

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

**Atenuação de Cargas Dinâmicas em Linhas de Ancoragem de  
Plataformas *Offshore***

**Naloan Coutinho Sampa**

Porto Alegre

2015

NALOAN COUTINHO SAMPA

**ATENUAÇÃO DE CARGAS DINÂMICAS EM LINHAS DE  
ANCORAGEM DE PLATAFORMAS *OFFSHORE***

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

Porto Alegre  
2015

SAMPA, Naloan Coutinho

Atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem de plataformas *offshore* / Naloan Coutinho Sampa. – Local: PPGEC/UFRGS, 2015.

186 f.

Dissertação (Mestrado), Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Porto Alegre, RS - BR Mestre em Engenharia.

Orientadores: Fernando Schnaid, Marcelo Maia Rocha.

1. Atenuação de carga dinâmica. 2. Linhas de ancoragem. 3. Solo argiloso. 4. Modelo reduzido. 5. Fundações I. Schnaid, Fernando, orient. II. Rocha, Marcelo Maia, orient. III. Título.

**NALOAN COUTINHO SAMPA**

**ATENUAÇÃO DE CARGAS DINÂMICAS EM LINHAS DE  
ANCORAGEM DE PLATAFORMAS *OFFSHORE***

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA 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, 23 de março de 2015.

---

**Prof. Fernando Schnaid**  
Ph.D. Oxford University, Reino Unido  
**Orientador**

---

**Prof. Marcelo Maia Rocha**  
Dr. Techn. Universität Innsbruck, Austria  
**Orientador**

---

**Prof. Armando Miguel Awruch**  
Coordenador do PPGEC/UFRGS

**BANCA EXAMINADORA:**

---

**Prof. Alexandre Luis Braun**  
Dr. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Brasil

---

**Prof. Rodrigo Salgado**  
Ph.D. University of California at Berkeley, EUA

---

**Prof<sup>a</sup>. Monica Prezzi**  
Ph.D. University of California at Berkeley, EUA

---

**Eng. Msc. Claudio dos Santos Amaral**  
PETROBRAS – Petróleo Brasileiro S/A; Msc. pela PUC-RJ

Dedico este trabalho ao meu pai (*in memoriam*) por ser uma referência eterna, à minha mãe por ser uma rainha protetora e toda a minha família pelo apoio, amizade e carinho que foram fundamentais para a moldagem da minha personalidade.

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus, ser Onnipotente e Omnisciente pela forma como tem guiado e iluminado os meus passos ao longo de toda a minha vida.

Aos meus pais pela educação, pela referência, pelos infindáveis conselhos e por tudo que fizeram para me ajudar a ser uma pessoa exemplar que sabe enfrentar as circunstâncias da vida com alegria, amor, dedicação e acima de tudo, com respeito aos limites e a liberdade do próximo.

Aos Professores Fernando Schnaid e Marcelo Maia Rocha pela orientação, pela paciência e confiança, pelos ensinamentos e principalmente, pelos apoios que foram fundamentais para a realização dessa pesquisa.

Ao corpo docente do Programa de Pós Graduação, principalmente aos da área de Geotecnia e, aos colegas do LEGG pela amizade e pelos conhecimentos transmitidos e compartilhados. Tudo isso me fez gostar e apaixonar pela área da geotecnia.

Aos Professores Edgar Odebrecht e Sandra Denise Kruger Alves pelo constante incentivo e orientação na busca de um futuro melhor.

Aos Professores membros da Banca Examinadora pela disponibilidade em participar da banca e pelas críticas que contribuirão no aprimoramento desse trabalho.

Aos meus amigos Guineenses residentes em Porto Alegre pelo carinho, companheirismo e amizade.

Às Secretárias do Programa de Pós Graduação e ao Laboratorista João Diniz pelos apoios concedidos para a materialização dessa pesquisa.

À CAPES, ao CNPq e a Petrobras pelo suporte financeiro.

Ao Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul pela oportunidade de cursar o mestrado.

Não importa quanto longa seja a noite, o dia virá certamente.

*Provérbio Africano*

## RESUMO

SAMPA, N. C. **Atenuação de Cargas Dinâmicas em Linhas de Ancoragem de Plataformas *Offshore***. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A crescente utilização de plataformas flutuantes na atividade de exploração de petróleo vem exigindo desenvolvimento de estudos relacionados a novas técnicas de execução e metodologias de projetos de fundações em ambiente marinho. A presente pesquisa é continuação do trabalho desenvolvido por Rocha (2014) e tem como objetivo: estudar a atenuação de cargas dinâmicas no trecho da linha de ancoragem embutida no solo, através de experimentos em modelos reduzidos com solos argilosos. Os ensaios foram realizados em laboratório a partir de um sistema de carregamento dinâmico capaz de produzir vibração com faixas de aceleração e frequência desejadas. Para atingir os objetivos da pesquisa foram abordados os conceitos da carga dinâmica, reologia e tixotropia. Foram realizados ensaios em solos argilosos com teores de umidade em torno de 120%, obtidos a partir de misturas no laboratório de caulim (85% em massa seca), bentonita (15% em massa seca) e água, com a finalidade de obter um solo argiloso com propriedades geotécnicas similares às dos solos *offshore* prospectados pela Petrobras. Os ensaios de mini palheta e extração de umidade ao longo da profundidade permitiram concluir que os valores da resistência não drenada da argila crescem com profundidade, enquanto o teor de umidade decresce, sendo que a resistência ao cisalhamento não-drenada guarda similaridade em relação às condições de campo. Na realização dos ensaios de carregamentos estáticos e dinâmicos realizados com variação do ângulo de referência de 0° a 55° foram utilizadas duas células de cargas para medir as forças aplicadas no *touch down point* e no ponto de ancoragem. Os resultados obtidos nesses ensaios mostraram atenuação de carga devido à força de reação (atrito) gerada pelo solo na interface solo-corrente, quando a massa do solo envolvente é sujeita a grandes deformações. Observou-se que a magnitude de atenuação estática varia de 12,9 a 18,3% e depende da variação de profundidade de embutimento da estaca (comprimento da linha de ancoragem), do ângulo de referência, da resistência não drenada da argila e do nível de força de pré-tração aplicada, enquanto que no ensaio de carregamento dinâmico verificou-se que os valores de atenuação normalizada de cargas dinâmicas situam-se na faixa de 24 a 26% e são levemente influenciados pela variação da força de pré-tração e frequência de vibração devido à parcela viscosa da argila.

**Palavras – Chave:** *Atenuação de carga dinâmica; linhas de ancoragem; solo argiloso; modelo reduzido; fundações.*

## ABSTRACT

SAMPA, N. C. **Atenuação de Cargas Dinâmicas em Linhas de Ancoragem de Plataformas Offshore**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

### **Attenuation of Dynamics Loads in Mooring Lines of Offshore Plataforms**

The increasing use of floating platforms for oil exploration activity has required development of studies related to new techniques and methodologies for foundation design in the marine environment. This research is the continuation of the work of Rocha (2014) and aims: to study the attenuation of dynamic loads in buried mooring lines through experiments in reduced scale models in clay deposits. The tests were performed in the laboratory from a system of dynamic loading that is able to produce vibration within desirable ranges of acceleration and frequency. The concepts of dynamic loading, rheology and thixotropy are discussed in order of evaluating the properties of the clay. Tests were conducted on clay soils with moisture content of about 120% obtained from laboratory mixtures of kaolin (85% dry matter), bentonite (15% dry matter) and water, in order to obtain a clay soil with geotechnical properties similar to those of offshore fields prospected by Petrobras. The mini vane tests and water content of specimens showed that the values undrained shear strength increase with increasing depth, while the moisture content decreases. In carrying out static and dynamic loading tests performed on reference angles ranging from  $0^\circ$  to  $55^\circ$  two cell loads were used to measure the forces applied at the touch down point and at the anchor point. The results obtained in these tests showed load attenuation due to the reaction forces (friction) generated by the soil along the soil-stream interface, when the mass of the surrounding soil is subjected to large deformations. It was observed that the magnitude of the static attenuation varies from 12.9 to 18.3%, the variation being a function of depth of cutting mounting (anchoring line length), reference angle, undrained shear strength of the clay and level of pre-applied tensile force, while the dynamic loading tests were found to give normalized attenuation values of dynamic loads in the range of 24 to 26%. Under dynamic loading, attenuation is slightly influenced by variation of tensile force and frequency of vibration due the viscous effects of the clay.

Key – Words: *dynamic load attenuation; mooring lines; clay soil; model tests; foundations.*

## SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	24
1.1	RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO.....	24
1.2	OBJETIVO GERAL.....	26
1.3	ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	27
1.4	DEFINIÇÕES IMPORTANTES.....	28
2	REVISÃO.....	31
2.1	PLATAFORMAS FLUTUANTES.....	31
2.2	SISTEMA DE AMARRAÇÃO.....	33
2.3	CONFIGURAÇÕES DAS LINHAS DE ANCORAGEM.....	34
2.4	SISTEMAS DE ANCORAGEM.....	35
2.4.1	Linhas de Ancoragem.....	35
2.4.2	Conectores.....	37
2.4.3	Âncoras de Plataformas <i>Offshore</i> .....	37
2.5	CARGAS AMBIENTAIS.....	39
2.6	ATENUAÇÃO DEVIDO À CATENÁRIA INVERSA.....	46
2.6.1	Resse (1973).....	47
2.6.2	Gault e Cox (1974).....	48
2.6.3	Vivatrat <i>et al.</i> (1982) e Degenkamp e Dutta (1989).....	49
2.6.4	Neubecker e Randolph (1995).....	53
2.6.5	Amaral e Costa (2004).....	53
2.6.6	Wang <i>et al.</i> , 2010.....	54
2.6.7	Rocha (2014).....	55
2.7	DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DAS EQUAÇÕES DIFERENCIAIS DE EQUILÍBRIO.....	56
2.7.1	Parâmetros $EWS$ , $EWB$ e $Nc$ .....	58
2.7.2	Iteração das Equações Diferenciais.....	58
2.8	REOLOGIA.....	59
2.8.1	Modelos Reológicos.....	59
2.8.2	Comportamento Reológico de Solos.....	62
2.8.3	Tixotropia.....	63

2.9	ARGILAS OBTIDAS ATRAVÉS DE MISTURAS DE CAULIM E BENTONITA .....	64
3	CASO TÍPICO.....	68
3.1	PARÂMETROS GEOTÉCNICOS .....	68
3.2	PARÂMETROS DE CARGA .....	71
3.3	PARÂMETROS DE ANCORAGEM .....	72
4	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	73
4.1	DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS .....	73
4.1.1	Efeito de Escala no Modelo Reduzido .....	74
4.1.2	Solo Argiloso.....	77
4.1.3	Linhas de Ancoragem.....	77
4.1.4	Cargas .....	77
4.1.5	Parâmetros Dinâmicos (Deslocamento, Frequência e Aceleração).....	78
4.2	MATERIAIS.....	84
4.2.1	Caulim .....	84
4.2.2	Bentonita.....	85
4.2.3	Água .....	86
4.2.4	Mistura Caulim e Bentonita – Argila .....	86
4.3	EQUIPAMENTOS .....	87
4.3.1	Equipamentos Desenvolvidos por Rocha (2014) .....	88
4.3.2	Modificações Feitas no Sistema de Carregamento Estático.....	93
4.3.3	Equipamentos Utilizados na Aplicação de Cargas Dinâmicas e Outros ..	95
4.4	METODOLOGIAS DOS ENSAIOS.....	101
4.4.1	Calibração das Células de Carga .....	101
4.4.2	Mistura dos Materiais .....	101
4.4.3	Preparação e Enchimento do Tanque .....	102
4.4.4	Ensaio Estático .....	103
4.4.5	Ensaio Dinâmico .....	105
4.4.6	Ensaio de Mini Palheta .....	106
4.4.7	Reutilização da argila .....	108
5	PROCESSAMENTO DOS DADOS.....	110
5.1	CALIBRAÇÃO .....	110
5.2	ENSAIO ESTÁTICO .....	114

5.3	ENSAIO DINÂMICO .....	115
6	RESULTADOS E ANÁLISES DO COMPORTAMENTO DA ARGILA .....	120
6.1	Variação da umidade ao longo da profundidade.....	120
6.2	Resistência não drenada .....	122
6.3	Comportamento Reológico da Argila .....	127
7	RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO ESTÁTICO.....	130
7.1	CARREGAMENTO ESTÁTICO: DADOS – ROCHA (2014) .....	130
7.1.1	Força de Tração Medida na Célula de Carga Inferior .....	131
7.1.2	Atenuação Estática e Atenuação Estática Normalizada .....	133
7.1.3	Constante do Sistema Estático – $\alpha(x)$ .....	138
7.1.4	Variação das Componentes Horizontal e Vertical com o Ângulo Medido no Ponto Ancoragem .....	141
7.1.5	Influência das Componentes de Forças medidas na célula inferior.....	145
7.1.6	Influência das forças máximas medidas nas células inferior e superior. ....	146
7.1.7	Comprimento da Corrente Enterrada $\times$ Hipotenusa do Ângulo que Chega na Estaca – Carga Máxima (14kgf=137,34N).....	147
7.1.8	Deslocamento da Corrente na Superfície da argila – $d \times$ Ângulo de Referência – $\theta$ .....	147
7.2	CARREGAMENTO ESTÁTICO: DADOS DA PRESENTE PESQUISA ..	149
7.2.1	Força de Tração Medida na Célula de Carga Superior - $F_S$ .....	149
7.2.2	Força de Tração Medida na Célula de Carga Inferior – $F_I$ , Atenuação de Carga Estática – $\Delta F$ e a sua Normalização em Porcentagem – $\zeta$ .....	151
7.2.3	Influência das Componentes de Forças Medidas na Célula inferior e do Ângulo Medido no Ponto de Ancoragem – $\beta$ .....	156
7.2.4	Constante de Sistema Estático - $\alpha(x)$ .....	158
8	RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO.....	160
8.1	ATENUAÇÃO DINÂMICA NORMALIZADA – $\zeta_d$ .....	160
8.2	INFLUÊNCIA DA AMPLITUDE DA FORÇA DE PRÉ-TRAÇÃO APLICADA.....	168
8.3	INFLUÊNCIA DA MAGNITUDE DE ACELERAÇÃO .....	170
8.4	COMPARAÇÃO ENTRE OS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO .....	172
9	CONSIDERAÇÕES FINAIS .....	175

9.1	CONCLUSÕES .....	175
9.1.1	Comportamento do solo .....	176
9.1.2	Estático .....	176
9.1.3	Dinâmica.....	178
9.2	RECOMENDAÇÕES .....	179
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	180

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Plataformas fixas e flutuantes localizadas em diferentes condições oceânicas (MARQUES,2010). .....	24
Figura 2 – Representação de uma plataforma flutuante com linhas de ancoragens compostas de diferentes materiais em configurações de catenária e <i>taut leg</i> e a utilização de âncora e estaca torpedo (RODRIGUES, 2014). .....	25
Figura 3 – Catenária invertida formada no interior do solo devido à resistência do solo ao deslocamento da corrente. ....	29
Figura 4 – Representação esquemática da amarra em configuração catenária e em linha reta, com os símbolos dos ângulos e comprimentos. ....	30
Figura 5 – Plataforma de pernas tensionadas (MONTEIRO, 2008). ....	32
Figura 6 – SPAR tipo convencional. ....	32
Figura 7 – SPAR tipo treliçado (MONTEIRO, 2008). ....	32
Figura 8 – <i>Mobile Offshore Drilling Unit</i> – MODUs (RODRIGUES, 2004). ....	33
Figura 9 – FPSO ( <i>Floating Production, Storage and Offloading</i> ) e FSO ( <i>Floating Storage and Offloading</i> ) (CASTRO, 2008). ....	33
Figura 10 – Configuração das linhas de ancoragem tipo convencional (catenária) (GONÇALVES e COSTA, 2002). ....	34
Figura 11 - Configuração das linhas de ancoragem tipo perna esticada (GONÇALVES e COSTA, 2002). ....	35
Figura 12 – Amarras de aço utilizadas como linhas de ancoragem. ....	36
Figura 13 – Principais conectores utilizados em linhas de ancoragem (API RP 2SK, 2005). ....	37
Figura 14 – Estaca torpedo. ....	38
Figura 15 – Lançamento da estaca torpedo (MEDEIROS JÚNIOR, 2001). ....	38
Figura 16 – Atuação de Cargas ambientais (HERNÁNDEZ, 2004). ....	40
Figura 17 – Diferença entre a carga quase-estática e carga dinâmica total Adaptado (VRYHOF ANCHORS, 2010). ....	41
Figura 18 – Resposta dinâmicas de algumas estruturas <i>offshore</i> (condições extremas) (HERNANDEZ, 2004). ....	42
Figura 19 – Componentes de força de onda (Adaptado de API RP 2A 2SK, 2005). ....	43
Figura 20 – Demonstração da atenuação da carga dinâmica na catenária invertida formada no solo. ....	46
Figura 21 – Representação da catenária invertida formada no trecho da amarra embutida no solo. ....	47
Figura 22 – Equilíbrio de forças em um segmento de corrente embutida no solo (Vivatrat et al., 1982). ....	49
Figura 23 – Equilíbrio de forças em um segmento de corrente embutida no solo (Degenkamp e Dutta, 1989). ....	49
Figura 24 – Esquema utilizado para medir a distribuição de tensão e configuração da catenária formada pela corrente dentro do solo (Degenkamp e Dutta, 1989). ....	51

Figura 25 – Comparação dos valores da carga transmitida à estaca (medida x calculada) (Degenkamp e Dutta, 1989).....	52
Figura 26 – Comparação dos valores de ângulo que a corrente faz com a estaca (medida x calculada) (Degenkamp e Dutta, 1989). .....	52
Figura 27 – Carga aplicada no TDP <i>versus</i> carga que chega na estaca para diferentes profundidades de embutimento da estaca (Adaptado de Amaral e Costa, 2014)...	54
Figura 28 – Ângulo de aplicação de carga na estaca <i>versus</i> carga no TDP para diferentes profundidades de embutimento (Adaptado de Amaral e Costa, 2014).....	54
Figura 29 – Curvas granulométricas da argila do campo de Lula. ....	69
Figura 30 – Variação do teor de umidade com a profundidade nos três campos. ....	69
Figura 31 – Variação do peso específico com a profundidade, nos três campos. ....	70
Figura 32 – Limites de Atterberg. ....	70
Figura 33 – Resultados da variação da resistência não drenada ao longo de profundidade, obtidos através de ensaios DSS, PCPT e Triaxial.....	71
Figura 34 – Cargas dinâmicas que atuam no <i>fairlead</i> e no TDP.....	71
Figura 35 – Densidade espectral das cargas dinâmicas que atuam no <i>fairlead</i> e no TDP. ....	72
Figura 36 – Relação entre a força dinâmica medida na célula superior e a frequência do sistema – aceleração constante de 0,2m/s <sup>2</sup> . ....	80
Figura 37 – Relação entre a força dinâmica medida na célula superior e a frequência do sistema – aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s <sup>2</sup> . ....	83
Figura 38 – Relação entre a força dinâmica medida na célula superior e a frequência do sistema – aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s <sup>2</sup> . ....	83
Figura 39 – Curva granulométrica do caulim.....	84
Figura 40 – Curva granulométrica da bentonita. ....	85
Figura 41 – Curva granulométrica da argila. ....	86
Figura 42 – Conjunto de equipamentos utilizados para a realização do ensaio de carregamento dinâmico.....	87
Figura 43 – Esquema do conjunto de equipamentos desenvolvidos e utilizados no ensaio de carregamento estático (Rocha, 2014).....	88
Figura 44 – Estrutura metálica e tanque de acrílico utilizados para realização dos ensaios (Rocha, 2014). ....	89
Figura 45 – Representação da amarra utilizada no ensaio (Rocha, 2014).....	90
Figura 46 – Dimensões em mm de um elo de amarra utilizado como linha de ancoragem no ensaio (Rocha, 2014). ....	90
Figura 47 – Cabo de aço de inox, de 1mm de diâmetro, revestido de nylon.....	90
Figura 48 – Cabo Kevlar utilizado para fixar o moitão móvel (Rocha, 2014). ....	90
Figura 49 – Representação de 3 moitões fixos e 1 moitão triplo móvel (Rocha, 2014). 91	
Figura 50 – Pesos utilizados para a realização dos ensaios (Rocha, 2014). ....	91
Figura 51 - Colagem da célula de carga inferior no fundo do tanque por meio de silicone. (Rocha, 2014). ....	92
Figura 52 – Amplificador e 2 baterias de 12V cada. ....	92
Figura 53 – Representação da célula de carga superior.....	93

Figura 54 – 2 Sargentos e chapa metálica utilizados para prender o moitão triplo móvel. .....	94
Figura 55 – Peça utilizada para prender a extremidade do cabo que passa pelo suporte de pesos. ....	94
Figura 56 – Sistema de travamento do cabo de aço inox. ....	94
Figura 57 – Sistema de Aplicação do Carregamento Dinâmico.....	95
Figura 58 – Controlador de excitador de vibração. ....	96
Figura 59 – Amplificador de potência. ....	96
Figura 60 – Excitador de vibração.....	97
Figura 61 – Principais elementos que compõem o excitador de vibração modelo 4808 da marca <i>Brüel &amp; Kjær</i> ( <i>Brüel &amp; Kjær</i> , 2006).....	97
Figura 62 – Acelerômetro piezoelétrico e a sua instalação no excitador de vibração. .	98
Figura 63 – Principais partes do acelerômetro modelo 4383 V (Serridge e Licht,1998). .....	98
Figura 64 – Cabos NI SHC68.68EPM e NBC utilizados para aquisição de dados.....	99
Figura 65 – Vistas lateral e superior do conjunto (misturador, bomba e carrinho). ....	100
Figura 66 – Equipamento de palheta de laboratório automatizado (Gauer, 2010).....	100
Figura 67 – Mistura da argila. ....	102
Figura 68 – Enchimento do tanque de acrílico. ....	103
Figura 69 – Marca superficial da ruptura do solo provocado pelo deslocamento da amarra. ....	104
Figura 70 – Esquema do carregamento estático e as vistas da catenária formada no ângulo de 55°. ....	104
Figura 71 – Esquema da realização do ensaio de mini palheta ao longo de profundidade. .....	106
Figura 72 – Realização do ensaio de mini palheta. ....	107
Figura 73 – Tubos de PVC utilizados nos primeiros ensaios para a retirada de amostras de solo ao longo de profundidade.....	108
Figura 74 – Esvaziamento do tanque em camadas e a coleta de amostras.....	109
Figura 75 – Representação em forma de $V \times t$ de um ciclo de carga e descarga realizada no ângulo de 55°. ....	111
Figura 76 – Derivada da voltagem representando os pontos de mudança de carregamento. ....	112
Figura 77 – Curva de calibração carga <i>versus</i> tensão no ângulo de 55°.....	113
Figura 78 – Curva que representa a relação entre a força aplicada e a força lida. ....	114
Figura 79 - representação das curvas carga <i>versus</i> tempo, ensaio dinâmico em 7kgf e ângulo de referência de 55°. ....	116
Figura 80 – Curva de densidade espectral, ensaio dinâmico em 7kgf e ângulo de referência de 55°. ....	117
Figura 81 – Relação entre atenuação dinâmica e frequência do sistema – aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s <sup>2</sup> .....	118
Figura 82 – Relação entre atenuação dinâmica e frequência do sistema – aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s <sup>2</sup> .....	119

Figura 83 – Variação média da umidade ao longo de profundidade, para ensaios A, B e C. ....	121
Figura 84 – Variação média da resistência não drenada ao longo da profundidade (consultar Tabela 20). ....	123
Figura 85 – Variação média das resistências não drenada ao longo de profundidade para argilas com diferentes tempos de repouso e umidades (consultar Tabela 19).....	125
Figura 86 – Resistência não drenada normalizada. ....	126
Figura 87 – Resultados da resistência não drenada e a normalização da mesma, para argilas com teores de umidade de 100 e 120%. ....	127
Figura 88 – Ranhura na superfície do solo provocada pelo deslocamento da corrente. ....	128
Figura 89 – Força medida na célula de carga inferior <i>versus</i> ângulo de referência, na amostra de argila com 48cm de altura e teor de umidade de 120%. ....	131
Figura 90 – Força medida na célula de carga inferior <i>versus</i> ângulo de referência, na amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 120%. ....	132
Figura 91 – Força medida na célula de carga inferior <i>versus</i> ângulo de referência, na amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 100%. ....	132
Figura 92 – a) Atenuação estática <i>versus</i> ângulo de referência e b) Atenuação estática normalizada <i>versus</i> ângulo de referência – amostra de argila com 48cm de altura e teor de umidade de 120%. ....	134
Figura 93 – a) Atenuação estática <i>versus</i> ângulo de referência e b) Atenuação estática normalizada <i>versus</i> ângulo de referência – amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 120%. ....	135
Figura 94 – a) Atenuação estática <i>versus</i> ângulo de referência e b) Atenuação estática normalizada <i>versus</i> ângulo de referência – amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 100%. ....	136
Figura 95 – Relação entre a força aplicada e o constante de sistema estático, ensaio realizado na amostra de argila com 48cm de altura e teor de umidade de 120%. ....	139
Figura 96 – Relação entre a força aplicada e o constante de sistema estático, ensaio realizado na amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 120%. ....	139
Figura 97 – Relação entre a força aplicada e o constante de sistema estático, ensaio realizado na amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 100%. ....	140
Figura 98 – Variações das componentes da força de tração aplicada no ponto ancoragem <i>versus</i> ângulo no ponto de ancoragem, ensaio realizado na amostra com 48cm de altura e teor de umidade de 120%. ....	141
Figura 99 – Variações das componentes da força de tração aplicada no ponto ancoragem <i>versus</i> ângulo no ponto de ancoragem, ensaio realizado na amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 120%. ....	142
Figura 100 – Variações das componentes da força de tração aplicada no ponto ancoragem <i>versus</i> ângulo no ponto de ancoragem, ensaio realizado na amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 100%. ....	142
Figura 101 – Variações das componentes da força de tração aplicada no ponto ancoragem <i>versus</i> ângulo no ponto de ancoragem, todos os ensaios realizados..	143

Figura 102 – Relação entre ângulo de referência e ângulo medido na célula de carga inferior, para ensaios realizados em amostras com 24, 48 e 72cm de altura e teores de umidade de 100 e 120%.....	143
Figura 103 – Razão entre as componentes da força de tração medida na célula de carga inferior <i>versus</i> ângulo de referência, para ensaios realizados nas amostras com 48 e 72cm de altura. ....	145
Figura 104 – Razão entre a força medida e a força medida máxima <i>versus</i> razão entre a força aplicada e a força aplicada máxima, de todos os ensaios. ....	146
Figura 105 – Relação entre o comprimento da corrente enterrada <i>versus</i> hipotenusa do ângulo que chega na estaca, para carga máxima de 14kgf (137,34N).....	147
Figura 106 – Relação entre o deslocamento da corrente na superfície da argila e o ângulo de referência, para ensaios realizados nas amostras com 48 e 72cm de altura e teores de umidade de 100 e 120%. ....	148
Figura 107 – Relação entre o deslocamento da corrente na superfície da argila normalizado e o ângulo de referência, para ensaios realizados nas amostras com 48 e 72cm de altura e teores de umidade de 100 e 120%. ....	148
Figura 108 – Célula de carga superior – força aplicada <i>versus</i> força de tração medida, amostra de argila com 120% de umidade e altura de 72cm. ....	150
Figura 109 – Célula de carga inferior – força aplicada <i>versus</i> Força de tração medida, amostra de argila com 120% de umidade e altura de 72cm. ....	151
Figura 110 – Curvas: a) atenuação estática <i>versus</i> força aplicada, b) atenuação estática <i>versus</i> ângulo de referência, c) atenuação estática normalizada <i>versus</i> força aplicada e d) atenuação estática normalizada <i>versus</i> ângulo de referência. ....	153
Figura 111 – Curvas: a) atenuação estática x $(H/L)$ <i>versus</i> força aplicada, b) atenuação estática x $(H/L)$ <i>versus</i> ângulo de referência, c) atenuação estática normalizada x $(H/L)$ <i>versus</i> força aplicada e d) atenuação estática normalizada x $(H/L)$ <i>versus</i> ângulo de referência.....	155
Figura 112 – Relação entre a força aplicada e a razão entre as componentes da força de tração na célula de carga inferior.....	156
Figura 113 – Relação entre a força aplicada e o ângulo no ponto de ancoragem. ....	157
Figura 114 – Relação entre força aplicada e constante de sistema estático. ....	158
Figura 115 – I) Atenuação dinâmica normalizada <i>versus</i> frequência e II) Atenuação dinâmica normalizada x $(H/L)$ <i>versus</i> frequência – aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s <sup>2</sup> . ....	161
Figura 116 – I) Atenuação dinâmica normalizada <i>versus</i> frequência e II) Atenuação dinâmica normalizada x $(H/L)$ <i>versus</i> frequência – aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s <sup>2</sup> . ....	162
Figura 117 – I) Atenuação dinâmica normalizada <i>versus</i> ângulo de referência e II) Atenuação dinâmica normalizada x $(H/L)$ <i>versus</i> ângulo de referência – frequência na faixa de 1 a 2Hz e aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s <sup>2</sup> . ....	163
Figura 118 – I) Atenuação dinâmica normalizada <i>versus</i> ângulo de referência e II) Atenuação dinâmica normalizada x $(H/L)$ <i>versus</i> ângulo de referência – frequência na faixa de 1 a 2Hz e aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s <sup>2</sup> . ....	164

Figura 119 – I) Atenuação dinâmica normalizada <i>versus</i> amplitude de deslocamento e II) Atenuação dinâmica normalizada x $(H/L)$ <i>versus</i> amplitude de deslocamento – aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s <sup>2</sup> . .....	165
Figura 120 – I) Atenuação dinâmica normalizada <i>versus</i> amplitude de deslocamento e II) Atenuação dinâmica normalizada x $(H/L)$ <i>versus</i> amplitude de deslocamento – aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s <sup>2</sup> . .....	166
Figura 121 – Razão da atenuação dinâmica normalizada, $R_1$ <i>versus</i> frequência, ensaios B e C. ....	169
Figura 122 – Razão da atenuação dinâmica normalizada, $R_1$ <i>versus</i> frequência, ensaio D. ....	169
Figura 123 – Razão da atenuação dinâmica normalizada, $R_2$ <i>versus</i> frequência, ensaios B e C. ....	171
Figura 124 – Razão da atenuação dinâmica normalizada $R_3$ <i>versus</i> frequência, ensaio D. .....	173

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Período de tempo que a carga de pré-tração deve ser mantida constante (VRYHOF ANCHORS, 2010). .....	39
Tabela 2 – Condições oceânicas extremas para diferentes áreas de localização da estrutura flutuante (VRYHOF ANCHORS, 2010). .....	41
Tabela 3 – Fatores de segurança sugeridas pela Petrobras para dimensionamento das estacas torpedado. ....	44
Tabela 4 – Resumo dos valores de <b><i>EWS, EWB e Nc</i></b> . ....	58
Tabela 5 – Representação de 3 modelos estruturais básicos (Filho <i>et al.</i> , 2007). ....	60
Tabela 6 – Representação de alguns modelos conjugados utilizados para representar comportamentos de materiais. ....	61
Tabela 7 – Propriedades das argilas estudadas. ....	66
Tabela 8 – Propriedades físicas da mistura caulim e bentonita (Rocha, 2014). ....	66
Tabela 9 – Propriedades das misturas para teores de umidade de 100% e 120% (Rocha, 2014). ....	67
Tabela 10 – Dimensões e material dos segmentos da linha de ancoragem. ....	72
Tabela 11 – Grandezas derivadas a partir das grandezas de base ( $L$ , $\rho$ e $g$ ), em escala 1:40 (Rocha <i>et al.</i> , 2013). ....	76
Tabela 12 – Três combinações dos parâmetros de vibração feitas na primeira tentativa. ....	79
Tabela 13 – Duas combinações dos parâmetros de vibração feitas na segunda tentativa. ....	80
Tabela 14 – Duas combinações dos parâmetros de vibração feitas na terceira tentativa. ....	81
Tabela 15 – Principais propriedades físicas do caulim. ....	85
Tabela 16 – Principais propriedades físicas da bentonita. ....	85
Tabela 17 – Principais propriedades físicas da bentonita. ....	86
Tabela 18 – Definição da varredura através da faixa de frequência e o tempo de aquisição. ....	105
Tabela 19 – Velocidade de rotação de palheta e tempo de repouso da argila, dos ensaios realizados para determinação da resistência não drenada. ....	122

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

Amarra	Corrente utilizada na linha de ancoragem
Âncora	Estaca utilizada para ancorar as unidades flutuantes
<i>air gap</i>	Distância entre a base de plataforma e o topo da onda
DDP marinho	<i>Dip down point</i> ponto onde a linha de ancoragem penetra no leito
<i>Fairlead</i>	Ponto de conexão da linha de ancoragem na estrutura flutuante
<i>Offset</i>	Passeios ou deslocamentos de uma unidade flutuante
<i>Pad-eye</i>	Ponto de conexão da linha de ancoragem na estaca
<i>Risers</i>	Tubos que fazem a ligação entre os poços de petróleo e as plataformas
<i>Surge</i>	Movimento de uma estrutura flutuante ao longo do eixo longitudinal
<i>Sway</i>	Movimento de uma estrutura flutuante ao longo do eixo transversal
<i>Yaw</i>	Rotação de uma estrutura flutuante em torno do eixo vertical
TDP marinho	<i>Touch down point</i> ponto onde a linha de ancoragem encosta no leito
ABS	<i>American Bureau of Shipping</i>
API	<i>American Petroleum Institute</i>
CALM	<i>Catenary Anchor Leg Mooring</i>
CPT	<i>cone penetration test</i>
DDP	<i>Dip down point</i>
DNV	<i>Det Norske Veritas</i>
DP	<i>Dynamic Positioning</i>
DSS	<i>Direct Simple Shear</i>
FAD	Fator de amplificação dinâmica
FPS	<i>Floating Production System</i>
FPSO	<i>Floating Production Storage and Offloading</i>
HPME	<i>High modulus polyethylene</i>

LabVIEW	<i>Laboratory Virtual Instrument Engineering Workbench</i>
LEGG	Laboratório da Engenharia Geotécnica e Geoambiental
MODUs	<i>Mobile Offshore Drilling Unit – MODUs</i>
NE	Nordeste
NI	<i>National Instruments</i>
PCPT	<i>piezocone penetration test</i>
rpm	Rotação por minuto
SALM	<i>Single Anchor Leg Mooring</i>
SEPLAs	<i>Suction Embedded Plate Anchor</i>
SM	<i>Spread Mooring</i>
SPM	<i>Single Point Mooring</i>
TLP	<i>Tension Leg Platform</i>
VLA	<i>Vertically Loaded Anchor</i>
$D$	Diâmetro nominal
$EWB$	Fator de conversão de diâmetro equivalente para força normal
$EWS$	Fator de conversão de diâmetro equivalente para força tangencial
$\bar{F}$	Força média estática
$\tilde{F}_d(t)$	Parte flutuante da força dinâmica
$F_d(t)$	Força dinâmica total
$\tilde{F}_{a,d} = \tilde{F}_{s,d}$	Parte flutuante da força dinâmica medida na célula superior
$F_h$ e $F_v$	Componentes horizontal e vertical da força medida na célula inferior, respectivamente
$F_I$ e $F_S$	Forças de tração medidas nas células de carga inferior e superior, respectivamente;
$\vec{F}$	Vetor de forças aplicadas nas células de carga
$F_I$	Força medida na célula de carga inferior
$F_{I,d}(t)$	Força dinâmica total medida na célula de carga inferior
$\bar{F}_{I,d}$	Média da força dinâmica total medida na célula de carga inferior
$\tilde{F}_{I,d}(t)$	Parte flutuante da carga dinâmica medida na célula de carga inferior

$F_S$	Força medida na célula de carga superior
$F_{S,d}(t)$	Força dinâmica total medida na célula de carga superior
$\bar{F}_{S,d}$	Média da força dinâmica total medida na célula de carga superior
$\tilde{F}_{S,d}(t)$	Parte flutuante da carga dinâmica medida na célula de carga superior
$H$	Altura do solo
$L$	Comprimento da corrente
$M$	Matriz de calibração
$N_c$	Fator de capacidade de carga
$R_1$	Influência da amplitude da força de pré-tração aplicada
$R_2$	Influência da magnitude de aceleração
$R_3$	Quociente entre atenuação no ramo do descarregamento pela atenuação do ramo de carregamento e é expressa da seguinte forma
$S_u$	Resistência ao cisalhamento não drenada
$S_{u0}$	Resistência ao cisalhamento não drenada na superfície
$T_i$	Força na extremidade superior do segmento da corrente
$T_{i+1}$	Força na extremidade inferior do elemento da corrente
$\vec{V}$	Vetor de tensões lidas nas células de cargas
$a_{m\acute{a}x}$	Aceleração máxima
$d$	Distância horizontal máxima percorrida pela amarra
$f$	Frequência de vibração
$g$	Aceleração de gravidade
$h$	Hipotenusa formada a partir do ângulo de incidência
$p$	Resistência normal por unidade de comprimento
$\bar{q}_d$	Carga média dinâmica
$t$	Tempo ou Resistência tangencial por unidade de comprimento
$q_{m\acute{a}x,d}$	Carga máxima dinâmica
$q_r$	Carga requerida
$u_{m\acute{a}x}$	Amplitude máxima de deslocamento
$w$	Peso efetivo da corrente por unidade de comprimento

$z$	Profundidade
$\Delta F$ e $\Delta F_d$	Atenuação estática e atenuação dinâmica, respectivamente
$\Delta s$	Comprimento do segmento da corrente
$\Sigma F_n$	Somatório de forças normais
$\Sigma F_t$	Somatório de forças tangenciais
$\alpha$	Fator de conversão de aderência do solo
$\alpha(x)$	Constante de sistema estático
$\beta$	Ângulo na âncora
$\delta$	Desvio padrão da variação dinâmica
$\zeta$ e $\zeta_d$	Atenuação estática normalizada e atenuação dinâmica normalizada
$\theta$	Ângulo de referência
$\theta_c$	Ângulo de incidência
$\theta_i$	Ângulo na extremidade superior do segmento da corrente
$\theta_{i+1}$	Ângulo na extremidade inferior do elemento da corrente
$\mu$	Coefficiente de atrito entre a corrente e o solo
$\rho$	Massa específica
$\sigma'_{v0}$	Tensão efetiva vertical do solo
$\tau$	Torque máximo



# 1 INTRODUÇÃO

## 1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

Como consequência da grande demanda global por petróleo e gás, a exploração de hidrocarbonetos em ambiente *offshore* move-se rapidamente para regiões marinhas com lâminas de água cada vez maiores, se aproximando assim dos 3000m de profundidade. O avanço em exploração de águas rasas para águas profundas e ultraprofundas ocasionou mudanças de utilização das plataformas fixas para plataformas flutuantes, em função do alto custo e dificuldades de instalação (Figura 1).

As plataformas fixas apresentam um limite técnico-econômico da espessura da lâmina d'água de aproximadamente 400 a 500m, devido às condições severas provocadas pelas forças ambientais (ventos, correntes e ondas), que demandam estruturas fixas robustas e caras para proporcionar uma segurança adequada ao serviço de exploração de petróleo.



Figura 1 – Plataformas fixas e flutuantes localizadas em diferentes condições oceânicas (MARQUES,2010).

Em águas profundas e ultraprofundas são utilizadas as plataformas flutuantes *Tension Leg Platform (TLP)*, *Floating Production Storage and Offloading (FPSO)*, *spars* e semi-submersíveis como unidades flutuantes para abrigar equipamentos de perfuração, bombeamento e processamento, armazenamento e outras funções. Essas plataformas são ligadas aos pontos de ancoragem por meio de linhas de amarração constituídas de diferentes materiais e com configurações dentro d'água em forma de catenária ou *taut leg* em função do

tipo de âncora utilizado. A configuração em catenária é utilizada para âncoras que resistem mais às forças horizontais, enquanto a configuração *taut leg* se destina a âncoras que resistem às duas componentes de força (Figura 2).

No Brasil, a empresa Petrobras desenvolveu e tem utilizado desde 1996 a tecnologia da estaca torpedo para fixação das linhas de amarração, constituída por tubulações cilíndricas de aço preenchidas com concretos de alta densidade e sucatas de aço. As estacas torpedos possuem ponta em formato conico e são cravadas por queda livre e, dependendo do projeto, podem possuir 4 haletas verticais que formam entre si ângulos de 90°.

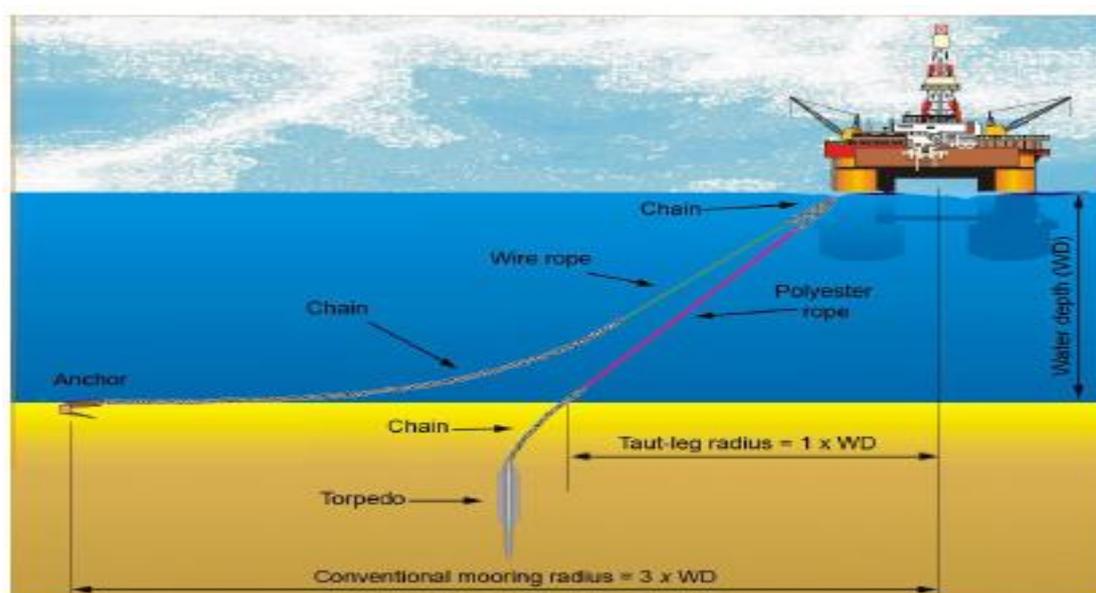


Figura 2 – Representação de uma plataforma flutuante com linhas de ancoragens compostas de diferentes materiais em configurações de catenária e *taut leg* e a utilização de âncora e estaca torpedo (RODRIGUES, 2004).

A utilização crescente da estaca torpedo pela Petrobras para ancoragem das plataformas flutuantes em solos coesivos se justifica devido à facilidade e redução de custo de instalação e também como forma de diminuir congestionamento das linhas de amarração e *risers* nos locais onde existem várias plataformas flutuantes em operação, uma vez que essa estaca consegue suportar elevadas cargas verticais a partir da utilização da configuração *taut leg*. As estacas são dimensionadas para resistir às cargas de pré-tração e cargas ambientais que atuam no sistema de ancoragem e na plataforma flutuante, para as condições de carga intacta e danificada.

Em função dos desastres provocados pelos furacões Ivan, em 2004, e Katrina e Rita em 2005

no Golfo de México, o API (*American Petroleum Institute*), o ABS (*American Bureau of Shipping*) e outros órgãos reguladores adotaram várias recomendações visando melhorar a prática do projeto de ancoragem. Uma dessas recomendações, foi a utilização do máximo pico dinâmico da linha como carga requerida para o dimensionamento das estacas. Assim, foi exigida da Petrobras a utilização desse procedimento para o dimensionamento dos sistemas de ancoragem das seguintes plataformas: P54, FPSO São Mateus, FPSO Niterói, P55, FPSO São Vicente, FPSO Santos, P56, P57, P58, P62 e FPSO Capixaba.

Para otimização de projetos, fabricação, transporte e instalações dos elementos de ancoragem, é necessário avaliar os níveis de carregamento, identificando se a máxima carga dinâmica ocorre em um curto período de tempo ou se ocorre atenuação da carga dinâmica devido à resistência dinâmica induzida pelo solo de fundação no trecho da catenária invertida. Se for comprovada a existência de atenuação de carga dinâmica no trecho da linha enterrada no solo, não será razoável a utilização dos picos dinâmicos obtidos na análise de ancoragem para dimensionar estacas torpedos.

A comprovação experimental da magnitude da atenuação dinâmica das linhas de ancoragem no solo constitui-se um requisito fundamental de projeto, permitindo refinar os métodos de dimensionamento, reduzir riscos operacionais e evitar gastos desnecessários. Neste cenário, a presente pesquisa tem por objetivo estudar, entender e quantificar a atenuação das cargas dinâmicas na interface solo-amarra através de experimentos em modelos reduzidos em solos argilosos.

## 1.2 OBJETIVO GERAL

Esta pesquisa veio dar continuidade ao estudo de atenuação de cargas estáticas em linhas de ancoragem desenvolvido por Rocha (2014). Ela se enquadra na linha de pesquisa intitulada “Avaliação da atenuação de cargas dinâmicas aplicadas a estacas torpedo” do projeto **Petrobras de tecnologias offshore: Sistemas de jateamento, transferência de carga e melhoramento de solos**, desenvolvido em parceria entre a Petrobras e a Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

O objetivo geral deste estudo consiste em estudar a atenuação de cargas dinâmicas no trecho da linha de ancoragem embutida no solo, entre *touch down point* (TDP) e o ponto de ancoragem, através de experimentos em modelos reduzidos com solos argilosos.

Como forma de complementar os estudos já realizados destinados a quantificar as atenuações de cargas estáticas nas linhas de ancoragem, os seguintes objetivos específicos norteiam a presente pesquisa:

- montar um sistema para aplicação de cargas dinâmicas com capacidade de impor frequências e amplitudes distintas à linha de ancoragem;
- adaptar o sistema desenvolvido por Rocha (2014) através da adição de uma célula de carga superior e ajustes que possibilitem a aplicação de carregamentos dinâmicos;
- realizar um conjunto de ensaios com carregamentos dinâmicos em argilas com diferentes configurações de catenária invertida, para distintos níveis de carregamento;
- descrever o fenômeno de atenuação dinâmica e a quantificação da mesma, levando em consideração os princípios de similaridade

### 1.3 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

A presente dissertação está organizada em 7 capítulos, sendo que o primeiro consiste na introdução, onde são abordados as justificativas do problema que motivou essa pesquisa e os objetivos almejados. O segundo capítulo apresenta revisão bibliográfica dos principais conceitos e trabalhos de interesse nessa área de conhecimento.

No capítulo três, foram apresentados os parâmetros do caso típico fornecido pela Petrobras e que serviram de referência para montagem do sistema de carregamento estático e dinâmico e escolha de materiais que foram utilizados para produzir o solo argiloso em laboratório.

O programa experimental contendo materiais, equipamentos, métodos utilizados e algumas considerações feitas para estudar o efeito da escala no modelo reduzido, bem como a definição dos parâmetros, foi apresentado no capítulo quatro.

O capítulo cinco apresenta os procedimentos realizados durante o processamento de dados dos ensaios de calibração estática e carregamentos estático e dinâmico.

A apresentação e a análise dos resultados de todos os ensaios executados são descritas nos capítulos seis a oito. O capítulo nove resume a apresentação das principais conclusões e sugestões para futuros trabalhos.

## 1.4 DEFINIÇÕES IMPORTANTES

Para facilitar o entendimento dos assuntos que serão abordados futuramente nesta pesquisa, julgou-se importante definir os seguintes termos:

**Atenuação de Carga** – é a carga dissipada ao longo do trecho da corrente embutida no solo. A dissipação ocorre devido à força de reação (atrito) gerada pelo solo na interface solo-corrente, quando a massa do solo envolvente é sujeita a deformações. A atenuação ( $\Delta F$ ) corresponde à diferença de carga aplicada ( $F_S$ ) em uma extremidade pela carga medida ( $F_I$ ) na extremidade oposta da corrente Equação (1).

$$\Delta F = F_S - F_I \quad (1)$$

A atenuação normalizada ( $\zeta$ ) é definida como sendo a razão da atenuação pela força aplicada e é expressa pela Equação (2):

$$\zeta = \frac{\Delta F}{F_S} = \frac{F_S - F_I}{F_S} \quad (2)$$

**Catenária invertida** – é a configuração que a corrente assume no interior do solo devido à resistência oferecida pelo solo quando uma força é aplicada para deslocar a corrente (Figura 3).

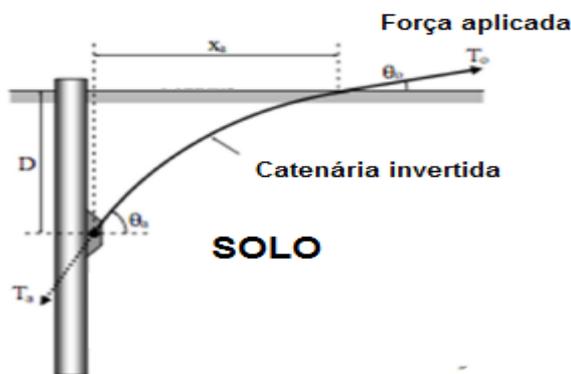


Figura 3 – Catenária invertida formada no interior do solo devido à resistência do solo ao deslocamento da corrente.

**Cargas dinâmicas** – são cargas resultantes das ações de ondas, ventos e correntes na estrutura flutuante e nas linhas de ancoragem.

**Ângulo de referência ( $\theta$ )** – é o ângulo que a linha reta compreendida entre célula de carga inferior e a marcação no trilho forma com um eixo vertical. Nos ensaios, são utilizados 12 ângulos de referência, que são: 0°, 5°, 10°, 15°, 20°, 25°, 30°, 35°, 40°, 45°, 50° e 55°.

**Ângulo de incidência ( $\theta_c$ )** – é o ângulo que a parte da corrente fora do solo forma com um eixo vertical, ou seja, é o ângulo que a corrente penetra no solo, medido a partir de um eixo vertical.

**Ângulo na âncora ( $\beta$ )** – é o ângulo que a corrente forma com a célula de carga inferior (topo de âncora) no interior do solo.

A Figura 4 apresenta um esquema que permite melhor entendimento da configuração e símbolos que serão utilizados na apresentação dos resultados. O esquema mostrado na figura é composto por tanque de acrílico, amarra com configuração em catenária e em linha reta e célula de carga inferior. Os símbolos utilizados na Figura 4 correspondem:

$\theta$  – ângulo de referência, em graus;  $\theta_c$  – ângulo de incidência da amarra na superfície de argila, em graus;  $\beta$  – ângulo no topo da estaca, em graus;  $d$  - distância horizontal máxima percorrida pela amarra, em m;  $L$  – comprimento da amarra enterrada na argila, em m;  $H$  – Altura da amostra de argila, em m;  $h$  – Hipotenusa formada a partir do ângulo de incidência, em m.

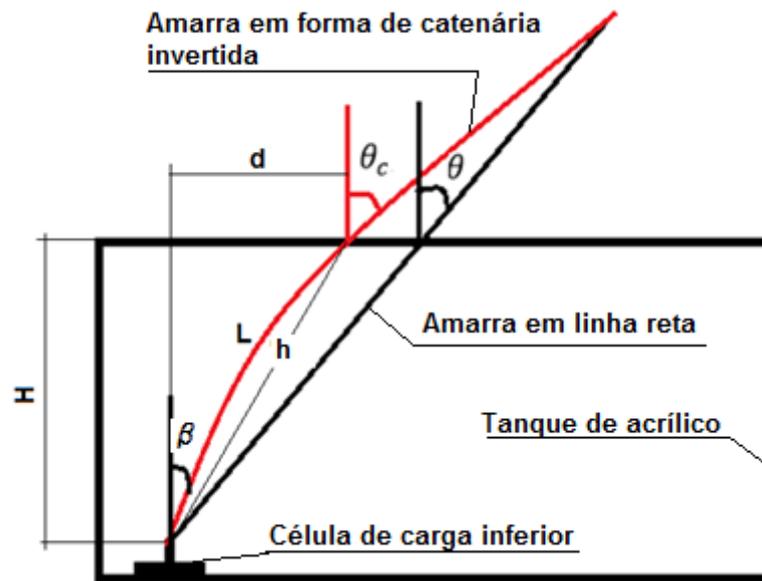


Figura 4 – Representação esquemática da amarra em configuração catenária e em linha reta, com os símbolos dos ângulos e comprimentos.

## 2 REVISÃO

### 2.1 PLATAFORMAS FLUTUANTES

Para a exploração do petróleo em ambiente *offshore* são utilizadas estruturas fixas ou flutuantes. Dentre as estruturas fixas usadas para lâminas de água rasas, menores de 300m, destacam-se as jaquetas (plataformas fixas de aço), as torres complacentes e as plataformas de gravidade de concreto. O limite técnico-econômico da espessura da lâmina d'água para utilização dessas plataformas é aproximadamente 400 a 500m. Em águas ultraprofundas, verificam-se condições severas provocadas pelas forças ambientais, que demandam estruturas fixas robustas e caras para proporcionar uma segurança adequada ao serviço de exploração de petróleo. Nestas condições, as plataformas flutuantes surgiram como alternativa viável técnica e economicamente para atender as necessidades e novos desafios das empresas petrolíferas em ambiente *offshore*, nas atividades de exploração em campos de produção distantes da costa.

