modelo de regressão linear. As equações que se seguem estão na forma algébrica e matricial. A variabilidade total ( $SQT$ ) pôde ser decomposta na variabilidade do modelo ( $SQR$ ) adicionada à variabilidade dos erros ( $SQE$ ), baseado na identidade da análise de variância,  $SQT=SQR+SQE$ , que se analisou a significância do modelo.

$$SQT = \sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2 = \sum_{i=1}^n y_i^2 - n\bar{y}^2 \quad (A.19)$$

$$SQT = Y^T Y - \frac{(\sum_{i=1}^n y_i)^2}{n} = Y^T Y - n\bar{y}^2$$

$$SQR = \sum_{i=1}^n (\hat{y}_i - \bar{y})^2 = \hat{y}_i^2 - n\bar{y}^2 \quad (A.20)$$

$$SQR = \hat{\beta}^T X^T Y - \frac{(\sum_{i=1}^n y_i)^2}{n} = \hat{\beta}^T X^T Y - n\bar{y}^2$$

$$SQE = \sum_{i=1}^n (y - \hat{y}_i)^2 \quad (A.21)$$

$$SQE = Y^T Y - \hat{\beta}^T X^T Y$$

Procedeu-se depois à realização do teste de hipóteses relativo à diferença entre médias, o teste  $F$ . Se a hipótese  $H_0$  for rejeitada, significa que pelo menos um regressor  $x_j$  colaborou para explicar a variação de  $Y$ . Se  $H_0$  não for rejeitada, o modelo será  $Y = \beta_0 + \varepsilon$ , então  $E[Y] = E[\beta_0 + \varepsilon] = \beta_0$  que apresentou um valor constante. Então nenhuma variável  $x_j$  contribuiu para explicar o modelo, ou ajuste  $Y$ . O modelo não foi significativo e não deveria ser usado. As

hipóteses a testar para os coeficientes de regressão  $\beta_j$ , foram a nula e a alternativa. Pode-se, ao tomar a decisão de rejeitar a hipótese nula, cometer um erro tipo I quando ela é verdadeira. E cometer um erro tipo II quando se aceita a hipótese nula e ela na verdade é falsa.

Hipóteses para testar:

$$\text{Hipótese nula } H_0: \beta_1 = \beta_2 = \dots = \beta_k = 0; \quad (\text{A.22})$$

$$\text{Hipótese alternativa } H_A: \beta_j \neq 0 \text{ para algum } j, j = 1, \dots, k. \quad (\text{A.23})$$

A distribuição desta estatística é a distribuição  $F$  e usa-se para comparar duas variâncias, a estatística  $F$  é conhecida como a razão das variâncias. Isto é, quando a razão da variação entre as médias,  $\bar{x}$ , das amostras e a variação dentro das amostras. A hipótese nula será rejeitada quando a variação das médias das amostras é muito grande para se atribuir ao acaso,  $F$  será grande. Para um determinado nível de significância  $\alpha$ , na presente pesquisa adotou-se  $\alpha = 0,05$ , descreveu-se a marcha do teste  $F$ . Na estatística de teste, a variável aleatória tem uma distribuição  $F(k, n - k - 1)$  graus de liberdade no numerador e denominador, respetivamente.

Estatística de teste:

$$F_0 = \frac{\frac{SQR}{k}}{\frac{SQE}{n - k - 1}} = \frac{MQR}{MQE} \sim F_{(k, n - k - 1)} \quad (\text{A.24})$$

Rejeição da hipótese nula: (A.25)

$$F_0 > F_\alpha = F_\alpha[k, n - k - 1]$$

ou valor-p, dado pela expressão:

$$p_{valor} = P(F_\alpha[k, n - k - 1] > F_0) < \alpha \quad (\text{A.26})$$

$F_\alpha[k, n - k - 1]$  pode ser consultado em tabelas de referência do livro de Freund (2006).

O  $p\_valor$  é a probabilidade de se observar um resultado mais extremo que o da amostra, supondo a hipótese nula verdadeira. Rejeita-se  $H_0$  se  $p_{valor} < \alpha$ .

Se a hipótese  $H_0$  foi rejeitada, significa que pelo menos um regressor  $x_j$  contribuiu para explicar a variação de  $Y$  com  $(1 - 0,05) \times 100\% = 95\%$  de confiança.

Apresentam-se de seguida a Tabela A.2 a forma como são apresentados os resultados da análise de variância, ANOVA.

Tabela A.2 - Representação de resultados da ANOVA.

Fonte de variação	Graus de liberdade	Soma dos Quadrados	Média quadrática	$F_0$
Modelo de regressão	$k$	$SQR$	$MQR = \frac{SQR}{k}$	$\frac{MQR}{MQE}$
Erro ou resíduo	$n - k - 1$	$SQE$	$MQE = \frac{SQE}{n - k - 1}$	
Total	$n - 1$	$SQT$		

Pela análise de variância, as equações estimadas pelos regressores  $x_j$ , contribuíram individualmente para explicar a variação de  $\frac{z}{a_j}$ , profundidade de penetração adimensionalizada da haste metálica no solo argiloso com 95% de confiança.