As plataformas flutuantes são consideradas elementos essenciais no processo de operação e exploração de hidrocarbonetos em águas profundas. Devido às suas características, conseguem garantir estabilidade e capacidade para abrigar equipamentos de perfuração, bombeamento e processamento, armazenamento e outras funções. Localizam-se na superfície de nível de água, oscilando em diferentes direções e sentidos devido à ação das forças dinâmicas (ventos, ondas, correntes, etc). Dentre as plataformas flutuantes mais utilizadas, destacam-se as plataformas semissubmersíveis (*Floating Production System – FPS*), as plataformas de pernas tensionadas/esticadas (*Tension Leg Platforms – TLP*), as plataformas tipo FPSO (*Floating Production, Storage and Offloading*) e as plataformas tipo SPAR.

A plataforma de pernas tensionadas (Figura 5) é um modelo complacente constituído de casco, tendões e um sistema de fundação, ao passo que *Spar* são plataformas constituídas de estruturas cilíndricas submersas com conveses instalados no topo. Os tipos de *Spars* mais utilizados são: *Spar* tipo clássico ou convencional (*Spar Buoy*; Figura 6) e o *Spar* tipo treliçado (*Truss Spar*; Figura 7). As plataformas semissubmersíveis (Figura 8) são unidades flutuantes de perfuração (*Mobile Offshore Drilling Unit – MODUs*) ou de produção (Unidades Estacionárias de Produção – UEPs) constituídas por um convés instalado sobre flutuadores submarinos de seções

vazadas retangulares, chamados *pontoons*, sobre os quais se apoiam as colunas, que por sua vez, sustentam os conveses (HERNÁNDEZ (2004); KUNITAKI (2006)).



Figura 5 – Plataforma de pernas tensionadas (MONTEIRO, 2008).



Figura 6 – SPAR tipo convencional.

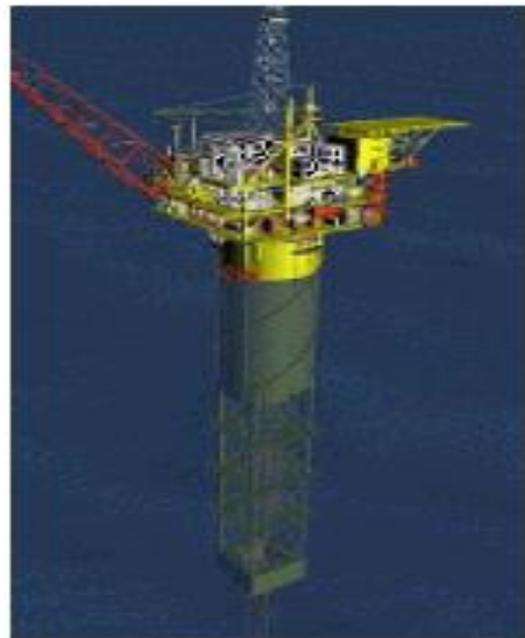


Figura 7 – SPAR tipo treliçado (MONTEIRO, 2008).

Os dois modelos de plataformas tipo navios (Figura 9) utilizados para exploração e produção de petróleo no ambiente *offshore* podem ser de perfuração, produção e/ou armazenamento, dependendo do tipo de equipamentos que neles são instalados (KUNITAKI, 2006).

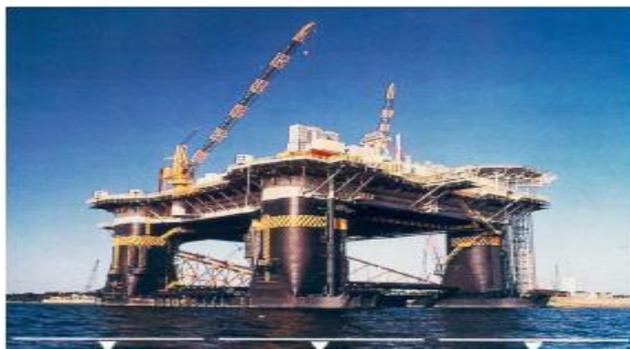


Figura 8 – *Mobile Offshore Drilling Unit* – MODUs (RODRIGUES, 2004).



Figura 9 – FPSO (*Floating Production, Storage and Offloading*) e FSO (*Floating Storage and Offloading*) (CASTRO, 2008).

## 2.2 SISTEMA DE AMARRAÇÃO

Sistemas permanentes de amarração das linhas de ancoragem foram desenvolvidos para garantir a estabilidade das estruturas flutuantes utilizadas em ambientes *offshore*. Vários sistemas de amarrações são utilizados, sendo que os principais são:

- amarração em um único ponto (*single point mooring* – SPM) – consiste na concentração das linhas de ancoragem em um único ponto localizado dentro ou fora de embarcação. As configurações mais utilizadas no sistema de amarração em ponto único são: CALM (*Catenary Anchor Leg Mooring*), SALM (*Single Anchor Leg Mooring*) e ancoragem com *turret*;
- ancoragem distribuída (*Spread Mooring* – SM) – é utilizada nos ambientes menos agressivos e, consistem na distribuição das linhas de ancoragem em torno do navio FPSO ou FSO, provendo à unidade flutuante capacidade de resistir a carregamentos ambientais atuantes.

- posicionamento dinâmico (*Dynamic Positioning – DP*) – é utilizado para posicionar plataformas que possuem grandes deslocamentos (*offset*) e com pouco tempo de estadia no ambiente *offshore*. Utilizam propulsores e impulsadores laterais para manter a embarcação na posição desejada. Esse sistema pode trabalhar em conjunto com outros sistemas de ancoragem.

## 2.3 CONFIGURAÇÕES DAS LINHAS DE ANCORAGEM

As configurações das linhas de ancoragem mais utilizadas para atender vários tipos de plataforma, espessura da lâmina d'água, número de *risers*, intensidade das cargas e custos dos materiais, são: configurações do tipo convencional (catenária), perna tensionada (*taut leg*) e tendões verticais. De acordo com Castro (2008) e Vryhof Anchors (2010), a configuração do tipo convencional é caracterizada pela disposição das linhas de ancoragem em forma de catenária (Figura 10), apresentando trecho da linha apoiado no leito marinho, permitindo assim, apenas a transmissão de esforços horizontais à fundação. A configuração tipo convencional apresenta um raio de abrangência maior, com comprimento de aproximadamente duas a três vezes a espessura da lâmina de água e as suas linhas fazem um ângulo de  $0^\circ$  com a superfície do leito marinho, permitindo assim a utilização de âncoras que não resistem às componentes de forças verticais.

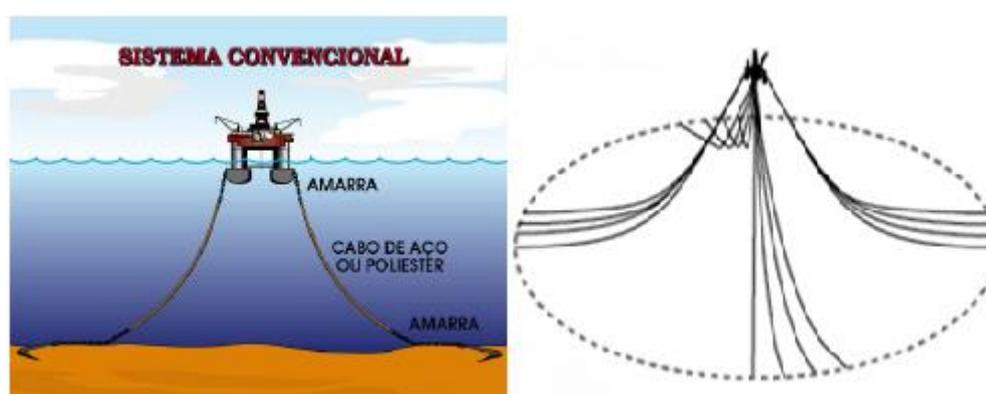


Figura 10 – Configuração das linhas de ancoragem tipo convencional (catenária) (GONÇALVES e COSTA, 2002).

A configuração de perna esticada apresenta um raio de abrangência igual à espessura da lâmina de água e requer estacas que resistam aos esforços horizontal e vertical devido aos ângulos que as suas linhas formam com a superfície do leito marinho (Figura 11). Segundo D'Souza *et al.*,

(1993), o ângulo de 45° é o mais eficiente para resistir às cargas médias aplicadas e controlar os deslocamentos médios da plataforma.

A configuração tipo tendões verticais é bastante utilizada para ancorar TLP, boias e monobóias. As linhas de ancoragem formam ângulos de aproximadamente 90° com a horizontal e são compostas por tubos de aço que funcionam como tirantes, transmitindo os esforços verticais de tração aos elementos de fundação.

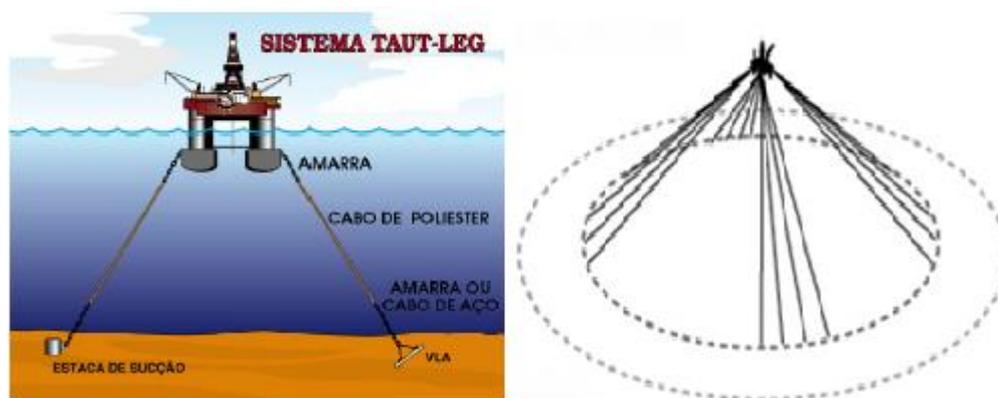


Figura 11 - Configuração das linhas de ancoragem tipo perna esticada (GONÇALVES e COSTA, 2002).

## 2.4 SISTEMAS DE ANCORAGEM

Sistema de ancoragem consiste em um conjunto de elementos estruturais com objetivo de resistir e equilibrar as forças de pré-tração e cargas ambientais a que foi submetido, de forma a evitar que a estrutura flutuante fique à deriva. Segundo Vryhof Anchors (2010) e Dean (2010), um sistema de ancoragem é constituído de três componentes: linhas de ancoragem, conectores e âncoras.

### 2.4.1 Linhas de Ancoragem

As linhas de ancoragem servem para conectar a unidade flutuante ou *risers* às fundações, que transmitem as solicitações para solo. segundo Oliveira (2009), além de servirem de elo entre plataforma e elemento da fundação, fornecem a restauração necessária para manter a plataforma dentro dos limites de passeio (*offset* ou deriva) estipulados (7,0% e 7,5% da profundidade da água para a condição intacta e condição de uma linha rompida, respectivamente). O limite de

passaio é menor que 7% da profundidade da lâmina d'água, quando se trabalha com sistema de configuração de pernas esticadas (*taut leg*).

Os principais materiais utilizados como linhas de ancoragem são: amarras ou corrente (Figura 12), cabos de aço e cabos de materiais sintéticos, como a poliamida e o poliéster. As amarras do tipo *studlink* e do tipo *studless* são os elementos de ligação mais utilizados na ancoragem de plataformas flutuantes e são constituídas de barras de aço laminadas de seção circular, formando ligação consecutiva de elos (VRYHOF ANCHORS, 2010). Os cabos de aço são formados por fios de aço enrolados e agrupados, formando as pernas que são enroladas em espirais em torno de um elemento central, denominado núcleo ou alma, enquanto que os cabos de fibras sintéticas foram desenvolvidos pela Petrobras e apresentam as vantagens de proporcionar um baixo peso submerso e uma elevada elasticidade.



Figura 12 – Amarras de aço utilizadas como linhas de ancoragem.

Quando se trabalha em águas rasas, utiliza-se linhas formadas por um único trecho de corrente. Em águas profundas, faz-se a associação de vários materiais a fim de minimizar os problemas de redução da capacidade de restauração e acréscimo de peso na plataforma. As correntes (amarras) geralmente ficam localizadas nos extremos das linhas de ancoragem por resistirem às intempéries do ambiente *offshore* e por apresentarem maior resistência à abrasão comparada com outros materiais.

### 2.4.2 Conectores

Os conectores são utilizados para ligar os principais componentes da linha de ancoragem entre si (Figura 13).

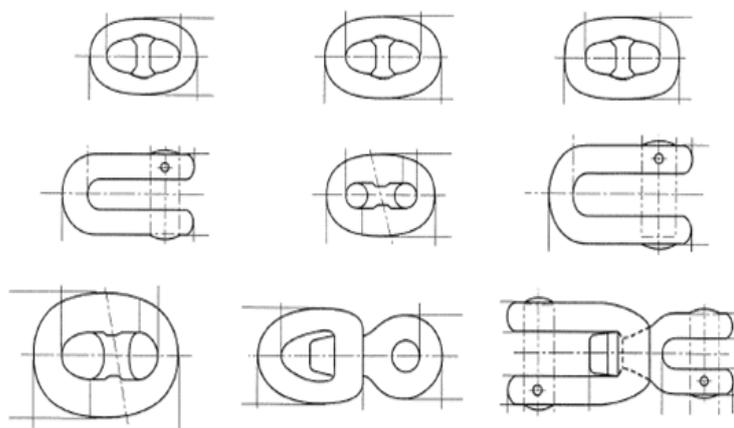


Figura 13 – Principais conectores utilizados em linhas de ancoragem (API RP 2SK, 2005).

### 2.4.3 Âncoras de Plataformas *Offshore*

Com a exploração de hidrocarbonatos no ambiente *offshore*, verificou-se a necessidade de desenvolver novas tecnologias para âncoras/estacas de modo a proporcionar uma segurança desejada a um baixo custo de fabricação, transporte e instalação. De acordo com API RP 2A – WSD (2006), a fundação de uma estrutura *offshore* deve ser projetada para suportar cargas estáticas, cíclicas e transitórias, sem deformações excessivas ou vibrações na plataforma. Deverá ser dada especial atenção aos efeitos de cargas cíclicas e transitórias sobre a resistência dos solos de apoio, bem como sobre a resposta estrutural das estacas.

No ambiente *offshore*, os elementos de fundações mais utilizados atualmente para ancorar estruturas flutuantes são: estacas de sucção, âncoras de carga vertical (*vertical load anchor – VLA*), âncoras de placa (*suction embedded plate anchor – SEPLA*) e estaca torpedo.

A estaca de sucção é uma estaca que resiste tanto às cargas horizontais quanto às verticais e é formado por um tubo de aço oco, aberto no fundo e fechado no topo, com diâmetro muito maior do que o da estaca de aço (convencional). A âncora de carga vertical é uma placa de aço com cabos nas extremidades, projetada para suportar os carregamentos horizontais e verticais,

enquanto que a âncora de placa ou SEPLA é uma placa instalada na base da estaca de sucção para o efeito de cravação.

No Brasil, a Petrobras desenvolveu e tem utilizado desde 1996 as estacas torpedo como solução de fixação em solos coesivos, de *risers* flexíveis e plataformas utilizadas tanto na perfuração, quanto na produção e armazenamento de petróleo, devido ao baixo custo de construção, simplicidade de instalação e possibilidade do uso de meios navais de baixo custo para o seu transporte e instalação (AMARAL *et al.*, 2002).

De acordo com (Medeiros Junior, 2002), torpedos são tubulações cilíndricas de aço, com diâmetro externo variando de 0,75m a 1,0m e o comprimento variando de 12m a 15m, preenchidas com sucatas de aço e concretos de alta densidade, cuja dosagem é efetuada com os objetivos de elevar a massa específica do conjunto e deixar seu centro de gravidade próximo à ponta da estaca, conforme apresentada nas Figuras 14 e 15. A estaca possui a forma de foguete, e dependendo do projeto, possui no máximo quatro aletas verticais que formam entre si ângulos de 90°. As aletas são aproximadamente retangulares com o comprimento total variando de 8m a 11m e largura de 0,45m a 0,90m. Além do tubo cilíndrico e aletas, a estaca torpedo dispõe de um olhal no topo onde é conectada a amarra, permitindo a aplicação da carga em qualquer direção e uma ponta cônica que é projetada para ajudar a penetração da estaca.

Segundo O’Loughlin *et al.* (2004), em argilas normalmente consolidadas, as profundidades de penetração esperada de uma estaca torpedo varia de 2 a 3 vezes o comprimento da estaca e a capacidade de estaca esperada varia na faixa de 3 a 5 vezes do seu peso seco.



Figura 14 – Estaca torpedo.



Figura 15 – Lançamento da estaca torpedo (MEDEIROS JÚNIOR, 2001).

De acordo com Vryhof Anchors (2010), quando uma âncora penetra no solo, aplica-se uma carga de pré-tração nas linhas de ancoragem com o alinhamento do navio e da inclinação desejada. Uma vez que a tensão necessária é atingida, ela é mantida constante durante um determinado período de tempo de acordo com as Autoridades de Certificação, como mostra a Tabela 1.

Tabela 1 – Período de tempo que a carga de pré-tração deve ser mantida constante (VRYHOF ANCHORS, 2010).

Autoridades de Certificação	Tempo exigido para estabilização de pré-tração
Lloyd's Register of Shipping	20 minutos
American Bureau of Shipping - ABS	30 minutos
Det Norske Veritas (DNV)	15 minutos

A pré-tração nas linhas de ancoragem é um dos principais parâmetros envolvidos no projeto de sistema de ancoragem para navios, e pode ser definida como tensão total nas linhas de ancoragem quando o sistema está equilibrado (posição neutra) sem nenhuma ação ambiental. Segundo Masetti (1997), o efeito das cargas dinâmicas sobre as linhas de ancoragem é muito afetado pela força de pré-tração.

## 2.5 CARGAS AMBIENTAIS

Cargas ambientais são cargas impostas na plataforma devido aos fenômenos naturais ou devido à reação ao impacto. Os fenômenos naturais incluem ondas, vento, corrente, terremoto e outros, enquanto que o impacto pode ser causado por atracação de uma barcaça ou barco contra a plataforma ou por operações de perfuração (API RP 2A WSD, 2006; VRYHOF ANCHORS, 2010). As forças induzidas pelos carregamentos ambientais atuam nas estruturas *offshore* e normalmente são avaliadas da seguinte forma: onda e correnteza atuando no casco da plataforma e nas linhas de ancoragem e o vento atuando nas áreas emersas da plataforma como mostra a Figura 16.

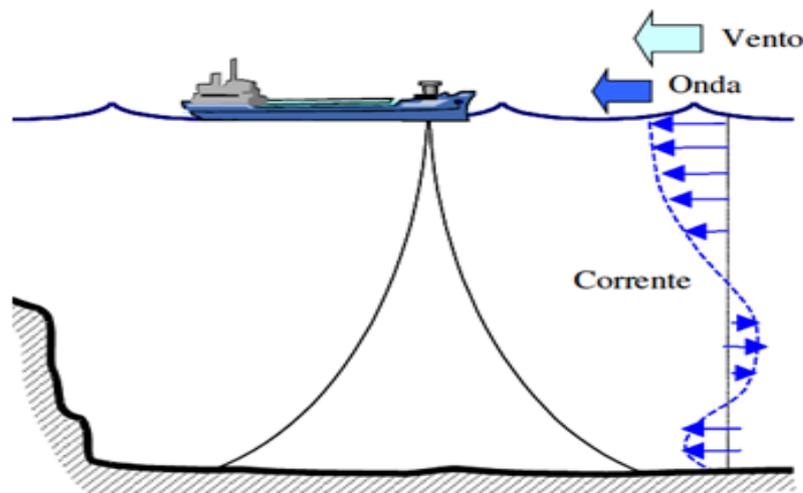


Figura 16 – Atuação de Cargas ambientais (HERNÁNDEZ, 2004).

As ações dos ventos, correntes e ondas provocam deslocamentos horizontal e vertical da plataforma. Como os sistemas de ancoragem são projetados para limitar o deslocamento das plataformas, criando um certo equilíbrio, as ações ambientais incidentes nas plataformas se transformam em cargas dinâmicas aplicadas nos sistemas de ancoragem.

As cargas ambientais que atuam no sistema de ancoragem são constituídas de cargas quase-estáticas e cargas dinâmica total. As cargas quase-estáticas são cargas médias devido às ondas, ventos e correntes. Para cargas quase-estáticas, os sistemas tendem a se mover com baixa frequência, geralmente com um período de 140 a 200s. No topo desta carga quase-estática, existem as forças de ondas individuais, causando um movimento de alta frequência que provoca carga de impacto dinâmico com um período de 10 a 14s devido à rotação do navio e aos movimentos das linhas de ancoragem através da água. A soma da carga quase-estática com as forças de ondas individuais é chamada da carga dinâmica total (Figura 17). Geralmente, as cargas quase-estáticas são da ordem de 50% a 90% da carga dinâmica total, sendo que as duas cargas são geralmente calculadas para a condição em que todas as linhas de ancoragem estão intactas (condições de carga intacta) e para a condição em que uma das linhas de ancoragem se encontra rompida (condição de uma linha rompida) (VRYHOF ANCHORS, 2010).

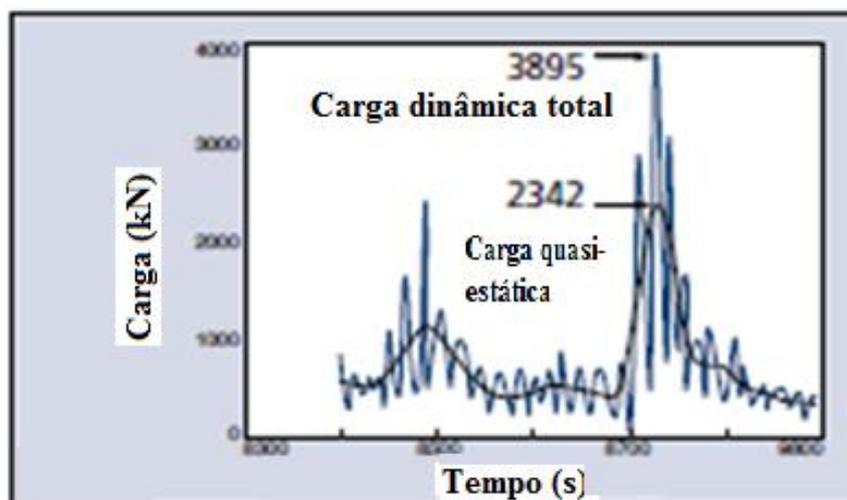


Figura 17 – Diferença entre a carga quase-estática e carga dinâmica total Adaptado (VRYHOF ANCHORS, 2010).

De acordo com Vryhof Anchors (2010), dependendo da localização da estrutura flutuante, diferentes condições oceânicas irão prevalecer, como mostra a Tabela 2.

Tabela 2 – Condições oceânicas extremas para diferentes áreas de localização da estrutura flutuante (VRYHOF ANCHORS, 2010).

Localização	Altura de onda (m)	Período de onda (s)	Velocidade do vento (m/s)	Velocidade da corrente (m/s)
Bacia de Campos	8 – 10	12 – 15	25	1
Golfo do México	11	14	44 – 48	1
Mar do Norte	15 – 16	15 – 17	38 – 39	0,9 – 1,2
Bacia de Porcupine	16 – 18	16 – 20	39 – 41	1,0 – 1,5
Bacia Vorine	14 – 15	16 – 17	37 – 39	1,0 – 1,5
Oeste da África	4 – 6	10 – 16	20	0,6 – 0,6
Oeste de Shetlands	15 – 17	16 – 19	39 – 41	1,0 – 3,0

A Figura 18 apresenta as frequências naturais típicas de algumas estruturas *offshore* e as suas respectivas posições com relação aos espectros de onda e do vento em condições extremas.

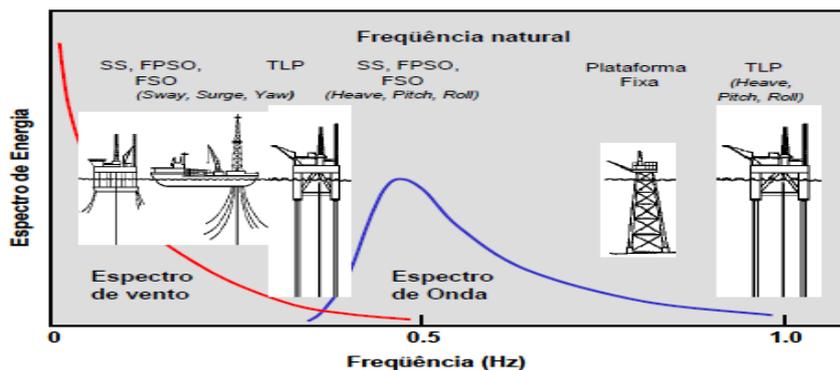


Figura 18 – Resposta dinâmica de algumas estruturas *offshore* (condições extremas) (HERNANDEZ, 2004).

De acordo com API RP 2A 2SK (2005), as cargas ambientais podem ser classificadas de acordo com três faixas de frequência distintas apresentadas abaixo.

- as cargas estáticas como deriva de ondas, ventos e correntes são consideradas constantes em magnitude e direção para a duração de interesse;
- as cargas cíclicas em baixa frequência excitam a estrutura nos seus períodos naturais típicos em *surge*, *sway* e *yaw*. Os períodos naturais típicos variam na faixa de 1 a 10 minutos;
- as cargas cíclicas na frequência de onda com períodos típicos encontram-se na faixa de 5 a 30 segundos. As cargas cíclicas na frequência de onda resultam em movimentos de frequência de onda, que são tipicamente independentes da rigidez de amarração.

As magnitudes, direções e posições das cargas ambientais variam com o tempo, sendo que as direções em que essas cargas atuam podem ser totalmente diferentes. A componente horizontal das cargas ambientais pode chegar à 25% do peso da estrutura flutuante (DEAN, 2010). A ação do vento incide sobre a parte da estrutura flutuante que está acima da água, bem como em qualquer equipamento, casas de convés e torres que estão situadas na plataforma. A velocidade do vento pode ser dividida em velocidades de rajadas (flutuação dinâmica) que têm em média menos de um minuto de duração e, em velocidade média que tem mais de um minuto de duração (HERNANDEZ, 2004; API RP 2A WSD, 2006).

As principais fontes de forças dinâmicas que atuam em plataformas *offshore* são ondas eólicas. Elas são irregulares na forma, variam em altura e comprimento, e podem aproximar-se de uma plataforma a partir de uma ou mais direções simultaneamente. Por estas razões, a intensidade e a distribuição dessas forças são difíceis de serem determinadas, sendo que os efeitos gerados

por essas forças criam movimentos horizontais e verticais na estrutura flutuante, gerando deformações e cargas ambientais nas linhas de ancoragem que estão amarradas no *fairlead* (API RP 2A WSD, 2006 e D'Souza *et al.* (1993)). Como as cargas do vento, as cargas de onda que atuam em uma plataforma também são dinâmicas por natureza. Para a maioria dos projetos encontrados atualmente em águas profundas, estas cargas podem ser adequadamente representadas por seus equivalentes estáticos (API RP 2A WSD, 2006). As forças de ondas que atuam em estruturas flutuantes podem ser divididas em três componentes, como mostra a Figura 19.

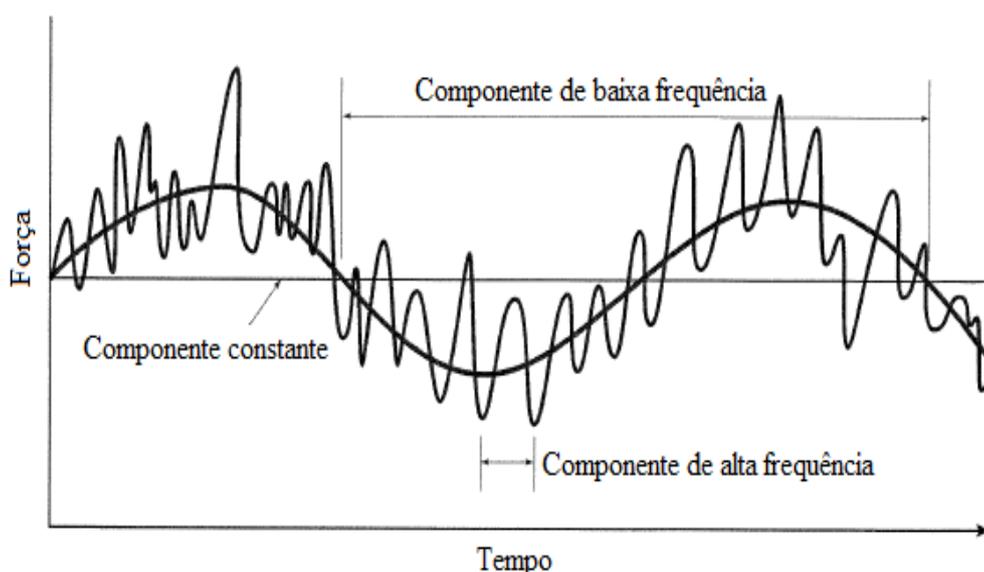


Figura 19 – Componentes de força de onda (Adaptado API RP 2A 2SK, 2005).

A corrente total que atua na plataforma é igual à soma vetorial de três tipos de correntes mais comuns: correntes de maré (associadas às marés astronômicas), correntes circulatorias (associadas com padrões de circulação escala-oceânica) e correntes geradas por tempestades e são consideradas normalmente forças estáticas, atuando na estrutura flutuante e no sistema de ancoragem (API RP 2A WSD, 2006; HERNANDEZ (2004) e API RP 2A 2SK, 2005).

A maioria dos procedimentos, conceitos e expressões matemáticos utilizados para calcular as forças dinâmicas que atuam em uma estrutura flutuante e em sistemas de ancoragem pode ser encontrada em vários trabalhos disponíveis e dentre esses, destacam-se: API RP 2A 2SK (2005), API RP 2A-WSD (2006), Hernández (2004), Oliveira (2009).

Procedimento da CENPES/PETROBRAS para Determinação da Carga Dinâmica

Para a determinar as cargas requeridas para o dimensionamento da estaca torpedo, o CENPES/PETROBRAS adota o critério de aplicar um fator de segurança global nas cargas fornecidas pela análise de ancoragem, ou seja, utiliza-se a máxima carga dinâmica ou carga média dinâmica mais 2 vezes o desvio padrão da variação dinâmica (Equação (3)).

$$q_r = q_{\text{máx,d}} \text{ ou } q_r = \bar{q}_d + 2 \delta \quad (3)$$

onde

$q_r$  – carga requerida;

$q_{\text{máx,d}}$  – carga máxima dinâmica;

$\bar{q}_d$  – carga média dinâmica;

$\delta$  – desvio padrão da variação dinâmica.

Os fatores de segurança sugeridos pelo CENPES/PETROBRAS (Tabela 3) são utilizados para calcular os valores das cargas requeridas para o dimensionamento das estacas torpedos nas condições quase-estática e dinâmica.

Tabela 3 – Fatores de segurança sugeridas pela Petrobras para dimensionamento das estacas torpedo.

Condição	Análise quase – estática	Análise Dinâmica
Intacta	2,25	2,0
Danificada (uma linha rompida)	1,75	1,5

Em um estudo realizado por Rossi (2007) e Amaral *et al.* (2007) para definir a precisão da carga que uma estaca torpedo denominada T35 é submetida durante o teste, foram realizadas análises dinâmicas usando o programa DMOOR (*Deterministic Mooring Analysis Program*) tendo como principais dados de entrada:

Tensão no *fairlead*: 3.394kN; profundidade da lâmina de água: 510m; força no topo de estaca torpedo –  $\bar{q}_{\text{estaca}}$ : 3.046kN; altura significativa de onda: 2m; período de pico: 8 a 14s e modelo de espectro: Jonswap.

Os resultados obtidos depois de rodar o programa são apresentados abaixo.

a) Carga média no TDP –  $\bar{q} = 3.051\text{kN}$

- b) Desvio padrão (RMS de carga no TDP) –  $\delta = 218\text{kN}$   
 c) Carga dinâmica significativa –  $q_d = 2 \cdot 218 = 435\text{kN}$   
 d) Máxima carga dinâmica –  $q_{\text{máx}} = 794\text{kN}$   
 e) Máxima carga dinâmica no TDP –  $q_{\text{máx,d}} = 3.051 + 794 = 3.845\text{kN}$

Para calcular a carga dinâmica que a estaca é submetida, foi calculado primeiramente um fator de amplificação dinâmica, FAD, através da carga média e desvio padrão da flutuação dinâmica.

$$FAD = \frac{\bar{q} + 2 \delta}{\bar{q}} = \frac{(3.051 + 2 \cdot 218)}{3.051} = 1,14$$

O valor da carga dinâmica no topo da estaca é estimado pela multiplicação do valor de fator de amplificação dinâmica pela carga média aplicada no topo da estaca. Assim, tem-se:

$$q_{d,\text{estaca}} = FAD \cdot \bar{q}_{\text{estaca}} = 1,14 \cdot 3.046\text{kN} = 3.472\text{kN}$$

Seguindo esse procedimento de dimensionamento descrito acima, foram dimensionadas as estacas torpedos utilizadas na ancoragem das plataformas AVARÉ, P50, P51, P52, P53, FPSO Vitória, FPSO Capixaba, FPSO Rio de Janeiro, P34 e Piranema.

Para o dimensionamento dos sistemas de ancoragem das seguintes plataformas: P54, FPSO São Mateus, FPSO Niterói, P55, FPSO São Vicente, FPSO Santos, P56, P57, P58, P62 e FPSO Capixaba, a ABS (*American Bureau of Shipping*) exigiu a utilização do pico máximo da carga dinâmica da linha como carga requerida para o dimensionamento das estacas.

Em função da exigência da ABS, CENPES/PETROBRAS procura mostrar que a máxima carga dinâmica ocorre em curto período de tempo e sendo assim, sofre uma redução da variação dinâmica devido à resistência dinâmica induzido pelo solo. A carga dinâmica aplicada na âncora é sempre menor do que a carga dinâmica no TDP e por isso, não é razoável a utilização dos picos dinâmicos obtidos na análise de ancoragem para dimensionar estacas torpedos, como mostra a Figura 20.

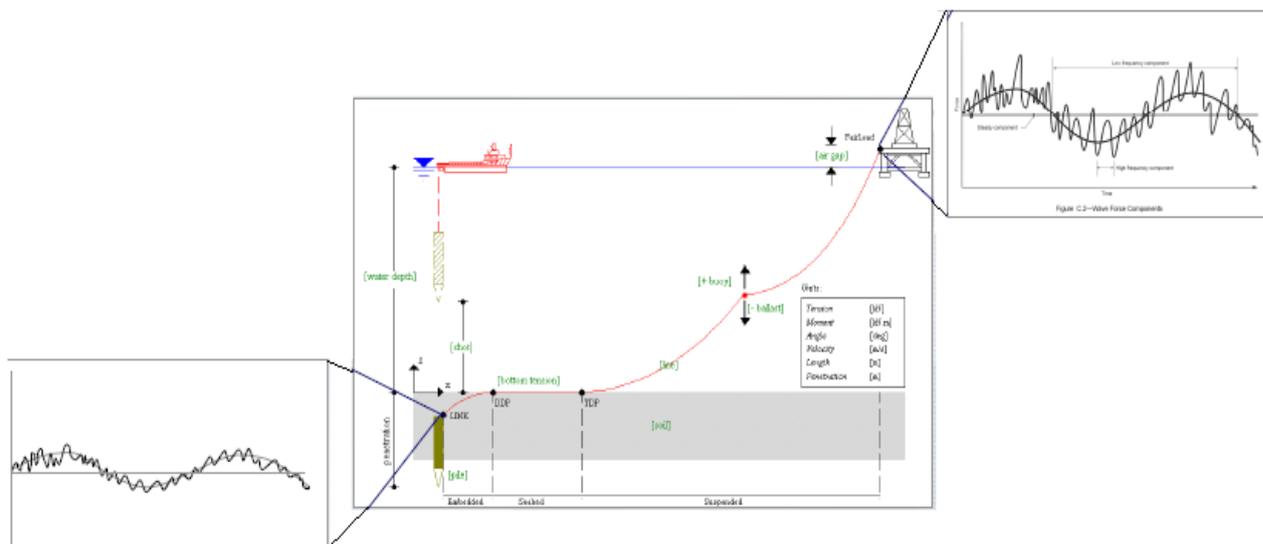


Figura 20 – Demonstração da atenuação da carga dinâmica na catenária invertida formada no solo.

## 2.6 ATENUAÇÃO DEVIDO À CATENÁRIA INVERSA

A configuração da linha de ancoragem das plataformas flutuantes é formada por uma parcela da linha suspensa na água e outra parcela enterrada no solo marinho. Segundo Vryhof Anchors (2010), a parte da linha de ancoragem suspensa na água possui a forma de catenária devido ao peso da linha, a profundidade da água e a força nela aplicada. Quando a estaca é cravada no solo, a linha de ancoragem assume a posição vertical, e ao aplicar a força de pré-tração, gradualmente, ela vai cortando o solo formando uma curvatura inversa (Figura 21) devido à resistência normal oferecida pelo solo, de tal maneira que reduz significativamente a força horizontal que atua na estaca e, portanto, proporciona uma redução de custo na concepção da estaca (GAULT e COX (1974), DEGENKAMP e DUTTA (1989), VIVATRAT *ET AL.* (1982) e VRYHOF ANCHORS (2010)).

A configuração da linha de ancoragem enterrada no solo depende da história de tensões aplicada na linha, sendo que o trecho da catenária invertida começa no *pad-eye* e termina no *dip down point* (DDP). Quando se trabalha com configuração *taut leg*, o *dip down point* (DDP) coincide com o *touch down point* (TDP).

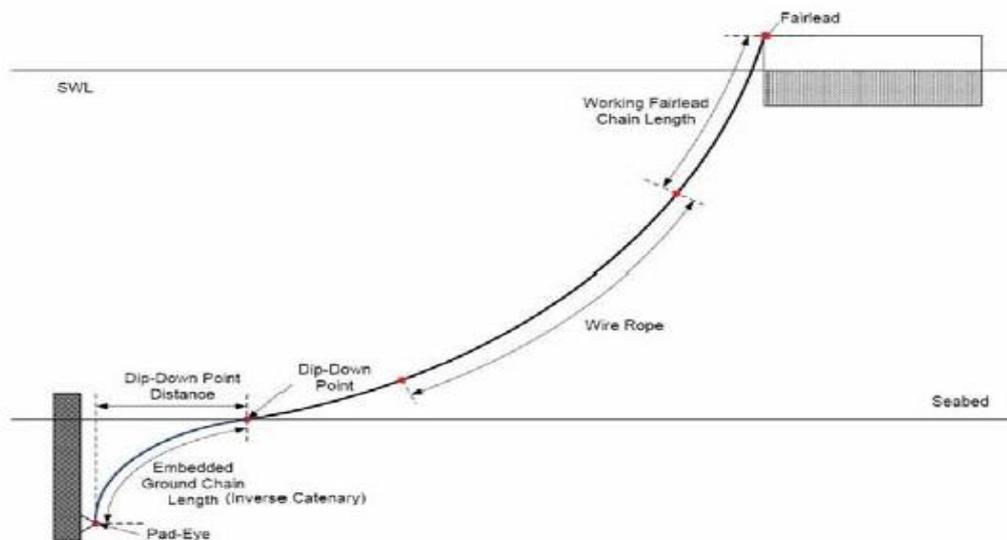


Figura 21 – Representação da catenária invertida formada no trecho da amarra embutida no solo.

O desenvolvimento de um método racional que permite estimar as resistências reais do solo que atuam sobre a corrente permitindo obter a configuração da catenária invertida e um cálculo preciso das forças horizontal e vertical que atuam no topo da estaca proporcionará uma significativa economia no tamanho da estaca, na profundidade de penetração da estaca e nos custos de instalação (DEGENKAMP e DUTTA, 1989).

Com objetivo de contribuir na melhoria dos projetos de dimensionamentos de âncoras, vários pesquisadores vêm estudando e desenvolvendo métodos baseados nas soluções analíticas e numéricas através de técnica de integração incremental e testes em laboratórios para estimar a distribuição de carga e a configuração da catenária invertida dentro do solo, tendo em conta que o mecanismo de falha das estacas não só depende da magnitude da carga que chega à estaca, como também, da direção de aplicação da carga. Os principais trabalhos são apresentados a seguir.

### 2.6.1 Resse (1973)

Desenvolveu um método analítico para calcular a configuração da corrente dentro de um solo coesivo considerando que: a corrente descreve uma curva formada por uma sucessão de arcos de círculos; o solo ao redor da corrente atinge o estado limite de tensão, oferecendo assim a resistência final ao movimento de corrente; o ângulo que a corrente faz com a horizontal na superfície do solo é nulo; e a resistência não drenada do solo é constante ao longo de cada arco

circular. Na equação de equilíbrio de segmento de corrente, só foi levada em conta a ação da resistência normal do solo, desprezando o peso da corrente e a resistência tangencial do solo considerando que frequentemente a tensão na corrente é aumentada e diminuída, provocando uma relaxação no solo. A não consideração da resistência tangencial do solo torna o método conservador, segundo o autor.

### 2.6.2 Gault e Cox (1974)

Baseando no trabalho de Reese (1973), Gault e Cox (1974) levaram em conta as resistências normal e tangencial do solo e o peso da corrente na equação do equilíbrio utilizado para desenvolver as expressões matemáticas.

Para estimar a configuração da catenária invertida dentro do solo e a distribuição de tensão ao longo da corrente, dividiram o perfil do solo em várias camadas finas, assumindo um arco de círculo em cada camada, sendo que cada arco é tangente aos arcos adjacentes. Variando os parâmetros de entrada nas equações por eles desenvolvidos, chegaram as seguintes conclusões:

- a variação dos parâmetros de resistência do solo (resistências normal e tangencial) influenciam mais na intensidade de atenuação do que as variações de peso, do comprimento da corrente, da força de pré-tração e outros;
- as cargas estimadas no topo da estaca são significativamente menores quando consideraram as resistências normal e tangencial do solo e o peso da corrente na formulação das equações de equilíbrio. Uma grande variação da resistência normal do solo tem pouca influência no valor da carga transferida para a estaca, porém tem grande influência na direção da carga (configuração da corrente);
- uma variação razoável do valor de peso da corrente tem efeito insignificante sobre a solução do problema;
- grande variação do comprimento da corrente influencia pouco na carga que chega à estaca (nas condições analisadas). Acreditam que o comprimento da corrente tem mais influência na carga que chega à estaca quando se trabalha com pequenas profundidades de embutimento.

### 2.6.3 Vivatrat *et al.* (1982) e Degenkamp e Dutta (1989)

Vivatrat *et al.* (1982) e Degenkamp e Dutta (1989) consideraram que as forças que atuam em um segmento da corrente são as mesmas que as consideradas por Gault e Cox (1974) nas suas análises. A diferença é que Vivatrat *et al.* (1982) e Degenkamp e Dutta (1989) em vez de dividirem a camada do solo em várias camadas finas, dividiram o comprimento da corrente embutida no solo em vários segmentos infinitesimais com o mesmo comprimento. As Figuras 22 e 23 apresentam o equilíbrio de forças em um segmento infinitesimal de corrente, de acordo com análises de Vivatrat *et al.* (1982) e Degenkamp e Dutta (1989), respectivamente.

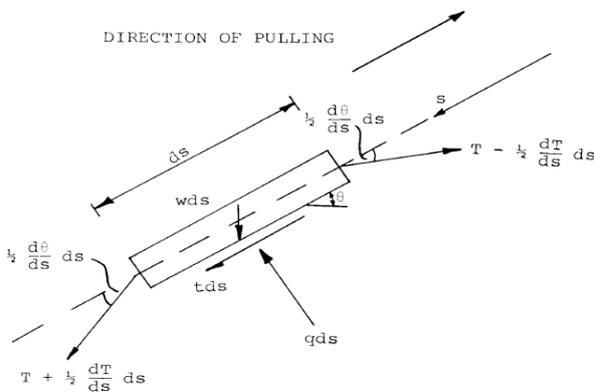


Figura 22 – Equilíbrio de forças em um segmento de corrente embutida no solo (Vivatrat *et al.*, 1982).

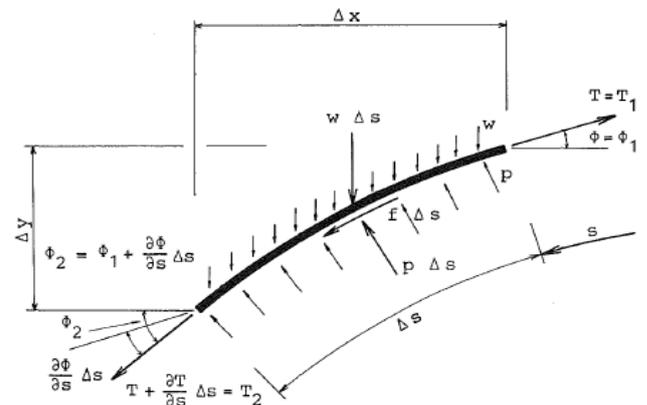


Figura 23 – Equilíbrio de forças em um segmento de corrente embutida no solo (Degenkamp e Dutta, 1989).

Considerando o equilíbrio de forças nessas figuras, para as direções tangencial e normal, obtém-se com algumas aproximações, as equações diferenciais ordinárias que permitem calcular a distribuição de tensão ao longo de comprimento de corrente e a configuração da catenária invertida.

*Equação de equilíbrio na direção tangencial* –  $\sum F_t = 0$  (Equação (4)) e *na direção normal* –  $\sum F_n = 0$  (Equação (5))

$$\frac{dT}{ds} = -f - w \operatorname{sen}\theta \quad (4)$$

$$\frac{d\theta}{ds} = \frac{q - w \cos\theta_i}{T_i} \quad (5)$$

Integrando as equações diferenciais acima, obtém-se simplificadaamente as Equações (6) e (7) que permitem estimar a carga e o ângulo no extremo inferior do segmento.

$$T_{i+1} = T_i - \Delta s (f + w \operatorname{sen}\theta_i) \quad (6)$$

$$\theta_{i+1} = \theta_i + \frac{(p - w \cos \theta_i) \Delta s}{T_i} \quad (7)$$

onde:

$t$  – resistência tangencial por unidade de comprimento;

$p$  – resistência normal por unidade de comprimento;

$w$  – peso efetivo da corrente por unidade de comprimento;

$T_i$  e  $\theta_i$  – força e ângulo na extremidade superior do segmento da corrente;

$T_{i+1}$  e  $\theta_{i+1}$  – força e ângulo na extremidade inferior do elemento da corrente;

$\Delta s$  – comprimento do segmento da corrente.

Degenkamp e Dutta (1989) ao desenvolverem o método de análise estática bidimensional baseado na técnica de integração incremental, consideraram o segmento da corrente como sendo um elemento de barra curva com zero de rigidez à flexão, sendo que as equações de equilíbrio nas direções tangencial e normal pouco antes das condições de ruptura do solo podem ser derivadas com as seguintes considerações: a) elementos da corrente são inextensíveis; b) devido ao deslocamento de corrente, o solo sofre uma condição de carregamento não drenado; c) na vizinhança da corrente, o solo atinge estado limite de tensão e, portanto, desenvolve resistências últimas; e d) a força de cisalhamento e o peso do solo ao longo de um elemento da corrente são constantes.

Uma rotina computacional foi desenvolvida, utilizando as equações diferenciais para estimar a carga que é aplicada no topo da estaca e traçar a configuração da catenária invertida formado pela corrente dentro do solo. Vivatrat *et al.*(1982) através de procedimentos computacionais fizeram um estudo onde estimaram a configuração da corrente e a carga que chega no topo da estaca, considerando para o perfil de solo, uma argila siltosa com resistência muito baixa.

Nesse estudo, chegaram as seguintes conclusões:

- o atrito gerado pela interação solo-corrente aumenta levemente com o aumento da carga aplicada e a carga que chega na estaca cresce linearmente com o aumento da carga aplicada embora com valores menores devido ao atrito gerado entre solo-corrente;
- A inclinação da corrente no topo da estaca representa a flexibilidade do sistema corrente-estaca. Essa flexibilidade diminui significativamente com o aumento da carga aplicada e aumenta significativamente com o aumento da profundidade de embutimento da estaca e com o aumento do tamanho da corrente;
- Para grandes valores de carga aplicada, o aumento da profundidade de embutimento e do diâmetro de corrente fazem diminuir a componente horizontal e aumentar a componente vertical da carga que chega/aplicada no topo da estaca;
- As componentes de carga aplicada no topo de estaca diminuem quando comparadas com as componentes da carga aplicada. A diminuição da componente horizontal da carga aplicada no topo de estaca é mais significativa devido à resistência tangencial do solo e à configuração da catenária invertida.

Como forma de validarem as expressões matemáticas propostas, Degenkamp e Dutta (1989) realizaram uma série de testes laboratoriais com correntes de vários diâmetros em uma argila mole, como mostra a Figura 24. De forma a garantir o carregamento em condição não drenada, foi aplicada tração na corrente a uma velocidade de 0,002m/s. Nas extremidades da corrente, foram colocados células de carga com a finalidade de medir a força de tração aplicada e as forças horizontal e vertical que chegam no topo da estaca.

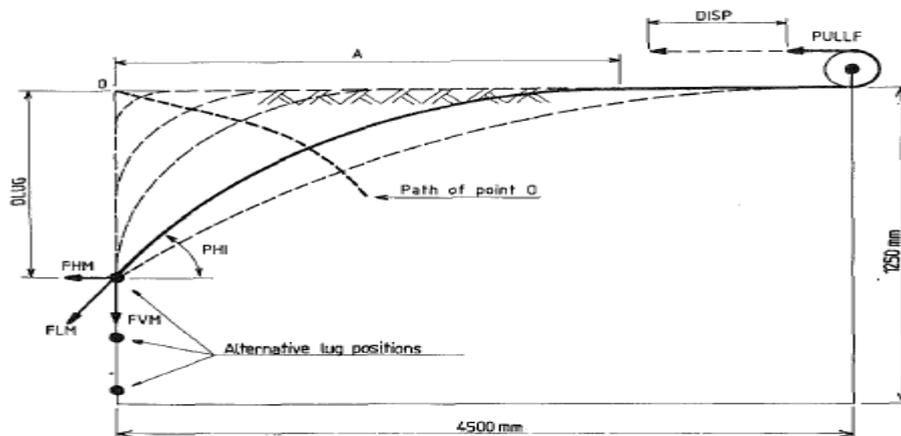


Figura 24 – Esquema utilizado para medir a distribuição de tensão e configuração da catenária formada pela corrente dentro do solo (Degenkamp e Dutta, 1989).

As Figuras 25 e 26 apresentam as comparações entre os valores medidos no ensaio experimental e os valores calculados a partir das expressões de equilíbrio deduzidos pelos autores.

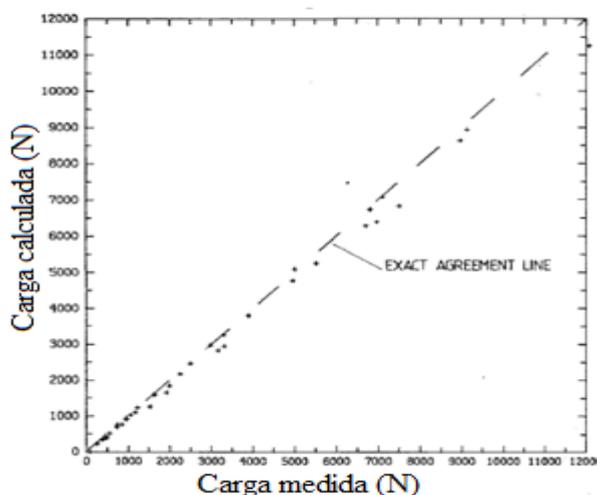


Figura 25 – Comparação dos valores da carga transmitida à estaca (medida x calculada) (Degenkamp e Dutta, 1989).

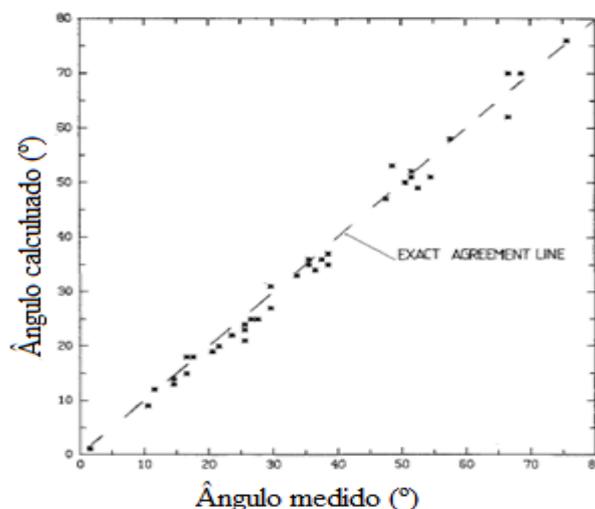


Figura 26 – Comparação dos valores de ângulo que a corrente faz com a estaca (medida x calculada) (Degenkamp e Dutta, 1989).

Baseando nos resultados dos testes experimentais, Degenkamp e Dutta (1989) concluíram que:

- a análise do desempenho da corrente embutida no solo é importante por duas razões – :  
1) magnitude de atrito entre corrente-solo pode ser um componente importante na capacidade global da estaca e 2) a configuração da catenária determina as componentes horizontal e vertical da carga aplicada no topo da estaca;
- a informação sobre a configuração da catenária é de fundamental valia para o projeto, uma vez que irá determinar o modo de ruptura e a profundidade ótima para embutimento da estaca;
- a força de tração aplicada na corrente pode ser mais que o dobro da força que chega à estaca;
- as aproximações feitas na validação das equações de equilíbrio geram erros de ordem secundária que podem ser negligenciados quando um segmento de corrente suficientemente pequeno for considerado;
- existe dificuldade na obtenção de medições precisas no campo do valor da carga aplicada no topo da estaca e da configuração da corrente dentro do solo.

#### 2.6.4 Neubecker e Randolph (1995)

A partir das equações diferenciais de equilíbrio baseadas nas técnicas de integração numérica desenvolvidas por Vivatrat *et al.* (1992), Neubecker e Randolph (1995) formularam soluções analíticas para determinar a distribuição de tensão ao longo da corrente e a configuração da corrente em solos uniformes ou solos com resistência crescendo linearmente com a profundidade. Eles realizaram depois uma comparação das soluções analíticas por eles desenvolvidos com os dados dos testes experimentais de Degenkamp e Dutta (1989).

Chegaram as seguintes conclusões:

- as ações de corte e deslizamento da corrente no solo fazem com que a corrente assuma uma configuração de catenária invertida e assim, gera uma maior capacidade significativa de atrito entre a corrente e o solo. O ângulo que a corrente faz com a estaca influencia na capacidade de carga e no modo de falha da estaca;
- em solos mais resistentes, o peso da corrente é insignificante em relação à capacidade de carga do solo, ao passo que em solos muito moles, o peso da corrente pode ser significativo em relação à capacidade de carga da argila e por isso deve ser considerado nos cálculos;
- as comparações entre as expressões analíticas por eles desenvolvidas com os dados de testes experimentais de Degenkamp e Dutta (1989) e com expressões de equações diferenciais de Vivatrat *et al.* (1992) apresentam uma excelente concordância.

#### 2.6.5 Amaral e Costa (2004)

O programa DIGIN é uma ferramenta de projetos desenvolvida pela *Det Norske Veritas – DNV* que desde 2005 vem sendo utilizada pelas empresas petrolíferas para estimar a trajetória de penetração de uma âncora em solo argiloso, determinar a catenária formada pelas linhas de ancoragem na água e no solo marinho, as cargas aplicadas no TDP e no topo da estaca, etc.

De acordo com um estudo executado no *Software DIGIN* para verificar os fatores de segurança das estacas torpedo, Amaral e Costa (2004) concluíram que as magnitudes das cargas nas âncoras são linearmente dependentes das cargas atuantes no TDP, sendo independente da profundidade de cravação, conforme mostra a Figura 27. Já o ângulo que a linha de ancoragem

faz com relação à horizontal devido à catenária inversa mostra-se dependente da tensão no topo da plataforma e da penetração da estaca (Figura 28).

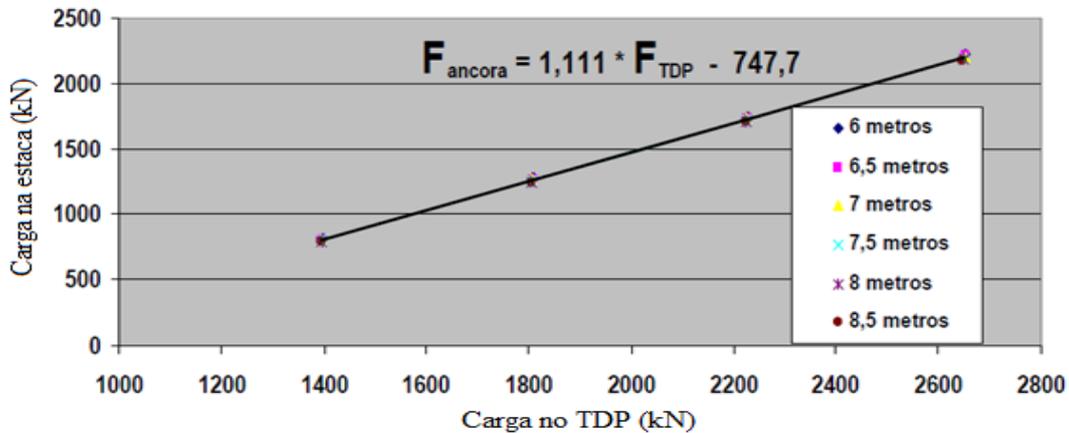


Figura 27 – Carga aplicada no TDP *versus* carga que chega na estaca para diferentes profundidades de embutimento da estaca (Adaptado de Amaral e Costa, 2004).

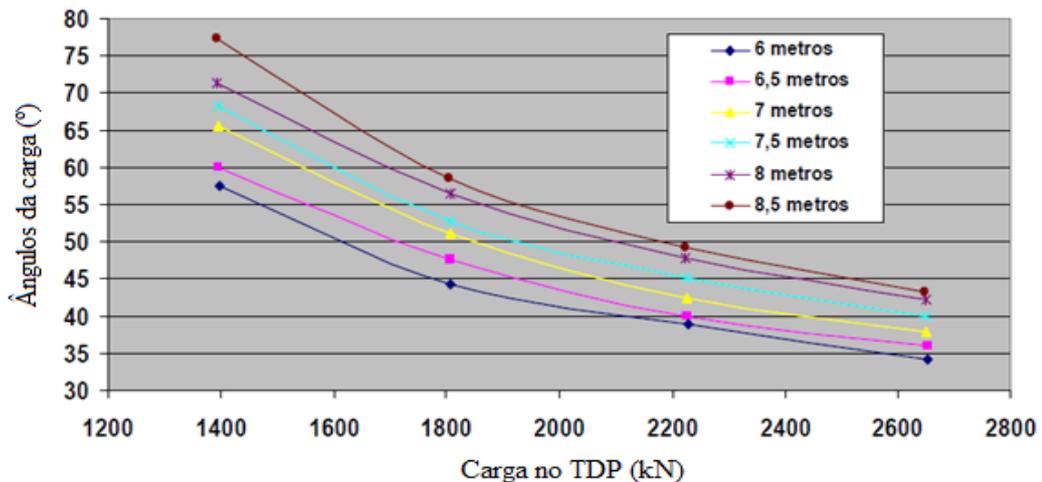


Figura 28 – Ângulo de aplicação de carga na estaca *versus* carga no TDP para diferentes profundidades de embutimento (Adaptado de Amaral e Costa, 2004).

### 2.6.6 Wang *et al.*, 2010

Os autores desenvolveram um modelo quase-estático 3D para estudar a interação entre corrente e o solo de modo a prever o comportamento da corrente durante aplicação da força de pré-tração e durante aplicação de forças de serviço (sob efeito das cargas ambientais). Com base no modelo desenvolvido, primeiramente, foi estudada para um solo argiloso a configuração da corrente dentro do solo e a distribuição de tensão sob um nível de pré-tração aplicado no TDP. Posteriormente, foram investigadas com base no equilíbrio após pré-tração, as respostas de

corrente embutida sob grandes cargas ambientais aplicadas. Finalmente, foi estudada a influência de diferentes níveis pré-tração para corrente embutida em serviço e chegaram as seguintes conclusões:

- altas cargas e baixos ângulos no TDP provocam maiores cortes e deslizamentos da corrente através do solo e quando a pré-tração é aplicada com um ângulo menor no TDP, o ângulo e a carga que chegam à estaca são menores e, conseqüentemente, a segurança das estacas aumenta;
- o mecanismo de falha das âncoras não só depende da carga transmitida à estaca, mas também, do ângulo de aplicação da carga na estaca.

### 2.6.7 Rocha (2014)

Com o objetivo de estudar o comportamento do trecho da linha de ancoragem embutida no solo e a atenuação de cargas a serem transmitidas para a estaca torpedo, cuja quantificação permite uma análise do desempenho do sistema de ancoragem, Rocha (2014) projetou um sistema para realizar ensaios de carregamento estático de tração axial na linha de ancoragem de modo que os dados medidos no modelo possam ser relacionados quantitativamente com as condições de carregamento do protótipo. A medição da tração ao longo da amarra foi obtida através de uma célula de carga instalada no piso da caixa de acrílico, correspondendo ao ponto em que a amarra é fixada à estaca torpedo. Com essa instrumentação foi possível medir a diferença entre a carga aplicada à amarra e a carga transmitida à estaca.

Para obter as propriedades físicas similares à da argila típica do leito marinho, foram feitas misturas de caulim (85% de massa seca), bentonita (15% de massa seca) e água em proporções que correspondem a teores de umidade de 100% e 120%. Os ensaios foram realizados com 3 níveis diferentes de alturas do solo a partir do topo da célula de carga. Amostras com alturas de solo de 72cm, 48cm e 24cm correspondem às profundidades de cravação do topo da estaca torpedo na escala do protótipo de 28,80m, 19,20m e 9,60m, respectivamente.

Em todos os ensaios foram executados os procedimentos de carregamento e descarregamento em 12 posições denominados ângulos de incidência nominal da corrente ou ângulos de referência, que são: 0°, 5°, 10°, 15°, 20°, 25°, 30°, 35°, 40°, 45°, 50° e 55° com relação ao eixo vertical. O carregamento foi realizado por incrementos de pesos de 1kgf (9,81N) até atingir

14kgf (137,34N) (que corresponde a um carregamento sob o protótipo de 9.000kN) por posição. E em seguida, realizava-se o descarregamento com registro, também a cada 1kgf (9,81N). Nessa pesquisa, Rocha (2014) chegou às seguintes conclusões:

- a resistência não drenada da argila e o valor de  $S_{u0}$  influenciam na configuração da catenária invertida, uma vez que o solo com maior resistência apresentou menores curvaturas e menores deslocamentos horizontais da corrente, quando comparados com o solo de menor resistência;
- a amostra de argila com teor de umidade de 100% e 72cm de altura apresentou tendência de estabilização da atenuação em torno de 24%, enquanto que a atenuação apresentada na amostra com teor de umidade de 120% variou entre 14%, 6% e tendendo a zero nos ensaios realizados respectivamente, nas alturas de solo de 72cm, 48cm e 24cm;
- a magnitude da força medida está relacionada com a magnitude e inclinação da força aplicada, comprimento da amarra embutida no solo e resistência ao cisalhamento não drenado do solo;
- embora não tenham sido executados ensaios com variação de diâmetros da amarra, é de esperar a ocorrência do aumento da poropressão durante o cisalhamento do solo, diminuindo a tensão efetiva próximo à amarra. Como o volume de solo deslocado deve ser igual ao volume da amarra, a atenuação tende a ser mais significativa em amarras com diâmetros maiores.

## 2.7 DETERMINAÇÃO DOS PARÂMETROS DAS EQUAÇÕES DIFERENCIAIS DE EQUILÍBRIO

Para resolver equações de equilíbrios propostas por Vivatrat *et al.* (1982) e Degenkamp e Dutta (1989), foram desenvolvidas várias equações e considerações com relação aos parâmetros necessários para calcular a distribuição de carga ao longo da corrente e a configuração da catenária invertida. Considera-se que as resistências tangencial ( $t$ ) e normal ( $p$ ) são constantes ao longo do comprimento do segmento da corrente, sendo que podem ser estimadas através das Equações (8) e (9), respectivamente.

$$t = EWS D \alpha S_u \quad (8)$$

$$p = EWB D N_c S_u \quad (9)$$

O fator de adesão,  $\alpha$ , pode ser calculado através da seguinte expressão:

$$\alpha(z) = \begin{cases} 0,5 \psi(z)^{-0,5}, & \psi(z) \leq 1,0 \\ 0,5 \psi(z)^{-0,25}, & \psi(z) > 1,0 \end{cases} - \text{sendo que } \alpha \leq 1,0 - \quad (10)$$

assim,

$$\psi(z) = \frac{S_u(z)}{\sigma_{v0}(z)} \quad (11)$$

onde

$EWS$  – fator de conversão de diâmetro equivalente para força tangencial;

$D$  – diâmetro nominal da amarra;

$\alpha$  – fator de conversão de aderência do solo ;

$S_u$  – resistência não drenada do solo;

$\sigma_{v0}$  – tensão efetiva de solo;

$EWB$  – fator de conversão de diâmetro equivalente para força normal;

$N_c$  – fator de capacidade de carga.

Neubecker e Randolph (1995) apresentaram um coeficiente de atrito entre a corrente e o solo a partir das soluções analíticas obtidas através da razão entre  $t$  e  $p$  (Equação (12)):

$$\frac{t}{p} = \frac{EWS D \alpha S_u}{EWB D N_c S_u} = \frac{EWS}{EWB N_c} = \mu \quad (12)$$

### 2.7.1 Parâmetros $EWS$ , $EWB$ e $N_c$

A Tabela 4 apresenta um resumo dos valores de  $EWS$ ,  $EWB$  e  $N_c$  encontrados na literatura.

Tabela 4 – Resumo dos valores de  $EWS$ ,  $EWB$  e  $N_c$ .

Autores	$EWB$	$EWS$	$N_c$
Degenkamp e Dutta (1989),	2,4 – 2,5	5,2–10,3 (recomenda-se 8,2)	
Vivatrat <i>et al.</i> (1982); Bang et al. (2003)	2,6	10	9 – 11
Yen e Tofani (1984), para $S_u < 0,96\text{kPa}$	2,37	5,7 - 8,9	7,1 – 12,1

Degenkamp e Dutta (1989), na determinação dos valores mais prováveis de  $EWB$ , consideraram que a fricção dos lados da corrente não pode ser evitada e que, pelos elos da corrente passa argila plástica. Com relação aos valores de  $EWS$ , concluíram que o deslizamento da corrente faz com que o solo contido no interior do elo de ligação e entre as ligações deslocasse junto com a corrente.

### 2.7.2 Iteração das Equações Diferenciais

A partir das equações desenvolvidas por Vivatrat *et al.* (1982) e Degenkamp e Dutta (1989), conhecendo o ângulo de inclinação ( $\theta_i$ ) e a força de tração que atua na extremidade superior do segmento da corrente situada na superfície do solo marinho, pode-se calcular a tensão axial ( $T_{i+1}$ ) e o ângulo de inclinação ( $\theta_{i+1}$ ) na extremidade inferior do primeiro segmento da corrente. Levando em conta a compatibilidade entre os segmentos de corrente, os valores da tensão axial e do ângulo de inclinação na extremidade inferior do primeiro segmento de corrente são utilizados como valores de força e ângulo para o início do segmento seguinte para calcular os novos valores para a extremidade inferior do presente segmento de corrente. Este processo é realizado continuamente até que a extremidade final do último segmento atinge a profundidade de âncora especificada.

## 2.8 REOLOGIA

De acordo com Folque (1961), a reologia estuda as leis de tensão-deformação dos corpos e sua evolução no tempo e pode ser dividida em macroreologia e micro reologia. A macroreologia estuda os corpos considerando-os homogêneos, sem atender à sua estrutura e sem fazer esforços para entendê-la. Concentra-se mais em estabelecer relações entre forças aplicadas a um corpo e as deformações resultantes, e respectivas leis de evolução no tempo. A microreologia procura explicar, em termos reológicos, o comportamento dos corpos, mas tendo em atenção a sua composição estrutural.

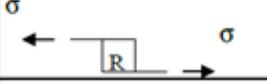
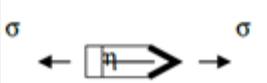
O sólido elástico e o líquido ou fluido viscoso são dois materiais considerados ideais pela reologia clássica. Sólidos elásticos são materiais com forma definida que, quando deformados por uma força externa em certos limites, retornam a sua forma e dimensões originais, depois da remoção dessa força. Os fluidos ideais (líquidos e gases) tendem a escoar de forma irreversível, uma vez que a energia requerida para a deformação é dissipada sob a forma de calor e não é mais recuperada pela remoção da força externa (MOTHÉ, 2009).

O conceito de tensão e deformação nos remete a definir tensão como resultado de forças que atuam em determinadas áreas de um corpo, em movimento ou em repouso, enquanto que um corpo é dito deformado quando a posição relativa dos pontos em seu interior é modificada. O deslocamento de cada ponto, por sua vez, é definido através de um vetor que reflete a distância entre a sua localização inicial e final.

### 2.8.1 Modelos Reológicos

A macroreologia parte do reconhecimento de três tipos básicos de comportamento reológico: o elástico, o plástico e o viscoso, correspondendo cada um deles a um modelo de comportamento do material, o modelo elástico (Hooke), o modelo plástico (Saint-Venant) e o modelo viscoso (Newton) (Tabela 5). Esses modelos são considerados como os mais simples e são combinados para formar os modelos conjugados. A representação em modelo fornece um grande contributo para a previsão, a quantitativação e a descrição do comportamento do corpo que o modelo representa.

Tabela 5 – Representação de 3 modelos estruturais básicos (Filho *et al.*, 2007).

MODELO	CARACTERÍSTICA	SIMBOLOGIA	TIPO DE DEFORMAÇÃO	COMENTÁRIO
Elástico	$\sigma = \sigma(\epsilon)$ $\sigma = E \epsilon$		Imediata reversível	Recupera energia de deformação
Plástico	$\sigma \leq R \Rightarrow \epsilon = 0$ $\sigma = R \Rightarrow \epsilon = \text{livre}$		Imediata irreversível	Perde energia de deformação
Viscoso	$\sigma = \eta \dot{\epsilon}$ velocidade de deformação		Não-imediata	Deformação se dá ao longo do tempo

No modelo elástico as deformações são imediatas e reversíveis ao passo que no modelo plástico, as deformações são imediatas e não reversíveis. As deformações imediatas são aquelas que aparecem simultaneamente com as tensões correspondentes e que permanecem constantes ao longo do tempo se as tensões correspondentes permanecerem também constantes. Entendem-se por deformações reversíveis aquelas que se anulam ao se anularem as tensões e não reversíveis são aquelas onde as deformações não desaparecem no descarregamento devido à perda da energia de deformação.

A viscosidade é um fenômeno característico dos líquidos. O modelo viscoso tem a particularidade de apresentar o fenômeno de relaxação e a fluência. A relaxação de tensões é caracterizada pela variação de tensões com deformação constante, ou seja, um material viscoso depois de sofrida uma deformação, se esta for mantida constante ao longo do tempo, ocorrerá a diminuição de tensão. A fluência é caracterizada como aumento de deformações com tensão constante, sendo que essas deformações se processam linearmente ao longo do tempo.

Em geral, o comportamento reológico dos materiais reais é muito complexo, é comum buscar associar aos mesmos vários modelos reológicos, de forma que cada um deles descreva de maneira satisfatória o comportamento do material real em determinadas circunstâncias. A maioria dos casos práticos exige a combinação de modelos acima descritos. A Tabela 6 apresenta as principais características de alguns modelos conjugados formados de dois ou mais elementos que são utilizados frequentemente para representar comportamentos de diversos materiais.

Tabela 6 – Representação de alguns modelos conjugados utilizados para representar comportamentos de materiais.

MODELO CONJUGADO	CARACTERÍSTICA	SIMBOLOGIA
Corpo de Maxwell	$\sigma_t = \sigma_m = \sigma_a$ $\varepsilon_t = \varepsilon_m + \varepsilon_a$ $** \dot{\varepsilon}_t = \frac{\dot{\sigma}_t}{E} + \frac{\sigma_t}{\eta}$	
Corpo de Kelvin	$\sigma_t = \sigma_m + \sigma_a$ $\varepsilon_t = \varepsilon_m = \varepsilon_a$ $** \sigma_t(t) = E \varepsilon_t(t) + \eta \dot{\varepsilon}_t(t)$	
Corpo de Bingham	$** \sigma_t(t) - v_0 = \dot{\varepsilon}_t(t) \eta$	
Visco-Elasto-Plástico	<i>Depende da configuração</i>	

\*\* Equação reológica do modelo

No corpo de Maxwell, a aplicação de uma tensão  $\sigma$  acarretará uma deformação instantânea  $\varepsilon_m$  da mola. Esta deformação instantânea será proporcional à tensão  $\sigma$ . Por outro lado, o amortecedor, sujeito também à tensão  $\sigma$ , sofrerá deformação, que se processará a uma velocidade proporcional a  $\sigma$ , sendo  $\eta$  o coeficiente de proporcionalidade ou viscosidade do líquido que preenche o amortecedor. O líquido de Maxwell, sob tensão constante, se deformará com uma velocidade constante e proporcional à tensão, reproduzindo o efeito da fluência.

Os corpos de Kelvin não apresentam praticamente recuperação instantânea de deformações quando a carga aplicada é retirada. A recuperação processa-se ao longo do tempo, até atingir a recuperação total das deformações. Este fenômeno é denominado por elasticidade retardada. Admitindo que a compressibilidade do líquido no amortecedor é muito pequena, resulta que a aplicação de uma força brusca praticamente não induz deformação instantânea.

Os corpos de Bingham ideais caracterizam-se por exibirem descontinuidade de comportamento para um certo valor da tensão tangencial,  $v_0$ . Acima desse valor, os corpos de Bingham comportam-se como líquidos viscosos newtonianos, isto é, exibem deformações que se processam a velocidade constante, para tensão constante, velocidade que é proporcional à

tensão. Para tensões inferiores a  $v_0$ , os corpos de Bingham ideais não sofrem deformações. O corpo de Bingham não sofre fluência dentro de uma certa gama de tensões tangenciais, o que é um comportamento característico dos sólidos.

No modelo Visco-Elasto-Plástico quando a tensão aplicada no corpo for menor que a tensão crítica do elemento de Saint-Venant, só o elemento de Hooke sofrerá deformação. Se a tensão for aumentada até ultrapassar a tensão crítica do elemento de Saint-Venant, começará a ocorrer a deformação de corpo de Bingham junto com a deformação da mola de Hooke.

### 2.8.2 Comportamento Reológico de Solos

Segundo Folque (1961), Terzaghi utilizou um modelo reológico tipo corpo de Kelvin para a dedução da teoria de consolidação de massas argilosas. O uso que a teoria de consolidação faz deste modelo é muito mais didático do que propriamente de suporte quantitativo das deduções envolvidas. Uma vez que é sabido que os solos não têm o comportamento de Kelvin e que nunca o fenômeno de elasticidade retardada ocorre de uma forma completa em uma massa de solo. O modelo de Kelvin utilizado por Terzaghi permite concluir que o processo de consolidação termina assim que se dissipa a poro-pressão, o que não sucede na prática, uma vez que, depois da dissipação de poro pressão a valores muito pequenos, o solo continua a apresentar deformações. Um solo exhibe deformações que estão muito longe de poderem ser consideradas proporcionais às tensões, que evoluem no tempo (e portanto não são instantâneas e não são reversíveis).

Outro modelo proposto para servir de base à descrição do comportamento de consolidação dos solos, conforme apresentado foi o corpo de Burges, de acordo com (FOLQUE, 1961 *apud* SCHIFFMAN, 1959). Corpo de Burges é um modelo reológico que consiste em um corpo de Maxwell em série com um corpo de Kelvin. Estas características ajustam-se bem ao comportamento real do solo (deformação imediata, relaxação das tensões neutras), mas em contrapartida, ao contrário do que acontece na realidade, os solos representados pelo modelo exibem elasticidade retardada pelo fato do esqueleto ser representado pelo modelo de Kelvin (FOLQUE, 1961).

A mecânica dos solos clássica assume que o solo é um material: perfeitamente plástico, quando problemas de estabilidades estão sendo analisados; pseudo-elástico, quando estimativas de deformação sob um dado carregamento são requeridas; e elasto-plástico, quando projetos são desenvolvidos. Após várias análises de relação entre as taxas de tensão e deformação para diversos solos, Vyalov (1986) concluiu que o modelo reológico de Bingham (visco-plástico) poderia descrever o comportamento dos solos sobre o estado permanente de tensões (PÊSSOA, 2006).

### 2.8.3 Tixotropia

A tixotropia é um dos aspectos reológicos do comportamento dos solos argilosos, sendo definida como a evolução das características do solo no tempo mesmo quando os tensores de tensão e deformação não sofrem evolução. Essa evolução pode ser ligada com rearranjos estruturais sob a ação de solicitações tangenciais, refazendo-se a estrutura quando é anulada a solicitação externa, Trata-se portanto de fenômenos que, se o processo de modificação não for levado muito longe, são fundamentalmente reversíveis (FOLQUE, 1961).

Uma das características fundamentais do comportamento tixotrópico é a perda de viscosidade ao longo do tempo, para velocidade de deformação constante. Assim como será também peculiar do comportamento tixotrópico haver recuperação de viscosidade inicial após repouso.

Para Mothé (2009), a tixotropia em um solo acontece quando ocorre de forma reversível e isotérmico um decréscimo nas suas grandezas reológicas (coeficiente de viscosidade ou módulo de elasticidade) com uma nítida dependência do tempo de atuação da deformação cisalhante.

Folque (1961) relatou um estudo realizado por Sven *et al.* (1955) numa pasta de argila tixotrópica com comportamento de Bingham, onde chegou-se às seguintes conclusões que podem ser válidas para solos naturais tipo argilas muito moles com comportamentos similares aos dos corpos de Bingham.

- o coeficiente de viscosidade decresce quando cresce a velocidade de deformação;

- todas as evoluções de parâmetros associados ao comportamento tixotrópico são fundamentalmente reversíveis; nomeadamente as variações que de algum modo denotam ‘empobrecimento’ da resistência estrutural.

A penetração de uma âncora no solo cria uma perturbação ao redor deste e conseqüentemente uma perda temporária da resistência. Com o tempo, segundo Vryhof Anchors (2010), a resistência ao cisalhamento inicial da argila se estabiliza. Dependendo dos tipos de solo e da âncora, este processo de estabilização pode levar horas ou até meses.

Rocha (2014) realizou ensaios de mini palheta em uma mistura composta por 85% de caulim, 15% de bentonita e teor de umidade de 120% a fim de conhecer a resistência ao cisalhamento não drenada ( $S_u$ ) para períodos de repouso de 1 e 10 dias. Para o período de repouso de 1 dia, o valor mínimo de  $S_u$  medido foi de 221,37Pa, enquanto que para o período de 10 dias, o maior valor de  $S_u$  medido foi de 269,28 Pa. Concluiu-se, portanto, que há variações significativas da ordem de 18% na resistência ao cisalhamento não drenada neste intervalo de tempo, com efeitos moderados de tixotropia no período estudado. O baixo teor de bentonita utilizado na mistura pode ser a causa do efeito da tixotropia, segundo Rocha (2014).

A maior parte de empobrecimento e amolecimento causado nas argilas por remoldagem, anula-se posteriormente com o repouso. Em argilas tixotrópicas puras, a recuperação das propriedades pode ser completa, ao passo que nas outras argilas, mesmo ao longo prazo, a recuperação não será completa, considerando que a remoldagem origina modificações estruturais que em parte são reversíveis, e esses estarão associadas a fenômenos tixotrópicos, e em parte não o são, constituindo alterações permanentes da estrutura (FOLQUE, 1961 *apud* SEED e CHAN, 1957).

## 2.9 ARGILAS OBTIDAS ATRAVÉS DE MISTURAS DE CAULIM E BENTONITA

A utilização de misturas de caulim (100%) e de caulim e bentonita em proporções variadas vem sendo praticada em várias pesquisas com o intuito de reproduzir no laboratório, os comportamentos de solos reais argilosos em função da facilidade de mistura, homogeneidade e maior controle dos parâmetros geotécnicos de interesse. Serão abordados a seguir alguns estudos onde foram utilizados esses materiais como substituição de solos argilosos.

**Guimarães (2000)** – em busca de um solo que tivesse as suas propriedades viscosas bem definidas, maior controle nas variáveis que podem intervir no estudo e em que os problemas de heterogeneidade e amolgamento pudessem ser eliminados, optou-se por utilizar uma mistura composta por 20% de bentonita e 80% de caulim em vez de 25% de bentonita e 75% de caulim. Essa proporção para o estudo da Guimarães (2000) apresentou uma melhor homogeneização, trabalhabilidade e permeabilidade quando comparada com a proporção da mistura descartada. **Oliveira (2005)** utilizou a mesma mistura para o seu trabalho devido às razões evocadas anteriormente pela Guimarães (2000).

**O’Loughlin, Randolph e Richardson (2004)** – utilizaram uma amostra preparada com 100% de caulim misturado com a água para formar uma pasta de 120% de teor de umidade (duas vezes o limite de liquidez). Dez milímetros de camada de água foram mantidos na superfície da amostra para garantir a saturação. A amostra preparada foi utilizada no estudo para avaliar diferentes métodos de previsão de capacidade de carga de estacas torpedo.

**Netto (2006)** – utilizou uma mistura de caulim e bentonita na proporção de 98:2, em peso, com o teor de umidade da mistura em torno de 1.7 vezes o limite de liquidez, ou seja, 116% do teor de umidade. Esta proporção deve-se ao fato de que a presença da bentonita, mesmo em quantidades reduzidas, dá condições adequadas de plasticidade e trabalhabilidade. As amostras assim preparadas apresentaram características de permeabilidade e compressibilidade similares às dos materiais argilosos moles de depósitos litorâneos do sudeste brasileiro.

**Brum (2010)** – depois de uma avaliação experimental com o objetivo de obter uma mistura argilosa de baixa plasticidade, utilizou uma proporção de 95% de metacaulim e 5% de caulim com teor de umidade da mistura de 1.5 vezes o limite de liquidez do solo (84,75%), obtendo assim, um teor de umidade em torno de 127%. Depois da colocação da mistura em um recipiente, foi colocada uma lâmina de água superficial de 20 mm, a fim de evitar que o ar ficasse retido na pasta fluída e que não houvesse a perda de umidade nesse período e para simular a condição submersa.

O Laboratório da Engenharia Geotécnica e Geoambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, desde sempre tem utilizado misturas de caulim e caulim com bentonita para reproduzir no laboratório os comportamentos geotécnicos de solos argilosos. Alguns dos trabalhos realizados no LEGG onde foram utilizados caulim e bentonita são descritos abaixo.

**Heineck (2002)** – na sua tese de doutorado, utilizou como um dos materiais geotécnicos compósitos, a mistura de caulim e bentonita para avaliar o comportamento hidráulico e mecânico desses materiais, a fim de serem utilizados em barreiras horizontais impermeáveis (*liners* de cobertura)

**Jung (2012)** – utilizou uma mistura de caulim e bentonita, em substituição às argilas plásticas, devido à semelhança das suas propriedades físicas, no estudo de jateamento em solos argilosos. A mistura utilizada tem a composição em massa de materiais secos de 20% de bentonita e 80% de caulim. A Tabela 7 apresenta algumas propriedades da argila para os teores de umidade de 100% e 120%.

Tabela 7 – Propriedades das argilas estudadas.

Propriedades	Argila A	Argila B
Índice de vazios	2,79	3,22
Teor de umidade (%)	100	120
Peso específico aparente úmido (kN/m <sup>3</sup> )	14,26	13,71
Resistência ao cisalhamento não drenado, $S_u$ (kPa)	0,21	0,10
$S_u/\sigma'_{v0}$	0,67	0,34

Fonte: Jung (2012).

**Rocha (2014)** – seguindo as mesmas linhas de mistura de Jung (2010), Rocha (2014) realizou ensaios no laboratório a partir de uma mistura com a composição em massa de materiais secos de 15% de bentonita e 85% de caulim de modo a obter uma mistura que proporcionasse trabalhabilidade e que apresentasse propriedades físicas (LL e LP) similares às da argila típica do leito marinho. As principais propriedades físicas da mistura caulim (85%) e bentonita (15%) são apresentadas na Tabela 8.

Tabela 8 – Propriedades físicas da mistura caulim e bentonita (Rocha, 2014).

Propriedades Físicas	Mistura
Peso específico real dos grãos (kN/m <sup>3</sup> )	26,50
Diâmetro médio, $D_{50}$ (mm)	0,011
Limite de liquidez, LL (%)	114
Limite de plasticidade, LP (%)	49
Índice de plasticidade, $I_p$ (%)	65

Algumas propriedades da mistura para teores de umidade de 100% e 120% são apresentadas na Tabela 9.

Tabela 9 – Propriedades das misturas para teores de umidade de 100% e 120% (Rocha, 2014).

Propriedades	Mistura A 100%	Mistura B 120%
Índice de vazios	2,95	3,55
Peso específico natural (kN/m <sup>3</sup> )	13,48	13,03

Segundo Rocha (2014), devido à presença de 15% de massa seca de bentonita na mistura, a mistura com teor de umidade de 100% não atinge a saturação completa e conseqüentemente, acarreta dispersão nos resultados dos ensaios realizados com essa mistura.

### 3 CASO TÍPICO

Os estudos recentes (Jung (2012) e Rocha (2014)) desenvolvidos no Laboratório da Engenharia Geotécnica e Geoambiental (LEGG) da Universidade Federal do Rio Grande do Sul a partir de uma parceria firmada entre a UFRGS e a Petrobras, reproduziram uma argila no laboratório através de mistura de caulim e bentonita com objetivo de obter um solo argiloso que tenha propriedades geotécnicas similares às propriedades dos solos da costa brasileira.

Rocha (2014) fez ensaios de carregamento estático nas linhas de ancoragem com a finalidade de estudar a atenuação de carga estática no trecho da linha de ancoragem enterrado no solo marinho. Para isso, utilizou os dados de projeto de dimensionamento de estaca torpedo T-120 para definir os níveis de carregamento e projetar na escala 1:40 o sistema de equipamento utilizado para realização dos ensaios.

Foi denominado de caso típico, todos os dados fornecidos pela Petrobras e que nessa pesquisa serviram de referência para a definição dos parâmetros em estudo. Os parâmetros do caso típico dividem-se em: parâmetros geotécnicos, parâmetros de cargas e parâmetros de ancoragem. Alguns dos parâmetros foram utilizados no laboratório em escala 1:40, como será explicado mais adiante.

#### 3.1 PARÂMETROS GEOTÉCNICOS

Os parâmetros geotécnicos obtidos através de prospecção e ensaios de laboratório pertencem aos campos: Lula, Lula NE e Guará. O Campo de Lula está localizado na porção central da Bacia de Santos, no litoral do estado do Rio de Janeiro, a aproximadamente 230km da costa, em lâmina d'água em torno de 2.200m, ocupando uma área de, aproximadamente, 1.523,22km<sup>2</sup> (Agência Nacional de petróleo – ANP, 2013). O campo Lula NE está situado a nordeste–NE do campo Lula, aproximadamente a 300km da costa com profundidade d'água em torno de 2.120m.

O campo de Guará está localizado na Bacia do Santos, a cerca de 310km da costa do Estado de São Paulo e 55km a sudoeste do campo de Lula, com profundidade d'água de 2.141m.

O solo dessas regiões foi classificado como argila siltosa com pequenos fragmentos de concha normalmente adensada. Algumas das propriedades geotécnicas desse solo estão apresentadas

nas figuras seguintes. A Figura 29 apresenta as curvas granulométricas das argilas do campo de Lula, em diferentes localidades e profundidades.

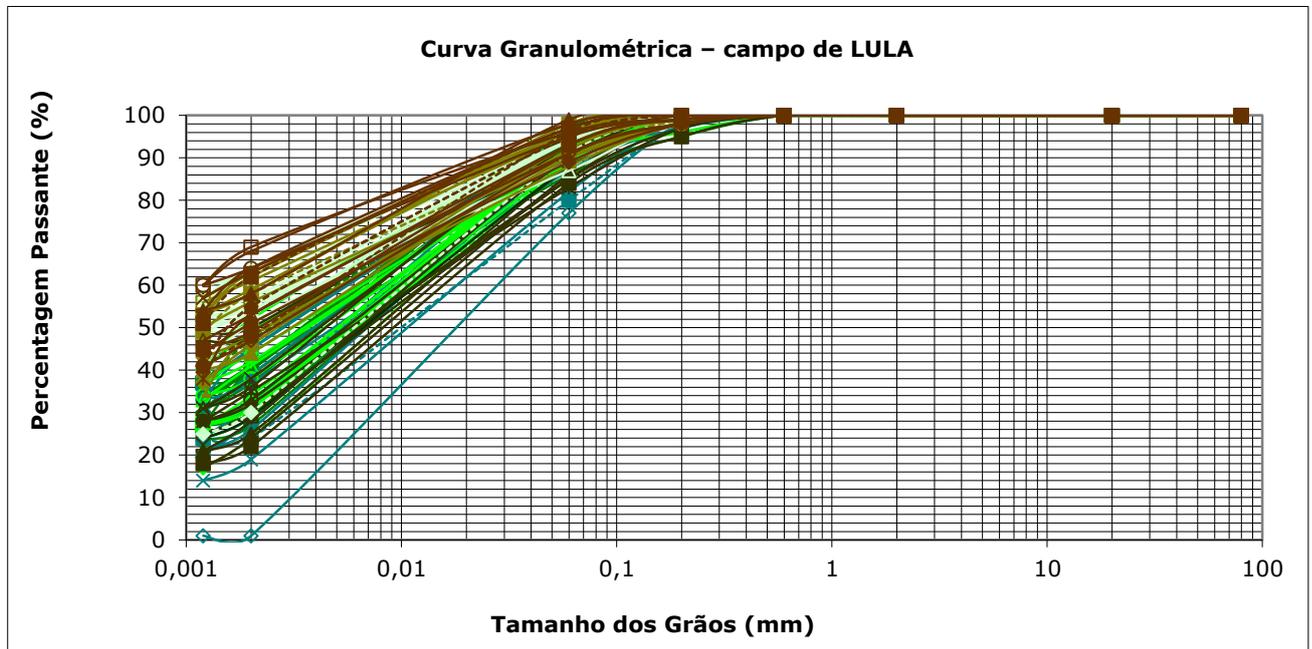


Figura 29 – Curvas granulométricas da argila do campo de Lula.

A variação do teor de umidade e do peso específico ao longo dos primeiros 25m de profundidade, nos três campos, são apresentados respectivamente, nas Figuras 30 e 31.

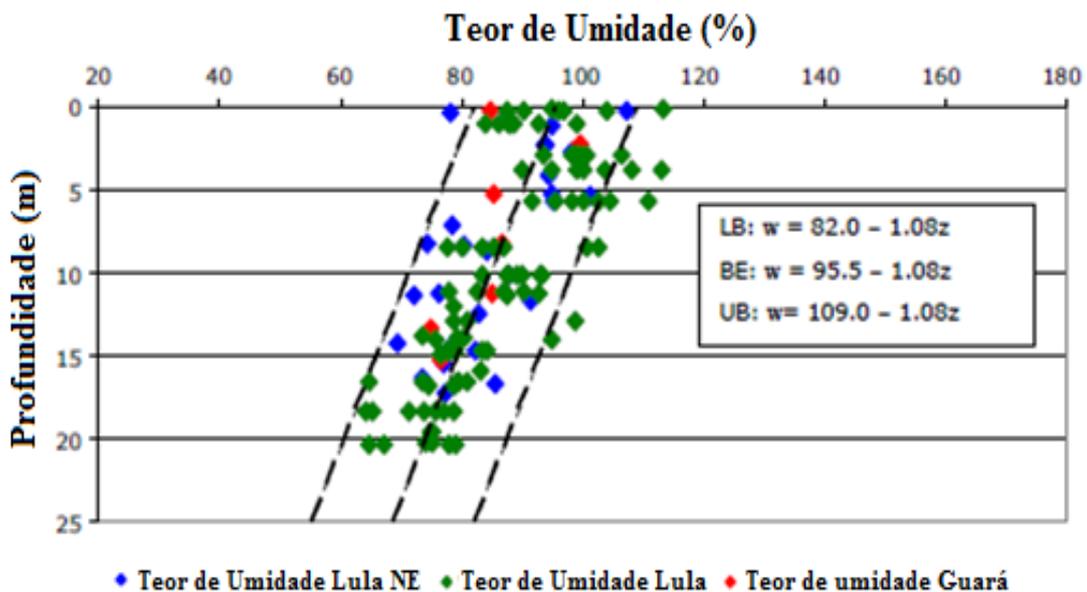


Figura 30 – Variação do teor de umidade com a profundidade nos três campos.

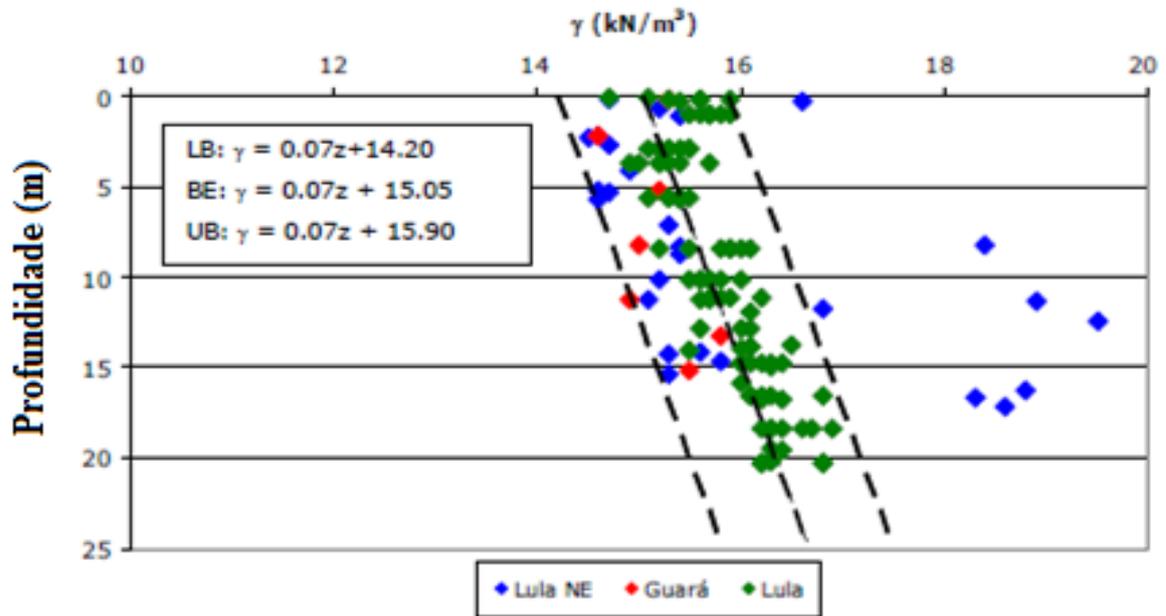


Figura 31 – Variação do peso específico com a profundidade, nos três campos.

Os Limites de Atterberg para diferentes profundidades estão apresentados na Figura 32, para os campos de Lula, Lula NE e Guará.

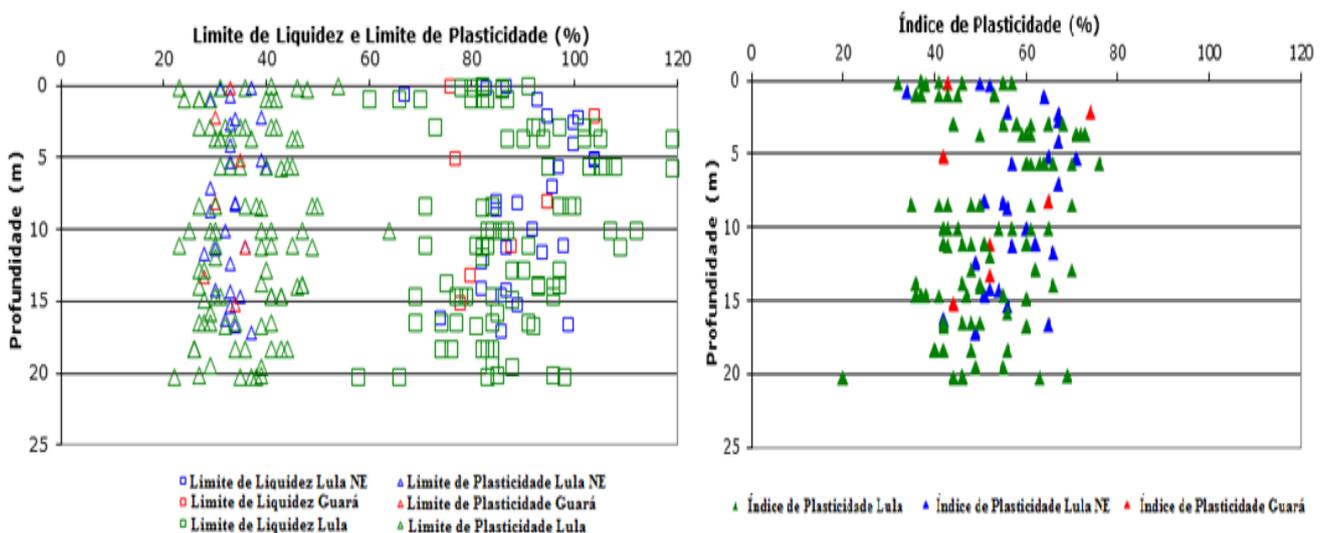


Figura 32 – Limites de Atterberg.

Foram realizados ensaios de cisalhamento direto simples (*Direct Simple Shear – DSS*) com carregamento cíclico, ensaios *piezocone penetration test (PCPT)* ou *cone penetration test (CPT)* e ensaio triaxial. Os resultados da variação da resistência não drenada,  $S_u$ , ao longo da profundidade, nos três campos, estão apresentados na Figura 33.

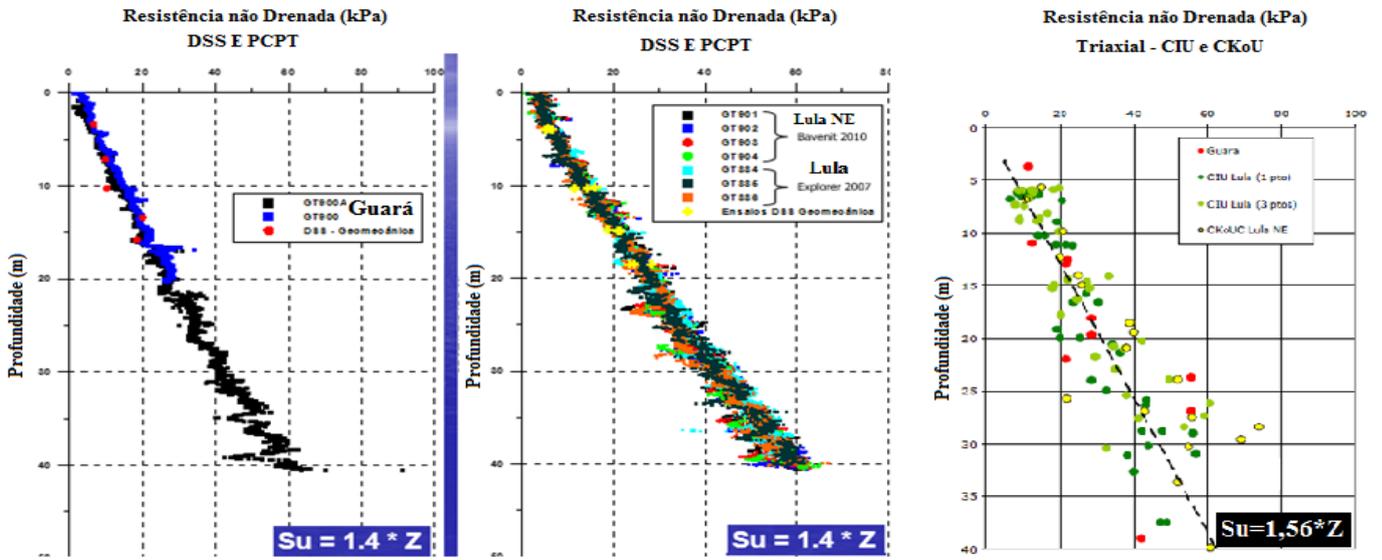


Figura 33 – Resultados da variação da resistência não drenada ao longo de profundidade, obtidos através de ensaios DSS, PCPT e Triaxial.

### 3.2 PARÂMETROS DE CARGA

As cargas dinâmicas que atuam no *fairlead* variam entre 4.000 a 7.000kN, ao passo que no *touch down point* – TDP a variação da carga encontra-se no intervalo de 3.000 a 6.000kN, com média de 4.000kN, como mostra a Figura 34.

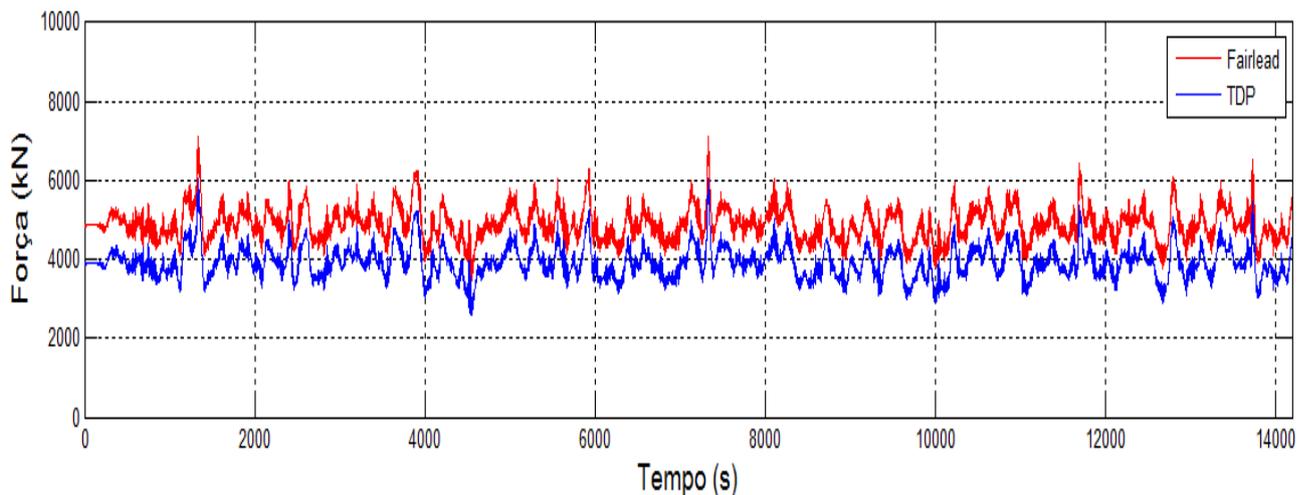


Figura 34 – Cargas dinâmicas que atuam no *fairlead* e no TDP.

Analisando a Figura 34 no domínio de tempo, percebe-se que o sinal apresenta vários picos acentuados de cargas, tornando difícil ter uma noção clara do comportamento da carga. Quando os mesmos dados forem analisados no domínio de frequência (Figura 35), observa-se que existe uma evidência que merece mais estudos na frequência de 0,1Hz onde ocorreu o maior pico. A

Figura 35 apresenta a densidade espectral das cargas dinâmicas que atuam no *fairlead* e no *touch down point*.

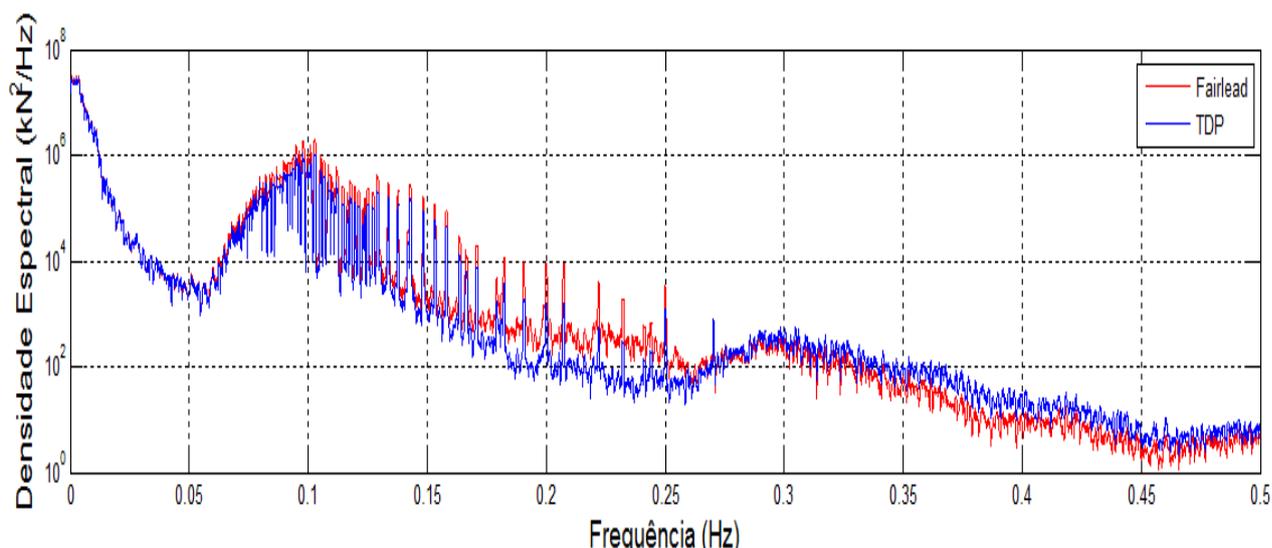


Figura 35 – Densidade espectral das cargas dinâmicas que atuam no *fairlead* e no TDP.

### 3.3 PARÂMETROS DE ANCORAGEM

Os parâmetros de ancoragem fornecidos pela Petrobras foram os utilizados no projeto de uma plataforma semissubmersível localizada em um ambiente com lâmina de água de 2.135m e *air gap* (distância entre a base de plataforma e o topo da onda) de 22m. A configuração da linha de ancoragem é do tipo *taut leg* (perna tensionada), formando um ângulo de 45° com a horizontal.