### A.3.2 Coeficientes de Determinação

O coeficiente de determinação  $R^2$  influenciado pela identidade da análise de variância assume valores entre zero e um, sendo um o máximo valor, a perfeição da relação entre os dados observados e estimados. Este coeficiente mede a proporção da variação da variável estimada  $\frac{z}{a_j}$ , através da equação de ajuste do modelo que envolve as variáveis independentes  $x_j$ . A equação é a seguinte:

$$R^2 = \frac{SQR}{SQT} = 1 - \frac{SQE}{SQT} \quad (\text{A.27})$$

Em que  $SQT = SQR + SQE$  compõe a identidade da variância e são as quadrados do modelo, total, da regressão e do erro, respetivamente.

Neste método, quando se adiciona uma variável insignificante, tem-se um aumento pequeno de  $R^2$ . Mesmo que este tenha um grande valor próximo de um, não significa que o modelo esteja bem ajustado. As previsões ou estimativas, de  $\frac{z}{a_j}$ , do modelo podem não ser de se confiar. Por

isso é preferível usar o coeficiente de determinação ajustado, tendo em conta o número de regressores, o  $R^2_{ajustado}$ :

$$R^2_{ajustado} = 1 - \frac{\frac{SQE}{n-k-1}}{\frac{SQT}{n-1}} = 1 - \left( \frac{n-1}{n-k-1} \right) (1 - R^2) \quad (\text{A.28})$$

Este coeficiente ajustado tem uma contribuição extra em relação ao comum, como tem em consideração o número de regressores, explica melhor a variação mais para a proporção da variação da variável estimada  $Y$ , através da equação de ajuste do modelo que envolve as variáveis independentes  $x_j$ . O valor de  $R^2_{ajustado}$  aumenta se a variável que se adiciona ao modelo reduz consideravelmente a soma de quadrados do erro,  $SQE$ , de forma que compense a perda de um grau de liberdade, resultante da recente adição da variável independente. Se variáveis independentes estatisticamente pouco importantes constituem o modelo, a diferença entre  $R^2$  e  $R^2_{ajustado}$  é grande. Em geral  $R^2_{ajustado}$  decresce sempre. Assim os coeficientes de determinação são bons para fazer julgamento e se se deve adicionar mais variáveis independentes ao modelo, ou parar esse procedimento.

### A.3.3 Testes de Significância dos Coeficientes de Regressão

Sempre que se adiciona uma variável ao modelo, aumenta a soma dos quadrados da regressão (SQR) e diminui a soma de quadrados do erro (SQE). Mas a adição de regressores aumenta a variância do valor estimado  $\hat{Y}$ , a soma de quadrados total (SQT). A adição de uma variável pouco importante pode fazer aumentar a média quadrática do erro aumente, diminuindo o grau de ajustamento do modelo aos dados amostrais. Deve-se decidir se, justifica ou não adicionar variáveis ao modelo.

Os testes de hipótese têm interesse, porque permitem determinar a importância de cada regressor no MRLM. Pode ser melhorada a eficácia do modelo com o acréscimo de novas variáveis, ou com a saída de uma ou mais variáveis já existentes no modelo.

As hipóteses para testar a significância para os coeficientes de regressão  $\beta_j$ , são a nula e a alternativa. Pode-se, ao tomar a decisão de rejeitar a hipótese nula, cometer um erro tipo I quando ela é verdadeira. E comete-se um erro tipo II quando se aceita a hipótese nula e ela na verdade é falsa. Definindo as hipóteses tem-se:

Hipótese nula  $H_0: \beta_j = 0$ ;

Hipótese alternativa  $H_A: \beta_j \neq 0$ ;

Se a hipótese nula não for rejeitada, o regressor  $x_j$  correspondente pode ser excluído do modelo porque a variável não influencia a resposta significativamente. Na estatística de teste  $t$ , a variável aleatória tem uma distribuição  $t$  de Student com  $(n - k - 1)$  graus de liberdade.

Estatística de teste:

$$t_0 = \frac{\hat{\beta}_j}{Se(\hat{\beta}_j)} = \frac{\hat{\beta}_j}{\sqrt{\hat{\sigma}^2 C_{jj}}} \sim t_{(n-k-1)} \quad (\text{A.28})$$

Região de rejeição da hipótese nula:

$$|t_0| > t_t = t_{\alpha/2}[n - k - 1] \quad (\text{A.29})$$

ou valor-p, dado pela expressão:

$$p_{valor} = 2 \times P(t_{\alpha/2}[n - k - 1] > |t_0|) < \alpha \quad (\text{A.30})$$

$t_{\alpha/2}[n - k - 1]$  pode ser consultado em tabelas de referência do livro de Freund (2006).