Para ancorar a plataforma, foram utilizadas estacas torpedos T-120 (120 toneladas) com diâmetro de 1,219m e 20,853m de comprimento. As estacas foram embutidas a uma profundidade de 25,853m, sendo que a distância do topo da estaca ao leito marinho mede 25m.

As dimensões e os materiais dos 3 segmentos das linhas de ancoragem estão apresentados na Tabela 10.

Tabela 10 – Dimensões e material dos segmentos da linha de ancoragem.

<i>Segmento</i>	<i>Material</i>	<i>Diâmetro (mm)</i>	<i>Comprimento (m)</i>
Amarra de Topo	R4 <i>Studless Chain</i>	120	140
Intermediário	Cabo de Poliéster	206	2636,46
Amarra de Fundo	R4 <i>Studless Chain</i>	120	550
TOTAL			3326,46

## 4 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O programa experimental dessa pesquisa consiste em estudar a atenuação de cargas dinâmicas no trecho enterrado das linhas de ancoragem de estruturas *offshore*, através de experimentos em modelos reduzidos com solos argilosos. Para isso, foi modificado em parte, o conjunto de equipamento desenvolvido por Rocha (2014) de modo a montar um sistema que permite a aplicação de cargas dinâmicas com capacidade de impor frequências, acelerações e amplitudes distintas à linha de ancoragem para posterior análise e interpretação dos resultados que permitem descrever o fenômeno de atenuação dinâmica e a quantificação da mesma, levando em consideração os princípios de similaridade.

Para atingir os objetivos preconizados, foram realizados ensaios estáticos e dinâmicos através de um conjunto de equipamentos que permitem aplicar cargas dinâmicas no sistema. Para conhecer os parâmetros físicos da argila, foram realizados alguns ensaios de caracterização geotécnica, determinação da variação da umidade com a profundidade e os ensaios de mini – palheta para determinação da resistência não drenada. Esses ensaios foram realizados em solos argilosos com teores de umidade em torno de 120%, obtidos a partir de misturas no laboratório de caulim (85%) e bentonita (15%).

As definições dos parâmetros, dos materiais e dos equipamentos utilizados, assim como os principais ensaios realizados na presente pesquisa serão abordados nesse capítulo. Os procedimentos e as considerações feitas nos ensaios serão abordados detalhadamente com as principais justificativas.

### 4.1 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS

Realizar um estudo experimental no ambiente *offshore* permite obter resultados reais do comportamento do fenômeno *in situ*, tendo em conta que os parâmetros não precisam ser convertidos em escala e atuam de forma direta. Porém, apresenta algumas desvantagens quando comparado com um estudo experimental em modelo reduzido, em relação ao tempo, custo, simplicidade, possibilidades de fazer vários testes, maior controle dos parâmetros e outros.

Estudar no laboratório o comportamento de tração nas linhas de ancoragem das plataformas flutuantes devido aos carregamentos estáticos e dinâmicos exige muitas considerações,

simplificações e tentativas como forma de reproduzir os fenômenos reais do ambiente *offshore* no laboratório. Para estudar a atenuação de cargas estáticas nas linhas de ancoragem, Rocha (2014) fez várias considerações, simplificações e tentativas com o intuito de definir as proporções dos materiais que reproduzem os comportamentos do solo *offshore* no laboratório em escala reduzida, o tempo ideal para executar os ensaios sem sofrer com o efeito da tixotropia, as dimensões e os tipos de linhas de ancoragem a usar, dimensões do tanque para o armazenamento da argila, alturas das amostras, valor máximo de carga estática a ser aplicada e incrementos de carga por intervalo de tempo.

Como continuação, a presente pesquisa levou em conta várias considerações e simplificações feitas por Rocha (2014), ao mesmo tempo que fez diversas considerações, simplificações e tentativas para definir os níveis de frequência, níveis de aceleração e amplitude de vibração de excitador de vibração que reproduzem aproximadamente, os níveis de cargas dinâmicas em escala correspondentes às que atuam no ambiente *offshore*.

Os itens seguintes abordam de uma forma resumida as principais considerações, simplificações e tentativas feitas para definir alguns dos parâmetros que foram de interesse para a presente dissertação.

#### 4.1.1 Efeito de Escala no Modelo Reduzido

Rocha *et al.*, (2013), apresentaram algumas considerações sobre leis de semelhança em modelos reduzidos para estudos de fenômenos geotécnicos que envolvem solos argilosos e arenosos, concretamente nas linhas de pesquisas desenvolvidas no LEGG, que reproduzem comportamentos dos solos *offshore* no laboratório.

Nessa seção serão apresentadas as principais considerações feitas pelos autores e uma planilha de cálculo de escalas, que serviram de base para a definição dos parâmetros dessa pesquisa e para o desenvolvimento do projeto de equipamento dos ensaios de carregamento estático e dinâmico nas linhas de ancoragem. As teorias e as expressões matemáticas para o cálculo de escala e grandezas derivadas da tabela programada pelos autores, podem ser encontradas na seguinte referência: Análise Dimensional e Teoria da Semelhança e dos Modelos Físicos (Lobo Carneiro, 1993).

De acordo com os autores, estudos geotécnicos que fazem uso de modelos reduzidos devem ser sempre conduzidos com hipóteses claras a respeito das leis de semelhança que os conectam com o fenômeno em escala real, ou seja, modelos reduzidos são instrumentos de medição indireta, e deveriam ser sempre acompanhados de regras de correspondência com o que resultaria de uma medição direta do fenômeno físico em questão. É muito difícil estabelecer uma semelhança completa entre experimentos em diferentes escalas, tendo em conta que algumas grandezas físicas não podem ser ajustadas de forma prática.

Segundo os autores, é essencial que se estabeleça quais grandezas físicas podem ou não ser controladas, e quais grandezas são ou não relevantes ao fenômeno estudado, de modo que a lei de semelhança mais apropriada possa ser selecionada. As grandezas fundamentais do sistema de unidades, o comprimento, a massa e o tempo são os mais relevantes nos fenômenos mecânicos da geotecnia, desconsiderando à temperatura, à eletricidade, etc.

Para fenômenos geotécnicos que envolvem ruptura de solo em que os mecanismos desta ruptura dependem da tensão efetiva vertical do solo, definida pela expressão  $\sigma'_{v0} = \rho g z$ , pode-se por tentativa, estabelecer um sistema de grandezas de base constituídos de: comprimento– $L$  (escala livre), massa específica– $\rho$  (escala 1 fixa) e aceleração de gravidade– $g$  (escala 1 fixa). Todas as outras grandezas envolvidas no fenômeno podem ser obtidas a partir dessas grandezas de base.

A Tabela 11 indica quais escalas seriam corretas para similaridade perfeita, o que não é possível na prática. Por exemplo, a viscosidade da argila do laboratório deveria ser 253 vezes menor que a viscosidade da argila do caso típico.

Segundo os mesmos, os principais argumentos para a escolha deste conjunto de grandezas de base são: a) reprodução direta da tensão vertical em modelos reduzidos, sem a necessidade de centrífugas já que a aceleração da gravidade é mantida inalterada; e b) a massa específica do solo é mantida inalterada, o que permite em muitos casos o uso do material original. Além disso, outros elementos cujo peso seja relevante para o experimento podem ser confeccionados com o material original (metálicos ou cimentícios).

Tabela 11 – Grandezas derivadas a partir das grandezas de base ( $L, \rho$  e  $g$ ), em escala 1:40 (Rocha *et al.*, 2013).

Grandezas de base	Símbolo	Unidade	L	M	T	Inversão			Escala	Escala Inv.
Comprimento	L	m	1	0	0	1	0	0	2,500E-02	40
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	L	m	t	L	r	g	Escala	Escala Inv.
Comprimento	L	M	1	0	0	1	0	0	2,500E-02	40
Massa	M	Kg	0	1	0	3	1	0	1,563E-05	64000
Tempo	T	S	0	0	1	0,5	0	-0,5	1,581E-01	6,32
Frequência	f	Hz	0	0	-1	-0,5	0	0,5	6,325E+00	0,16
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	1,581E-01	6,32
Força	F	N	1	1	-2	3	1	1	1,563E-05	64000
Tensão (pressão, módulos, coesão, etc.)	s	Pa	-1	1	-2	1	1	1	2,500E-02	40
Massa específica	$\rho$	kg/m <sup>3</sup>	-3	1	0	0	1	0	1,000E+00	1
Viscosidade dinâmica	m	kg/m/s	-1	1	-1	1,5	1	0,5	3,953E-03	253
Área	A	m <sup>2</sup>	2	0	0	2	0	0	6,250E-04	1600

O mecanismo de ruptura de uma argila depende da sua resistência não drenada que tem a mesma unidade de tensão, Pa. Pela Tabela 11, observa-se que a coesão está na mesma escala que o comprimento, por isso, modelos reduzidos deveriam utilizar um solo que tenha sua coesão reduzida na mesma proporção que o comprimento, ou seja, faz-se necessário o uso, não do solo original, mas sim de um solo equivalente em escala com a coesão reduzida. Ao substituir argila do ambiente *offshore* por uma argila obtida através de mistura de caulim e bentonita, para além de procurar que a mistura possui coesão reduzida, deve-se manter a massa específica do material equivalente ao original, visto que as forças gravitacionais devem ser mantidas em escala. A coesão da argila obtida a partir da mistura de caulim e bentonita não foi igual à do caso típico.

Em função das condições do ensaio, não foi possível fazer com que a viscosidade da argila do laboratório seja menor do que a viscosidade da argila marinha. Na tabela apresentada acima, observa-se que a viscosidade da argila utilizada nos ensaios deveria ser reduzida 253 vezes da viscosidade da argila encontrada no ambiente *offshore*.

### 4.1.2 Solo Argiloso

Todos os ensaios foram realizados em solos argilosos com teores de umidade em torno de 120%, obtidos a partir de misturas no laboratório de caulim (85%) e bentonita (15%). Essa proporção foi a que apresentou as propriedades geotécnicas ( $\gamma, w, LL, LP, IP, S_u$ ) mais parecidas com as propriedades de argilas da costa brasileira, precisamente, a argila do campo de Lula. Com objetivo de buscar uma condição única, padrão ( $S_u$  e umidade) para todos os ensaios, foi adotado o tempo de 24 horas para o repouso da mistura antes de iniciar os ensaios. A profundidade de cravação do topo da estaca torpedo do caso típico foi de 28,80m. Fazendo uma conversão em escala 1:40, foi adotada a altura de 72cm como sendo a altura de amostra dentro do tanque medida a partir do topo da célula de carga inferior até a superfície do solo.

### 4.1.3 Linhas de Ancoragem

As dimensões e as propriedades de amarra utilizada no ensaio foram definidas em função das dimensões e propriedades da amarra R4 *Studless* utilizada no caso típico. 120mm de diâmetro da amarra R4 *Studless* convertido em escala 1:40 corresponde aproximadamente 3mm de diâmetro para amarra utilizada no ensaio. Não foi necessário utilizar as mesmas dimensões em escala para o cabo de aço de inox, uma vez que a atenuação da carga no trecho enterrado é que merece atenção nesse estudo.

### 4.1.4 Cargas

Embora a carga máxima dinâmica apresentada no *fairlead* do caso típico fosse de 7.000kN, foi utilizada a carga de 9.000kN para definir a carga estática máxima que será aplicada nos ensaios estáticos. Com um fator de conversão de 1:64000 para grandezas de força de acordo com a apresentado na tabela de escalas, a carga máxima no modelo reduzido ficou definida para 14kgf (137,34N).

De acordo com a recomendação de *Det Norske Veritas* (DNV), a estabilização de cargas de pré-tração máxima deve ser por 15min, o que exigiria 2,4min na escala reduzida. Porém, considerando que o processo de carga e descarga vai se repetindo várias vezes e a viscosidade fora de escala, desconsiderou-se a utilização do tempo de 2,4min para estabilização da força de pré-tração. Assim, foi adotada a taxa de carregamento e descarregamento para 1kgf (9,81N) a

cada 20s de modo a permitir: a estabilização da carga estática, formação suavizada da catenária invertida e estabilização da deformação de placa de célula de carga inferior.

Os estágios de carga de 7 e 10kgf (68,67 e 98,10N) escolhidos para a realização dos carregamentos dinâmicos foram definidos respectivamente, em função da carga média (4.480kN) e da carga do pico (6.400kN) no *fairlead* do caso típico. O estágio de 14kgf (137,34N) foi escolhido por ser a carga estática máxima aplicada no sistema e por ser um ponto de transição entre o ramo de carregamento e descarregamento.

#### 4.1.5 Parâmetros Dinâmicos (Deslocamento, Frequência e Aceleração)

Na tentativa de reproduzir em escala a frequência e amplitude dos carregamentos dinâmicos do caso típico, foram utilizados um conjunto de equipamentos que produzem, controlam e medem os parâmetros dinâmicos. A magnitude desses parâmetros depende exclusivamente da potência e da faixa de trabalho desses equipamentos. Por exemplo, o excitador de vibração utilizado oscila com frequência na faixa de 5Hz a 10kHz, sendo que o limite máximo do seu deslocamento é de 12,7mm de pico a pico. Da mesma forma, o equipamento que controla o excitador de vibração trabalha com frequência na faixa de 1Hz a 10kHz.

A faixa de frequência observada na carga dinâmica do caso típico é de aproximadamente, 0,05Hz a 0,5Hz. Para reproduzir no laboratório a faixa de frequência equivalente em escala, seria necessário trabalhar com equipamentos que produzem, controlam e medem frequências na faixa de 0,313Hz a 3,13Hz. Na condição mais favorável, o equipamento disponível no laboratório não consegue trabalhar com frequências menores que 1Hz. Para contornar essa situação, foram feitas várias tentativas com o intuito de definir a melhor combinação dos parâmetros que o conjunto de equipamentos consegue executar de modo a satisfazer os objetivos da pesquisa.

Antes de iniciar o ensaio dinâmico, o sistema se encontra submetido à uma força média estática,  $\bar{F}$ . Ao iniciar o ensaio dinâmico, a parte flutuante da força dinâmica,  $\tilde{F}_d(t)$ , se sobrepõe a essa força média estática resultando em uma força dinâmica total,  $F_d(t)$ .

$$F_d(t) = \bar{F} + \tilde{F}_d(t) \quad (13)$$

O equipamento disponível não controla a força gerada, apenas a aceleração e a frequência. A parte flutuante da força dinâmica é aproximadamente senoidal, com amplitude que depende da amplitude de deslocamento do êmbolo do excitador de vibração.

Todas as tentativas para determinar os valores da amplitude de deslocamento foram feitas a partir da expressão que descreve o movimento harmônico simples de um sistema massa mola em função do tempo, como mostra a seguinte equação:

$$u(t) = u_{\text{máx}} \cos(2\pi ft) \quad (14)$$

Derivando a equação acima duas vezes, obtém a equação que permite relacionar aceleração com frequência e deslocamento máximo.

$$\ddot{u}(t) = a(t) = -(2\pi f)^2 u_{\text{máx}} \cos(2\pi ft) \quad (15)$$

Considerando que o valor de aceleração máxima é obtido quando  $\cos(2\pi ft) = 1$ , então a expressão de aceleração pode ser escrita da seguinte forma:

$$a_{\text{máx}} = (2\pi f)^2 u_{\text{máx}} \Leftrightarrow u_{\text{máx}} = a_{\text{máx}} / (2\pi f)^2 \quad (16)$$

Em função da limitação do excitador de vibração,  $u_{\text{máx}} \leq 6,35\text{mm}$  (eixo ao pico).

A partir das expressões acima, pode-se observar que à medida que  $f$  aumenta, se  $a$  for mantida constante, a amplitude de deslocamento, e consequentemente a amplitude da força, crescem.

A primeira tentativa apresentada na Tabela 12 foi definir as seguintes combinações para serem utilizadas nos ensaios. Nessas tentativas foi considerado que a aceleração não varia com o tempo.

Tabela 12 – Três combinações dos parâmetros de vibração feitas na primeira tentativa.

Combinações	Deslocamento máximo – $u_{\text{máx}}$ (mm)	Aceleração máxima – $a_{\text{máx}}$ (m/s <sup>2</sup> )	Faixa de frequência (Hz)	Taxa de variação (varredura) de frequência (oct/min)
1 <sup>a</sup>	5 – 1,27	5	5 – 10	1
2 <sup>a</sup>	5 – 1,27	20	10 – 20	1
3 <sup>a</sup>	5 – 1,27	80	20 – 40	1

Essas combinações, embora apresentassem deslocamentos menores que o máximo permitido, a faixa de frequência utilizada é muito alta e foge muito da desejada. Foram desprezadas essas combinações devido aos altos valores de frequência que provocam grandes deslocamentos do êmbolo, e conseqüentemente grande deslocamentos no sentido transversal da corrente, dificultando a transmissão de carga dinâmica para as células de carga.

A segunda tentativa apresentada na Tabela 13 foi feita diminuindo os valores de aceleração e de frequência para assim verificar o comportamento do excitador de vibração com relação ao deslocamento máximo do aparelho. Os valores de aceleração não variam com o tempo.

Tabela 13 – Duas combinações dos parâmetros de vibração feitas na segunda tentativa.

Combinações	Deslocamento máximo – $u_{m\acute{a}x}$ (mm)	Aceleração máxima – $a_{m\acute{a}x}$ (m/s <sup>2</sup> )	Faixa de frequência (Hz)	Taxa de variação (varredura) de frequência (oct/min)
1 <sup>a</sup>	2,53 – 0,40	0,1	1 – 8	1
2 <sup>a</sup>	5,06 – 0,79	0,2	1 – 8	1

As reduções de frequência e aceleração provocaram elevados deslocamentos no excitador de vibração, dificultando o bom funcionamento do aparelho. Embora essa tentativa foi abandonada, a Figura 36 apresenta os valores da parte flutuante da força dinâmica medida na célula de carga superior, no ensaio realizado com aceleração constante de 0,2m/s<sup>2</sup>.

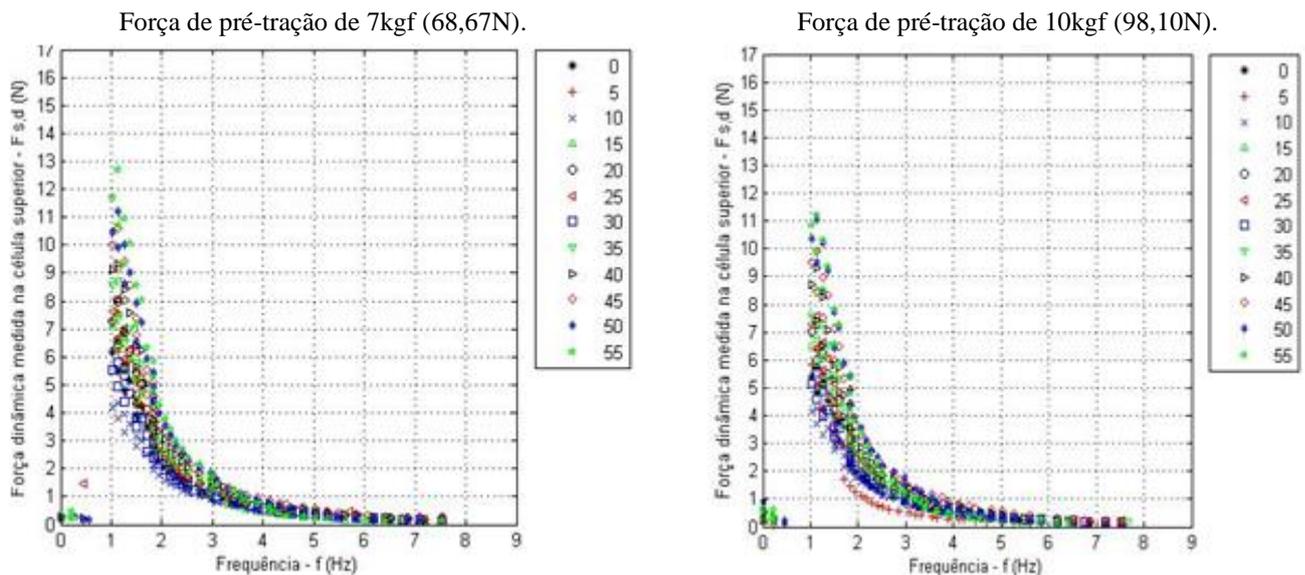


Figura 36 – Relação entre a força dinâmica medida na célula superior e a frequência do sistema – aceleração constante de 0,2m/s<sup>2</sup>.

Na Figura 36 pode-se constatar que  $\tilde{F}_{S,d}$  diminuiu com o aumento da frequência e cresce com o aumento da amplitude de vibração, uma vez que a frequência é inversamente proporcional à amplitude de vibração. Esse comportamento é verificado nos dois estágios de carga, 7 e 10kgf (68,67 e 98,10N).

Um dos motivos para o abandono dessas tentativas é a redução da parcela flutuante da força dinâmica para valores aproximadamente iguais ao zero nas altas frequências, como pode ser observado na figura acima.

Para contornar os problemas de amplitude excessiva verificados nas duas primeiras tentativas, foram programados 7 níveis de frequências com os seus correspondentes 7 níveis de acelerações. Foram definidos também dois grupos de ensaios (Tabela 14). O primeiro grupo de ensaio possui dobro de acelerações em relação ao segundo grupo e conseqüentemente, o deslocamento no primeiro grupo de ensaio será o dobro do segundo grupo.

Com objetivo de permitir uma rápida estabilização de aceleração de modo que a vibração da amarra não desestabilize a estrutura do solo e provocar erosões na superfície antes de iniciar o ensaio, a taxa de variação (varredura) foi programada para começar no nível maior para menor (7 a 1), ou seja, o ensaio começou com frequências maiores e foi decrescendo para menores frequências (8 a 1Hz).

Tabela 14 – Duas combinações dos parâmetros de vibração feitas na terceira tentativa.

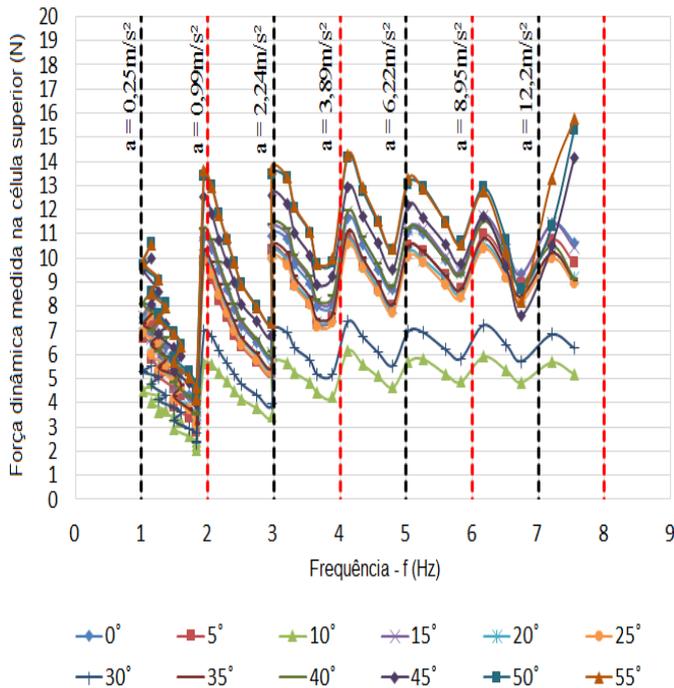
Combinações	Nível	Deslocamento máximo – $u_{m\acute{a}x}$ (mm)	Aceleração máxima – $a_{m\acute{a}x}$ (m/s <sup>2</sup> )	Faixa de frequência (Hz)	Taxa de variação (varredura) de frequência (oct/min)
1ª (ensaio B)	1	6,3	0,25	1 – 2	0,5 (no sentido decrescente de 8 a 1Hz)
	2	6,3	0,99	2 – 3	
	3	6,3	2,24	3 – 4	
	4	6,3	3,98	4 – 5	
	5	6,3	6,22	5 – 6	
	6	6,3	8,95	6 – 7	
	7	6,3	12,19	7 – 8	
2ª (ensaio C)	1	3,15	0,12	1 – 2	0,5 (no sentido decrescente de 8 a 1Hz)
	2	3,15	0,50	2 – 3	
	3	3,15	1,12	3 – 4	
	4	3,15	1,99	4 – 5	
	5	3,15	3,11	5 – 6	
	6	3,15	4,48	6 – 7	
	7	3,15	6,09	7 – 8	

Em função das limitações dos equipamentos utilizados, ficou definido que o deslocamento máximo (eixo ao pico) e aceleração seriam respectivamente, 6,3mm e 0,25 a 12,19m/s<sup>2</sup> no primeiro grupo de ensaio e 3,15mm e 0,12 – 6,09m/s<sup>2</sup> no segundo grupo, sendo que a faixa de frequência ficou no intervalo de 1 a 8Hz. A utilização de frequências abaixo de 5Hz no equipamento gera sinais com formas senoidais não perfeitas, mas como a análise dos resultados foi feita no domínio de frequência com transformadas de Fourier, a parte não harmônica da onda ficou desconsiderada. Assim, as frequências utilizadas menores de 5Hz não afetaram os resultados.

As duas combinações adotadas na terceira tentativa permitiram um bom funcionamento dos equipamentos e foram definidas como padrões para todos os ensaios de carregamentos dinâmicos. Os resultados da parcela flutuante da força dinâmica das duas combinações medidas na célula de carga superior estão apresentadas nas Figura 37 e Figura 38.

Nos ensaios B e C realizados com 7 níveis de aceleração, observa-se que as forças medidas no ensaio B são aproximadamente iguais ao dobro das medidas no ensaio C pelo fato que os níveis de aceleração do ensaio B foram o dobro dos níveis do ensaio C. Nota-se que entre dois níveis de aceleração, os valores da parcela flutuante da força dinâmica diminuíram com o aumento da frequência, e conseqüentemente com a diminuição amplitude de deslocamento. Nessa tentativa, diferente da tentativa anterior mostrada na Figura 36, os valores da parcela flutuante não decrescem até 0N.

Ensaio B – força de pré-tração de 7kgf (68,67N).



Ensaio B – força de pré-tração de 10kgf (98,10N).

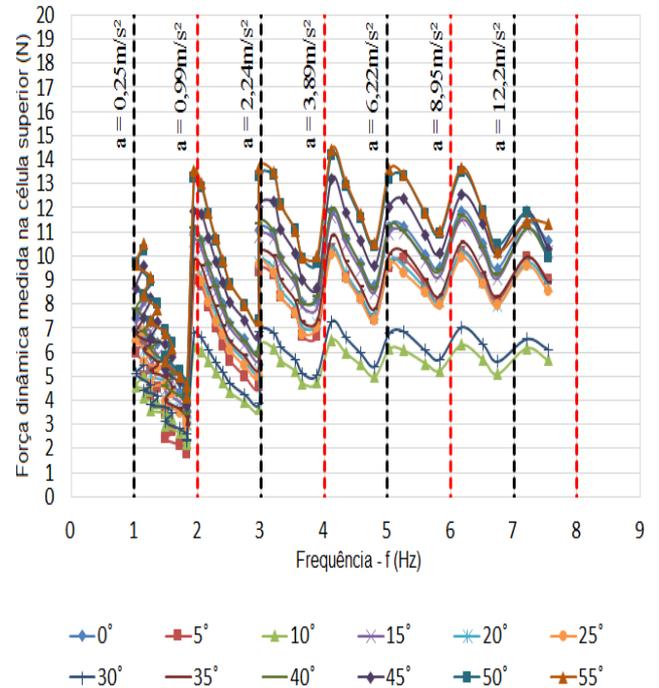
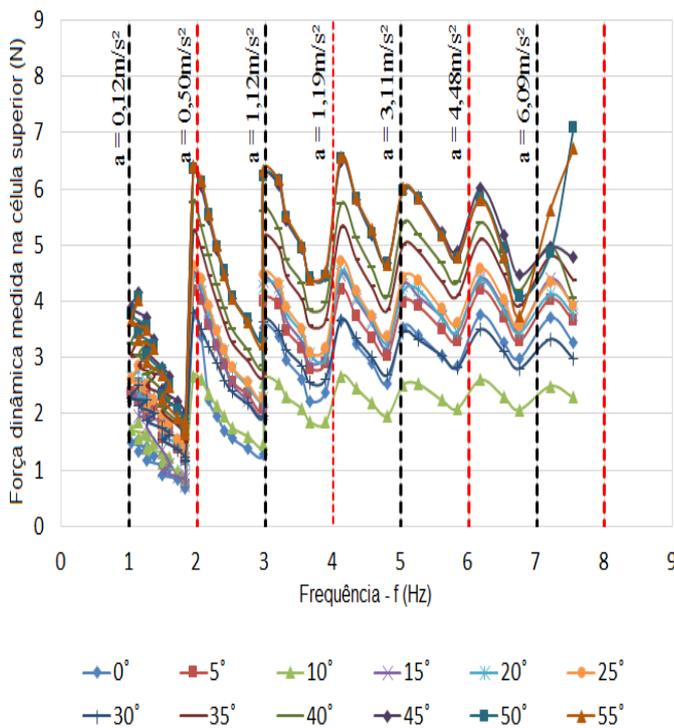


Figura 37 – Relação entre a força dinâmica medida na célula superior e a frequência do sistema – aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s<sup>2</sup>.

Ensaio C – força de pré-tração de 7kgf (68,69N).



Ensaio C – força de pré-tração de 10kgf (98,10N).

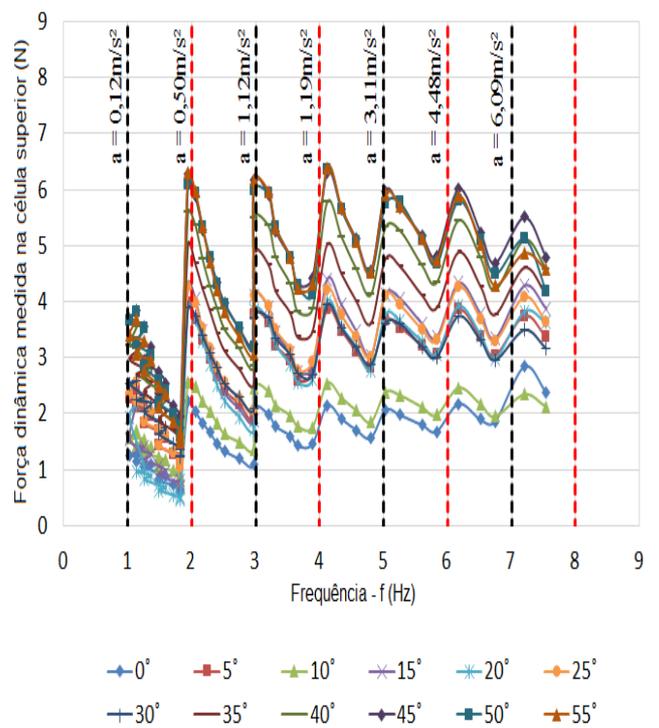


Figura 38 – Relação entre a força dinâmica medida na célula superior e a frequência do sistema – aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s<sup>2</sup>.

## 4.2 MATERIAIS

Para os ensaios de caracterização, a NBR 6457/86 serviu de guia para a preparação das amostras dos materiais e as medições dos teores de umidade. Os ensaios de limite de liquidez (LL) foram realizados segundo as recomendações da NBR 6459/84 e os ensaios de limite de plasticidade (LP), de acordo com a NBR 7180/84. Para a realização dos ensaios de granulometria e massa específica real dos grãos, foram utilizados a NBR 7181/1984 e a NBR 6508/84, respectivamente.

### 4.2.1 Caulim

O caulim utilizado nessa pesquisa é um silicato de alumínio hidratado, formado basicamente por caulinita que é um argilomineral produzido pela decomposição do feldspato. Possui a coloração rosa e é proveniente de uma jazida localizada no município de Pântano Grande – RS. É composta por 30% de argila (<0,002mm), 68% de silte (0,002 a 0,074mm) e 2% de areia fina (0,074 a 0,42mm).

A curva granulométrica e as principais propriedades físicas do caulim estão apresentadas respectivamente, na Figura 39 e na Tabela 15.

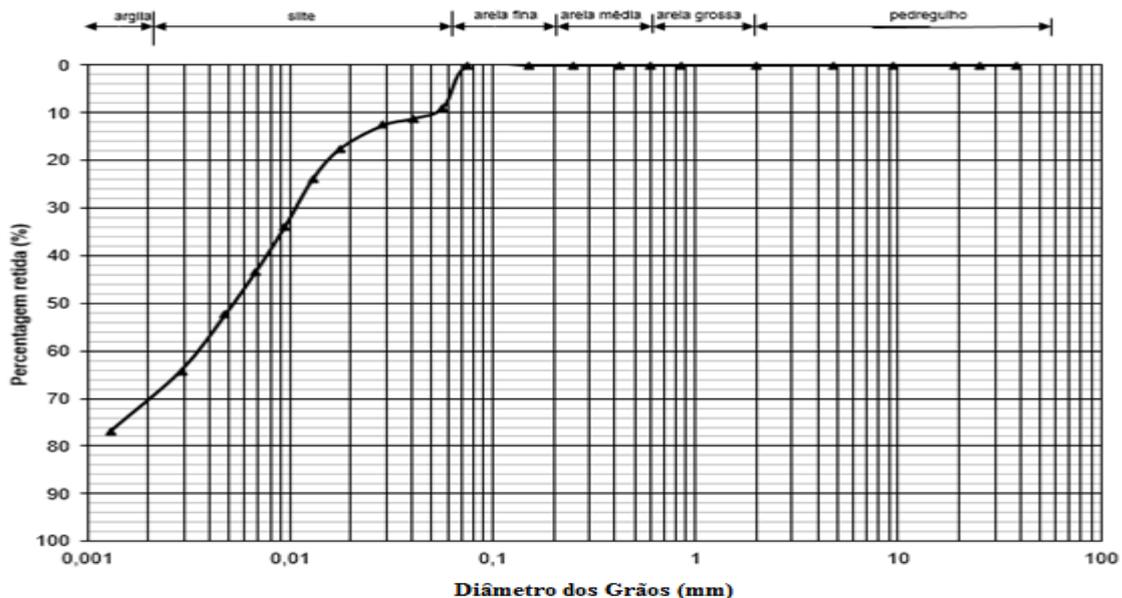


Figura 39 – Curva granulométrica do caulim.

Tabela 15 – Principais propriedades físicas do caulim.

Propriedades físicas	Caulim
Limite de Liquidez – LL (%)	40
Limite de Plasticidade – LP (%)	27
Índice de Plasticidade – IP (%)	13
Massa Específica Real dos Grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,7
Diâmetro médio, D <sub>50</sub> (mm)	0,0052

#### 4.2.2 Bentonita

A bentonita utilizada é uma bentonita sódica, sendo que confere propriedades viscosas, tixotrópicas, baixa condutividade hidráulica, retenção de água e alta plasticidade aos materiais que ela se mistura, em função dos argilominerais presentes na sua constituição. Provém de uma jazida localizada no município de Santa Maria de Boa Vista – PE. É uma bentonita sódica ativada com carbonato de sódio, sendo composta por 89% de argila (<0,002mm), 10% de silte (0,002mm a 0,074mm) e 1% de areia fina (0,074 a 0,42mm). A Figura 40 e a Tabela 16 apresentam respectivamente, a curva granulométrica e as principais propriedades físicas da bentonita.

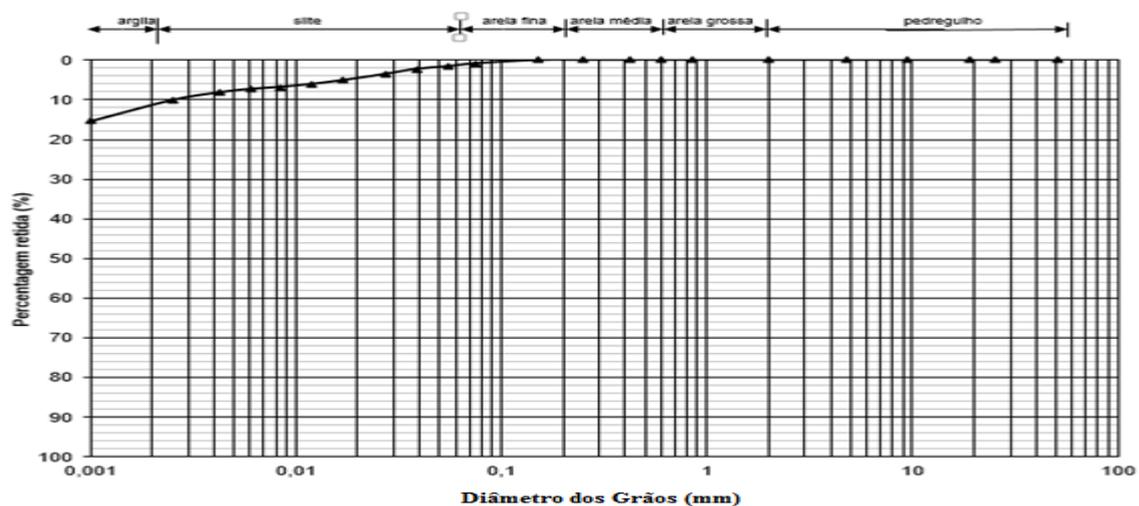


Figura 40 – Curva granulométrica da bentonita.

Tabela 16 – Principais propriedades físicas da bentonita.

Propriedades físicas	Bentonita
Limite de Liquidez – LL (%)	439
Limite de Plasticidade – LP (%)	65
Índice de Plasticidade – IP (%)	374
Massa Específica Real dos Grãos (g/cm <sup>3</sup> )	2,87

### 4.2.3 Água

A água utilizada na mistura de todas as argilas utilizadas nos ensaios, bem como a água colocada na superfície da argila, provém da rede de distribuição de água potável da cidade de Porto Alegre – RS. Para os ensaios de caracterização, foram utilizadas água destilada.

### 4.2.4 Mistura Caulim e Bentonita – Argila

A amostra de argila resultante da mistura de caulim e bentonita é composta por 85% de massa seca de caulim e 15% de massa seca de bentonita. É uma argila de alta plasticidade devido à presença de bentonita e é composta por 39% de argila ( $<0,002\text{mm}$ ), 59% de silte (0,002 a 0,074mm) e 2% de areia fina (0,07 a 0,42mm). A Figura 41 e a Tabela 17 apresentam respectivamente, a curva granulométrica e as principais propriedades físicas da bentonita.

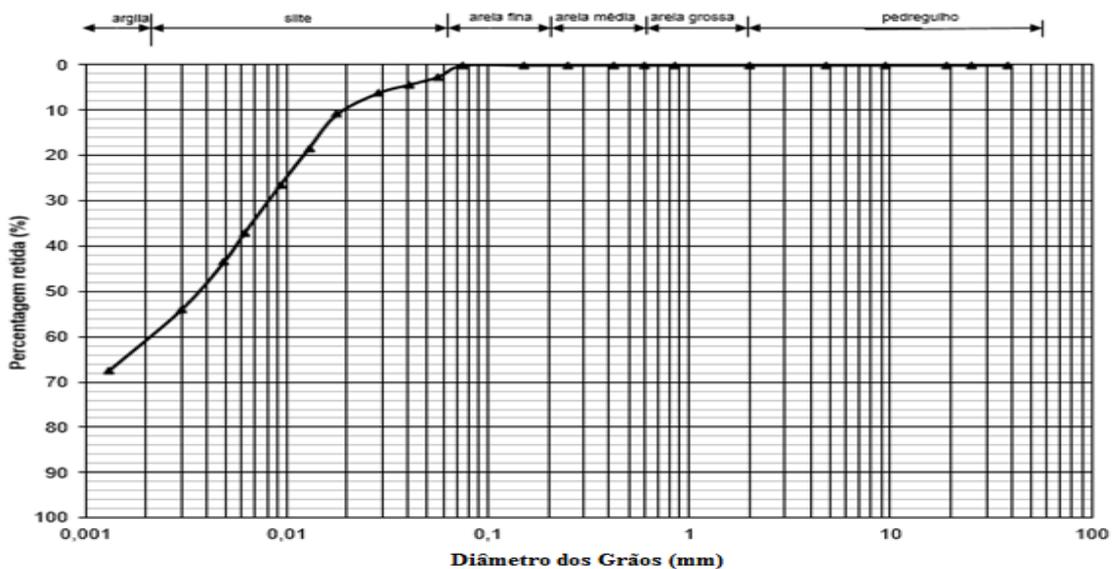


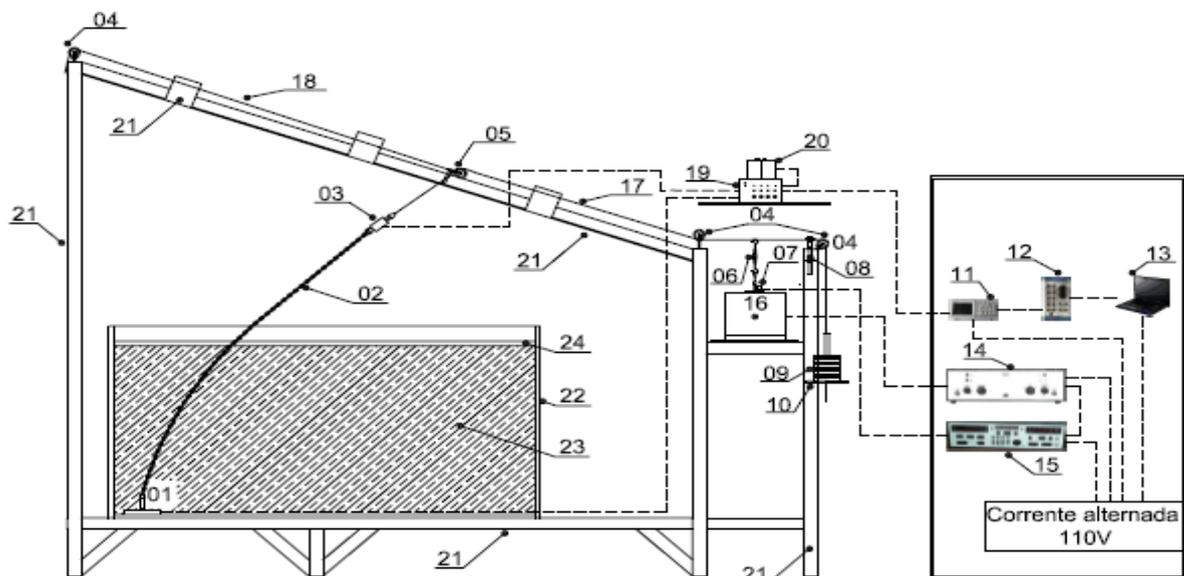
Figura 41 – Curva granulométrica da argila.

Tabela 17 – Principais propriedades físicas da argila.

Propriedades físicas	Argila
Limite de Liquidez – LL (%)	108
Limite de Plasticidade – LP (%)	33
Índice de Plasticidade – IP (%)	75
Peso específico ( $\text{kN/m}^3$ )	16,32
Umidade (%)	120
Índice dos vazios	2,57
Diâmetro médio, $D_{50}$ (mm)	0,0038
Massa Específica Real dos Grãos ( $\text{g/cm}^3$ )	2,65

### 4.3 EQUIPAMENTOS

O sistema de carregamento desenvolvido por Rocha (2014) e modificado na presente pesquisa está apresentado na Figura 42.



01 - Célula de carga inferior; 02 - Amarra e conetores; 03 - Célula de carga superior; 04 - Moltões fixos; 05 - Moltão móvel triplo e sargentos; 06 - Esticador forjado e acessórios; 07 - Acelerômetro piezoelétrico; 8 - Sistema de trava; 09 - Pesos; 10 - Base para pesos; 11 - Osciloscópio; 12 - Bloco conector BNC; 13 - Placa de aquisição, software e computador; 14 - Amplificador de potência; 15 - Controlador de excitador de vibração; 16 - Excitador de vibração; 17 - 2 Cabos de aço; 18 - Cabo de Kevlar; 19 - Amplificador; 20 - 2 baterias de 12V; 21 - Estrutura metálica; 22 - Tanque de acrílico; 23 - Mistura caullm e bentonita; 24 - Lâmina de água

Figura 42 – Conjunto de equipamentos utilizados para a realização do ensaio de carregamento dinâmico.

Um conjunto de equipamentos capazes de produzir vibrações com faixas de aceleração e frequência desejadas foi instalado para junto com sistema de carregamento estático desenvolvido por Rocha (2014), executar uma série de ensaios de carregamentos dinâmicos (Figura 42). Para permitir a execução dos ensaios dinâmicos, foram feitas algumas modificações no sistema de carregamento estático. As modificações consistiram em: colocação de uma célula de carga na extremidade da corrente fora do solo, uso de sargentos para fixação de moitão móvel triplo, sistema de trava para prender os cabos de aço, sistema de aplicação de carga dinâmica e a utilização de dois cabos de aço em vez de um, para transmissão de cargas aplicadas.

#### 4.3.1 Equipamentos Desenvolvidos por Rocha (2014)

O sistema de carregamento estático desenvolvido por Rocha (2014) (

Figura 43) consiste em uma estrutura metálica, um tanque de acrílico, célula de carga inferior e alguns acessórios. Os acessórios consistem em amarra, cabo de aço, cabo de Kevlar, moitões fixos e móvel, pesos e base de pesos, sistemas de trava, sargentos e sistemas de aplicação de carga dinâmica. Os acessórios têm a função de auxiliar no processo de aplicação e transferência de cargas, desde o ponto de aplicação até a célula de carga inferior colada no interior do tanque de acrílico.

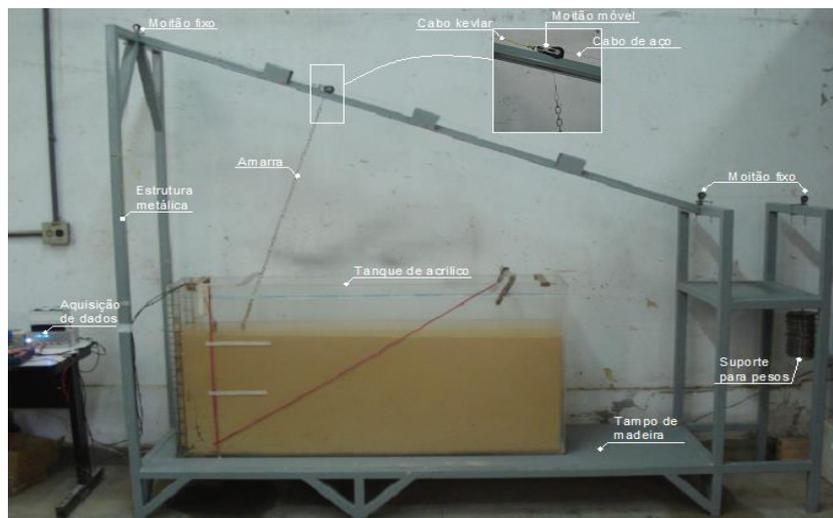


Figura 43 – Esquema do conjunto de equipamentos desenvolvidos e utilizados no ensaio de carregamento estático (Rocha, 2014).

#### 4.3.1.1 Estrutura Metálica e Tanque de Acrílico

A estrutura metálica é constituída por tubos de aço de seção quadrada (servem de suporte estrutural), chapas de aço (bases para tanque de acrílico e excitador de vibração) e duas cantoneiras de aço de abas iguais que servem de trilho de circulação do moitão triplo móvel (Figura 44).

O tanque de acrílico (37kgf=362,97N)) utilizado como reservatório para argila e água colocada na superfície, foi projetado com largura interna de 27cm, comprimento interno de 152cm, altura de 82cm e espessura de parede de 1,5cm. Essas dimensões foram adotadas para permitir a máxima profundidade em escala da penetração da estaca (72cm), o percurso completo da amarra a partir do ângulo de 0° até 55° e a largura suficiente para evitar a influência das paredes nos resultados. Como forma de permitir a colocação e a retirada da célula de carga inferior, a parede lateral do tanque pode ser removível assim que retirar os parafusos e porcas tipo borboleta que fixam as partes. Para evitar a fuga de água da argila para fora do tanque, foi colocada uma borracha de impermeabilização entre a parede lateral e a outra parte do tanque.

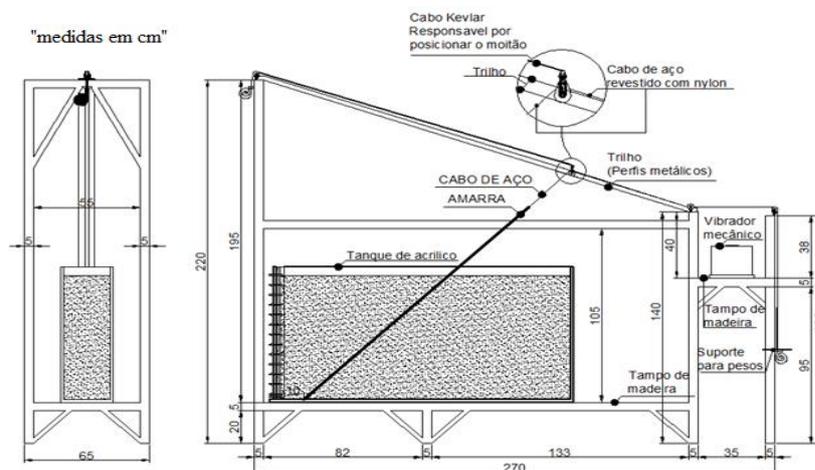


Figura 44 – Estrutura metálica e tanque de acrílico utilizados para realização dos ensaios (Rocha, 2014).

#### 4.3.1.2 Amarra de Aço, Cabo de Aço e Cabo de Kevlar

A amarra de aço utilizada (Figura 45) mede 148cm de comprimento e possui as dimensões apresentadas na Figura 46. Essas dimensões são aproximadamente iguais em escala de 1:40 às dimensões da linha de ancoragem do protótipo (120mm de diâmetro). Um conector em forma

de ‘u’ preso em um parafuso sem cabeça e um elo de arame de 4cm de comprimento ligam amarra com as células de carga superior e inferior, respectivamente.

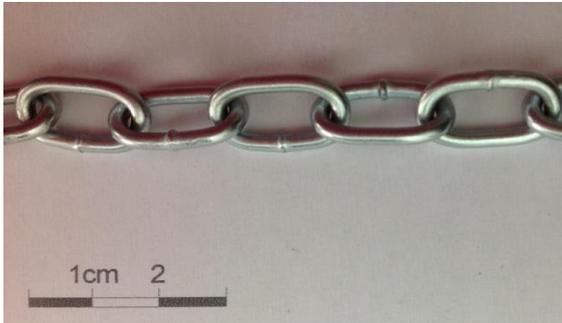


Figura 45 – Representação da amarra utilizada no ensaio (Rocha, 2014).

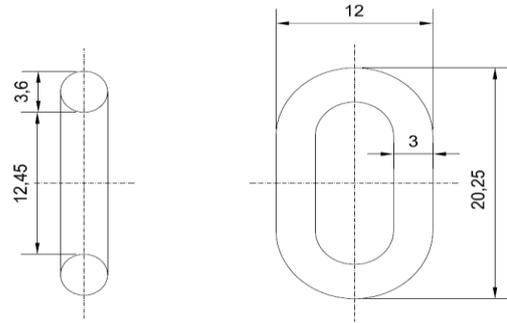


Figura 46 – Dimensões em mm de um elo de amarra utilizado como linha de ancoragem no ensaio (Rocha, 2014).

Para transmissão de cargas aplicadas à célula de carga superior, foi utilizado uma junção de dois cabos de aço inox de 1mm de diâmetro, revestido de *Nylon*, marca *Marine Sports* (Figura 47). Esses cabos de aço de inox foram projetados para resistir cargas de tração de até 54,43kgf (533,95N) e são leves e inextensíveis para o nível de carregamento utilizado.



Figura 47 – Cabo de aço de inox, de 1mm de diâmetro, revestido de nylon.

Um cabo de Kevlar de 2mm de diâmetro (Figura 48) foi utilizado para deslocar o moitão móvel pelos trilhos até o ângulo de referência do ensaio.



Figura 48 – Cabo Kevlar utilizado para fixar o moitão móvel (Rocha, 2014).

#### 4.3.1.3 Moitões Fixos e Móvel, Pesos e Suporte de Pesos

Para deslizamento dos cabos de aço de inox e de Kevlar foram utilizados 3 moitões fixos e um moitão triplo móvel (Figura 49). Os moitões fixos estão fixados na estrutura metálica através de chapas de aço e parafusos, sendo que o último moitão fixo foi inclinado de modo a evitar o contato entre o cabo de aço de inox e a estrutura durante a realização dos ensaios. Para eliminar as possíveis causas de atritos, antes de começar os ensaios, eles foram limpidos e lubrificados com *spray* marca Jimo Silicone.



Figura 49 – Representação de 3 moitões fixos e 1 moitão triplo móvel (Rocha, 2014).

Ao todo foram utilizados 12 pesos de 1kg cada e 4 pesos de 0,5kg cada, totalizando 14kg de pesos. Os pesos de aço com formato circular foram colocados em cima de um suporte de alumínio composto por uma haste cilíndrica vazada e uma base circular (Figura 50).



Figura 50 – Pesos utilizados para a realização dos ensaios (Rocha, 2014).

#### 4.3.1.4 Célula de Carga Inferior

A célula de carga inferior utilizada para medir as componentes (horizontal e vertical) da força de tração no topo da estaca é constituída de 8 extensômetros de resistência elétrica (*strain gauges*) (Figura 51). As informações referentes aos extensômetros, dimensões e material da placa onde foram colados os extensômetros, configuração dos extensômetros, cabeamento e soldagem dos extensômetros, modos de fixação da célula no tanque, dimensões da célula, etc. podem ser encontradas de uma forma detalhada no trabalho da Rocha (2014).



Figura 51 - Colagem da célula de carga inferior no fundo do tanque por meio de silicone.  
(Rocha, 2014).

#### 4.3.1.5 Amplificador e Baterias

Um amplificador de 4 canais, constituído por circuitos integrados INA118 com alimentação DC 5V foi utilizado para alimentar os extensômetros das células de carga e para amplificar os sinais fornecidos por estes extensômetros. A alimentação do amplificador é feita por uma fonte simétrica de duas baterias de 12V cada (Figura 52).



Figura 52 – Amplificador e 2 baterias de 12V cada.

Dos quatro canais do amplificador, somente três foram utilizados: um para componente horizontal de carga, um para componente vertical de carga e um para a carga de tração da célula de carga superior.

### 4.3.2 Modificações Feitas no Sistema de Carregamento Estático

#### 4.3.2.1 Célula de Carga Superior

A célula de carga modelo CS50, marca Líder Balanças foi utilizada para efetuar a medição da carga de tração na extremidade superior da amarra, simbolizando a carga aplicada no TDP (*touch down point*). Essa célula com dimensões de (32×60×20mm) é projetada para resistir até 490,5N de cargas nominais de tração e compressão, sendo que a sobrecarga sem danos é de 1.471,5N. Nas suas extremidades, são rosqueados dois parafusos furados para facilitar a ligação com o cabo de aço e amarra (Figura 53).



Figura 53 – Representação da célula de carga superior.

#### 4.3.2.2 Acessórios (Sargentos, Chapa de Aço, Regulador de Cabo e Sistema de Travamento e Sistema de Aplicação de Carga Dinâmica)

Para evitar o amortecimento de carga dinâmica através do cabo de Kevlar, foi desenvolvido um sistema para prender o moitão triplo móvel na estrutura metálica. Este sistema é composto de uma chapa de aço de 12mm de largura colocado dentro da alça do moitão e dois sargentos rosqueáveis 2” da marca Tramontina (Figura 54).



Figura 54 – 2 Sargentos e chapa metálica utilizados para prender o moitão triplo móvel.

Um sistema denominado regulador de cabo formado por uma braçadeira metálica e um tronco de cone de madeira foi desenvolvido para prender a extremidade do cabo de aço inox de modo a evitar o deslizamento para baixo do suporte de peso durante a colocação dos pesos (Figura 55).



Figura 55 – Peça utilizada para prender a extremidade do cabo que passa pelo suporte de pesos.

O sistema de travamento utilizado para prender uma das extremidades do cabo de aço durante a aplicação da carga dinâmica consiste em um parafuso sem cabeça, de 1cm de diâmetro, 17cm de comprimento e um furo de 2mm de diâmetro ao longo da sua seção transversal, 3 porcas sextavadas, 1 porca borboleta e 2 arruelas metálicas (Figura 56).



Figura 56 – Sistema de travamento do cabo de aço inox.

Para transmitir às cargas dinâmicas produzidas pelo excitador de vibração aos cabos de aço, foi desenvolvido um sistema de aplicação de carregamento dinâmico formado por um esticador forjado de aço, um laço de aço e um parafuso de aço de 5mm de diâmetro. Uma das extremidades do parafuso é rosqueado na mesa vibratória, enquanto que a outra encontra-se conectada a uma das extremidades do laço de aço. Uma das extremidades do esticador forjado de aço é conectada ao laço de aço e a outra é colocada por cima dos cabos de aço (Figura 57).



Figura 57 – Sistema de Aplicação do Carregamento Dinâmico.

### 4.3.3 Equipamentos Utilizados na Aplicação de Cargas Dinâmicas e Outros

#### 4.3.3.1 Controlador de Excitador de Vibração

O controlador de excitador de vibração utilizado é da marca *Brüel & Kjær*, modelo 1050 (Figura 58). É um instrumento digital alimentado por uma corrente alternada de 110V, utilizado como controlador de varrimento sinusoidal de sistemas de excitação de vibração electrodinâmicos com resolução de frequência de 1,19mHz, sendo que nele estão ligados um amplificador de potência e um acelerômetro com sensibilidade de carga em valores discretos no intervalo de 1 a 31,6pC/ms<sup>-2</sup>.

O instrumento trabalha com frequência na faixa de 1Hz a 10kHz, sendo que 0,3Hz é a banda de frequência mínima para qualquer nível selecionado. A varredura de frequência pode ser na forma linear com taxas de 0,001 a 100Hz/s ou na forma logarítmica com taxas de 0,001 a 100oct/min. Permite que sejam utilizados aceleração, velocidade, deslocamento ou força como parâmetros para controlar a vibração do aparelho, uma vez que é possível trabalhar no máximo com 9 níveis diferentes de vibração (9 níveis de frequência, 9 níveis de aceleração, 9 níveis de velocidade, 9 níveis de deslocamento ou 9 níveis de força). As faixas de medições dos

parâmetros variam de:  $0,1 - 9990\text{ms}^{-2}$  (aceleração);  $0,1\text{mms}^{-1} - 9,99\text{ms}^{-1}$  (velocidade);  $10\mu\text{m} - 99,9\text{mm}$  (deslocamento) e  $0,1 - 7900\text{N}$  (força).



Figura 58 – Controlador de excitador de vibração.

#### 4.3.3.2 Amplificador de Potência

O amplificador de potência (Figura 59) utilizado para conduzir o excitador de vibração é da marca *Brüel & Kjaer*, modelo 2712. É um equipamento projetado para conduzir pequenos excitadores de vibração, especialmente o excitador de vibração tipo 4808 de 112N (utilizado nessa pesquisa). O amplificador é alimentado por uma tensão alternada de 110V e está conectado com o controlador de excitador de vibração e o excitador de vibração, pois é usado como um gerador de tensão.



Figura 59 – Amplificador de potência.

#### 4.3.3.3 Excitador de Vibração ou Vibrador Mecânico

O excitador de vibração utilizado é da marca *Brüel & Kjaer*, modelo 4808 (Figura 60). É um instrumento utilizado para excitar cargas a altos níveis de aceleração com uma força avaliada de 112N.



Figura 60 – Excitador de vibração.

O equipamento é conduzido por qualquer amplificador de potência que fornece 180VA e uma corrente de entrada máxima de até 15A RMS sem refrigeração assistida ou com uma corrente de entrada de 25A RMS com refrigeração assistida. As principais peças que formam o excitador são apresentadas na Figura 61. O elemento móvel (mesa vibratória) possui peso dinâmico de 160g, oscila com frequência na faixa de 5Hz a 10kHz, sendo que o limite máximo do seu deslocamento é de 12,7mm de pico a pico. Os valores máximos de aceleração e velocidade permitidos durante o funcionamento do excitador são de  $700\text{m/s}^2$  (71g) e 1.4m/s, respectivamente.

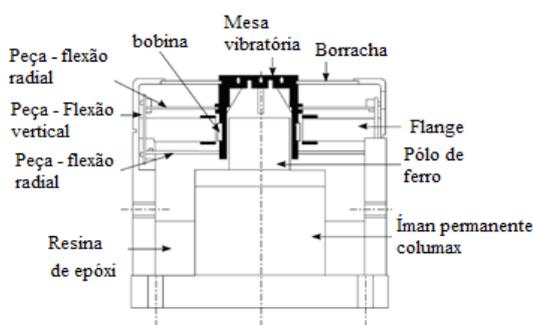


Figura 61 – Principais elementos que compõem o excitador de vibração modelo 4808 da marca *Brüel & Kjær* (*Brüel & Kjær*, 2006).

#### 4.3.3.4 Acelerômetro Piezoelétrico

No excitador de vibração foi conectado um acelerômetro piezoelétrico de marca *Brüel & Kjær*, modelo 4383 V para medir acelerações devido à vibração da mesa vibratória (Figura 62). Os sinais de aceleração quando forem integrados uma vez, fornecem sinais de velocidade e, quando forem integrados duas vezes fornecem sinais de deslocamento da mesa vibratória.



Figura 62 – Acelerômetro piezoelétrico e a sua instalação no excitador de vibração.

Esse acelerômetro possui a sensibilidade de  $2,696\text{pC/ms}^{-2}$  ( $26,44\text{pC/g}$ ). A faixa de frequência aceitável é de  $0,1\text{Hz}$  a  $8,4\text{kHz}$ , sendo que a frequência de ressonância é de  $28\text{kHz}$ . O acelerômetro utilizado é constituído de 4 partes principais como mostra a Figura 63.

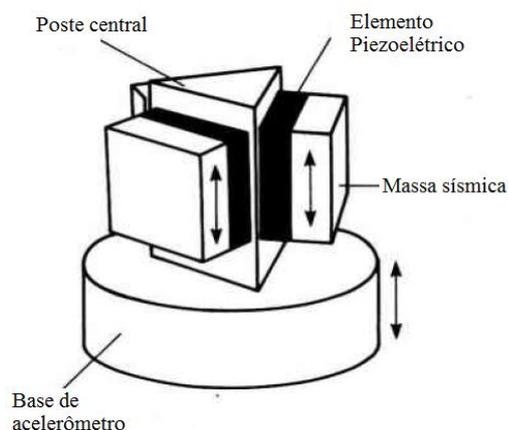


Figura 63 – Principais partes do acelerômetro modelo 4383 V (Serridge e Licht,1998).

#### 4.3.3.5 Osciloscópio, Bloco Conector e Placa de Aquisição

A Figura 64 apresenta o esquema de ligação feita para fazer a conexão entre o osciloscópio e o bloco conector e entre o bloco conector e a placa de aquisição instalada dentro do computador. O osciloscópio modelo TDS224 de marca Tektronix utilizado para visualizar os sinais dos 3 canais enviados pelo amplificador é um instrumento digital que permite ver evolução de sinal de tensão (V) ao longo do tempo (s) e utiliza um conversor digital para adquirir uma série de amostras de forma de onda.

Para transmitir os dados provenientes de osciloscópio à placa de aquisição de dados, foi utilizado um bloco conector de marca *National Instruments* – NI, modelo BNC-2110. Três cabos com

conectores BNC foram utilizados nas extremidades para conectar osciloscópio à bloco conector e um cabo conector E/S (entrada e saída) modelo NI SHC68-68-EP foi utilizado para ligar o bloco conector ao computador onde está inserida uma placa de aquisição. A placa de aquisição é da marca *National Instruments* – NI, modelo 6036E. O software LabVIEW da NI foi utilizado para controlar o sistema de aquisição de dados.



Figura 64 – Cabos NI SHC68.68EPM e NBC utilizados para aquisição de dados.

#### 4.3.3.6 Misturador

O misturador utilizado é da marca BETOMAK, modelo MV100, com capacidade nominal de 150L e capacidade efetiva de 100L. Esse modelo de misturador é destinado a misturar materiais de granulometria fina (até 4mm) e mistura de alta fluidez (elevado teor de umidade). Consiste em um tubo cilíndrico de aço de 120cm de altura e 80cm de diâmetro com um fechamento plano no fundo e um furo de 5,5cm de diâmetro localizado na parte inferior da parede cilíndrica para a retirada dos materiais, quando uma bomba de recalque é acoplada nele. O tubo misturador pesa 80kgf (784,80N).

A bomba trifásica de 5cv de potência, marca WEG foi instalada no misturador e é conectada a um eixo vertical que possui na sua extremidade inferior uma hélice de 20cm de diâmetro, com dentes triangulares. Ela é alimentada por tensões nominais de 220/380/440V, sendo que a frequência e a rotação por minuto (rpm) são respectivamente, 60Hz e 1725rpm. O fator de potência e o rendimento da bomba são, respectivamente, 0,8 e 88%. O misturador foi colocado em cima de um carrinho metálico com capacidade de suporte de 400kgf (3.9824N) de modo a garantir uma boa condição ergonômica para trabalho e transporte do misturador (Figura 65).



Figura 65 – Vistas lateral e superior do conjunto (misturador, bomba e carrinho).

#### 4.3.3.7 Mini Palheta

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), o ensaio de palheta também denominado *vane test* é tradicionalmente empregado na determinação da resistência não drenada de depósitos de argilas moles. Para tanto, é utilizada uma palheta de seção cruciforme que, quando cravada em argilas saturadas de consistência mole a rija, é submetida a um torque necessário para cisalhar o solo por rotação em condições não drenadas.

Um equipamento de palheta de laboratório automatizado denominado mini palheta (Figura 66), adaptado por Gauer (2010) foi utilizado nessa pesquisa para determinar a resistência não drenada da argila. O equipamento consiste em uma estrutura metálica de suporte, uma peça de alumínio para fixação do motor de passo, motor de passo marca KTC-HT23-400, palheta, hastes e célula de torque.

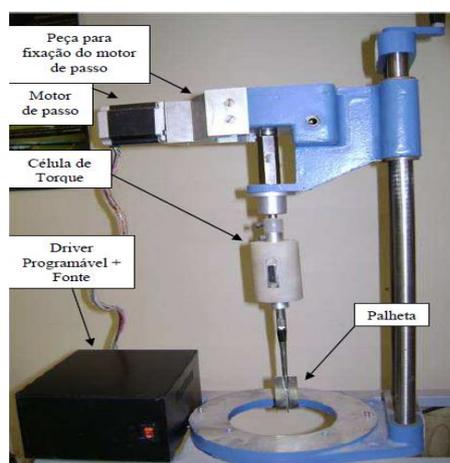


Figura 66 – Equipamento de palheta de laboratório automatizado (Gauer, 2010).

A cravação de palheta na argila é feita automaticamente por um motor de passo que é controlado por um driver programável modelo 3540i. A palheta cruciforme possui 2,55cm de diâmetro e 5,10cm de comprimento, sendo que as hastes cilíndricas medem 10cm de comprimento cada. Uma célula de torque constituída por um sensor de torque que resiste no máximo 5Nm possibilita o registro das curvas torque  $\times$  deslocamento e torque  $\times$  tempo que são processados para obter os valores da resistência não drenada da argila.

## 4.4 METODOLOGIAS DOS ENSAIOS

### 4.4.1 Calibração das Células de Carga

Após a montagem das células de carga, faz-se necessária a calibração das mesmas antes da execução dos ensaios estáticos e dinâmicos, com objetivo de obter uma relação entre as forças aplicadas e as tensões lidas nas células de carga. A calibração foi realizada com tanque preenchida de água, em vez de solo, até a altura de 72cm. Nas 12 posições correspondentes aos ângulos de referência (0 a 55°), foram realizados ciclos de carga e descarga, colocando a cada 20s o incremento de 1kgf (9,81N) até 14kgf (137,34N), para em seguida, efetuar a retirada de incremento de 1kgf (137,34N) no mesmo intervalo de tempo. Os dados foram adquiridos a uma taxa de 256Hz durante os 360s de ensaios em cada ângulo de referência.

Em função do nível de carregamento utilizado que provoca pouquíssima deflexão na placa da célula de carga inferior devido à sua elevada rigidez e da resposta linear em frequências de até 100Hz proporcionada pelo amplificador utilizado, foi decidido que não será feito a calibração dinâmica, pois os dados obtidos na calibração estática podem ser utilizados para analisar os resultados dos ensaios dinâmicos sem provocar nenhuma distorção.

### 4.4.2 Mistura dos Materiais

Para a realização de mistura dos materiais, previamente, pesou-se 25,5kg (2·12,75kg) de caulim, 4,5kg (2·2,25kg) de bentonita e 33,2kg de água em uma balança com capacidade máxima de 60kg e precisão de 0,01kg. A quantidade de água utilizada na mistura foi corrigida em função

da umidade natural de caulim (2,27%) e da umidade natural de bentonita (15,70%). Os 30kg de materiais secos foram homogeneizados em duas bacias ( $2 \cdot (12,25\text{kg} + 2,25\text{kg})$ ) de modo a garantir uma completa homogeneização, uma vez que o misturador não consegue homogeneizar os materiais secos devido ao posicionamento da sua hélice.

Para a realização da mistura, com o misturador ainda desligado, colocou-se primeiramente  $2/3$  do volume de água dentro do misturador e depois, foi adicionada metade do material seco para em seguida, ligar o misturador. Após aproximadamente três minutos de mistura, o misturador foi desligado para a colocação da outra metade do material seco e  $1/3$  de água restante. Foi utilizada uma pá metálica para empurrar os materiais mais distantes para junto da hélice, com o misturador em funcionamento de modo a eliminar a formação de grumos (Figura 67).



Figura 67 – Mistura da argila.

Para o enchimento do tanque até o nível de 72cm de altura, o processo de mistura foi repetido 7 vezes, o que consumiu uma massa seca de ( $6,5 \cdot 30\text{kg} = 195\text{kg}$ ) de caulim e bentonita, sendo que para cada mistura feita, foram colocadas três cápsulas com a amostra da argila em uma estufa disponível no laboratório para a determinação dos teores de umidade, segundo a NBR 6457/86.

#### 4.4.3 Preparação e Enchimento do Tanque

O processo de enchimento do tanque é antecedido pelos seguintes serviços: posicionamento do tanque entre os sinais marcados na chapa metálica; fixação do moitão móvel triplo no ângulo

de 0° e colocação de 3kgf (29,43N) na base de colocação dos pesos para tracionar e alinhar verticalmente a corrente com a célula de carga inferior.

A argila é retirada à mão do misturador e colocada em camadas no tanque até uma altura de 72cm, por queda livre com o cuidado de não deixar espaços vazios dentro do tanque. Quando terminar o enchimento, a superfície é alisada suavemente com a palma de mão sem fazer pressões até ficar aproximadamente plana (Figura 68). Após o alisamento da superfície, coloca-se uma lâmina de água de aproximadamente 3 a 4cm de altura para evitar a perda de umidade do material e, o peso de 3kgf (29,43N) é retirado na base do suporte para que a corrente volte na sua posição de repouso durante aproximadamente 24 horas até o início dos ensaios.



Figura 68 – Enchimento do tanque de acrílico.

#### 4.4.4 Ensaio Estático

Antes de iniciar o ensaio de carregamento estático faz-se a conferência dos 14kgf (137,34N) de pesos que serão utilizados e das tensões nas baterias que ligam o amplificador, verifica-se a qualidade dos cabos de aço de inox e a limpeza e lubrificação dos moitões. O software LabVIEW foi programado para adquirir dados dos três canais a uma taxa de 256Hz durante os 360s de ensaio para cada ângulo de referência. 360s corresponde 18 estágios (0 a 14kgf e 13 a 11kgf) de cargas de 20s que é o tempo achado suficiente para estabilização da carga aplicada.

Com ajuda de um cronômetro com dispositivo sonoro, os pesos foram colocados manualmente em incrementos de 1kg a cada 20s até 14kg e depois, foram retiradas manualmente até 10kg para a realização do ensaio dinâmico. Esse processo é repetido em todos os ângulos de referência.

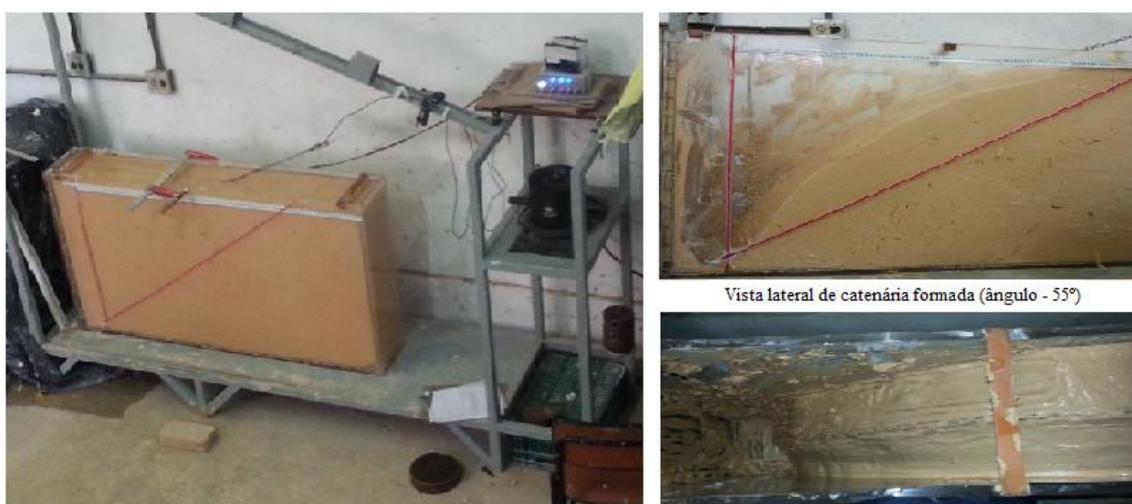
Com objetivo de obter o comprimento da amarra enterrada na argila nos estágios de carga onde foram realizados os ensaios dinâmicos, foram medidos com ajuda de uma régua e uma trena, o comprimento da amarra fora da argila e a distância horizontal do deslocamento da corrente na superfície do solo.

A Figura 69 apresenta o esquema feito para medir a distância horizontal do deslocamento da amarra na superfície do solo e a ruptura do solo provocado pelo deslocamento da amarra.



Figura 69 – Marca superficial da ruptura do solo provocado pelo deslocamento da amarra.

A Figura 70 apresenta o esquema de carregamento estático e as vistas de catenária formada no ângulo de 55°.



Ensaio de carregamento estático (ângulo - 55°)

Vista superior de catenária formada (ângulo - 55°)

Figura 70 – Esquema do carregamento estático e as vistas da catenária formada no ângulo de 55.

#### 4.4.5 Ensaio Dinâmico

Para a realização do ensaio dinâmico, previamente ao início do ensaio estático, colocou-se o esticador sobre os cabos de aço com uma pressão adequada para garantir uma boa transmissão de carga dinâmica e, fez-se a instalação do acelerômetro na mesa vibratória antes da ligação dos equipamentos dinâmicos.

Em função das cargas do caso típico apresentadas anteriormente, correspondentes às cargas que atuam no protótipo, foi definido que os ensaios dinâmicos serão realizados no ramo de carregamento e descarregamento, nos estágios de carga de 10 e 7kgf (98,10 e 68,67N). Esses estágios de carga correspondem às cargas de pico e média que se verificam no *touch down point* do caso típico e são respectivamente iguais a 6.400kN e 4.480kN.

Quando o sistema é carregado estaticamente até o estágio de carga pré-definido para a execução dos ensaios dinâmicos, apertou-se o sistema de trava para que os cabos de aço ficassem presos entre as arruelas metálicas com a finalidade de manter constante a carga de tração aplicada pelos pesos do carregamento estático. O controlador de vibração foi ativado para gerar vibração da mesa vibratória. Quando estabilizou a aceleração na mesa vibratória (menos de 10s), o sistema de aquisição de dados através do *software* LabVIEW e o controlador de vibração foram ativados para variar os níveis de frequência e aceleração e guardar os dados do ensaio dinâmico.

Os dados do ensaio foram coletados à uma taxa de 256Hz durante 360s em cada estágio de carga. A faixa de frequência utilizada foi de 1 a 8Hz dividida em 7 níveis correspondentes aos 7 níveis de aceleração. Para estabilizar a aceleração e evitar grandes deslocamentos transversais na corrente foi utilizada uma taxa de compressor de 1dB/s/Hz. A taxa de varredura foi de 0,5oct/min. Uma oitava (*octave*) é o intervalo entre dois pontos onde a frequência do segundo ponto é o dobro da frequência do primeiro. Assim, tem-se 3 oitavas no intervalo de 1 a 8Hz, como mostra a Tabela 18.

Tabela 18 – Definição da varredura através da faixa de frequência e o tempo de aquisição.

Oitava	Faixa de frequência (Hz)	Tempo (s)	Varredura
1 <sup>a</sup>	1 – 2	120	1oct/2min = 0,5oct/min
2 <sup>a</sup>	2 – 4	120	1oct/2min = 0,5oct/min
3 <sup>a</sup>	4 – 8	120	1oct/2min = 0,5oct/min

Através da mesma tabela, observou-se que a varredura acontece mais rápida nas maiores frequências fazendo com que haja uma rápida estabilização na variação dos parâmetros. Por isso, os ensaios foram realizados decrescendo os níveis programados (7 a 1), ou seja, decrescendo a frequência (8 a 1Hz) e a aceleração. Um dos parâmetros dos ensaios foi a faixa de aceleração, uma vez que foram realizados 3 ensaios com acelerações variando de  $12,19\text{m/s}^2$  a  $0,25\text{m/s}^2$  e 3 ensaios com acelerações variando de  $6,09\text{m/s}^2$  a  $0,12\text{m/s}^2$ .

Ao analisar os resultados dos primeiros ensaios dinâmicos realizados nos estágios de carga de 10 e 7kgf (98,10 e 68,67N) no ramo de descarregamento, surgiu-se a necessidade de verificar se as magnitudes de atenuação dinâmica no ramo de carregamento para os níveis de carga de 7 e 10kgf (68,67 e 98,10N) estão na mesma faixa da magnitude de atenuação estática. Assim, foram realizados novos ensaios dinâmicos em 5 estágios de carga, que correspondem a 7, 10 e 14kgf (68,67N, 98,10N e 137,34N) no ramo de carregamento e, 10 e 7kgf (98,10 e 68,67N) no ramo de descarregamento. Em todos os ângulos de referência, antes e após a execução dos ensaios dinâmicos, o tempo para a colocação e a retirada de incremento de 1kgf foi de 20s.

#### 4.4.6 Ensaios de Mini Palheta

Depois do término de todos os ensaios estáticos e dinâmicos, os ensaios de mini palheta foram realizados em no mínimo 4 pontos diferentes com objetivo de medir a variação da resistência não drenada ao longo da profundidade. Para isso, foram utilizados o equipamento de laboratório adaptado por Gauer (2010). A Figura 71 apresenta um esquema de como foram feitos os furos ao longo da extensão do tanque de ensaio.

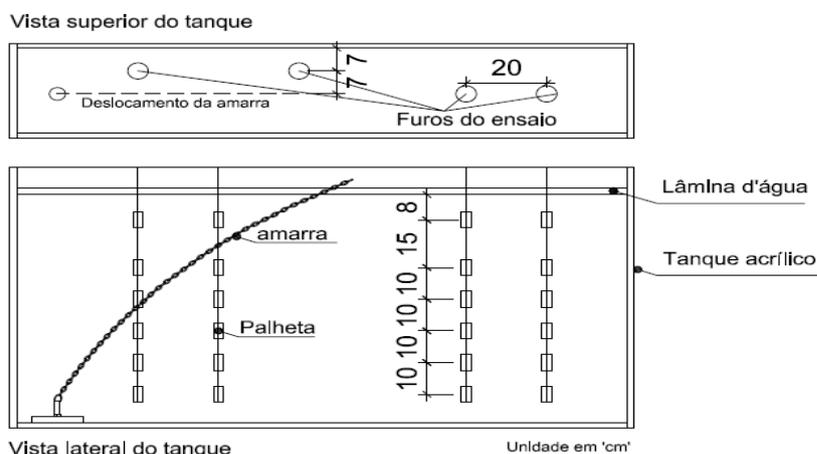


Figura 71 – Esquema da realização do ensaio de mini palheta ao longo de profundidade.

O ensaio foi executado na condição não drenada com a velocidade de  $5,4^\circ/\text{m}$  para a rotação da palheta. Para realizar ensaios em várias profundidades, foram empregadas 5 hastes de 10cm de comprimento cada e uma palheta cruciforme com um índice de aspecto (H/D) igual a 2, ou seja, o comprimento da palheta (5,10cm) mede o dobro do diâmetro da palheta (2,55cm).

Para a realização do ensaio, primeiro colocou-se o equipamento com haste de palheta sobre uma estrutura metálica previamente posicionada em cima do tanque de acrílico, em seguida, a haste de palheta foi descida através do motor de passo até o centro de palheta atingir 8cm de profundidade. Após a cravação de palheta, esperou-se aproximadamente 2min para a dissipação de provável poro-pressão gerada durante a cravação para iniciar o ensaio de mini palheta (Figura 72). Ao finalizar o ensaio no primeiro ponto do furo, a palheta foi levantada lentamente por meio de manivela até a superfície para a colocação de uma haste de 10cm e depois, foi descida para a nova posição de ensaio e, esperou-se novamente 2min antes do iniciar um novo ensaio. Esse processo foi repetido até a execução do ensaio na profundidade 63cm, onde as hastes foram retiradas e lavadas. Os procedimentos descritos acima foram repetidos em todos os furos.

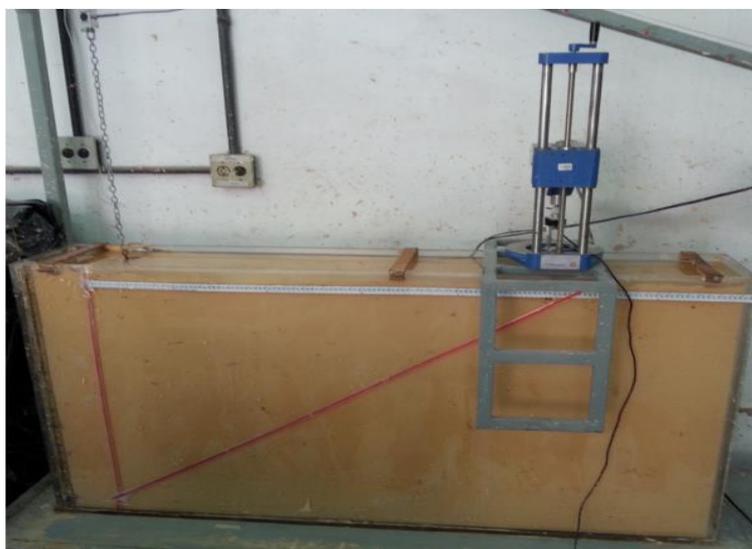


Figura 72 – Realização do ensaio de mini palheta.

De acordo com Gauer (2010), o tempo de 200s é suficiente para ocorrer a ruptura do solo quando o ensaio é executado com velocidade de  $5,4^\circ/\text{min}$ . Assim, o sistema de aquisição de dados foi programado para coletar dados durante os 200s do ensaio.

#### 4.4.7 Reutilização da argila

Devido ao efeito de tixotropia observada nesse tipo de argila (85% de caulim e 15% de bentonita), após a realização dos ensaios, a argila é retirada de dentro do tanque e colocada em recipientes para a realização de misturas de modo a quebrar as estruturas formadas durante o período de repouso da mesma, uma vez que a perturbação da argila durante os ensaios não provoca uma significativa alteração nas suas propriedades químicas e físicas que impossibilitam a sua reutilização em novos ensaios. Assim que a argila estiver totalmente homogeneizada, fez-se o enchimento do tanque, repetindo os procedimentos explicados anteriormente sem esquecer de coletar as amostras de argila para obtenção do teor de umidade de remistura.

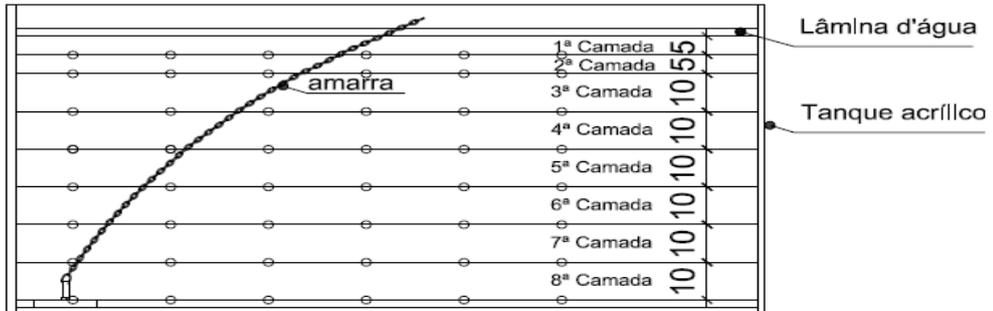
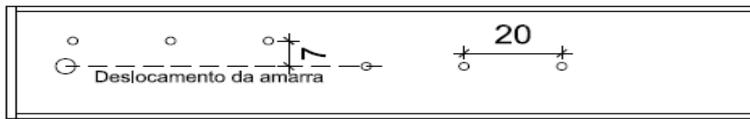
Para obter a variação de umidade da amostra ao longo de profundidade nos primeiros ensaios realizados, foram utilizados dois tubos de PVC 3/4" e 1" de diâmetros, bipartidos e com ponta biselada como tubos Shelby para retirada de amostras (Figura 73). O tubo é cravado por pressão a uma velocidade controlada manualmente.



Figura 73 – Tubos de PVC utilizados nos primeiros ensaios para a retirada de amostras de solo ao longo de profundidade.

Em várias tentativas feitas, nunca foi conseguido extrair amostra preenchendo todo o comprimento do tubo penetrado no tanque. A amostra sempre compactava e ficava de tamanho reduzido devido ao peso e espessura do tubo aliados à alta plasticidade do solo. Para contornar essa situação, decidiu-se realizar a retirada da argila dentro do tanque em camadas de modo que sejam coletadas 6 amostras por camadas para o efeito da obtenção do teor de umidade, conforme mostra a Figura 74. A coleta de amostras em diferentes profundidades permitiu traçar as curvas de umidade *versus* profundidade.

Vista superior do tanque



Vista lateral do tanque

Unidade em 'cm'

Figura 74 – Esvaziamento do tanque em camadas e a coleta de amostras.

## 5 PROCESSAMENTO DOS DADOS

GNU Octave é o *software* livre utilizado para programar os roteiros (*scripts*) com funções e comandos necessários para o processamento dos dados coletados nos ensaios e apresentar os resultados em forma de figuras e tabelas. Ele é uma linguagem computacional, desenvolvida para computação científica e possui uma interface em linha de comando para a solução de problemas numéricos, lineares e não-lineares, também é usada em experimentos numéricos.

Foram programados pelo núcleo dessa pesquisa, um conjunto de *scripts* destinados ao processamento dos dados e à apresentação dos resultados de ensaios de calibração e de carregamentos estáticos e dinâmicos.

Primeiramente, os dados do ensaio de calibração foram processados para a obtenção da curva de calibração e da matriz de calibração, que foi utilizada nos *scripts* dos carregamentos estático e dinâmico para ajustar a escala (mV para N ou kgf). Em seguida, os dados de carregamento estático foram processados para obtenção dos resultados de carregamento estático e de uma matriz  $V_0$  com os valores de tensões de referência. Por último, processou-se os dados dos ensaios dinâmicos para a obtenção dos resultados da parte dinâmica. Os itens seguintes abordam as principais ideias desses *scripts*.

### 5.1 CALIBRAÇÃO

A calibração feita na água tem por objetivo determinar a relação entre as forças aplicadas e as tensões de saída nas células de carga. Utilizando água para realizar o ensaio de calibração, considerou-se que a dissipação de carga devido à interação entre amarra-água é praticamente inexistente, razão pela qual as componentes das forças medidas na célula de carga inferior podem ser calculadas da seguinte forma:

$$F_h = F_l \sin\theta \quad (17)$$

$$F_v = F_l \cos\theta \quad (18)$$

onde:

$F_h$  e  $F_v$  – componentes horizontal e vertical da força medida na célula inferior, respectivamente;

$F_I$  e  $F_S$  – forças de tração medidas nas células de carga inferior e superior, respectivamente.

O processamento dos dados começa com o carregamento e a leitura de todos os dados armazenados pelo sistema de aquisição de dados. Depois, por meio de um filtro passa banda, esses dados foram filtrados com banda passante de 0 a 10Hz de modo a eliminar os ruídos provenientes do meio. Um filtro passa banda ou passa faixa é um processo numérico que permite a passagem das frequências de uma certa faixa e rejeita as frequências fora dessa faixa.

O tempo total de aquisição de dados para cada ângulo de referência nos ensaios de calibração foi de 600s que foi o tempo necessário para realizar o ciclo de carregamento e descarregamento. Devido ao atraso que pode surgir devido à falta de sincronia entre o cronômetro e o sistema de aquisição no início do ensaio, foram eliminados dois segundos no tempo total de aquisição, sendo que 1s no início e 1s no final do ensaio.

Os resultados ( $\text{kgf} \times \text{V}$ ) em forma de degraus apresentados na Figura 75 correspondem uma sequência de incrementos de cargas e descargas realizadas, sabendo-se que ao aumentar a carga os valores de tensão lidas nas células de carga aumentam.

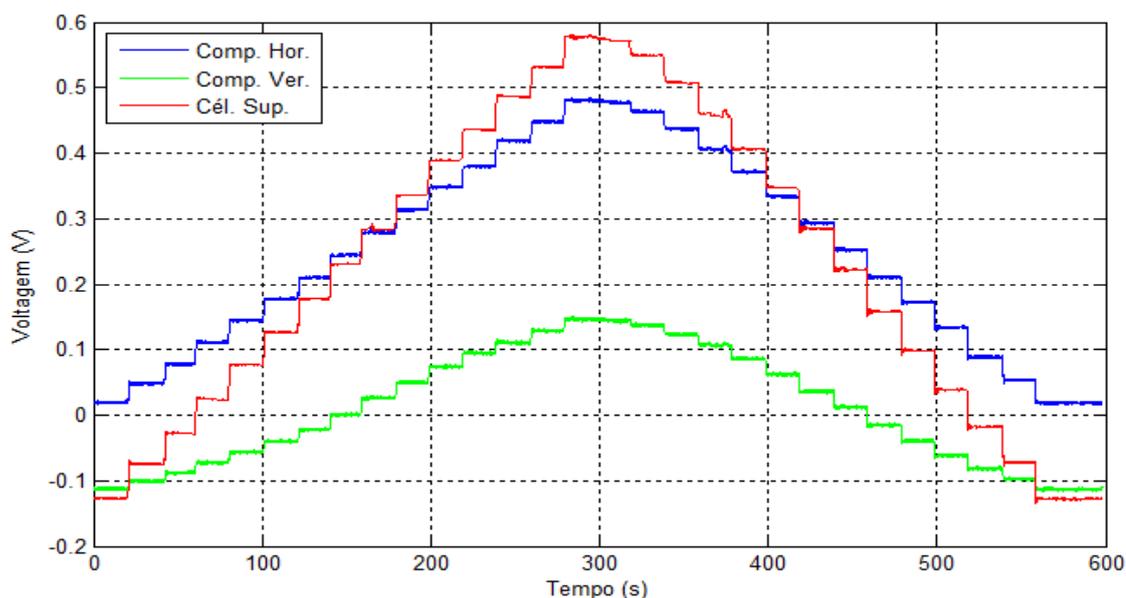


Figura 75 – Representação em forma de  $V \times t$  de um ciclo de carga e descarga realizada no ângulo de  $55^\circ$ .

Para determinar os pontos da mudança de carregamento, primeiramente, as séries temporais da célula de carga superior foram suavizadas duas vezes através da média móvel com janela retangular, com a largura da janela igual ao incremento do tempo ( $\Delta t = 400/29/50$ ).

Uma técnica adotada para determinar o instante de mudança de carga foi derivar a série temporal mostrada na Figura 75 com objetivo de obter os picos que representam a derivada de da reta aproximadamente vertical (espelhos da escada, Figura 75), como mostra a Figura 76.

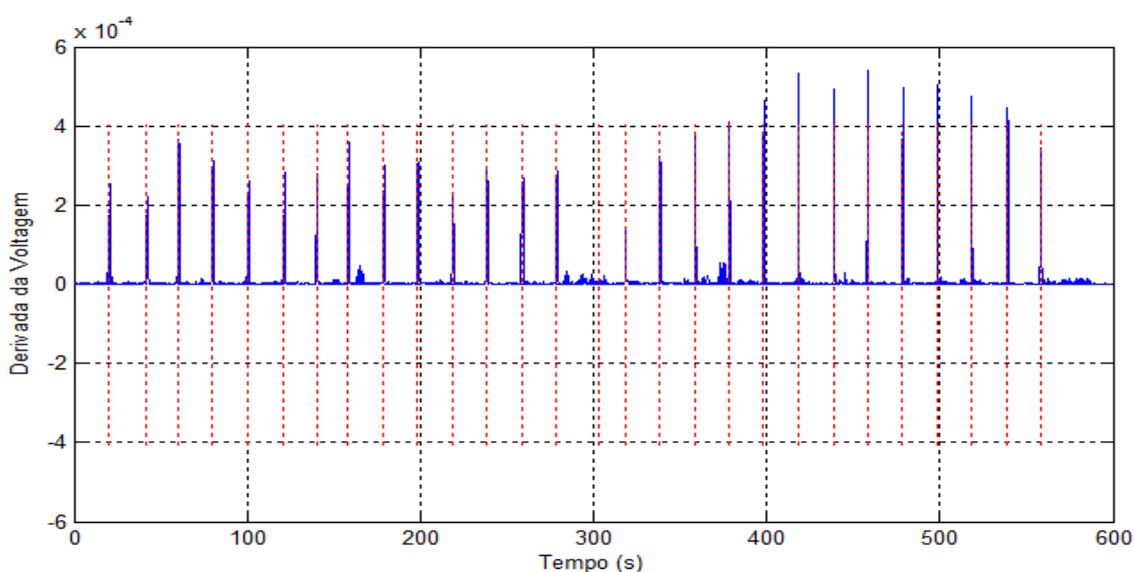


Figura 76 – Derivada da tensão representando os pontos de mudança de carregamento.

Depois de conhecer os instantes de mudança de carregamento, foram calculados os valores médios de tensões correspondentes a cada estágio de carga e descarga, desprezando os três segundos iniciais e três finais em cada estágio. Sabendo que ausência de carga deve resultar em leituras nulas de tensão nas células de carga, os valores médios de tensões anteriormente calculados foram subtraídos da média das tensões lidas nos estágios de cargas nulas, como mostra a Equação (19):

$$V_i = \bar{V}_i - \frac{V_{0,\text{carregamento}} + V_{0,\text{descarregamento}}}{2} \quad (19)$$

Os resultados lidos em mV nas células de carga inferior e superior foram multiplicados por 1000 e depois plotados em função da carga aplicada em kgf (Figura 77).

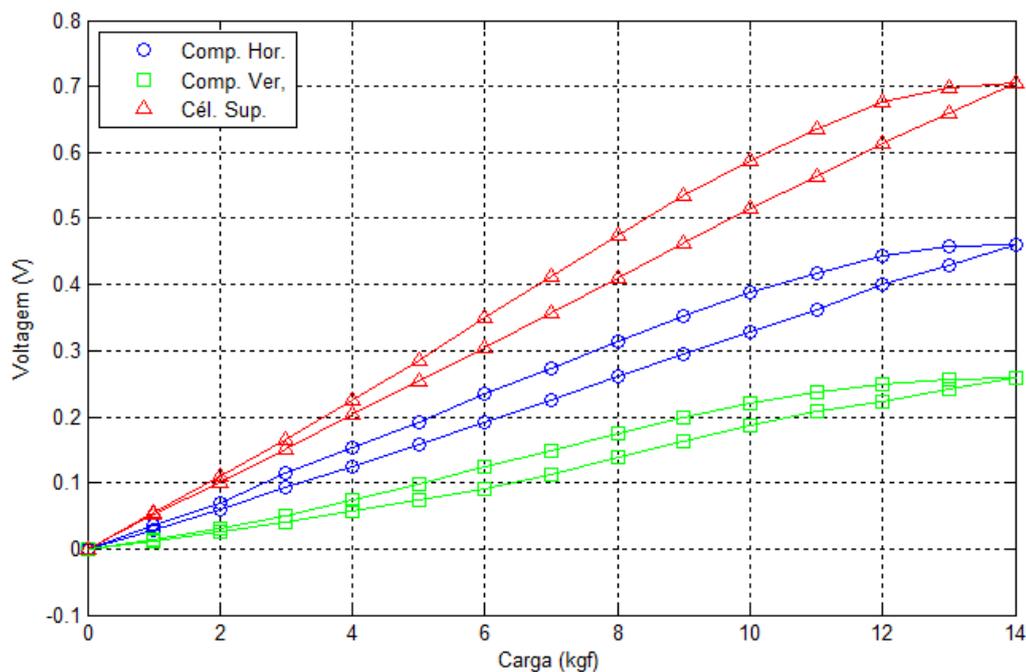


Figura 77 – Curva de calibração carga *versus* tensão no ângulo de 55°.

A partir dos valores da Figura 77, matriz de calibração foi determinada através da expressão abaixo:

$$\vec{F} = M \vec{V} \quad (20)$$

onde

$\vec{F}$  – vetor de forças aplicadas nas células de carga, em kgf;

$\vec{V}$  – vetor de tensões lidas nas células de cargas, em V.

$$\vec{F} = [F_h \quad F_v \quad F_s]^T \quad (21)$$

e

$$\vec{V} = [V_h \quad V_v \quad V_s]^T \quad (22)$$

A matriz de calibração obtida a partir dos dados de calibração e que foi utilizado no processamento dos dados de carregamento estático e dinâmico está apresentada abaixo.

$$[M] = \begin{bmatrix} 0,2545 & -0,0097 & 0 \\ -0,0435 & 0,3843 & 0 \\ 0 & 0 & 0,1986 \end{bmatrix}$$

A partir da Figura 78, pode-se observar que as considerações feitas permitiram obter com grande precisão a relação entre a força aplicada e a força lida nas células de carga inferior e superior.

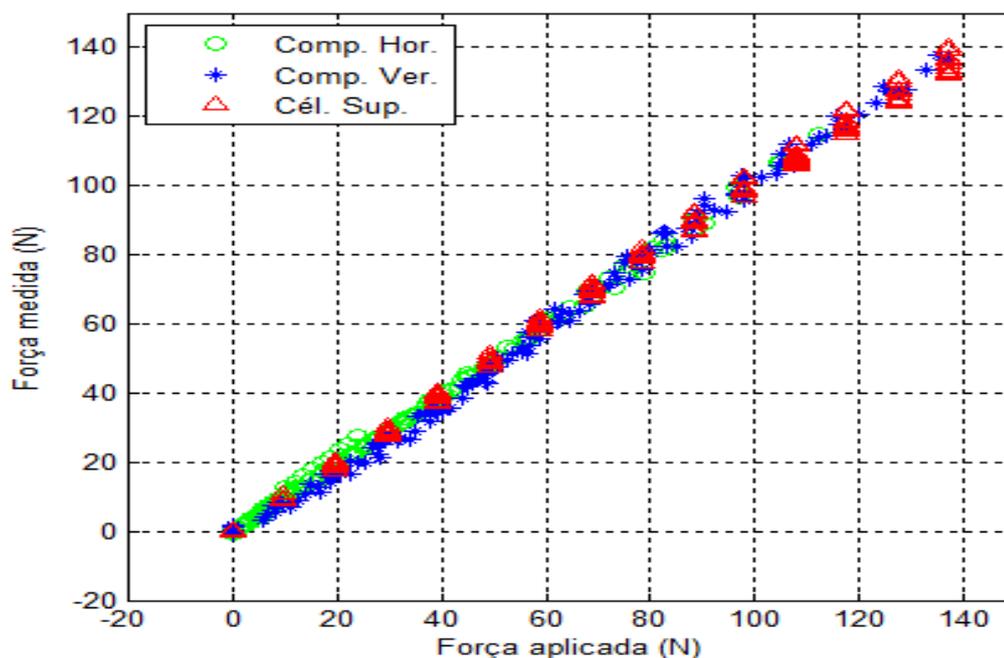


Figura 78 – Curva que representa a relação entre a força aplicada e a força lida.

## 5.2 ENSAIO ESTÁTICO

Para o processamento dos dados coletados nos ensaios de carregamento estático, primeiramente fez-se o carregamento e a leitura de todos os dados armazenados pelo sistema de aquisição de dados e a leitura da matriz de calibração.

As etapas de filtragem dos dados, a determinação dos pontos de mudança de carregamento e o ajuste de tabela dos resultados foram realizadas seguindo os procedimentos descritos no item de calibração. Após a realização dessas etapas, os valores das forças em V foram convertidos para N da seguinte forma:

$$\vec{F}(N) = \left( \frac{1000 \text{ M}}{9,81} \right) \vec{F}(V) \quad (23)$$

Os valores da atenuação estática e atenuação estática normalizada foram calculados de acordo com as equações 1 e 2 enquanto que os valores da força de tração lida na célula inferior e os de ângulos medidos na célula inferior foram calculados através das seguintes equações:

- força de tração na célula de carga inferior:

$$F_I = \sqrt{F_h^2 + F_v^2} \quad (24)$$

- ângulo na âncora, medido na célula inferior, em graus:

$$\beta = \text{atan} \left( \frac{F_h}{F_v} \right) \left( \frac{180}{\pi} \right) \quad (25)$$

### 5.3 ENSAIO DINÂMICO

O processamento dos dados do ensaio dinâmico iniciou com o carregamento e a leitura de todos os dados obtidos nos ensaios. Em seguida, foi realizada a leitura do arquivo zero gerado no script de ensaio estático e a leitura de matriz de calibração.

A etapa de filtragem dos dados segue o mesmo procedimento descrito no *script* de calibração. O tempo total de aquisição dos dados do ensaio dinâmico, em cada ângulo de referência foi de 360s e, para eliminar os possíveis erros devido os atrasos na estabilização de aceleração e falta de sincronia entre o cronômetro e o momento do início do ensaio, foram desprezados os cinco primeiros segundos iniciais e os cinco últimos segundos no tempo total de aquisição.

Os valores finais das tensões lidas nas células de carga foram obtidos subtraindo os valores iniciais medidos nessas células pelos valores de tensões de referência obtidos no ensaio de carregamento estático. A Figura 79 apresenta os valores das cargas lidas em kgf nas células de carga, ao longo do tempo da aplicação da carga dinâmica.

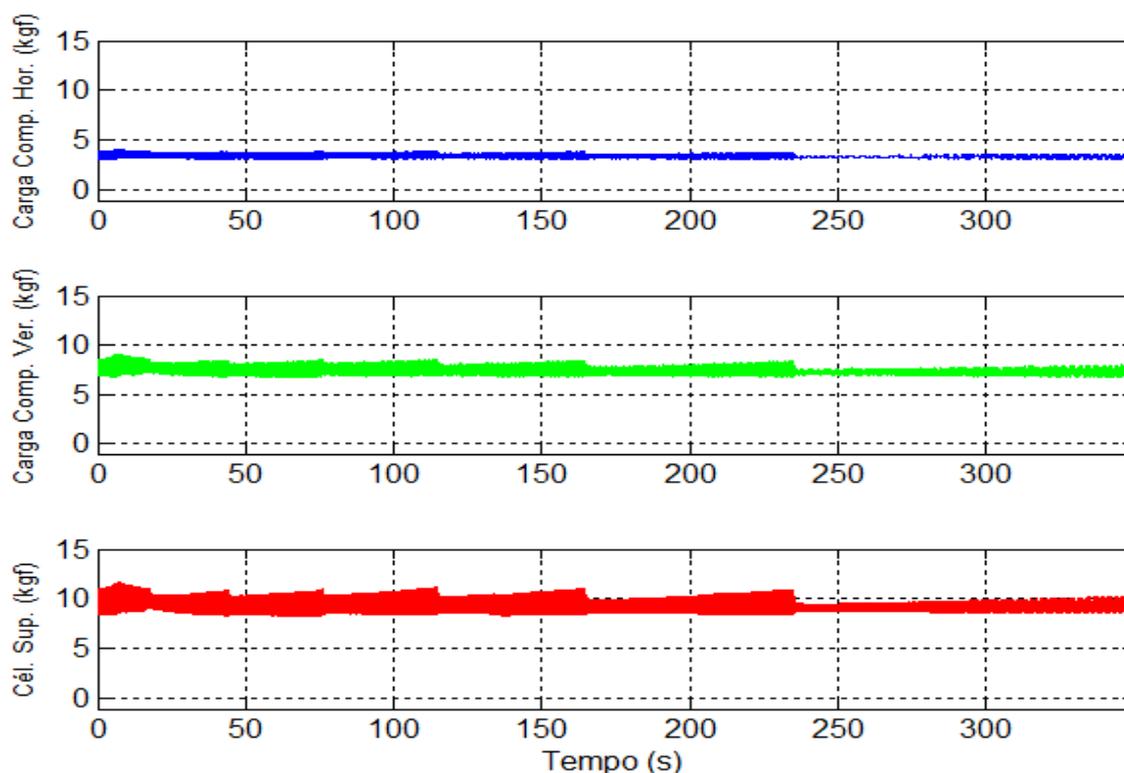


Figura 79 - representação das curvas carga *versus* tempo, ensaio dinâmico em 7kgf e ângulo de referência de 55°.

Com objetivo de analisar os resultados em termos de frequência de modo a obter as informações que permitem descrever o comportamento da carga em função da frequência, primeiramente, foram calculadas a força dinâmica total medida na célula de carga inferior e as médias das cargas lidas nas células de carga inferior e superior durante o intervalo de tempo da realização do ensaio. A flutuação da carga dinâmica inicial corresponde a diferença entre a força dinâmica total e a média da força dinâmica total no intervalo do tempo da realização do ensaio, como mostram as seguintes equações:

$$\tilde{F}_{I,d}(t) = F_{I,d}(t) - \bar{F}_{I,d} \quad (26)$$

$$\tilde{F}_{S,d}(t) = F_{S,d}(t) - \bar{F}_{S,d} \quad (27)$$

onde:

$\tilde{F}_{I,d}(t)$  e  $\tilde{F}_{S,d}(t)$  – flutuação da carga dinâmica nas células inferior e superior, respectivamente;

$F_{I,d}(t)$  e  $F_{S,d}(t)$  – força dinâmica total medida nas células inferior e superior, respectivamente;

$\bar{F}_{I,d}$  e  $\bar{F}_{S,d}$  – média da força dinâmica total medida no intervalo de tempo da realização de ensaio, nas células inferior e superior, respectivamente

Tendo em conta que a raiz quadrada da integral (área total sob a) função densidade espectral é igual ao valor rms de um sinal, aplica-se este conceito à densidade espectral de cada um dos 40 segmentos sucessivos do sinal da varredura, exemplificada na Figura 80, para obter-se a amplitude da parte flutuante das forças medidas ( $\tilde{F}_{I,d}(t)$  e  $\tilde{F}_{S,d}(t)$ ).