O  $p\_valor$  é a probabilidade de se observar um resultado mais extremo que o da amostra, supondo a hipótese nula verdadeira. Rejeita-se  $H_0$  se  $p_{valor} < \alpha$ . No programa SPSS,  $p_{valor}$  apresentou em quase todos os coeficientes algarismo significativo na quarta casa decimal, para os modelos ajustados, o que permitiu rejeitar a hipótese nula, com o nível de significância  $\alpha$  de 0,05. Feitas as análises de significância dos coeficientes de regressão para as diferentes escalas, as variáveis  $x_j$  influenciam individualmente a variação da profundidade adimensionalizada,  $\frac{z}{d_j}$ , de penetração da haste metálica no solo argiloso com 95% de confiança.

### A.3.4 Intervalos de confiança

#### A.3.4.1 Intervalos de confiança para os coeficientes de regressão

Os intervalos com  $(1 - \alpha) \times 100\%$  confiança,  $\alpha = 0,05$ , para os coeficientes de regressão são limitados por:

$$\hat{\beta}_j \pm t_{\alpha/2}[n - k - 1] Se(\hat{\beta}_j), \sim t_{(n-k-1)} \quad (\text{A.31})$$

Em que  $t_{0,05/2}[n - k - 1] = 1,96$  para as análises da presente pesquisa.

#### A.3.4.2 Intervalos de confiança para a estimativa do modelo ( $\hat{Y}$ ) ou $\frac{Z}{a_j}$

Pretende-se saber qual o intervalo para os valores esperados da resposta do modelo para um determinado valor  $x_0$ . A partir da estatística  $\frac{\hat{\mu}_{Y|x_0} - \mu_{Y|x_0}}{Se(\hat{\mu}_{Y|x_0})}$  que segue uma distribuição  $t$ , de Student com  $(n - k - 1)$  graus de liberdade, vem que:

O valor esperado  $Y$  para um dado valor de  $x_0$  foi dado por

$$E[\hat{\mu}_{Y|x_0}] = E[x_0^T \hat{\beta}] = x_0^T \beta = E[Y|x_0] = \mu_{Y|x_0}, \quad (\text{A.32})$$

com variância

$$V[\hat{\mu}_{Y|x_0}] = \hat{\sigma}^2 x_0^T (X^T X)^{-1} x_0 = \hat{\sigma}^2 x_0^T C x_0, \quad (\text{A.33})$$

e o erro padrão é

$$Se(\hat{\mu}_{Y|x_0}) = \sqrt{\hat{\sigma}^2 x_0^T C x_0} \quad (\text{A.34})$$

A equação que se utilizou para o cálculo dos limites foi a seguinte:

$$\hat{\mu}_{Y|x_0} \pm t_{\alpha/2}[n - k - 1] Se(\hat{\mu}_{Y|x_0}), \sim t_{(n-k-1)} \quad (\text{A.35})$$

#### A.3.4.3 Previsões para novas observações

De forma homóloga aos limites dos valores estimados, é possível prever valores em experimentos futuros pela:

$$\hat{y}_0 \pm t_{\alpha/2}[n - k - 1] \sqrt{\hat{\sigma}^2 [1 + x_0^T C x_0]}, \sim t_{(n-k-1)} \quad (\text{A.36})$$

com o erro padrão de predição dado por:

$$Se(\hat{y}_0) = \sqrt{\hat{\sigma}^2 [1 + x_0^T C x_0]} \quad (\text{A.46})$$

### A.3.5 Análise de Resíduos

Previamente para o ajuste do modelo linear, os erros, ou resíduos foram considerados independentes, com média zero, variância constante e normalmente distribuídos. Se o modelo ajustado estiver correto, os resíduos devem corroborar as suposições anteriores, nunca as contrariando.

Pode-se fazer a análise de forma analítica ou gráfica. Aqui opta-se por fazer pela forma gráfica que é mais simples e foi feita dos seguintes modos:

Representação dos valores estimados absolutos versus os resíduos absolutos;

Representação dos valores estimados da regressão studentizados versus os resíduos studentizados;

Na forma correta os resíduos devem representar as observações das variáveis aleatórias com distribuição normal  $N(0, \sigma^2)$ .

Na representação dos resíduos absolutos, não se deve observar padrão na nuvem de pontos e estes devem encontrar-se distribuídos e torno de zero e tampouco se deve observar acréscimo de variabilidade com o aumento do valor estimado. Se assim acontecer, considera-se que a homogeneidade de variâncias, a homoscedasticidade, foi satisfeita. Se ocorrer heterogeneidade de variâncias, deve-se plotar gráficos individuais de resíduos absolutos por cada variável independente, a fim de descobrir qual está relacionada com a falta de homogeneidade de variâncias, a heteroscedasticidade. O ideal seria a não existência de pontos discrepantes. Assim se conclui se o modelo linear é ou não adequado.