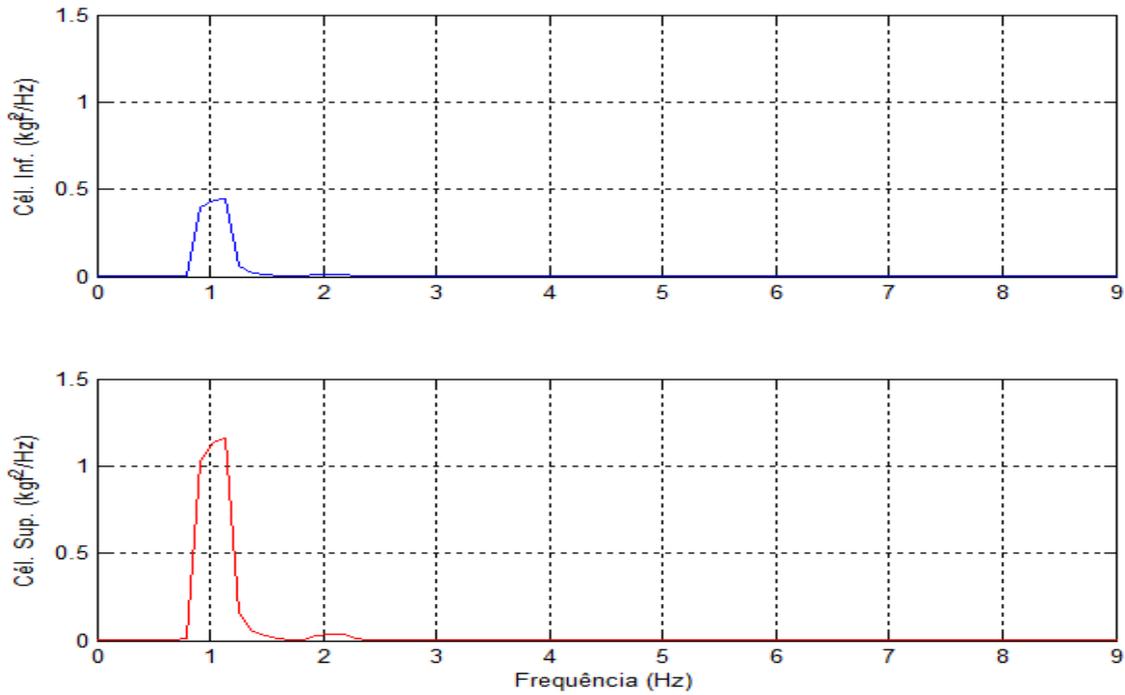


Figura 80 – Curva de densidade espectral, ensaio dinâmico em 7kgf e ângulo de referência de 55°.

Isso é matematicamente expresso como:

$$\int S_{F_{I,d}}(f) df = \sigma_{F_{I,d}}^2 \quad (28)$$

$$\int S_{F_{S,d}}(f) df = \sigma_{F_{S,d}}^2 \quad (29)$$

Os valores de atenuação dinâmica e atenuação dinâmica normalizada são calculados da seguinte forma:

- Força dinâmica medida na célula inferior

$$F_{I,d} = \sigma_{F_{I,d}} \quad (30)$$

- Força dinâmica medida na célula superior

$$F_{S,d} = \sigma_{F_{S,d}} \quad (31)$$

Os resultados de força dinâmica medida na célula de carga superior podem ser vistos nas Figuras 37 e 38 apresentados anteriormente.

- Atenuação dinâmica

$$\Delta F_d = \sigma_{F_{S,d}} - \sigma_{F_{I,d}} \quad (32)$$

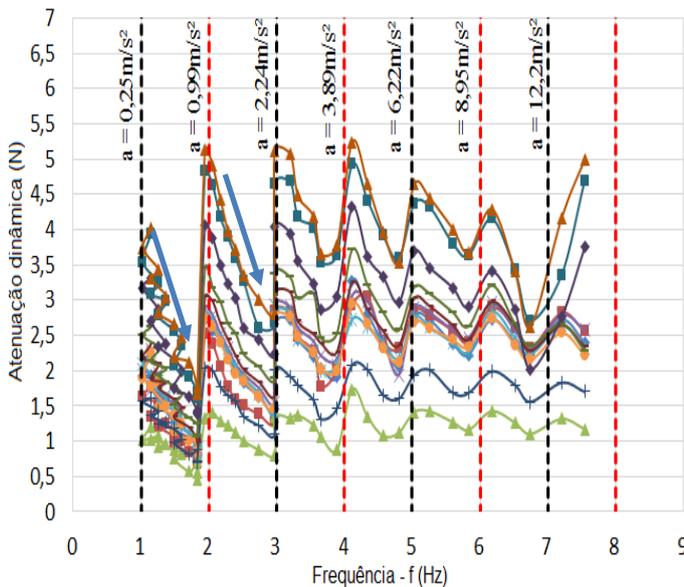
Os valores de atenuação dinâmica calculados nos ensaios B e C nos estágios de carga de 7 e 10kgf (68,67 e 98,10N) estão apresentados respectivamente, nas Figuras 81 e 82.

- Atenuação dinâmica normalizada

$$\zeta_d = \frac{\sigma_{F_{S,d}} - \sigma_{F_{I,d}}}{\sigma_{F_{S,d}}} \quad (33)$$

Apresentação e análise dos resultados de atenuação dinâmica normalizada foram apresentados no item 8.1.

Ensaio B – força de pré-tração de 7kgf (68,67N).



Ensaio B – força de pré-tração de 10kgf (98,10N).

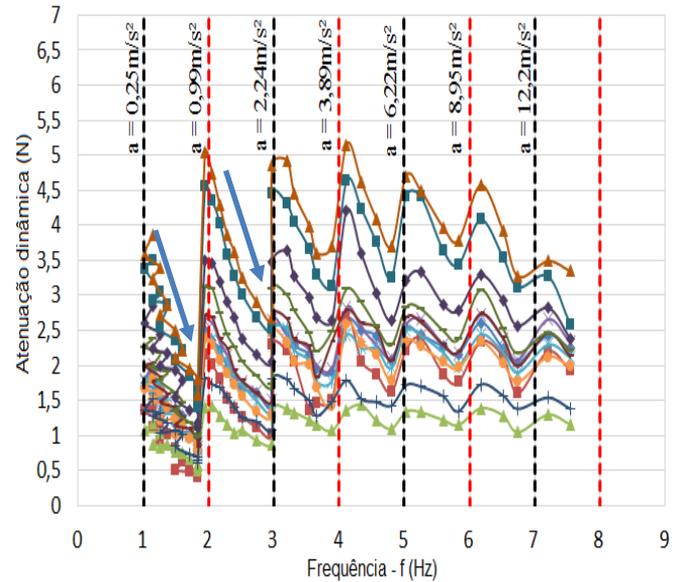


Figura 81 – Relação entre atenuação dinâmica e frequência do sistema – aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s<sup>2</sup>.

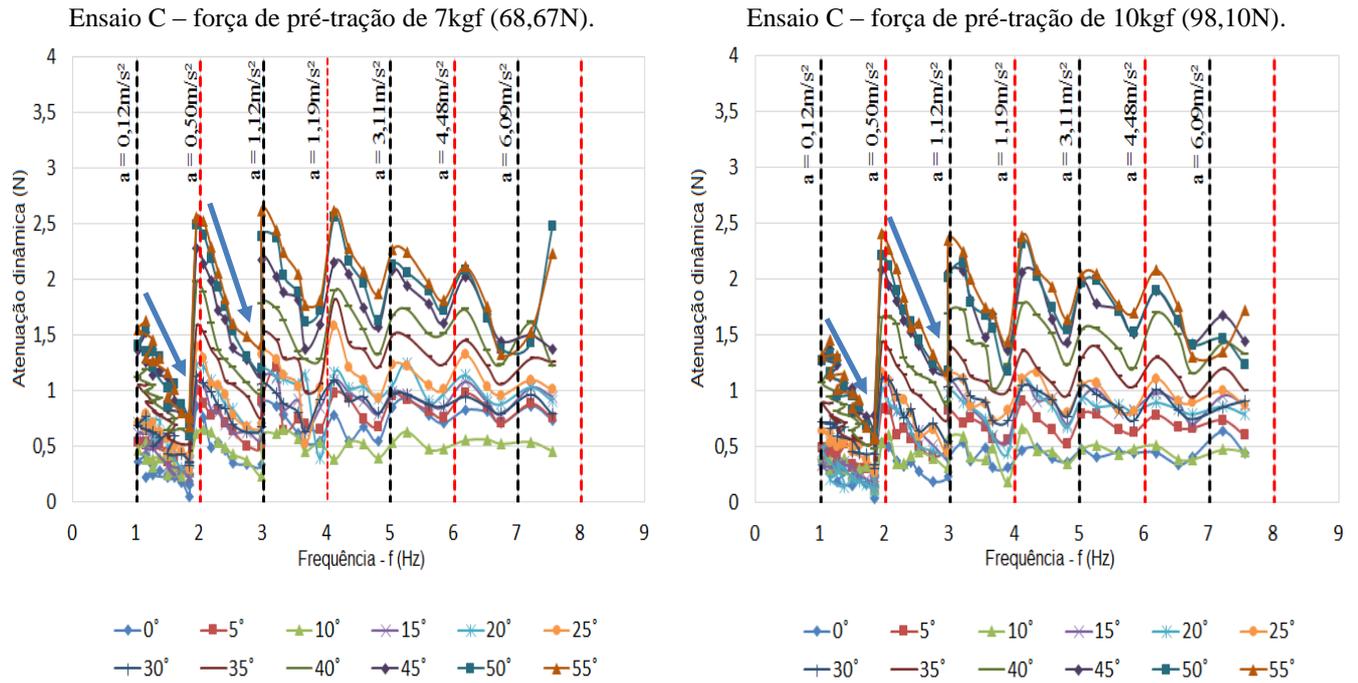


Figura 82 – Relação entre atenuação dinâmica e frequência do sistema – aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s<sup>2</sup>.

## 6 RESULTADOS E ANÁLISES DO COMPORTAMENTO DA ARGILA

Neste capítulo, primeiramente, serão apresentados os resultados dos ensaios realizados com objetivo de estimar os valores característicos de resistência da argila resultante da mistura caulim e bentonita, no que se refere a variação de umidade ao longo da profundidade, variação da resistência não drenada e a sua normalização para uma mistura com teor de umidade de 120%. Também foi apresentado uma análise do comportamento reológico da mistura durante a realização dos ensaios estáticos e dinâmicos.

Os resultados de resistência não drenada obtidos nessa pesquisa foram comparados com os da Rocha (2014) para teores de umidade de 100% e 120% e com os resultados do caso típico da de argilas da costa brasileira estabelecidos pela Petrobras. Alguns dos ensaios foram realizados com velocidades diferentes de rotação de palheta como forma de verificar a influência dessas velocidades nos resultados da resistência não drenada da mistura utilizada.

A bentonita como sendo um argilomineral, apresenta alto teor de umidade e expansibilidade, adquirindo uma condição plástica para teores de umidades elevadas quando comparadas com o caulim. Essas propriedades de bentonita influenciaram na variação de teor de umidade da mistura, durante e após a moldagem da argila, o que acaba refletindo na resistência não drenada do solo. Para analisar o efeito da tixotropia em relação ao ganho da resistência não drenada ao longo do tempo, será apresentado o resultado do ensaio de resistência não drenada realizado em uma amostra argilosa deixada no estado de repouso durante 11 dias.

### 6.1 Variação da umidade ao longo da profundidade

A umidade teórica das misturas de argila foi de 120%, porém a umidade real das mesmas ficou em torno de  $120\% \pm 1,5\%$ . Depois de remisturar a argila para fazer a reutilização da mesma, a variação da umidade aumentou para  $\pm 2\%$  devido à lâmina de água utilizada na superfície do solo para evitar a perda de umidade durante o período de repouso da argila. Em todas as fases da mistura e remistura, foi tomado sempre o cuidado de evitar a perda e o ganho da umidade, tentando sempre trabalhar com umidade em torno de  $120\% \pm 2\%$ .

A Figura 83 apresenta a variação média de umidade ao longo da profundidade para ensaios denominados A (3 dias de repouso), B e C (2 dias de repouso). As curvas correspondem as médias dos resultados de 6 pontos realizados para cada ensaio, conforme explicado anteriormente.

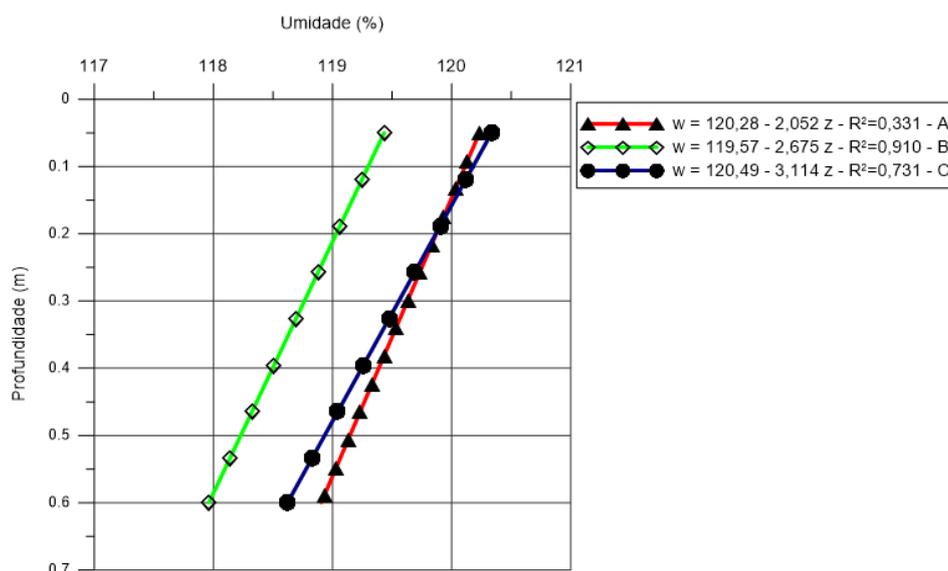


Figura 83 – Variação média da umidade ao longo de profundidade, para ensaios A, B e C.

Pela Figura 83 percebe-se que a umidade média em todos os ensaios decresce com a profundidade. Embora as curvas dessas umidades sejam diferentes, observa-se que essas diferenças não são muito significativas, tendo as taxas de redução de 2,05%/m (A), 2,67%/m (B) e 3,11%/m (C), como mostra a inclinação das retas. Dependendo do tempo de repouso das argilas, observa-se durante a retirada da mesma dentro do tanque para a realização da remistura, uma mudança na sua estrutura ao longo do tempo, perdendo as características de plasticidade e apresentando estruturas com pequenas fissuras. Esse comportamento, pode ser atribuído as reações químicas dos argilominerais de bentonita, que continuaram o seu processo durante o período de repouso da argila. Ou seja, o processo de reações químicas dos argilominerais de bentonita continuam ao longo de tempo, absorvendo assim mais água da mistura e mudando as propriedades de plasticidade do solo.

Devido às características tixotrópicas dessa argila, ao executar a remistura, mexendo as mesmas com as mãos durante algum período de tempo, percebe-se claramente a perda de toda a estrutura formada durante o período de repouso, proporcionando assim, uma argila com as propriedades (plasticidade e umidade) idênticas às da argila obtida na primeira mistura. Isso se deve à capacidade tixotrópica da argila em reverter às propriedades iniciais da mistura.

## 6.2 Resistência não drenada

A resistência oferecida pelo solo ao deslocamento da corrente quando sujeita às deformações devido à aplicação de uma força é dependente da resistência não drenada ( $S_u$ ). Um solo com maior resistência não drenada provoca mais atrito entre a corrente e o solo quando comparado com um solo com menor resistência, para um mesmo valor de deformação.

Os valores de  $S_u$  foram determinados através de ensaios realizados com períodos de repouso inferiores a 3 dias, em argilas com teor de umidade em torno de 120%, conforme indicado na Tabela 19.

Tabela 19 – Velocidade de rotação de palheta e tempo de repouso da argila, dos ensaios realizados para determinação da resistência não drenada.

Ensaio	Velocidade de rotação da palheta – rps → °/min	Tempo de repouso da argila – dias
B	0,015 → 5,4	1
C	0,015 → 5,4	2
C'	0,0025 → 0,9	2
D'	0,0025 → 0,9	3
Rocha (2014) – 120%	0,015 → 5,4	1

Em um estudo em andamento no LEGG, utilizando uma argila com as mesmas propriedades da argila utilizada na presente pesquisa, observou-se que a velocidade de rotação de palheta de 0,015rps garante o cisalhamento do solo em condição não drenada. Para analisar a influência dessa velocidade em relação a condição de cisalhamento do solo no modelo reduzido, foram executados ensaios com velocidades de 0,015rps e 0,0025rps. A velocidade 0,0025rps é o resultado da redução em escala de 1:6,32 (escala da velocidade no modelo reduzido) da velocidade de 0,015rps.

Os valores da resistência não drenadas medidas nos ensaios de palheta foram calculados através da expressão:

$$S_u = \frac{0,86 \tau}{\pi D^3} \quad (34)$$

onde

$S_u$  – resistência não drenada, em kPa;

$\tau$  – torque máximo medido durante o ensaio, em kNm;

$D$  – diâmetro da palheta, em m.

A Figura 84 apresenta as curvas da variação média da resistência não drenada de pico para os ensaios realizados com velocidade de rotação de palheta de 0,015rps e 0,0025rps, bem como a curva que representa a variação da resistência não drenada ao longo de profundidade do caso típico fornecido pela Petrobras. O atrito das hastes foi descontado do valor final da resistência não drenada.

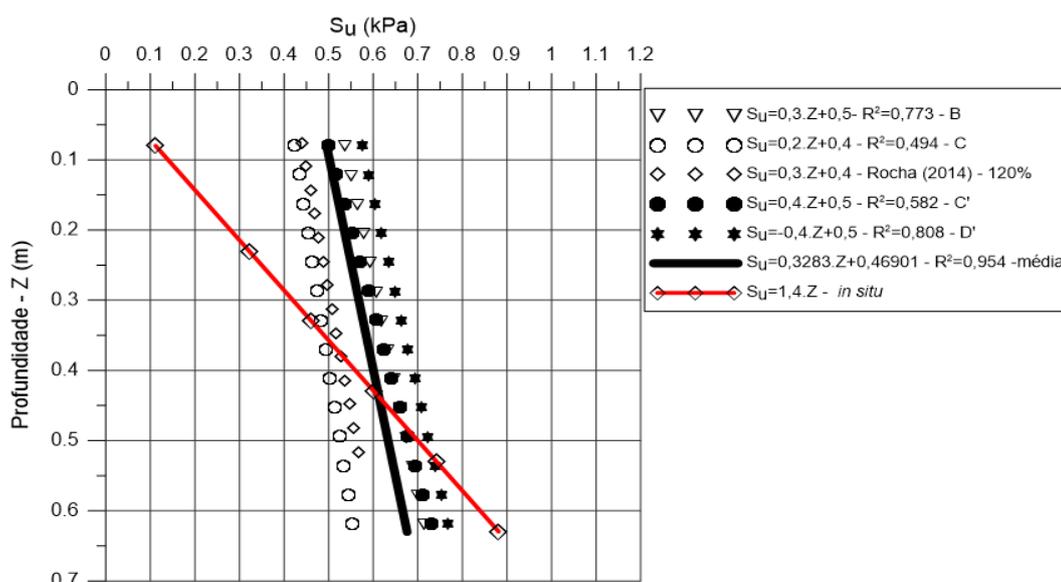


Figura 84 – Variação média da resistência não drenada ao longo da profundidade (consultar Tabela 20).

Observa-se na Figura 84 uma taxa de crescimento aproximadamente igual da resistência não drenada ao longo da profundidade para todos os ensaios realizados. Os ensaios realizados à velocidade de 0,015rps produziram resistências não drenadas inferiores às obtidas a velocidade de 0,0025rps. Considera-se portanto que o valor de 0,015rps representa a condição da resistência mínima, não drenada, enquanto velocidades maiores (0,0025rps) apresentam parcela viscosa na resistência mobilizada durante o ensaio.

Pela Figura 84 concluiu-se também que a faixa de variação dos resultados de  $S_u$  é pequena, assim, pode-se adotar uma média da resistência não drenada a partir dos limites inferior e superior de todos os ensaios executados no intervalo de tempo menor de 3 dias com velocidades de rotação de palheta de 0,015rps.

Os valores de  $S_u$  medidos no tanque são da mesma ordem de grandeza dos valores medidos *in situ*, porém a distribuição com a profundidade é distinta. Ressalta-se que o solo no tanque está em processo de adensamento por peso próprio da argila e, como consequência, a taxa de acréscimo de  $S_u$  com a profundidade é inferior à de campo. Na superfície a resistência é maior que à de campo e na média os valores de  $S_u$  são da mesma ordem de magnitude, cumprindo os objetivos da pesquisa de reproduzir as condições de campo a baixos níveis de tensões. A expressão que representa a variação da resistência não drenada ao longo da profundidade é descrita da seguinte forma:

$$S_u = S_{u0} + k z \quad (35)$$

A magnitude dos parâmetros  $S_{u0}$  (kPa) e  $k$  (kPa/m) influenciam nos resultados dos ensaios de carregamento estático e dinâmico, uma vez que controlam o deslocamento da corrente e a curvatura da catenária.

Comparando os resultados dos ensaios com o do caso típico fornecido pela Petrobras, observa-se que no trecho de 0 – 0,35m, os valores da resistência não drenada obtidos nos ensaios são maiores que o do caso típico, enquanto que no trecho de 0,35 – 0,53m, os valores da resistência não drenada para os dois casos se encontram na mesma faixa. Para profundidades maiores de 0,53m, a resistência não drenada do caso típico é maior do que as obtidas nos ensaios.

Para analisar o efeito da tixotropia no ganho da resistência não drenada, foi realizado ensaio de mini-palheta com a velocidade de 0,015rps, na argila A depois de estar no estado de repouso por um período de 11 dias. A Figura 85 apresenta os resultados dos ensaios realizados na presente pesquisa, os da Rocha (2014) para teores de umidade de 100 e 120% e o do caso típico fornecido pela Petrobras.

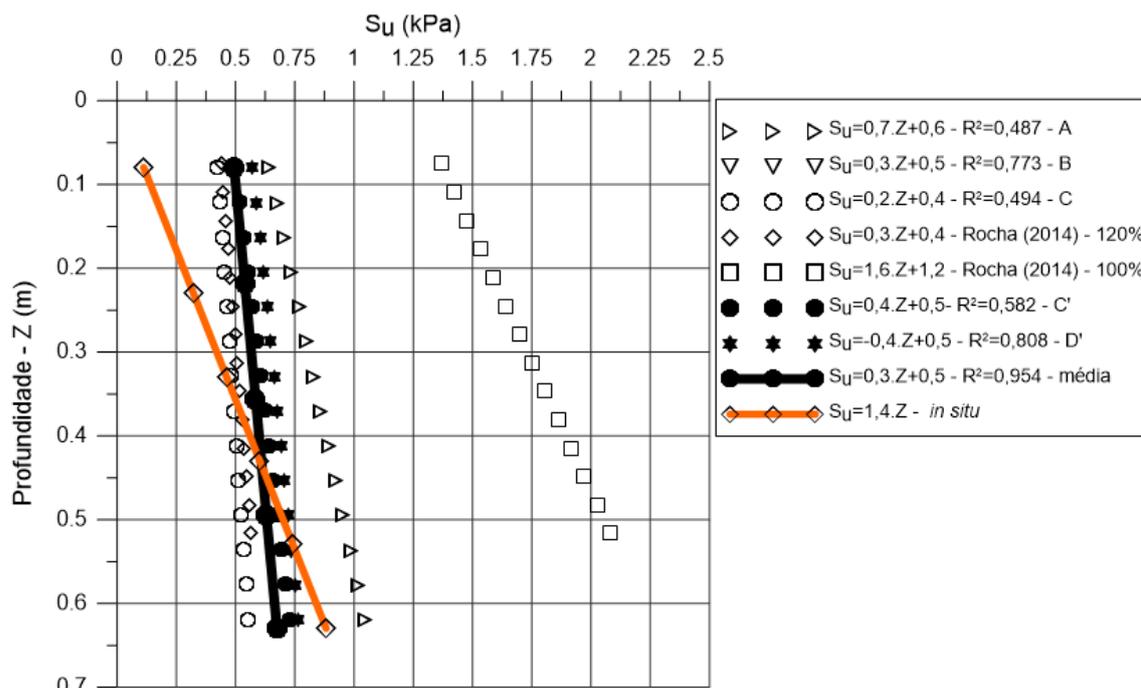
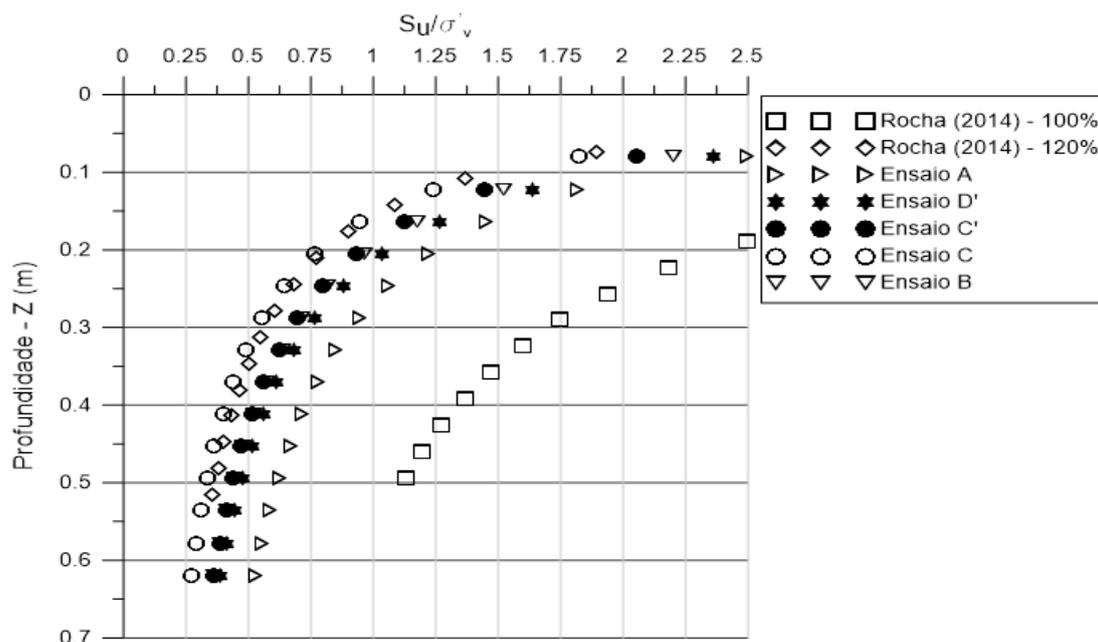


Figura 85 – Variação média das resistências não drenadas ao longo de profundidade para argilas com diferentes tempos de repouso e umidades (consultar Tabela 19).

Analisando esses resultados, chega-se as mesmas conclusões apresentadas por Rocha (2014), que o aumento do valor da resistência não drenada com a diminuição do teor de umidade é decorrente do aumento do tempo de repouso da argila. Esse aumento resulta do processo de adensamento da argila e de maior interligação nas estruturas da argila através das reações químicas (e.g. Folque, 1961). Esses fenômenos atuam favoravelmente para o aumento da resistência não drenada da argila quando condições de estabilidade da argila forem mantidas.

O aumento do tempo de repouso para 11 dias provocou um ganho de resistência não drenada da argila quando comparado com os valores da resistência não drenada para 2 a 3 dias de tempo de repouso. A normalização da resistência não drenada é apresentada na Figura 86, onde os valores de  $S_u$  foram divididos pela tensão efetiva do solo.



A partir da Figura 86 observa-se que a resistência não drenada normalizada diminui ao longo da profundidade em todos os ensaios realizados. Nos ensaios realizados com velocidade de rotação da palheta igual a 0,015rps, nota-se que a resistência normalizada tende a 0,25, que é o resultado esperado para argilas normalmente adensadas segundo o modelo CamClay. Nos ensaios realizados com velocidades de 0,0025rps, o valor normalizado tende a 0,35 para profundidade de 0,63m.

O ensaio executado na argila deixada no estado de repouso por um período de 11 dias com objetivo de analisar o efeito da tixotropia, observa-se que a curva tende a 0,5 para maiores profundidades, enquanto que curva da argila com teor de umidade de 100% tende a 1 para maiores profundidades.

Foi considerada que a tensão efetiva varia linearmente com o aumento da profundidade, sendo que é igual a zero na superfície da argila. Com essa consideração é de esperar que a resistência normalizada assume valores altos na superfície da argila, uma vez que a resistência não drenada não tende ao zero na superfície.

Finalmente, na Figura 87 apresentam-se os resultados médios de resistência não drenada e a normalização da mesma, para argilas com teores de umidade de 100 e 120%.

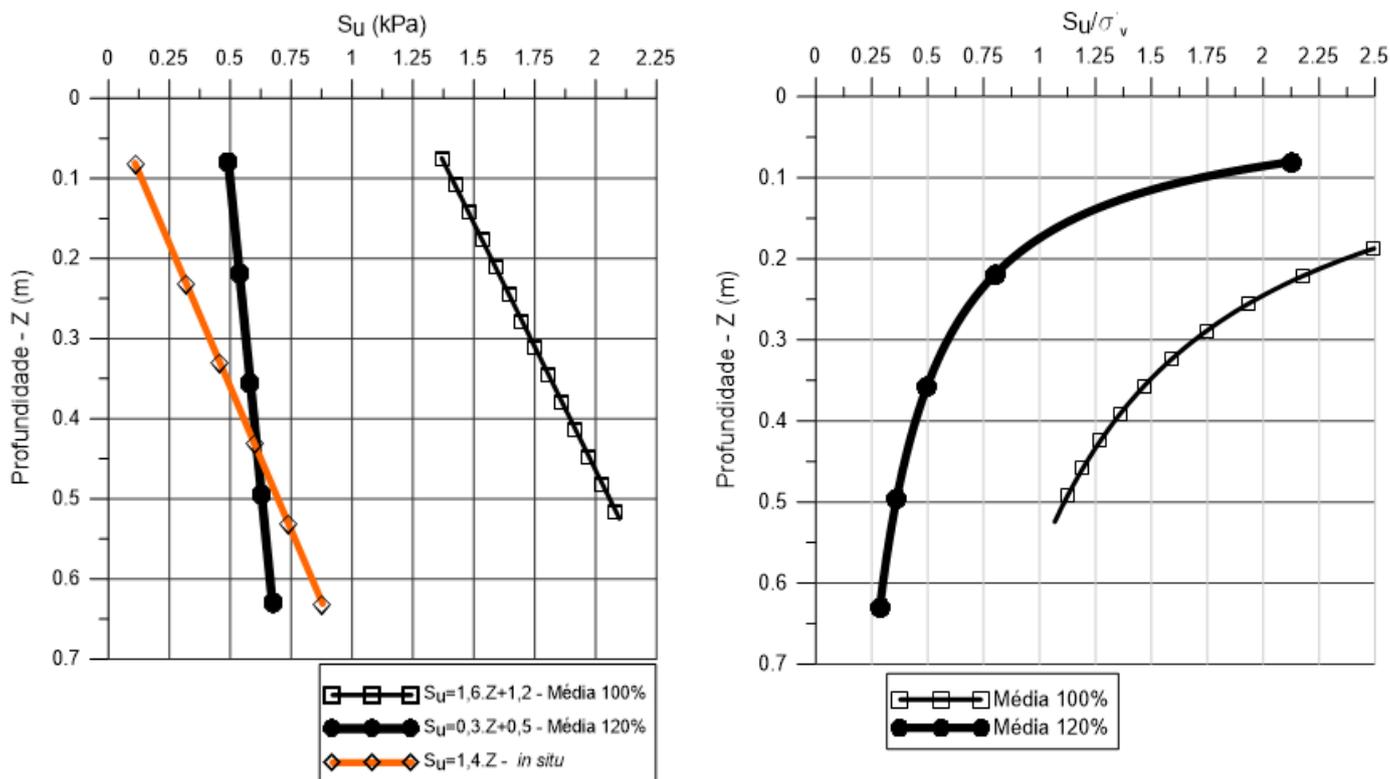


Figura 87 – Resultados da resistência não drenada e a normalização da mesma, para argilas com teores de umidade de 100 e 120%.

### 6.3 Comportamento Reológico da Argila

Durante a realização dos ensaios de carregamento estático e dinâmico os deslocamentos da corrente na superfície do solo foram monitorados. Quando aplicados incrementos de carga, a corrente é tracionada e, dependendo da intensidade dessa carga, ocorre deslocamento da corrente provocando deformações do solo, e conseqüentemente arraste que descreve a trajetória da corrente, como mostra a Figura 88.

A espessura dessa ranhura é mais perceptível na superfície da amostra de solo. Ao exumar a amostra verifica-se que esta ranhura reduz com a profundidade, formando a catenária típica de sistemas de ancoragem. A água colocada na superfície da argila para evitar a perda da umidade, penetra nessa ranhura, embora seu volume e profundidade não sejam definidos.

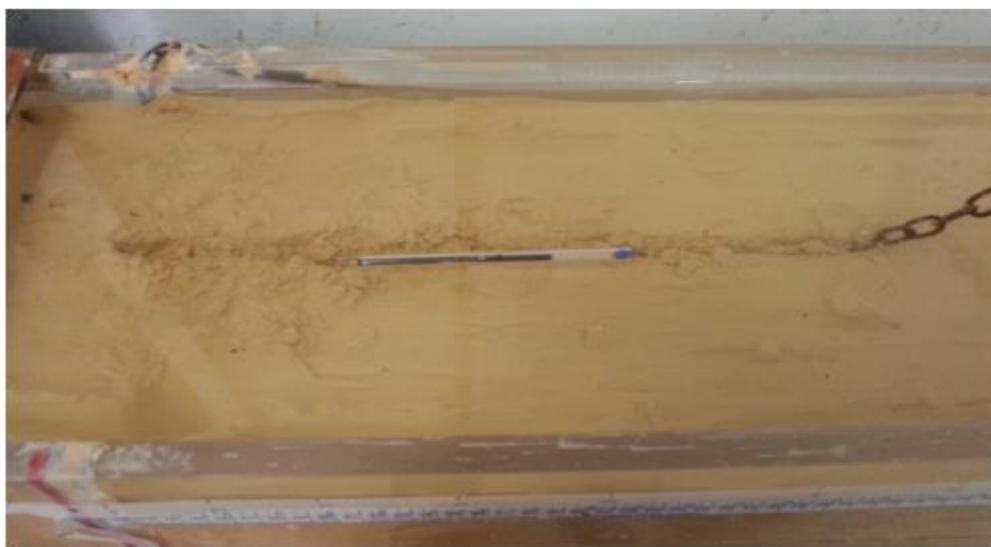


Figura 88 – Ranhura na superfície do solo provocada pelo deslocamento da corrente.

No ângulo  $0^\circ$  não ocorre o deslocamento lateral da corrente em função da verticalidade do carregamento. O deslocamento lateral da corrente começa a ser percebido a partir do ângulo de referência de  $10^\circ$ , e aumenta com o aumento dos ângulos de referência.

Devido às características da argila, observa-se que existe uma carga mínima aplicada que faz deslocar a corrente, provocando deformações no solo, sendo que essa carga depende essencialmente da resistência não drenada da argila ( $S_{u0}$ ) na superfície, do ângulo de incidência da corrente na argila e da configuração geométrica da corrente.

Durante a realização dos ensaios nota-se claramente que, após a mudança do ângulo de referência, quando o incremento da carga aplicado é maior que a resistência do solo, ocorre um deslocamento rápido da corrente até atingir a sua posição de equilíbrio. Com a nova solicitação, ao trocar de ângulo, a corrente busca uma nova condição de equilíbrio. Da mesma forma, percebe-se que a intensidade da carga aplicada influencia tanto na mobilização do atrito solo-corrente, como no deslocamento e na curvatura da corrente.

A relação entre o deslocamento da corrente e a carga aplicada não é linear, principalmente nas cargas mais baixas, onde se verifica que, nos primeiros incrementos (menor de  $2\text{kgf}=19,62\text{N}$ ) a corrente praticamente não se desloca. A mobilização completa da resistência do solo, expressa por uma relação aproximadamente linear entre a carga aplicada e o deslocamento, ocorre nas cargas mais altas, maiores que  $10\text{kgf}$  ( $98,10\text{N}$ ). Não se verificou deslocamento da corrente no

sentido contrário à aplicação de carga, durante o alívio de carregamento. Com base nas observações feitas durante os ensaios e com base na revisão bibliográfica, pode-se a priori considerar que essa argila se comporta como um material visco-elasto-plástico.

O comportamento da argila pode ser descrito por um modelo visco-elasto-plástico, adequado à descrição dos ensaios de carregamentos estático e dinâmico. Durante o carregamento estático, a argila se comporta como um material plástico, enquanto que no carregamento dinâmico, mobiliza a parcela viscosa. Algumas explicações para as classificações acima, são descritas na sequência.

***Parcela elástica:*** Independente do ângulo de referência, assume-se o comportamento do solo como rígido-plástico, desconsiderando a contribuição para fase elástica. Como justificativa, não se observam deslocamentos nos ciclos de descarga, nem quando da aplicação de pequenos níveis de carregamento (1kgf =9,81N).

***Parcela plástica:*** Durante a realização do ensaio de carregamento estático, o solo comporta-se como um material perfeitamente plástico. O deslocamento da corrente começa a partir do momento em que a carga aplicada for maior que a resistência da argila (assim, para pequenas cargas não se verifica praticamente o deslocamento da corrente). Não existe reversibilidade da deformação depois de descarregar o sistema, os deslocamentos são irreversíveis), permitindo que a catenária formada durante o processo de carregamento permaneça na mesma configuração depois do descarregamento.

***Parcela viscosa:*** Nos estágios de aplicação das forças de pré tração de 7 e 10kgf (68,67 e 98,10N), os ensaios de carregamento estático foram interrompidos para realização de ensaios de carregamento dinâmico, que duraram 6min para completar a varredura na faixa de frequência de 1 a 8Hz. Nesse período de tempo, embora ocorram deformações de pequena magnitude para às cargas dinâmicas aplicadas, a componente viscosa deve ser considerada, especialmente para menores níveis de frequência.

## **7 RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO ESTÁTICO**

Como explicado anteriormente, o ensaio de carregamento estático consiste na leitura de cargas que chegam à célula de carga inferior, nos ângulos de referência de 0 a 55°, quando foram aplicados incrementos de cargas de 1kg a cada 20s até 14kg, seguidos da retirada de cargas em incrementos também de 1kg no mesmo intervalo de tempo.

Os resultados de carregamento estático de Rocha (2014) serão apresentados e analisados, para posteriormente, serem comparados com os resultados obtidos nessa pesquisa. Esses resultados servirão de base para uma possível comparação com os resultados de carregamento dinâmico, apresentados no decorrer do trabalho, pois é possível considerar que o carregamento estático é um caso particular do carregamento dinâmico, em função da estabilidade de carga aplicada ao longo do tempo (20s). Serão apresentados os resultados de forças de tração medidas nas células de carga superior e inferior, atenuações estáticas e a sua normalização em porcentagem.

Os resultados de carregamento estático da presente pesquisa consistem somente nas medidas efetuadas nas células de carga inferior e superior durante a fase de carregamento. Na fase de descarregamento, não foram medidas as cargas nas células de carga devido à interrupção do sistema de aquisição de dados para a execução dos ensaios de carregamento dinâmico. Os resultados de Rocha (2014) apresentados contemplam as medições efetuadas no ramo de carregamento e descarregamento para amostras de argilas de 48 e 72cm de altura e com teores de umidade de 100% e 120%.

### **7.1 CARREGAMENTO ESTÁTICO: DADOS – ROCHA (2014)**

A pesquisa desenvolvida por Rocha (2014), cujo objetivo foi estudar a configuração do trecho da linha de ancoragem embutida no solo e a atenuação de cargas estáticas, gerou um banco de dados analisado em parte por Rocha (2014). Esse item visa dar continuidade à interpretação e análise dos dados dos ensaios de carregamento estático desenvolvidos pela autora. Rocha (2014) realizou ensaios de carregamentos estáticos em amostras de argilas com 48 e 72cm de alturas e teores de umidade de 100 e 120%.

Em função das variáveis: ângulos de referência e forças aplicadas, serão analisados a variação de força de tração medida na célula de carga inferior, atenuação de carga estática, constante do sistema estático, componentes da força e a razão entre as componentes, comprimento da corrente embutida no solo, deslocamento horizontal da corrente na superfície da argila, ângulo no ponto de ancoragem e outros. Essas análises foram feitas somente para faixa de força aplicada de 10 a 14kgf (98,10 a 137,34N), uma vez que as magnitudes das forças necessárias para a mobilização completa da massa do solo ocorrem nas cargas maiores que 10kgf (98,10N).

### 7.1.1 Força de Tração Medida na Célula de Carga Inferior

Como foi verificado e comentado anteriormente, a variação do comprimento da corrente possui uma influência nos valores das forças de tração medidos na célula de carga inferior. Com objetivo de eliminar essa influência, os valores de  $F_1$  foram multiplicados pelos valores de  $(H/L)$ . Os resultados em N (Newton) obtidos através da expressão  $F_1 \cdot (H/L)$  correspondem à carga medida na célula inferior em valor normalizado do comprimento da corrente, cujo os resultados encontram-se apresentados nas Figuras 89 a 91.

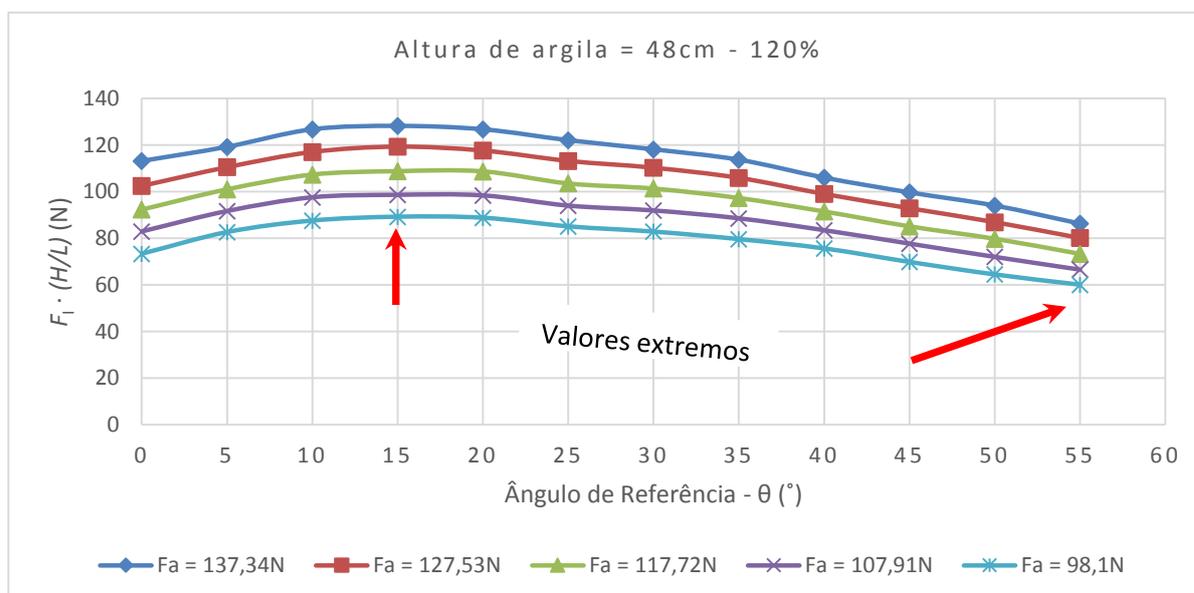


Figura 89 – Força medida na célula de carga inferior *versus* ângulo de referência, na amostra de argila com 48cm de altura e teor de umidade de 120%.

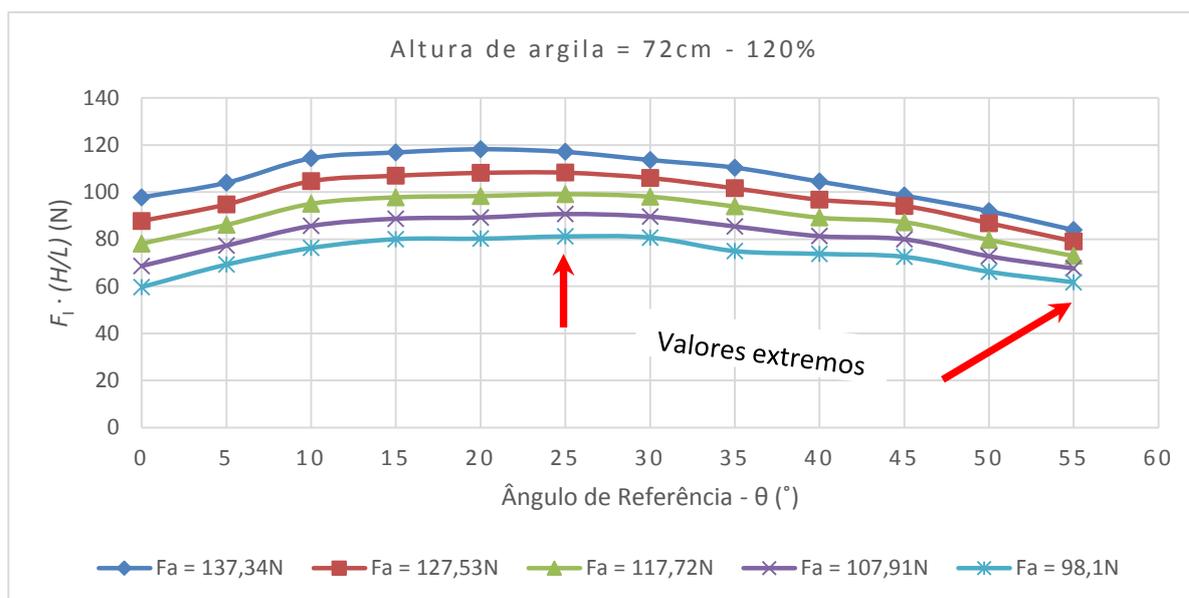


Figura 90 – Força medida na célula de carga inferior *versus* ângulo de referência, na amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 120%.

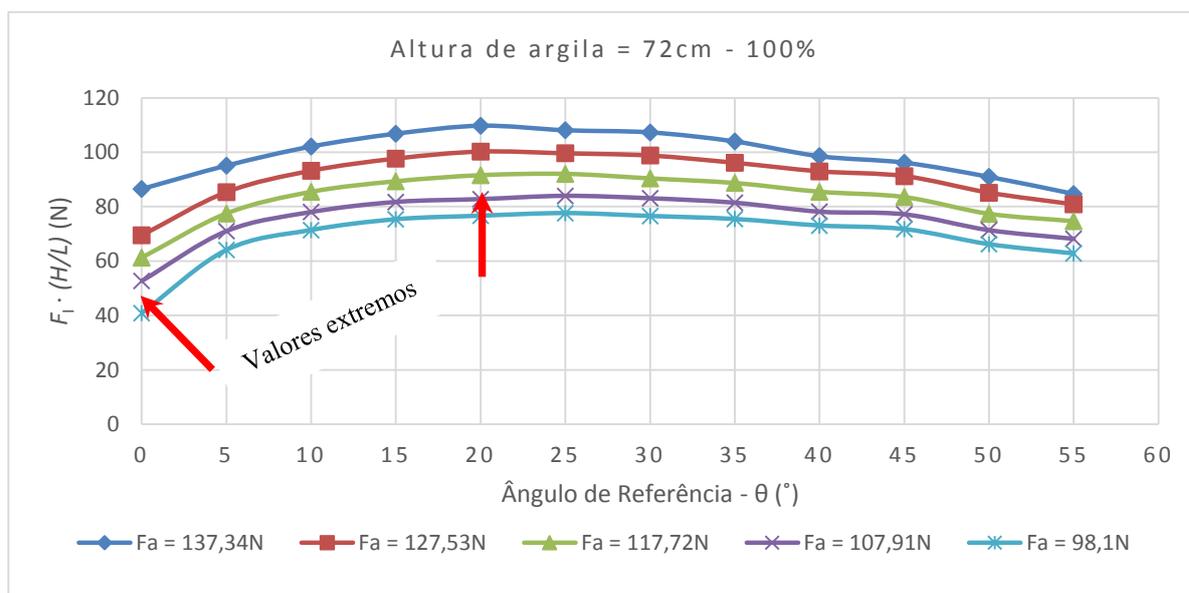


Figura 91 – Força medida na célula de carga inferior *versus* ângulo de referência, na amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 100%.

Como pode ser observado nas figuras apresentadas acima, os valores das forças medidas na célula de carga inferior apresentam uma tendência de crescimento antes do pico e uma tendência de decréscimo depois do pico à medida que aumentam os ângulos de referência. Para o mesmo valor da força aplicada, os valores máximos e mínimos de  $F_1 \cdot (H/L)$  ocorrem respectivamente, nos seguintes ângulos de referência: 15° e 55° (48cm), 25° e 55° (72cm com

120% de teor de umidade) e 20° e 0° (72cm com 100% de teor de umidade). Com isso, conclui-se que para amostras de argilas com teor de umidade de 120%, independentemente da altura da amostra, a mínima força medida na célula inferior acontece no ângulo de 55°, enquanto que o ângulo onde ocorre a máxima força medida na célula inferior aumenta com o aumento da altura da amostra.

Para as forças aplicadas de 10kgf (98,10N) e 14kgf (137,34N), a máxima e a mínima força medida na célula de carga inferior, correspondem respectivamente: 89,2N e 126,7N (máxima) e 60,1N e 67,9N (mínima) amostra com 48cm de altura; 81,2N e 118,2N (máxima) e 59,7N e 83,9N (mínima) amostra com 72cm de altura teor de umidade de 120% e 76,7N e 109,7N (máxima) e 40,9N e 86,5N (mínima) amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 100%. Observa-se que as forças medidas na célula inferior crescem com aumento da força aplicada, embora são inferiores à força aplicadas devido à dissipação de uma parcela da carga aplicada no trecho da corrente imersa na argila. Pode-se afirmar novamente que os valores de  $F_I \cdot (H/L)$  são inversamente proporcionais à altura da amostra da argila e diretamente proporcionais ao teor de umidade da amostra.

### 7.1.2 Atenuação Estática e Atenuação Estática Normalizada

Os resultados apresentados nas Figuras 92 a 94 correspondem às variações de atenuação estática e atenuação estática normalizada sem influência de comprimento da corrente.

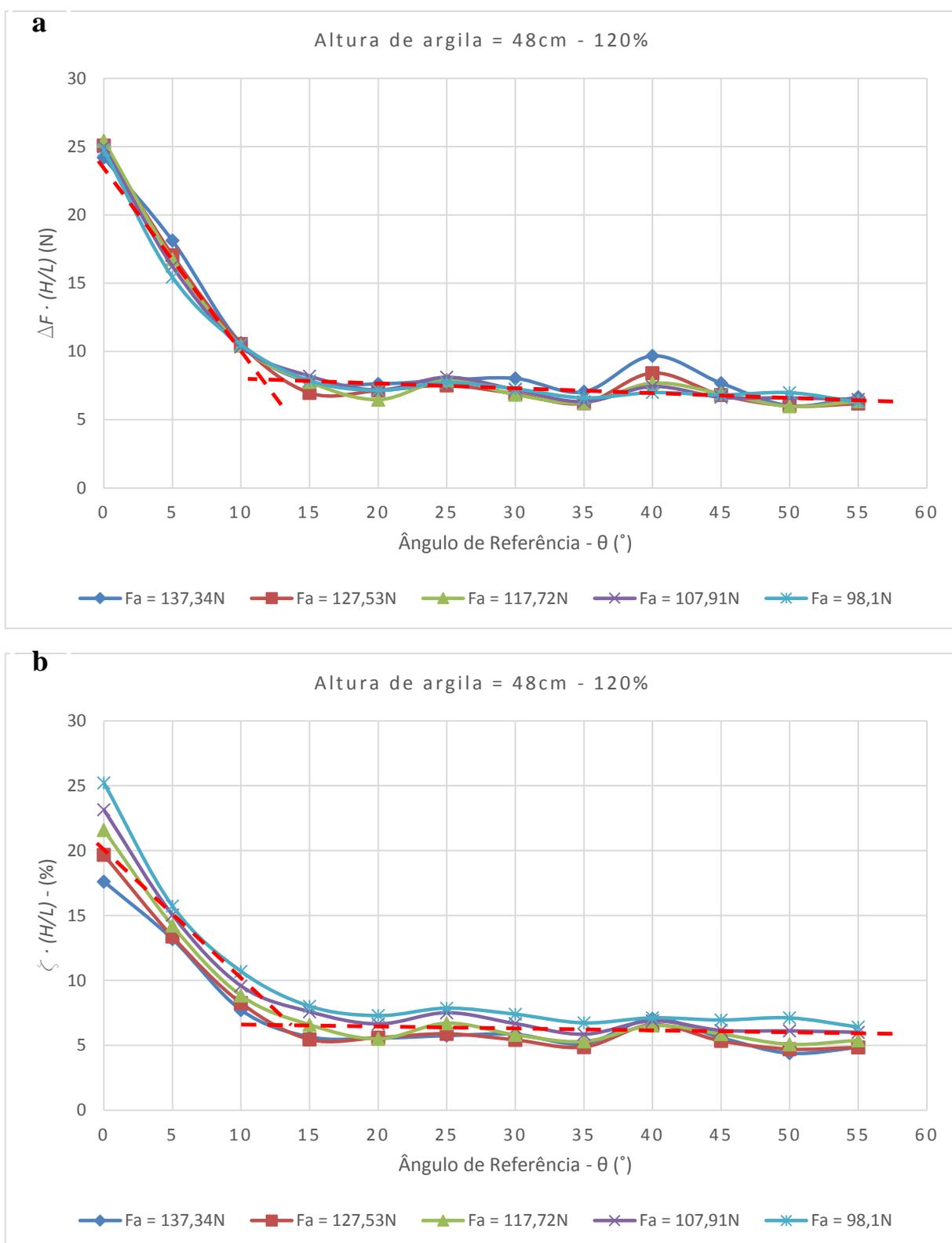


Figura 92 – a) Atenuação estática *versus* ângulo de referência e b) Atenuação estática normalizada *versus* ângulo de referência – amostra de argila com 48cm de altura e teor de umidade de 120%.

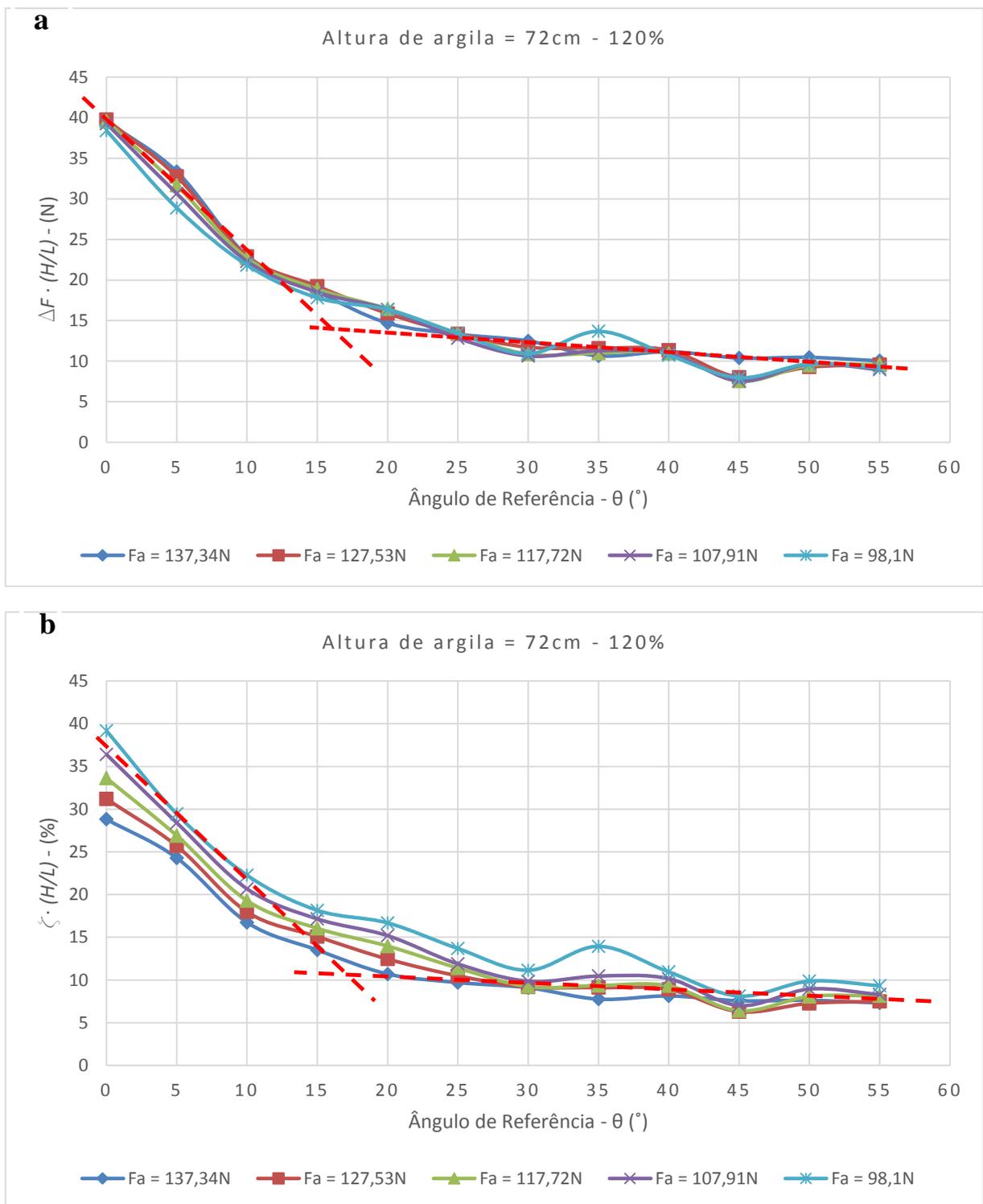


Figura 93 – a) Atenuação estática *versus* ângulo de referência e b) Atenuação estática normalizada *versus* ângulo de referência – amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 120%.

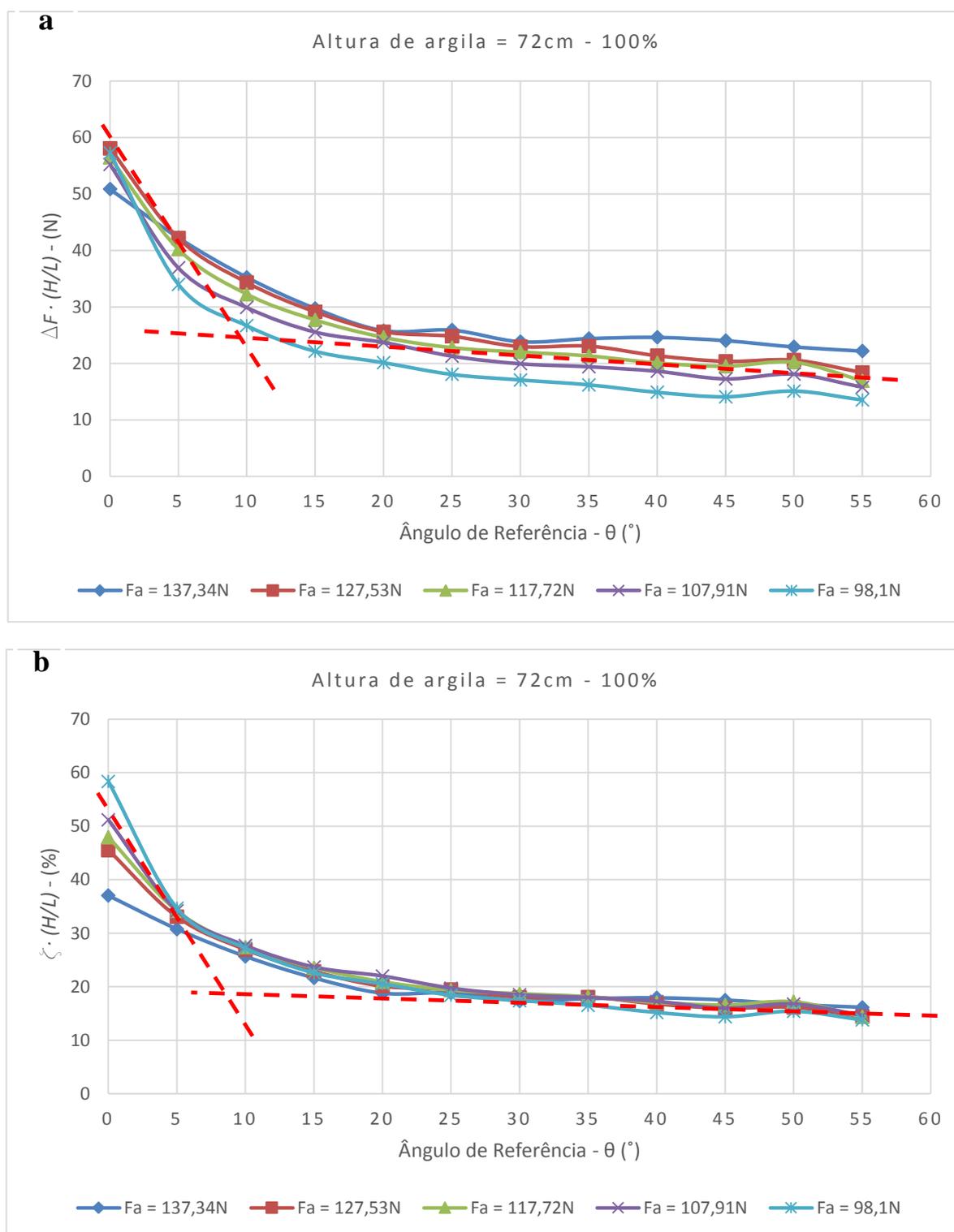


Figura 94 – a) Atenuação estática *versus* ângulo de referência e b) Atenuação estática normalizada *versus* ângulo de referência – amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 100%.

Os resultados dos ensaios realizados nas amostras de argila com 48 e 72cm de altura mostram que os valores de atenuação e atenuação normalizada são positivos, ou seja, existe uma certa

dissipação de carga aplicada no trecho da corrente enterrada no solo (Figuras 92 e 93). Nessas figuras, verifica-se que as curvas de atenuação são praticamente iguais para diferentes forças aplicadas, confirmando que à medida que a força aplicada aumenta de 10kgf (98,10N) para 14kgf (137,34N), os valores de atenuação estática mantêm-se praticamente constantes, induzindo que a parcela do atrito solo-corrente esteja mobilizada totalmente a partir do 10kgf (98,10N).

Pode ser constatado também na Figura 92 que, quando o ângulo de referência cresce de 0 para 15°, tanto os valores de atenuação como os de atenuação normalizada decrescem, enquanto que para ângulos maiores que 15°, esses valores mantêm-se praticamente constantes.

Os resultados do ensaio executados na amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 120%, apresentados na Figura 93, mostram que ao aumentar o ângulo de referência de 0 para 55° os valores de atenuação e os de atenuação normalizada decrescem, sendo que a taxa de decrescimento é mais pronunciada nos ângulos de 0 a 15°.

Com relação ao ensaio realizado na amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 100%, cujo resultados estão apresentados na Figura 94, observa-se que, diferentemente dos resultados apresentados nos ensaios executados nas amostras de argilas com 48cm e 72cm de altura e teor de umidade de 120%, os valores de atenuação estática não se mantêm constante com o aumento da força aplicada de 10 a 14kgf (137,34N). Os maiores valores de atenuação ocorrem nas menores forças aplicadas. Na mesma figura, constata-se que para ângulos de referência maiores que 5°, os valores de atenuação normalizada mantêm-se praticamente constantes com o aumento da força aplicada. Esse comportamento não foi verificado nos ensaios realizados nas amostras com 48cm e 72cm de altura e teor de umidade de 120%.

No ensaio executado na amostra com 48cm de altura, observa-se que os máximos valores de atenuação e de atenuação normalizada ocorrem no ângulo de referência de 0° e, correspondem respectivamente, 25N e 20%. Na mesma figura, verifica-se que os valores médios de atenuação e atenuação normalizada são praticamente constantes com o aumento do ângulo de referência de 15° para 55° e, correspondem respectivamente, 7N e 7,1% (Figura 92).

A Figura 93 mostra que os valores médios de atenuação e atenuação normalizada do ensaio executado na amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 120% decrescem respectivamente, de 40N e 34 % no ângulo de referência de 0° para 10N e 8,5% no ângulo de

referência de 55°. Já no ensaio realizado na amostra com 72cm de altura, observa-se que os valores médios de atenuação e atenuação normalizada decrescem respectivamente, de 57N e 48% no ângulo de referência de 0° para 18,5N e 16% no ângulo de referência de 55°.

Os maiores valores de atenuação e atenuação normalizada verificados nos ângulos 0 e 5° se devem, como foi explicado anteriormente, à alta aderência entre a corrente e solo (maior área de contato), uma vez que o solo não sofreu nenhuma perturbação quando a corrente estiver na posição vertical.

Em suma, pode-se afirmar que, quando se realiza ensaios nas amostras com o mesmo teor de umidade, os valores de atenuação estática e atenuação estática normalizada são maiores quanto maior for a altura da amostra. Para ensaios realizados com a mesma altura de amostra e teores de umidade diferentes, verifica-se maiores valores de atenuação e atenuação estática nas amostras com menor teor de umidade em função dessas apresentarem maiores resistências não drenada e conseqüentemente, maior atrito entre a corrente-solo.

### 7.1.3 Constante do Sistema Estático – $\alpha(x)$

Considera-se que a parcela do atrito entre a corrente e o solo é proporcional ao produto  $D L S_u$ , onde  $D$  é o diâmetro da corrente,  $L$  é o comprimento da corrente enterrada no solo e  $S_u$  a resistência não drenada da argila. A Figura 114 apresenta a razão entre atenuação estática e a parcela do atrito em função da força aplicada, para ângulos de referência de 0 a 55°.

Definiu-se como constante de sistema estático  $\alpha(x)$  a razão entre atenuação estática e a parcela proporcional ao atrito entre solo e corrente. Com base nas equações de equilíbrio, o valor de  $\alpha(x)$  pode ser calculado da seguinte forma:

$$\alpha(x) = \frac{F_S - F_I}{D L S_u} \quad (36)$$

onde  $\alpha(x)$  pode ser constante ou variável em função do ângulo de referência e da carga aplicada.

Nas Figuras 95 a 97 são apresentados os valores da constante de sistema estático  $\alpha(x)$  dos ensaios realizados nas amostras com 48 e 72cm de altura e teores de umidade de 100 e 120%).

O valor do diâmetro da corrente utilizado é igual a 0,0133m, sendo que para a resistência não drenada, é considerado o valor máximo que equivale a 644Pa (48cm), 716Pa (72cm 120%) e 2352Pa (72cm 100%), medidos na posição da célula de carga inferior (0,65m).

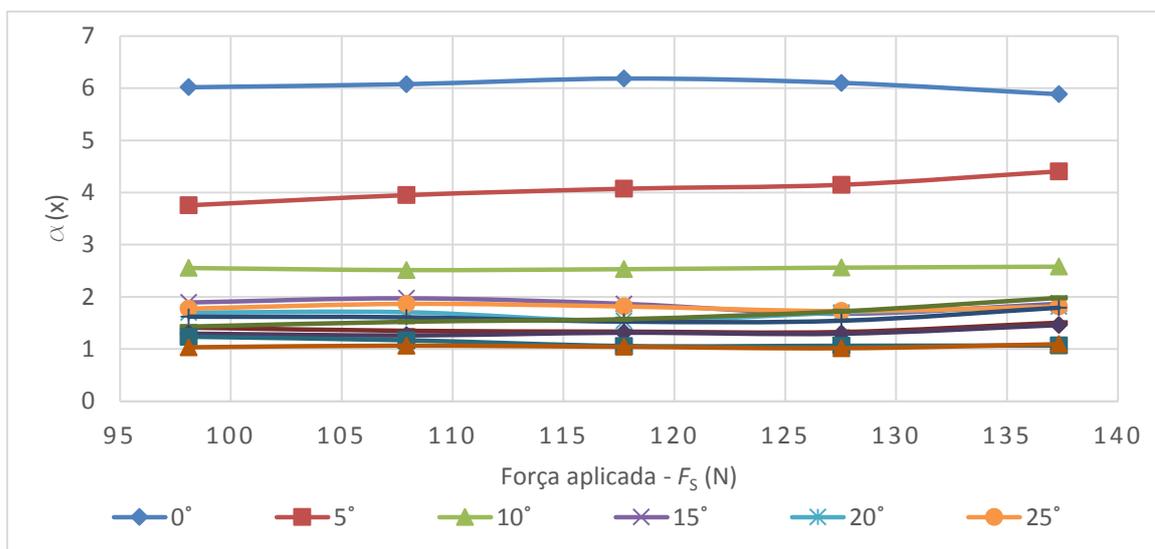


Figura 95 – Relação entre a força aplicada e o constante de sistema estático, ensaio realizado na amostra de argila com 48cm de altura e teor de umidade de 120%.

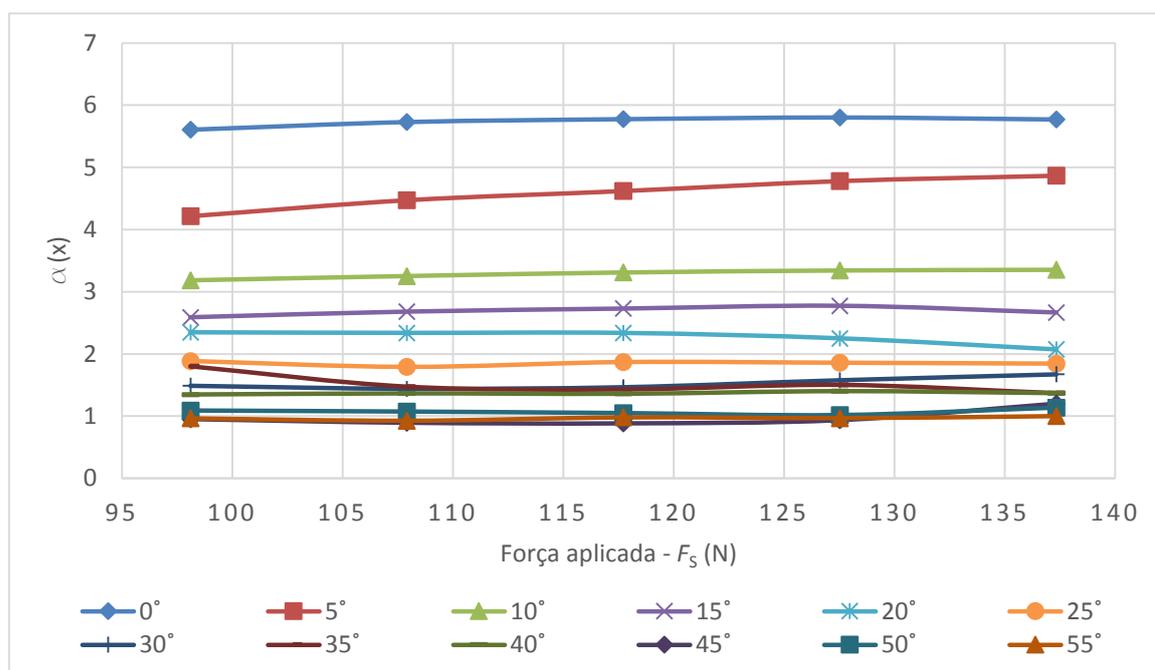


Figura 96 – Relação entre a força aplicada e o constante de sistema estático, ensaio realizado na amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 120%.

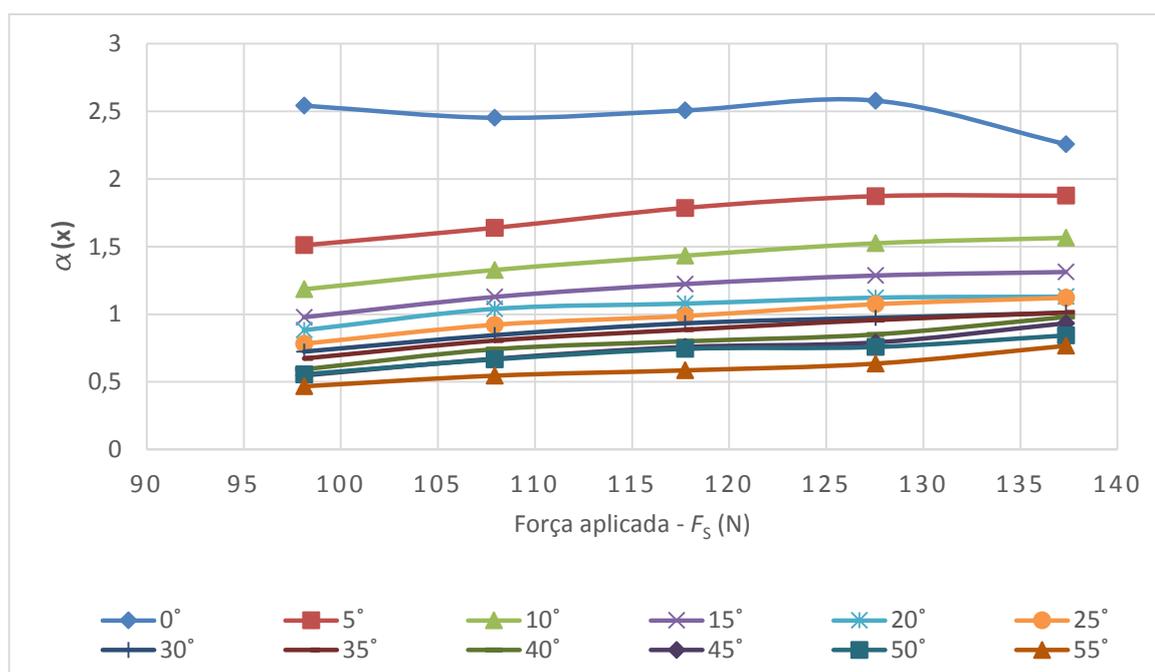


Figura 97 – Relação entre a força aplicada e o constante de sistema estático, ensaio realizado na amostra de argila com 72cm de altura e teor de umidade de 100%.

Pode-se observar nos resultados da amostra com 48cm de altura que para o mesmo ângulo de referência, os valores de  $\alpha(x)$  não variam com o aumento da força aplicada de 10kgf (98,10N) para 14kgf (137,34N) (Figura 95). Nota-se ainda que os valores de  $\alpha(x)$  de uma forma dispersa são maiores que 2,5 nos ângulos inferiores a 15° e, concentram-se na faixa de 1 a 2 nos ângulos superiores a 15°, sendo que esses valores decrescem com o aumento do ângulo de referência de 15 para 55°.

Já na Figura 96 onde são apresentados os valores dos ensaios executados na amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 120%, observa-se uma certa dispersão dos resultados de constante do sistema estático para ângulos menores que 25°, onde se verifica que o aumento do ângulo referência de 0 para 25° faz decrescer o valor de  $\alpha(x)$  de 5,9 para 2. Constata-se também que ao aumentar o ângulo de 25 para 55°, o valor de  $\alpha(x)$  decresce de 2 para 0,9. Na maioria das curvas, os valores de  $\alpha(x)$  apresentam pouca variação com o aumento da força aplicada.

Os resultados da amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 100% (Figura 97) mostra que existe uma leve tendência de crescimento dos valores de  $\alpha(x)$  com o aumento da força aplicada e diminuição dos ângulos de referência. Na mesma figura, verifica-se que os valores

da constante de uma forma mais rápida decresceram de 2,5 (0°) para 1,2 (20°), enquanto que de uma forma mais lenta, diminuiram de 1,2 (20°) para 0,6 (55°).

#### 7.1.4 Variação das Componentes Horizontal e Vertical com o Ângulo Medido no Ponto Ancoragem

As Figuras 98 a 101 apresentam os resultados da variação das componentes da força de tração na célula de carga inferior com o ângulo medido nessa célula, nas amostras de 48 e 72cm de altura e teores de umidade de 100 e 120%.

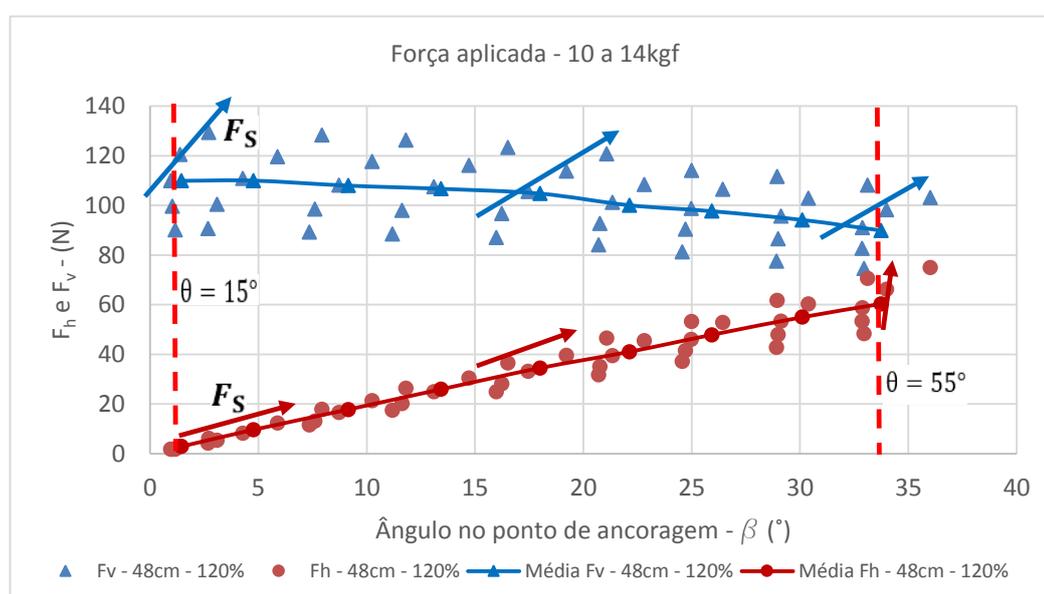


Figura 98 – Variações das componentes da força de tração aplicada no ponto ancoragem *versus* ângulo no ponto de ancoragem, ensaio realizado na amostra com 48cm de altura e teor de umidade de 120%.

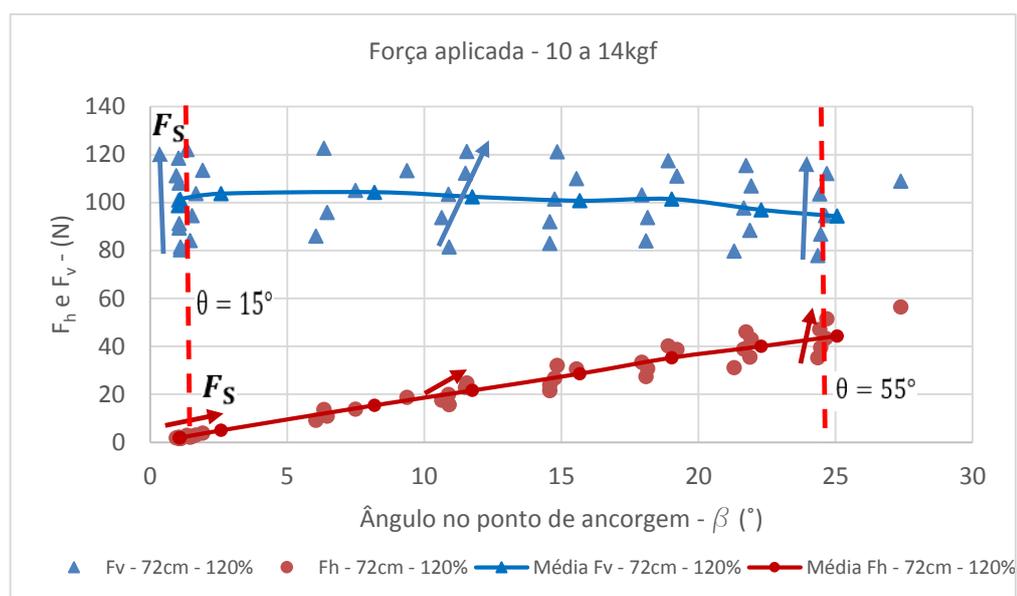


Figura 99 – Variações das componentes da força de tração aplicada no ponto ancoragem *versus* ângulo no ponto de ancoragem, ensaio realizado na amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 120%.

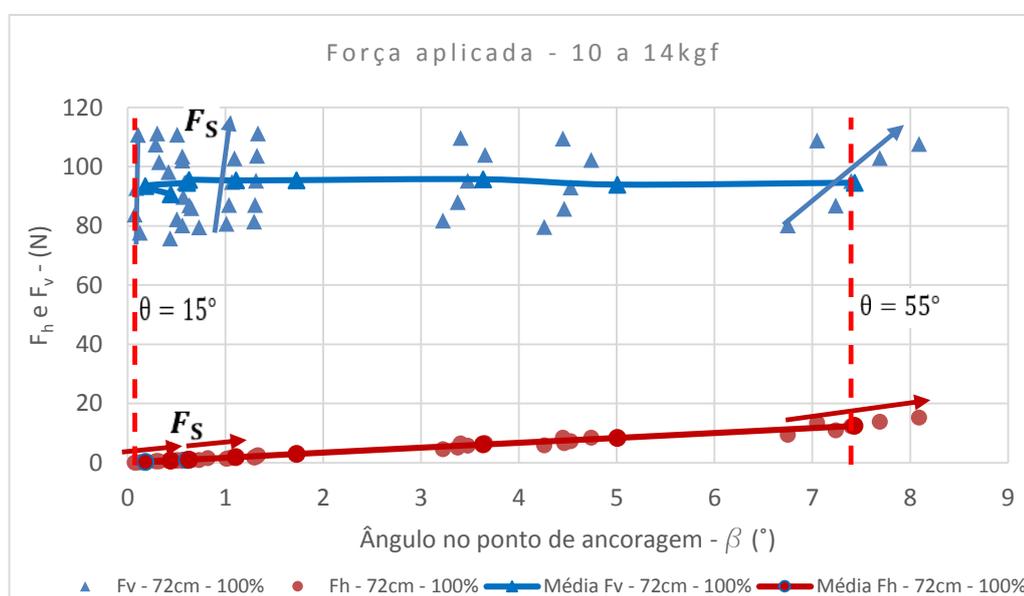


Figura 100 – Variações das componentes da força de tração aplicada no ponto ancoragem *versus* ângulo no ponto de ancoragem, ensaio realizado na amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 100%.

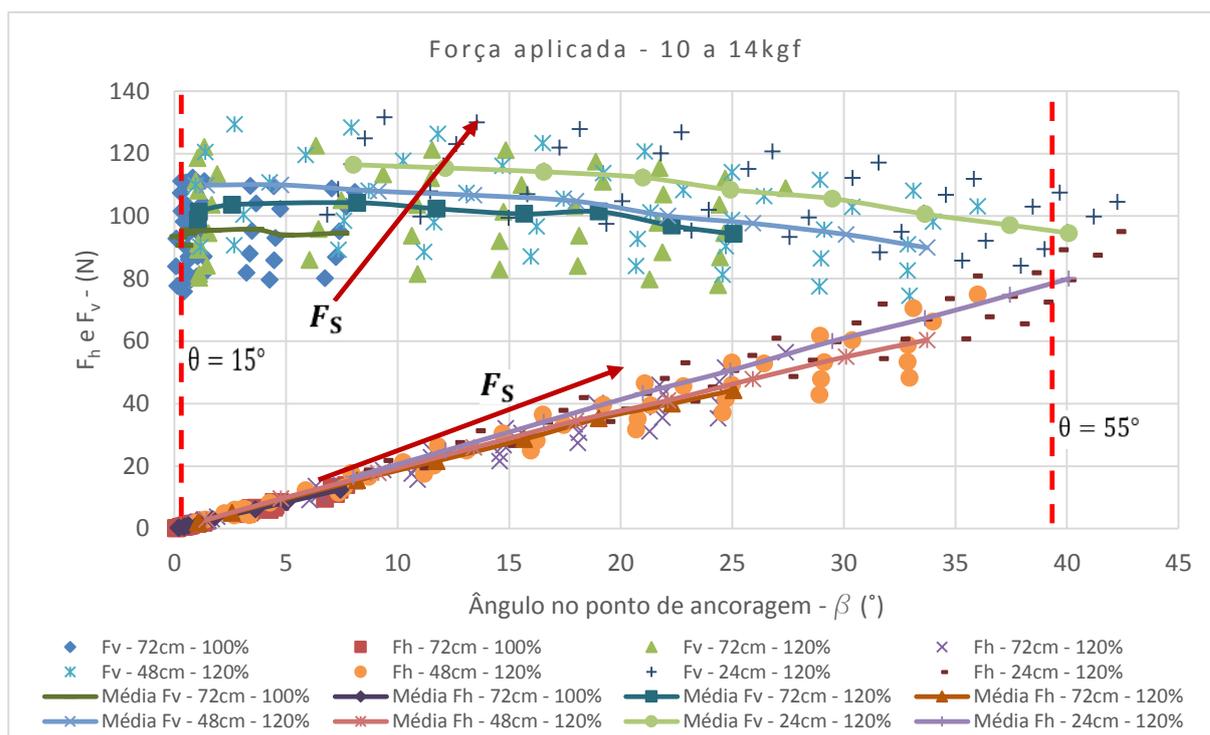


Figura 101 – Variações das componentes da força de tração aplicada no ponto ancoragem *versus* ângulo no ponto de ancoragem, todos os ensaios realizados.

A Figura 102 apresenta a variação do ângulo medido no ponto de ancoragem em função do ângulo de referência, para os ensaios realizados com amostras de diferentes alturas e teores de umidade.

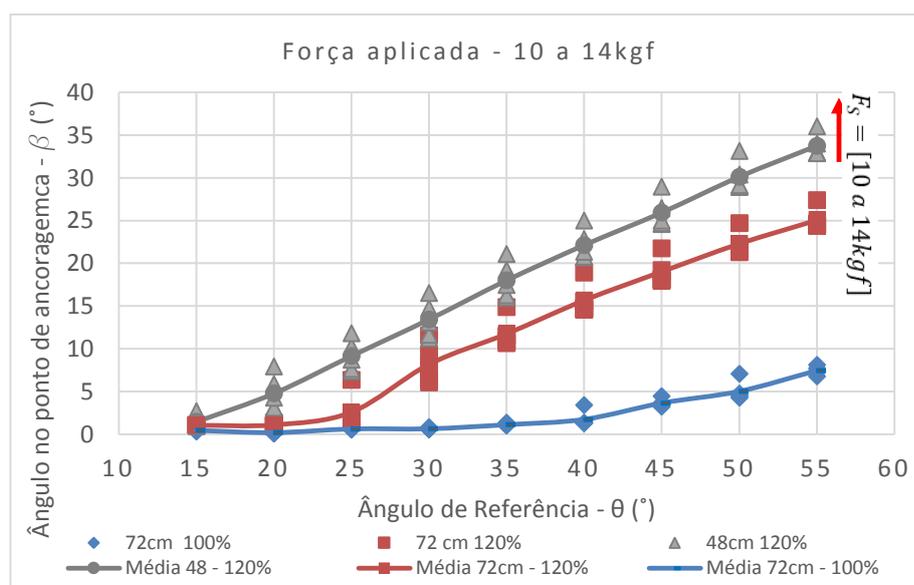


Figura 102 – Relação entre ângulo de referência e ângulo medido na célula de carga inferior, para ensaios realizados em amostras com 24, 48 e 72cm de altura e teores de umidade de 100 e 120%.

Ao aplicar força estática no sistema, uma parcela dessa força é transmitida à célula de carga inferior, fazendo com que surgisse as componentes das forças horizontal e vertical. As figuras apresentadas acima mostram que os valores de  $F_h$  e  $F_v$  crescem com o aumento da força aplicada de 10kgf (98,10N) para 14kgf (137,34N) em todos os ensaios realizados, sendo que o aumento dos ângulos de referência faz diminuir a componente vertical e aumentar a componente horizontal. Esse comportamento é mais visível nos ensaios realizados nas amostras com menores alturas e maiores teores de umidade. O crescimento dos valores de  $F_h$  e  $F_v$  não se procede de forma linear com o aumento da força aplicada, nos ensaios realizados nas maiores alturas de amostras.

Figura 98 apresenta os resultados da amostra com 48cm de altura, nela pode-se observar que para o valor máximo da carga aplicada, 14kgf (137,34N), os valores de  $F_v$  decresceram de 129,14N (15°) para 103,2N (55°), enquanto que os valores da  $F_h$  cresceram de 8,0N (15°) para 75,0N (55°), quando o valor máximo da carga aplicada é 14kgf (137,34N).

Nos ensaios realizados com amostras de 72cm de altura, nota-se que na amostra cujo teor de umidade é 120%, para o mesmo valor da carga aplicada (14kgf=137,34N) o valor de  $F_v$  diminuiu de 122,1N (15°) para 108,9N (55°), ao passo que no sentido oposto, os valores de  $F_v$  tiveram um crescimento de 5,0N (15°) para 56,4N (55°). Na amostra com teor de umidade equivalente à 100%, observa-se que o valor de  $F_v$  mantém-se praticamente constante em 107,8N com o aumento do ângulo de referência de 15° para 55°, enquanto que os valores de  $F_h$  cresceram de 0,3N (15°) para 15,3N (55°).

A partir da Figura 102, observa-se que no intervalo da força aplicada de 10kgf a 14kgf (98,10 a 137,34N), uma variação dos ângulos de referência de 15 a 55° acarreta uma variação nos ângulos no ponto de ancoragem da seguinte forma: de 1,4° para 37,0° na amostra com 48cm de altura, de 1,1° para 27,4° na amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 120% e de 0,2° para 8,1° na amostra com 72cm de altura e teor de umidade de 100%. Pode-se concluir que a sensibilidade na variação dos ângulos medidos no ponto de ancoragem é mais visível nas amostras com menores alturas e maiores teores de umidade e que, os parâmetros:  $S_u$ , carga aplicada e ângulo de referência definem a configuração da catenária invertida e a mobilização da resistência tangencial do solo que, por sua vez acaba influenciando nos valores das componentes  $F_h$  e  $F_v$  e nos valores do ângulo  $\beta$ .

### 7.1.5 Influência das Componentes de Forças medidas na célula inferior

A razão entre as componentes da força de tração medida na célula de carga inferior ( $F_h/F_v$ ), para os ensaios realizados nas amostras com 48 e 72cm de altura e teores de umidade de 100 e 120% está apresentada na Figura 103.

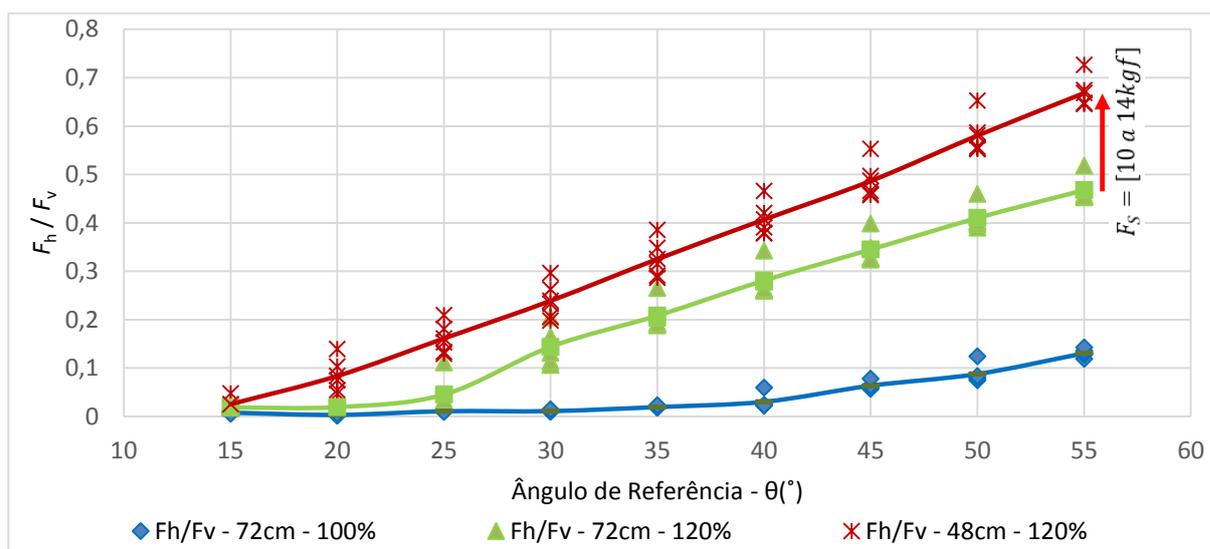


Figura 103 – Razão entre as componentes da força de tração medida na célula de carga inferior *versus* ângulo de referência, para ensaios realizados nas amostras com 48 e 72cm de altura.

O crescimento da razão  $F_h/F_v$  de forma aproximadamente linear com o aumento do ângulo de referência de 15 a 55° em todos os ensaios realizados pode ser visto na Figura 103. Nas amostras com o mesmo teor de umidade (120%) observa-se que os resultados dos ensaios realizados nas menores alturas apresentaram maiores valores da razão  $F_h/F_v$  para um mesmo valor de ângulo de referência. No maior ângulo de referência (55°), pode-se observar que a razão média de  $F_h/F_v$  é igual a: 0,67 na amostra com 48cm de altura e 0,47 na amostra com 72cm de altura devido à configuração da catenária invertida que é pronunciada nas amostras com menores alturas.

Quando se compara os resultados dos ensaios realizados com a mesma altura de amostra e teores de umidades diferentes, verifica-se que amostra com maior teor de umidade apresenta maiores valores da razão  $F_h/F_v$ . Assim, a razão média de  $F_h/F_v$  no ângulo de 55° dos ensaios com teores de umidade de 120% e 100% são respectivamente, 0,47 e 0,13.

O crescimento dessa razão ( $F_h/F_v$ ) com o aumento da força aplicada torna-se mais perceptível nas amostras com menores alturas e maiores teores de umidade por motivos da configuração da corrente que tem grande influência na distribuição dos valores das componentes  $F_h$  e  $F_v$ .

### 7.1.6 Influência das forças máximas medidas nas células inferior e superior

A Figura 104 apresenta uma relação entre a razão da força medida e força medida máxima ( $F_I/F_{I,máx}$ ) com relação a razão da força aplicada e força aplicada máxima ( $F_S/F_{S,máx}$ ). A força aplicada máxima corresponde a 14kgf (137,34N) e a força medida máxima corresponde a força medida na célula de carga inferior quando é aplicada a força máxima.

Os resultados apresentados nessa figura mostram que a variação da razão entre as forças medidas é maior quanto menor for a razão entre as forças aplicadas, sendo que a faixa de dispersão da razão entre as forças medidas é influenciada pela variação dos ângulos de referência e essa influência é mais percebida nas menores razões das forças aplicadas.

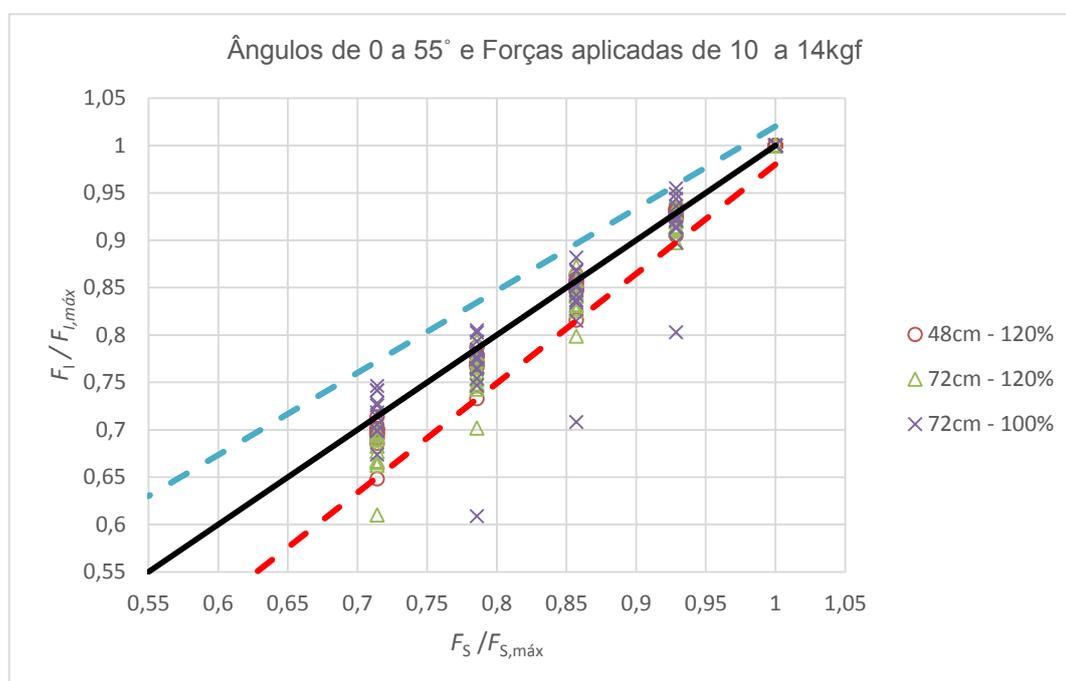


Figura 104 – Razão entre a força medida e a força medida máxima *versus* razão entre a força aplicada e a força aplicada máxima, de todos os ensaios.

### 7.1.7 Comprimento da Corrente Enterrada $\times$ Hipotenusa do Ângulo que Chega na Estaca – Carga Máxima (14kgf=137,34N)

A Figura 105 apresenta uma relação entre o comprimento da corrente enterrada na argila ( $L$ ) em função da hipotenusa ( $h$ ) formada a partir do ângulo de incidência da corrente na argila ( $\theta_c$ ), para a carga máxima aplicada de 14kgf (137,34N). Nesta figura estão contidos os resultados médios dos ensaios executados nas amostras com 48 e 72cm de altura e teores de umidade de 100 e 120%. A partir da mesma figura, observa-se que existe uma relação linear entre a comprimento da corrente enterrada na argila e a hipotenusa, quando a carga aplicada é suficiente para mobilizar completamente a resistência do solo. A relação que se obtém a partir desses resultados é expressa da seguinte forma:

$$L = 1,0138 h - 0,006 \quad (37)$$

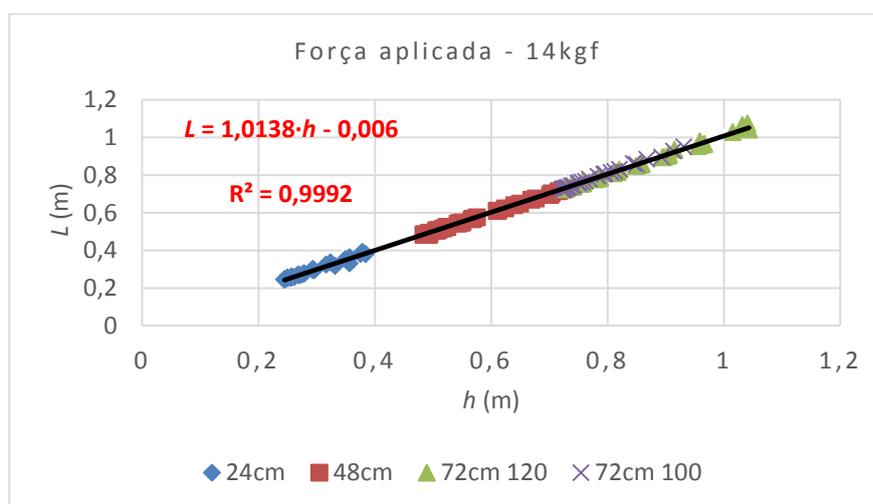


Figura 105 – Relação entre o comprimento da corrente enterrada *versus* hipotenusa do ângulo que chega na estaca, para carga máxima de 14kgf (137,34N).

### 7.1.8 Deslocamento da Corrente na Superfície da argila – $d \times$ Ângulo de Referência – $\theta$

O comprimento da corrente enterrada no solo e a configuração da catenária invertida dependem do deslocamento da corrente na superfície da argila, sendo que esse deslocamento depende da resistência não drenada na superfície da argila, da altura do solo e da intensidade da força aplicada. A Figura 106 apresenta as curvas deslocamento horizontal na superfície de argila

versus ângulo de referência de todos os ensaios realizados, para as cargas aplicadas de 10 e 14kgf (137,34N).

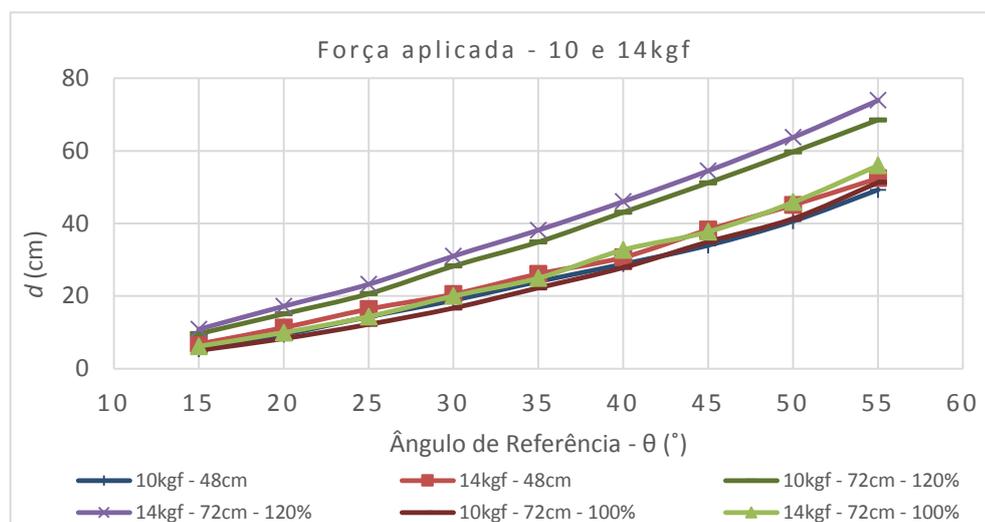


Figura 106 – Relação entre o deslocamento da corrente na superfície da argila e o ângulo de referência, para ensaios realizados nas amostras com 48 e 72cm de altura e teores de umidade de 100 e 120%.

Com o propósito de eliminar o efeito da altura de amostra, os valores de deslocamento da corrente foram divididos pelos valores da altura da amostra correspondente. Assim, a Figura 107 apresenta as curvas do deslocamento horizontal normalizado em função do ângulo de referência, para as cargas aplicadas de 10 e 14kgf (137,34N).

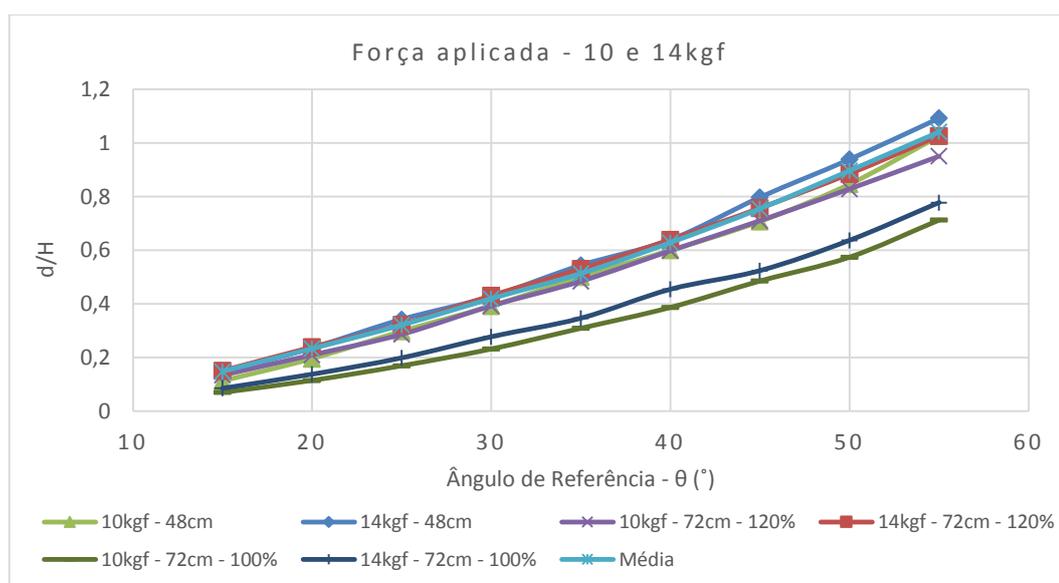


Figura 107 – Relação entre o deslocamento da corrente na superfície da argila normalizado e o ângulo de referência, para ensaios realizados nas amostras com 48 e 72cm de altura e teores de umidade de 100 e 120%.

Nas amostras com mesmo teor de umidade e alturas diferentes (Figura 106), observa-se que o deslocamento da corrente na superfície da argila cresce com o aumento da altura da amostra e com o aumento da força aplicada. Da mesma forma, o aumento de ângulo de referência faz crescer os valores do deslocamento da corrente na superfície da argila, sendo que essa relação de crescimento é aproximadamente linear, tanto na carga de 10kgf (98,10N) como na carga de 14kgf (137,34N).

Considerando a condição extrema, carga máxima (14kgf=137,34N) e ângulo de referência de 55°, nota-se que os valores de deslocamento da corrente na superfície são iguais a: 52,5cm na amostra com 48cm de altura e 73,9 cm na amostra com 72cm de altura.

Nas amostras com alturas de 72cm e com teores de umidades diferentes (100 e 120%), observa-se que maior deslocamento da corrente na superfície ocorre na amostra com maior teor de umidade, em função de menor resistência não drenada que ela possui.

Quando se faz a normalização do deslocamento da corrente na superfície ( $d/H$ ), observa-se através da Figura 107 que as curvas para diferentes alturas de amostras se sobrepõem aproximadamente, permitindo tirar uma relação única para diferentes alturas de amostra, entre  $d/H$  e  $\theta$  da seguinte forma:

$$\frac{d}{H} = 0,0165 \theta \quad (38)$$

As dispersões que poderão ser observadas no uso dessa expressão devem estar relacionadas com os níveis de carregamento aplicados e a resistência não drenada do solo. Caso foram feitas as devidas normalizações em função da força aplicada e da resistência não drenada, pode-se haver uma sobreposição das referidas curvas,  $d/H \times \theta$ .

## 7.2 CARREGAMENTO ESTÁTICO: DADOS DA PRESENTE PESQUISA

### 7.2.1 Força de Tração Medida na Célula de Carga Superior - $F_S$

Com objetivo de medir a força aplicada durante a realização dos ensaios de carregamento estático e dinâmico, foi adicionada, durante a realização dessa pesquisa, no sistema de

carregamento estático desenvolvido por Rocha (2014), uma célula de carga na extremidade superior da corrente, denominada célula de carga superior. Embora as cargas aplicadas no ensaio de carregamento estático sejam conhecidas a priori, a aquisição de dados dessa célula fornece maior rapidez no tratamento de dados, uma vez que estes são armazenados e dispostos em formatos digitais.

A utilização da célula de carga superior faz-se mais importante nos ensaios de carregamento dinâmico pelo fato de que as forças dinâmicas geradas pelo sistema dinâmico não são conhecidas. Os resultados apresentados na Figura 108 permite ter uma noção da precisão da referida célula, tendo em conta que os carregamentos dinâmicos gerados pelo excitador de vibração correspondem a menos de 10% da maior carga estática (14kgf=137,34N).

Na Figura 108 são apresentados os resultados médios da força de tração medida na célula de carga superior em função da força aplicada entre os ângulos de referência de 0° a 55°. A força de tração medida na célula de carga superior tem uma relação de 1:1 com a força aplicada, demonstrando a inexistência de qualquer fonte significativa de erro entre a base de colocação dos pesos e a célula de carga superior.

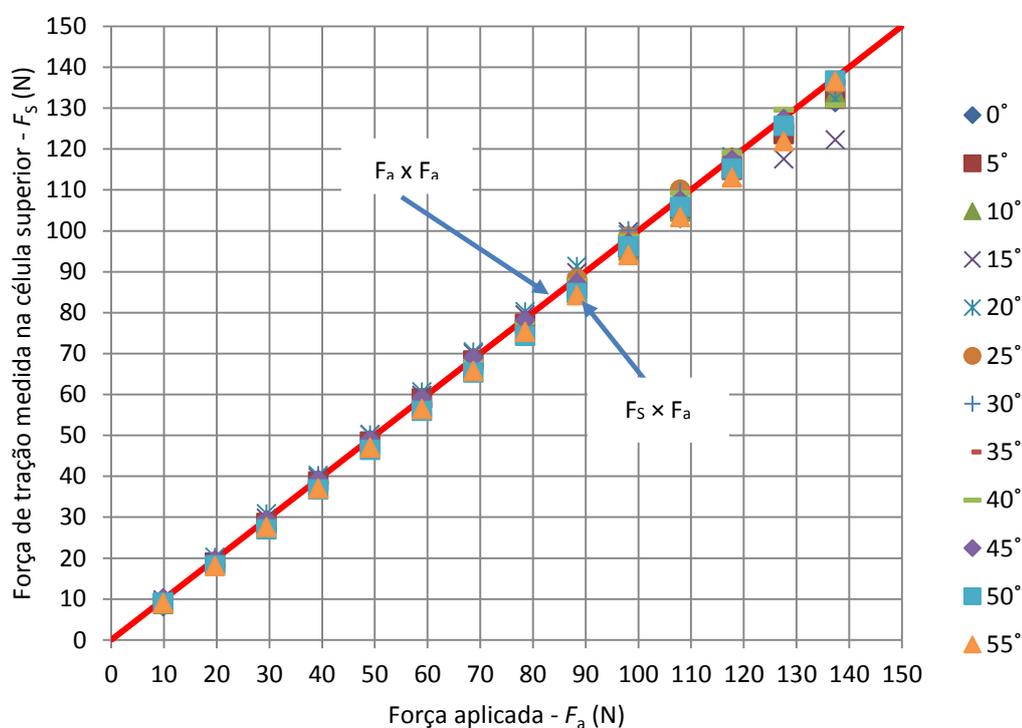


Figura 108 – Célula de carga superior – força aplicada *versus* força de tração medida, amostra de argila com 120% de umidade e altura de 72cm.

Não foi realizada a calibração para avaliar a histerese da célula de carga superior uma vez que as análises de atenuação de cargas estáticas são realizadas somente na fase de carregamento.

### 7.2.2 Força de Tração Medida na Célula de Carga Inferior – $F_I$ , Atenuação de Carga Estática – $\Delta F$ e a sua Normalização em Porcentagem – $\zeta$

A Figura 109 apresenta os resultados médios da força de tração medida na célula de carga inferior.

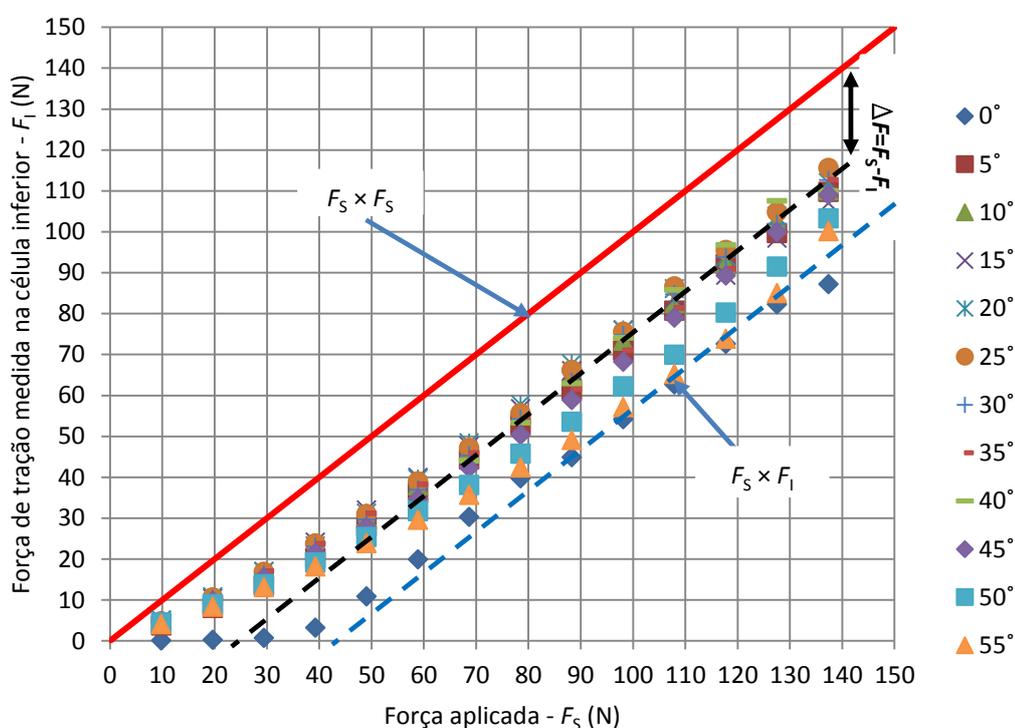


Figura 109 – Célula de carga inferior – força aplicada *versus* Força de tração medida, amostra de argila com 120% de umidade e altura de 72cm.

A atenuação estática devido ao atrito solo-corrente corresponde à diferença, no eixo das ordenadas, entre a linha reta vermelha e a curva constituída por conjunto de pontos medidos na célula de carga inferior, considerando que a linha reta vermelha refere-se aos pontos cuja atenuação estática é nula, tendo em conta que apresenta uma relação de 1:1 entre os eixos cartesianos das forças.

Através da linha preta tracejada, conclui-se que a mobilização total da parcela de atrito entre solo e corrente ocorre após a aplicação de 7kgf (68,67N), considerando que nesse intervalo de força aplicada existe uma tendência de estabilização de atenuação estática. Para maiores ângulos de referência (45 a 55°) e para ângulo de 0°, a estabilização de atenuação mostrada a partir da linha azul tracejada ocorre para cargas maiores que 10kgf (98,1N). Em função da mobilização do atrito gerado pela interação solo-corrente, as magnitudes das cargas medidas na célula de carga inferior crescem de forma não linear, com o aumento da carga aplicada.

Com o propósito de quantificar a atenuação estática, a Figura 110 apresenta as curvas de atenuação e a normalização da mesma (em porcentagem). Como os ensaios de carregamento dinâmico são realizados nas forças de pré-tensão de 7 e 10kgf (68,67 e 98,10N) após a mobilização completa de atenuação estática, a interpretação dos resultados será limitada aos valores de carregamentos superiores a 7kgf (68,67N).

É interessante notar que na Figura 110a a atenuação estática é praticamente constante nas cargas superiores a 7kgf (68,67N), nos ângulos de referência de 5 a 40°. Nesse intervalo de ângulo de referência (5 a 40°), o valor de atenuação varia de 16,7 a 24N. Para ângulos maiores que 40°, a atenuação estática não apresenta um comportamento constante com o aumento da força aplicada de 7 a 14kgf (68,67 a 137,34N), apresentando mais dispersões a partir da força de 10kgf (98,10N). O maior valor de atenuação estática (32,5N) ocorre no ângulo de 0° devido à maior interação existente entre a corrente e o solo, com a corrente na posição vertical, gerando maior parcela de atrito.

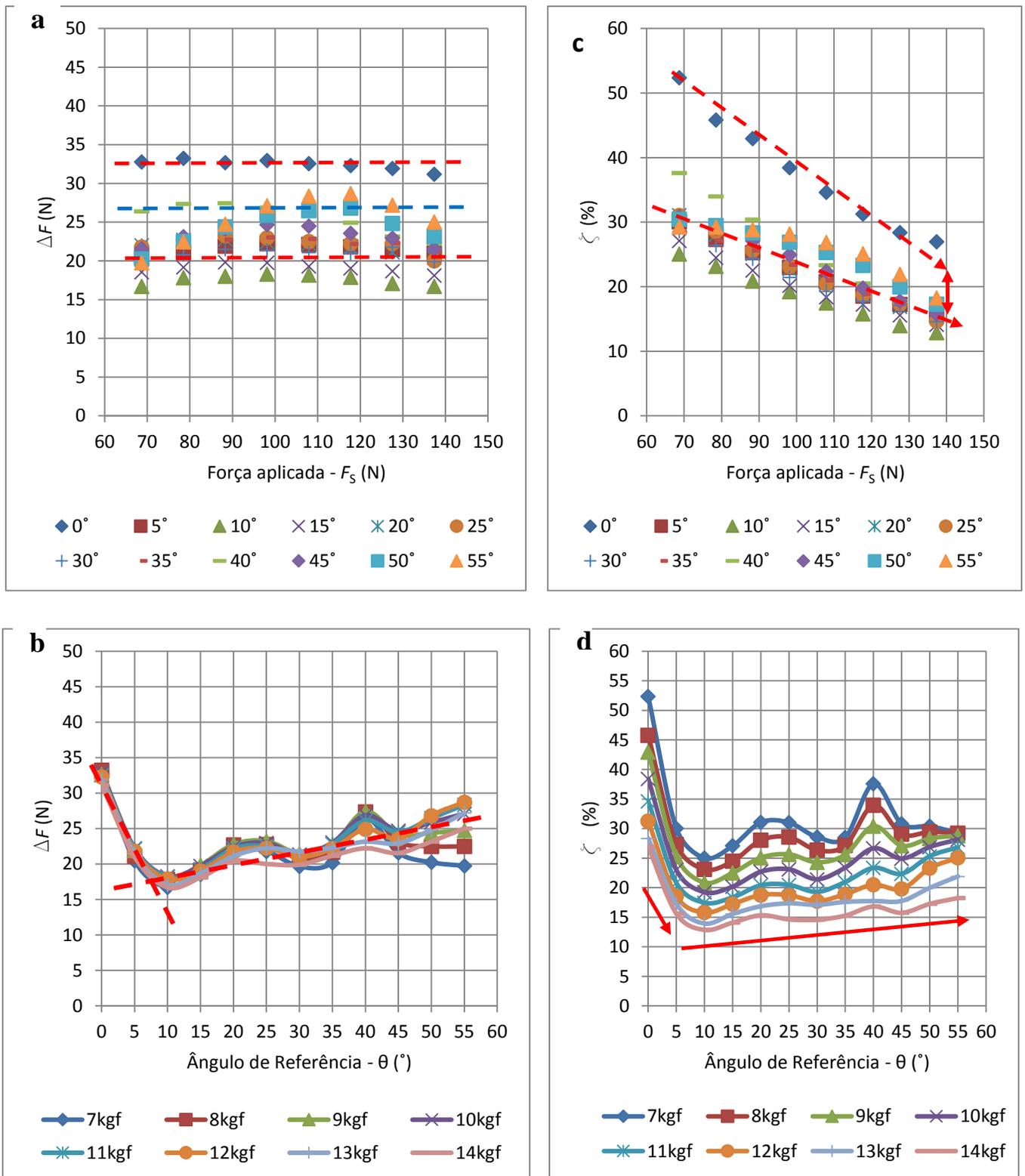


Figura 110 – Curvas: a) atenuação estática *versus* força aplicada, b) atenuação estática *versus* ângulo de referência, c) atenuação estática normalizada *versus* força aplicada e d) atenuação estática normalizada *versus* ângulo de referência.

A Figura 110b ilustra a variação de atenuação estática em função de ângulo de referência, e nela pode-se observar que houve uma diminuição do valor de atenuação quando o ângulo de referência cresce de  $0^\circ$  para  $10^\circ$  devido à diminuição da parcela do atrito corrente-solo provocada pela ruptura de solo na parte posterior da corrente e por não haver aumento de comprimento da corrente nesse intervalo de ângulo  $0^\circ$  a  $10^\circ$ .

Nos ângulos maiores que  $10^\circ$ , embora tenha havido uma redução da área de contato na parte posterior da corrente, o aumento do comprimento enterrado fez com que a parcela de atrito aumentasse, permitindo aumento dos valores de atenuação com o aumento do ângulo de referência. Em termos gerais pode-se concluir que os valores de atenuação são mais sensíveis à variação de ângulo de referência do que à variação da força aplicada.

As curvas mostradas nas Figuras 110c e 110d, permitem concluir que atenuação estática normalizada diminui de forma linear com o aumento da carga aplicada, uma vez que a parcela mobilizada de atrito corrente-solo mantém-se praticamente constante nas maiores cargas aplicadas. Para o mesmo nível de carga aplicada, o valor de atenuação estática normalizada diminui nos ângulos menores que  $10^\circ$  e cresce suavemente com o aumento do ângulo de referência de  $10^\circ$  a  $55^\circ$ , sendo que a taxa de crescimento é mais pronunciada nos pequenos níveis de carregamento. A influência do ângulo de referência no valor de atenuação e de atenuação normalizada é função do comprimento da corrente enterrada na argila: maiores ângulos apresentam os maiores comprimentos da corrente imerso na argila.

Uma forma de analisar os resultados apresentados na Figura 111 eliminando a influência do comprimento da corrente, é multiplicar os valores de atenuação pela expressão  $(H/L)$ , onde  $H$  é altura do solo (72cm) e  $L$  o comprimento da corrente enterrada no solo. O comprimento da corrente é medido durante o ensaio de acordo com o procedimento anteriormente explicado.

Nessa figura nota-se uma clara redução de dispersão dos resultados de atenuação com o aumento dos ângulos de referência. Para o mesmo valor de força aplicada, as variações de atenuação (e atenuação normalizada) mantêm-se praticamente constantes com o aumento de ângulo de referência de  $10^\circ$  para  $55^\circ$  e continuam com a tendência de decréscimo para ângulos menores que  $10^\circ$ . Os valores de atenuação e atenuação normalizada na Figura 111 são praticamente iguais aos da Figura 110.

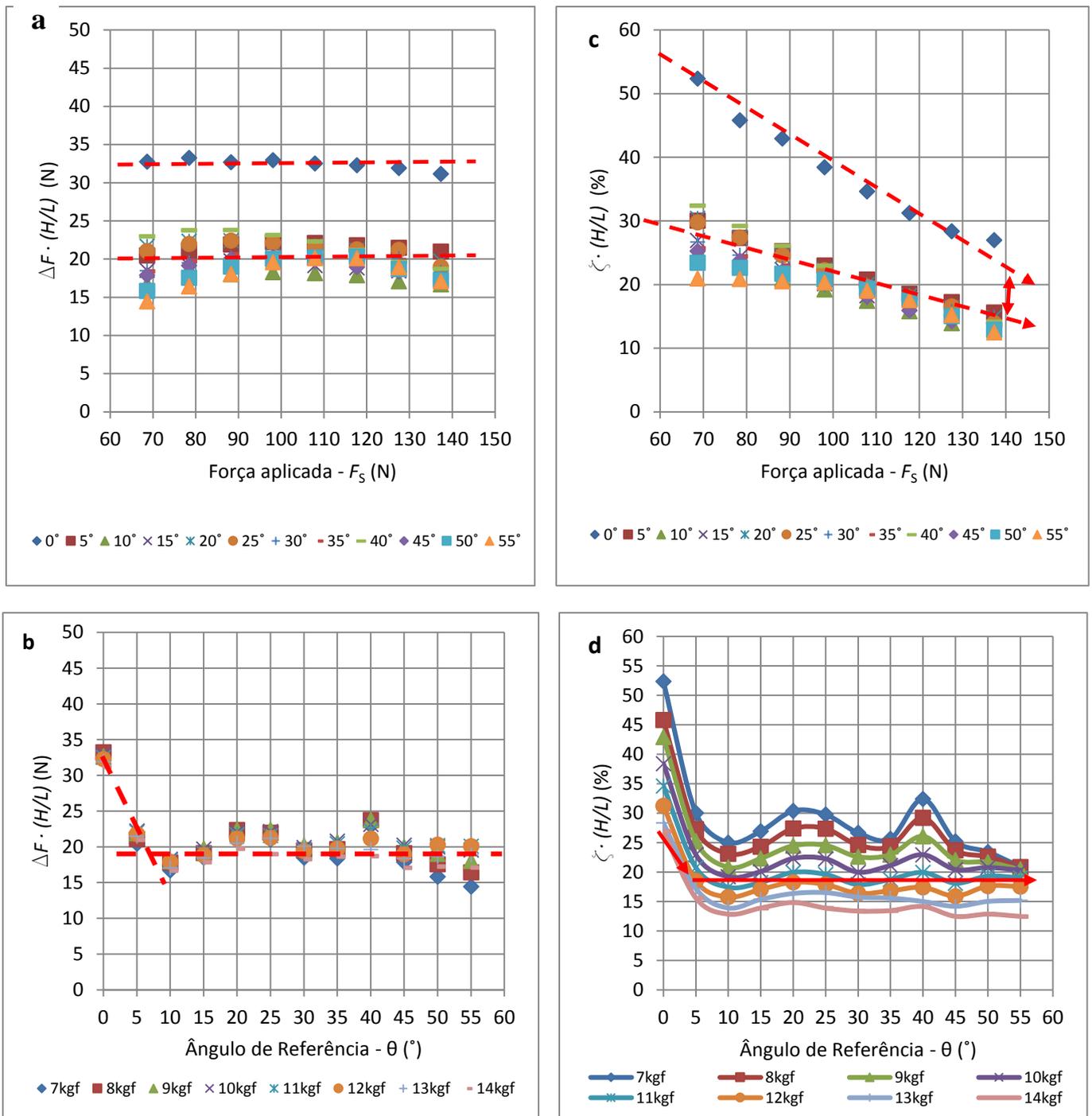


Figura 111 – Curvas: a) atenuação estática  $x(H/L)$  versus força aplicada, b) atenuação estática  $x(H/L)$  versus ângulo de referência, c) atenuação estática normalizada  $x(H/L)$  versus força aplicada e d) atenuação estática normalizada  $x(H/L)$  versus ângulo de referência.

O valor de atenuação estática normalizada na carga máxima aplicada (14kgf=137,34N) varia de 12,9% no ângulo de 55° para 18,3%, no ângulo de 5°. Para o ângulo de referência de 0°, o

valor de atenuação estática normalizada é aproximadamente igual a 27% em função da maior aderência solo-corrente.

Com isso, pode-se concluir que a maior influência da variação do ângulo de referência nos valores de atenuação é devido ao efeito do comprimento da corrente. Eliminando o efeito do comprimento da corrente, pode-se afirmar que a variação da carga aplicada é mais sensível aos valores de atenuação e atenuação normalizada do que à variação dos ângulos de referência.

### 7.2.3 Influência das Componentes de Forças Medidas na Célula inferior e do Ângulo Medido no Ponto de Ancoragem – $\beta$

A capacidade de carga e a mobilização da massa do solo que envolve as âncoras das plataformas flutuantes dependem em grande parte da intensidade das componentes horizontal e vertical da força de tração medida na célula de carga inferior e do ângulo que essa força de tração forma com os eixos cartesianos no ponto de ancoragem. A variação do ângulo no ponto de ancoragem permite definir a relação entre as componentes de forças que garanta maior capacidade de carga ao elemento de fundação. As Figuras 112 e 113 apresentam, respectivamente, os resultados médios da razão  $F_h/F_v$  e do ângulo no ponto de ancoragem ( $\beta$ ).

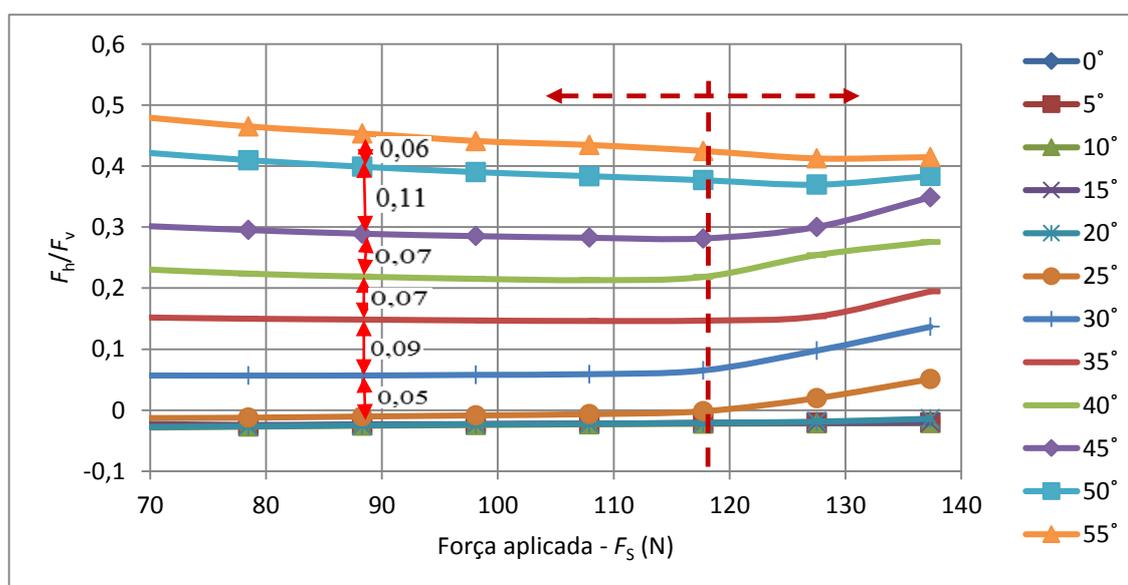


Figura 112 – Relação entre a força aplicada e a razão entre as componentes da força de tração na célula de carga inferior.

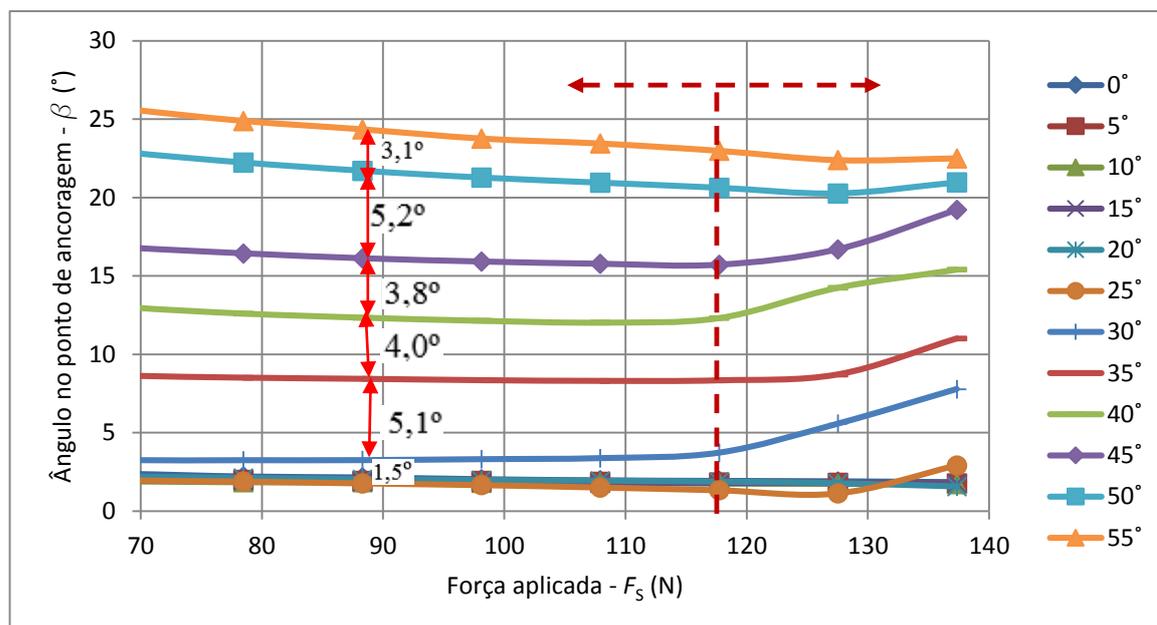


Figura 113 – Relação entre a força aplicada e o ângulo no ponto de ancoragem.

As curvas apresentadas nessas figuras mostram que para ângulos inferiores a 35°, os valores da razão  $F_h/F_v$  e do ângulo  $\beta$  são praticamente constantes à medida que aumenta a força aplicada de 7 para 12kgf (117,72), enquanto que para ângulos maiores que 35°, esses valores decrescem levemente com o aumento da força aplicada. Para força aplicada superior a 12kgf (117,72), esses valores apresentam uma tendência de crescimento no intervalo de ângulo de referência menor que 50° e uma tendência de decrescimento nos ângulos superiores a 50°.

Durante o enchimento do tanque, às vezes a corrente não fica totalmente na posição vertical. Suspeita-se que a não verticalidade total da corrente ou a pequena diferença que existe na curva de calibração entre os ramos de carregamento e descarregamento tenha provocado, para os níveis de carregamento aplicados, valores negativos da razão  $F_h/F_v$  nos ângulos menores que 30°. Os incrementos das componentes de força de tração e do ângulo  $\varphi$  não é linear à medida que aumentam os ângulos de referência, uma vez que para ângulos de referência maiores que 25° os incrementos das componentes da força de tração e do ângulo  $\beta$  variam respectivamente, entre 0,05 a 0,11 e entre 1,5 a 5,2°, enquanto que o incremento nos valores dos ângulos de referência se mantém no 5°.

Os valores da razão  $F_h/F_v$  e do ângulo  $\beta$  são mais sensíveis às mudanças dos ângulos de referência do que às mudanças nos valores das forças aplicadas.

### 7.2.4 Constante de Sistema Estático - $\alpha(x)$

A Figura 114 apresenta a razão entre atenuação estática e a parcela do atrito em função da força aplicada, para ângulos de referência de 0 a 55°.

O valor do diâmetro da corrente utilizado para calcular a parcela de atrito é igual a 0,0133m, sendo que para a resistência não drenada, o valor de  $S_u$  é igual a 716Pa, medido no ponto de ancoragem. O comprimento da corrente foi obtido através do método de interpolação, onde foram utilizados os dados de deslocamento da corrente medidos durante o ensaio e os dados dos ângulos medidos no ponto da ancoragem e na superfície da argila.

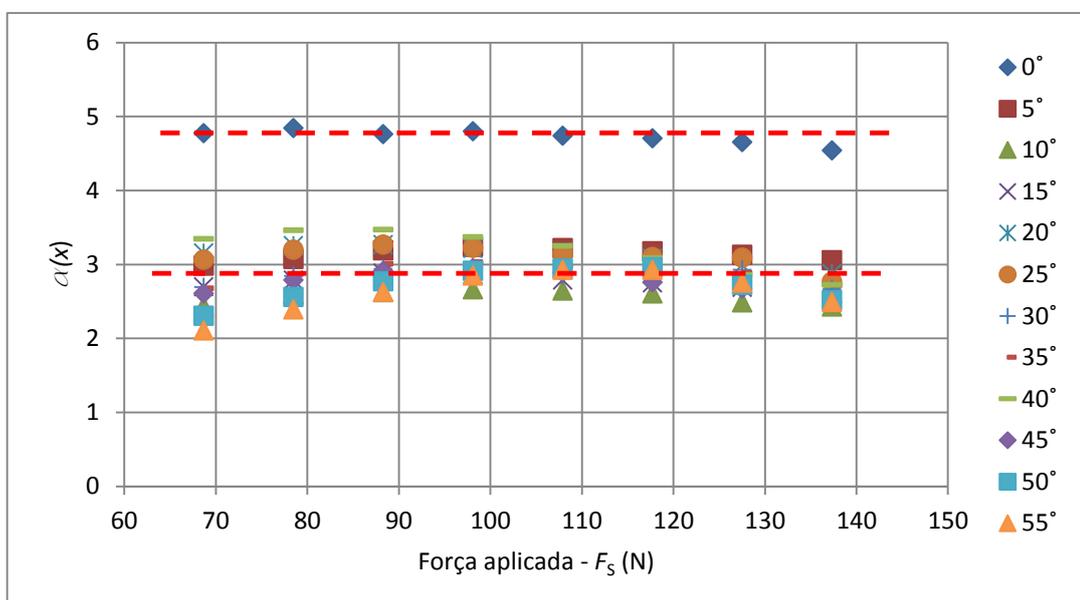


Figura 114 – Relação entre força aplicada e constante de sistema estático.

De uma forma geral, pode-se observar através da Figura 114 que a constante de sistema estático  $\alpha(x)$  varia suavemente com o aumento da força aplicada e com a variação dos ângulos de referência. Para os ângulos de 5 a 55°, a média da constante de sistema estático representada pela linha vermelha tracejada, é aproximadamente igual a 2,9. A dispersão nos valores de  $\alpha(x)$  poderia diminuir um pouco se fosse levada em conta a variação de  $S_u$  ao longo de profundidade no cálculo de  $\alpha(x)$ .

Em função da maior parcela do atrito entre a corrente-solo quando a corrente estiver na posição vertical (maior área de contato), sem perturbação do estado inicial do solo, garantindo maior

adesão entre as partículas do solo e os elos da corrente, observa-se que a média da constante de sistema estático de 4,74 é superior à média dos outros ângulos.

Caso fosse considerado que o perímetro efetivo da corrente no ângulo de  $0^\circ$  é duas vezes maior que o perímetro efetivo da corrente nos restantes ângulos de referência devido à maior área de contato no ângulo de  $0^\circ$ , espera-se menor dispersão nos valores de  $\alpha(x)$ .

.

## 8 RESULTADOS E ANÁLISES DOS ENSAIOS DE CARREGAMENTO DINÂMICO

Nesse capítulo serão apresentados e analisados os resultados dos ensaios dinâmicos realizados nos estágios de carga de 10 e 7kgf (98,10 e 68,67N), na fase do descarregamento, em amostra de argila com teor de umidade de 120% e altura de 72cm, sendo que os ângulos de referência variam de 0° a 55°. Nos primeiros ensaios realizados, foram denominados B e C as duas combinações de ensaios adotadas. Os ensaios B e C foram realizados com frequência na faixa de 1 a 8Hz e acelerações na faixa de 0,25 a 12,19m/s<sup>2</sup> e na faixa de 0,12 a 6,09m/s<sup>2</sup>, respectivamente.

Esses resultados foram apresentados em função dos parâmetros de vibração, que são: frequência e amplitude de deslocamento, sendo que a amplitude de deslocamento máxima de vibração do excitador foi de 6,3mm no ensaio B e 3,15mm no ensaio C.

### 8.1 ATENUAÇÃO DINÂMICA NORMALIZADA – $\zeta_d$

As Figuras 115 e 116 contêm os resultados de atenuação dinâmica normalizada dos ensaios B e C em função de frequência de vibração, enquanto que as Figuras 119 e 120 apresentam os mesmos resultados em função da amplitude de deslocamento. As Figuras 117 e 118 apresentam esses resultados em função do ângulo de referência, mas considerando somente a frequência no intervalo de 1 a 2Hz, que é intervalo com maiores valores de atenuação dinâmica. Para analisar esses resultados eliminando o efeito do comprimento da corrente enterrada na argila, os resultados de atenuação dinâmica normalizada apresentados acima foram multiplicados pela expressão  $H/L$ .

Com objetivo de apresentar os resultados de uma forma clara e legível de modo a permitir uma fácil análise e interpretação, foram apresentados nas figuras seguintes, somente os resultados dos ângulos de referência de 0°, 15°, 25°, 35°, 45° e 55° com as suas respectivas linhas de tendência ajustadas pelo polinômio de 2º grau.

- *Atenuação Dinâmica Normalizada × Frequência de Vibração*

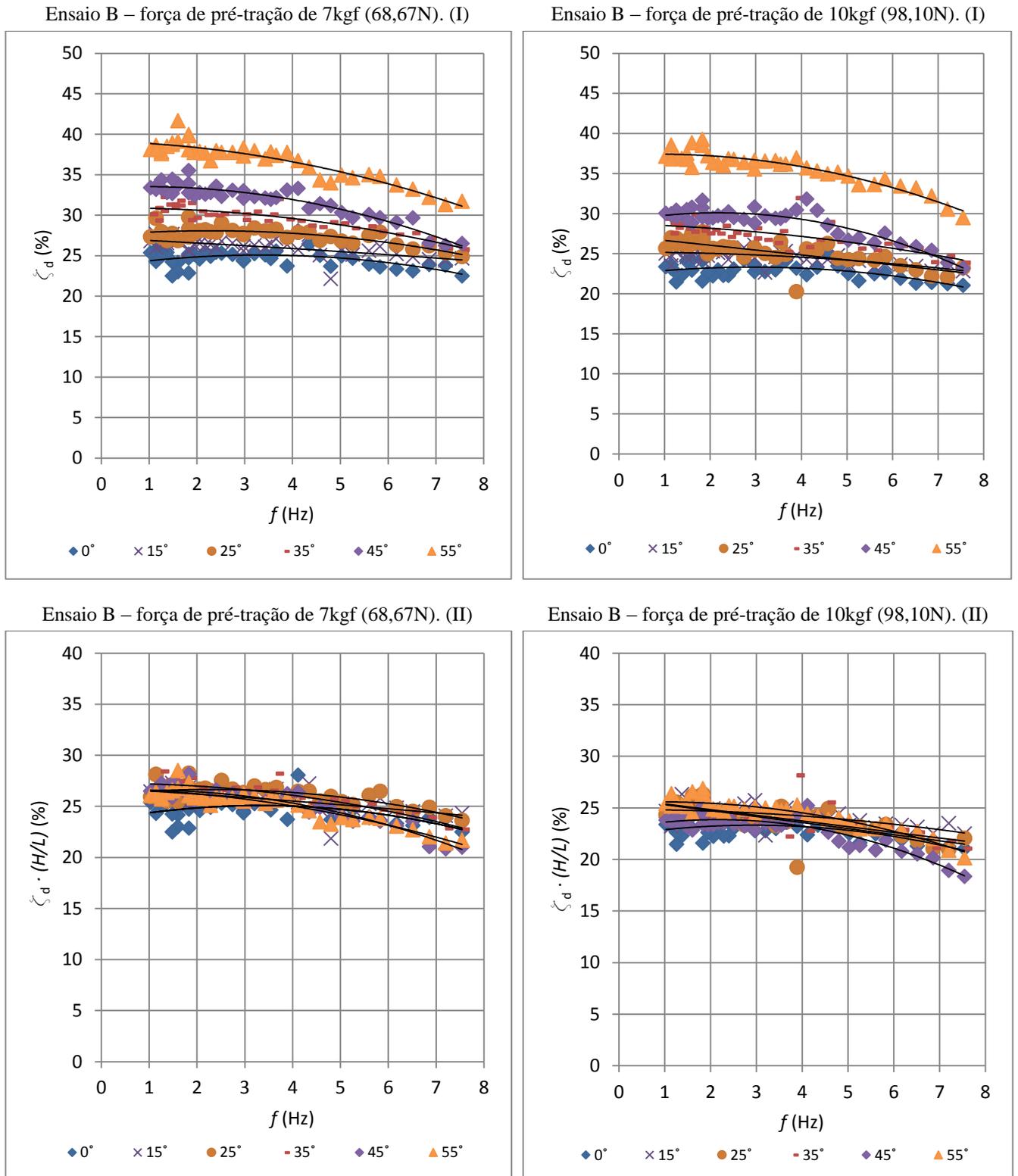
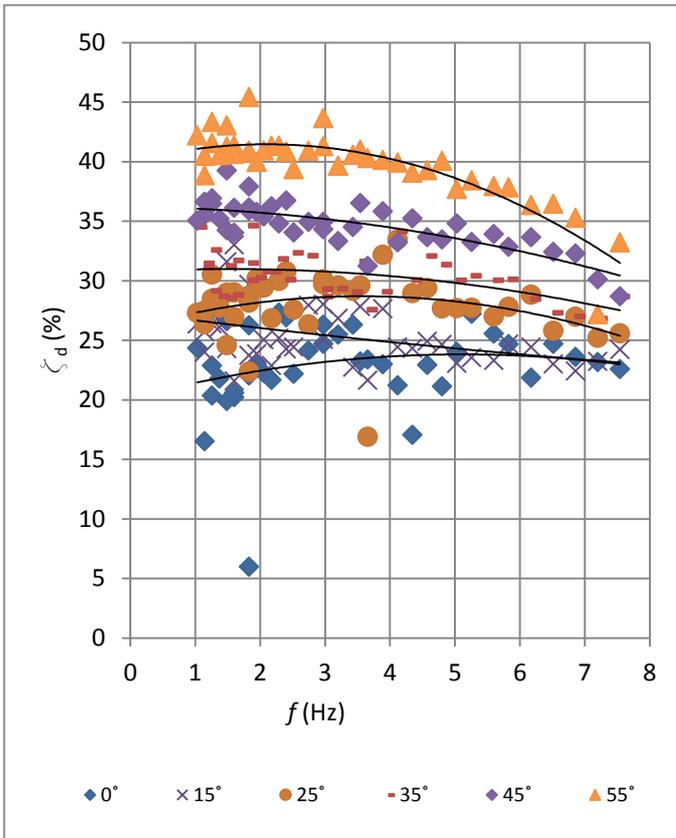
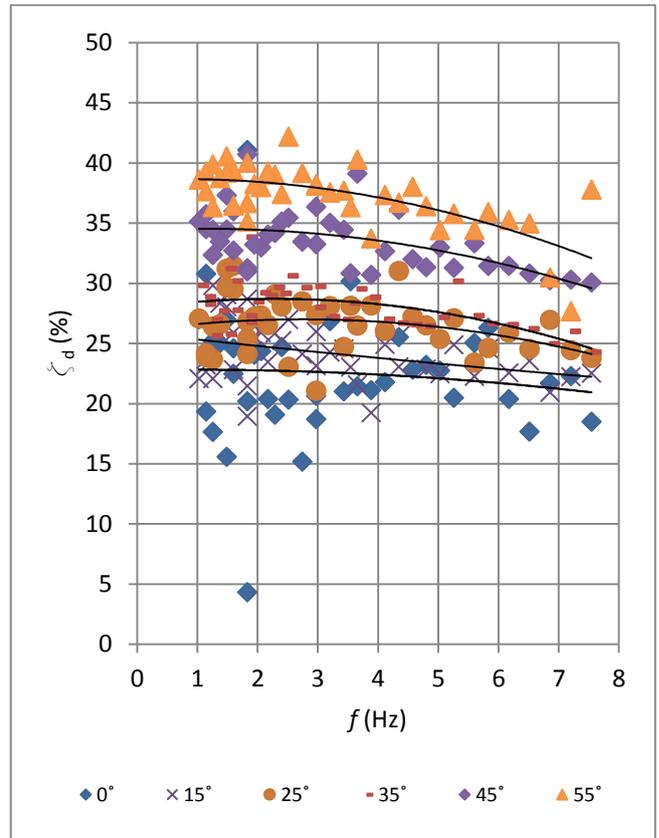


Figura 115 – I) Atenuação dinâmica normalizada versus frequência e II) Atenuação dinâmica normalizada  $\times (H/L)$  versus frequência – aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s<sup>2</sup>.

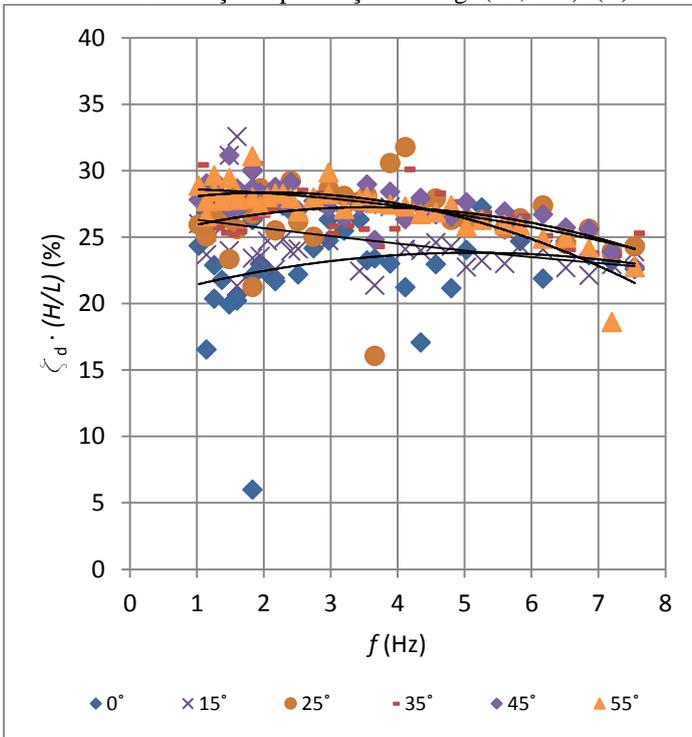
Ensaio C – força de pré-tração de 7kgf (68,67N). (I)



Ensaio C – força de pré-tração de 10kgf (98,10N). (I)



Ensaio C – força de pré-tração de 7kgf (68,67N). (II)



Ensaio C – força de pré-tração de 10kgf (98,10N). (II)

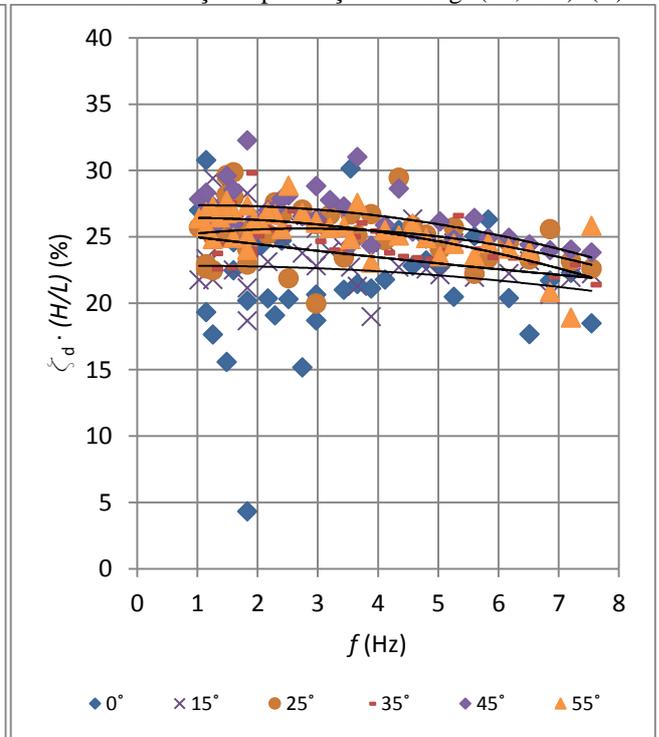


Figura 116 – I) Atenuação dinâmica normalizada *versus* frequência e II) Atenuação dinâmica normalizada x (H/L) *versus* frequência – aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s<sup>2</sup>.

- *Atenuação Dinâmica Normalizada × Ângulo de Referência*

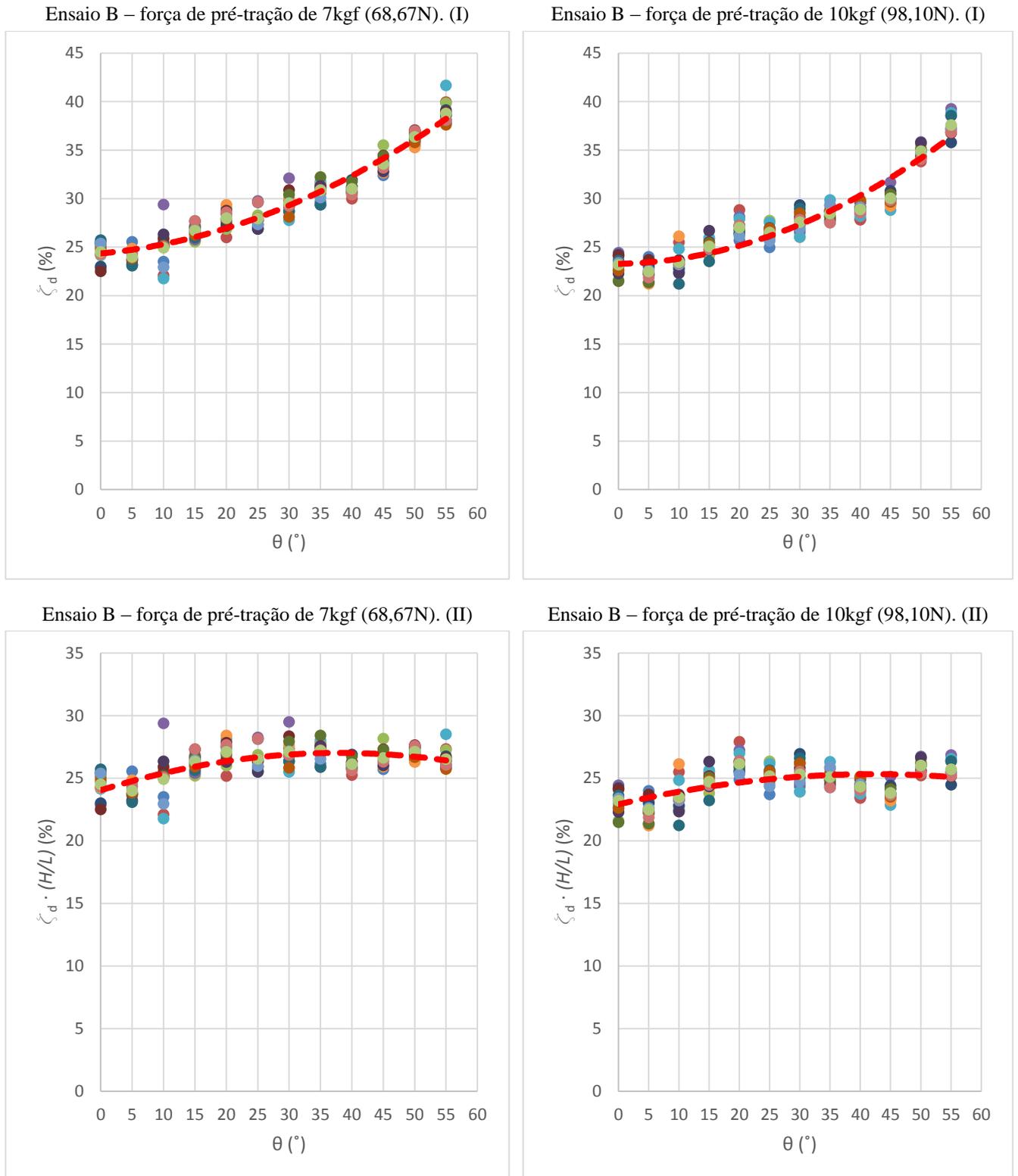
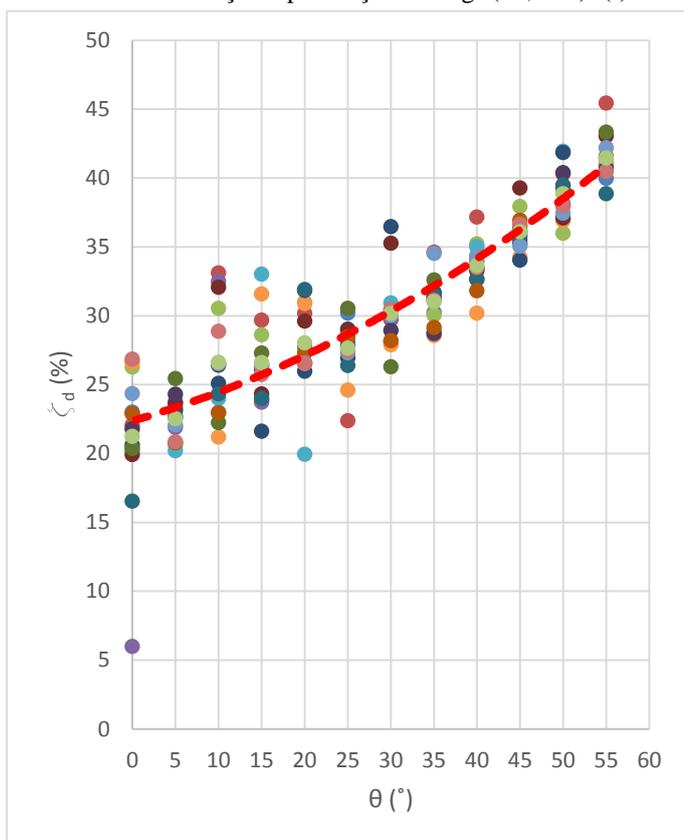
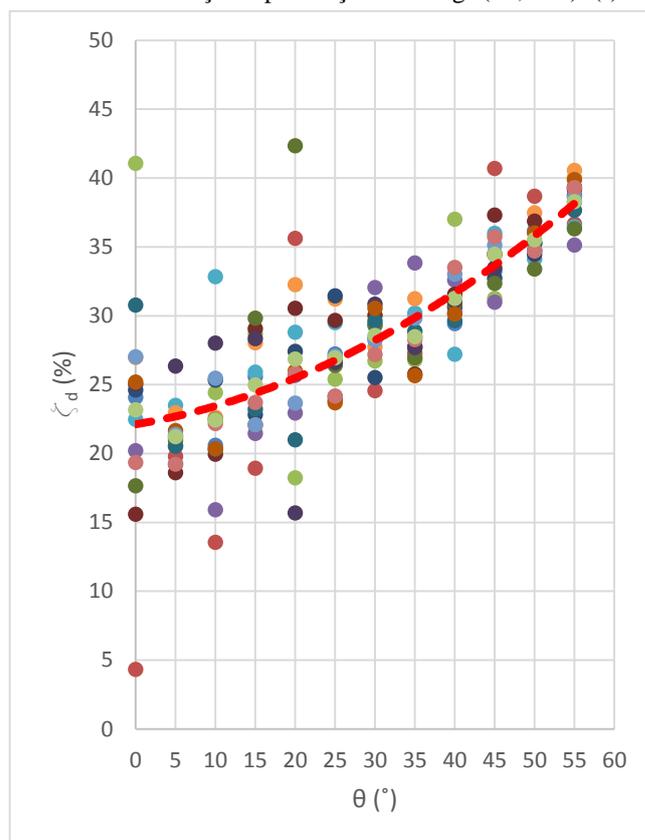


Figura 117 – I) Atenuação dinâmica normalizada versus ângulo de referência e II) Atenuação dinâmica normalizada x  $(H/L)$  versus ângulo de referência – frequência na faixa de 1 a 2Hz e aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s<sup>2</sup>.

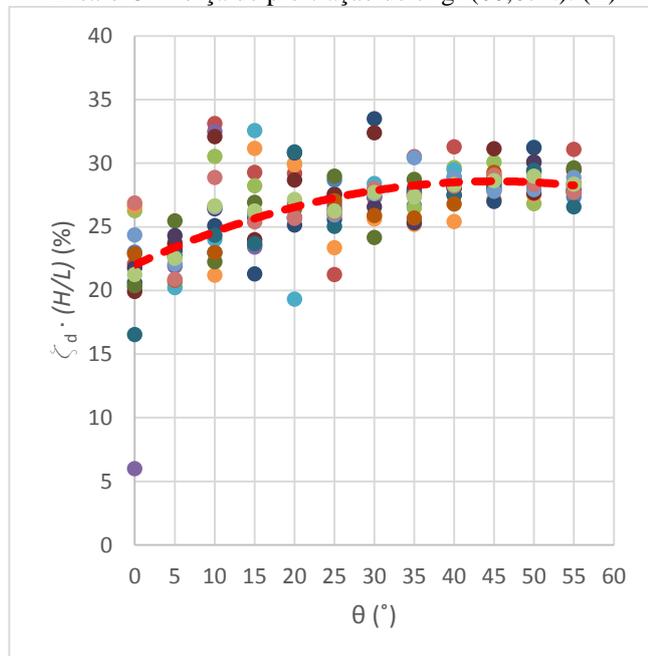
Ensaio C – força de pré-tração de 7kgf (68,67N). (I)



Ensaio C – força de pré-tração de 10kgf (98,10N). (I)



Ensaio C – força de pré-tração de 7kgf (68,67N). (II)



Ensaio C – força de pré-tração de 10kgf (98,10N). (II)

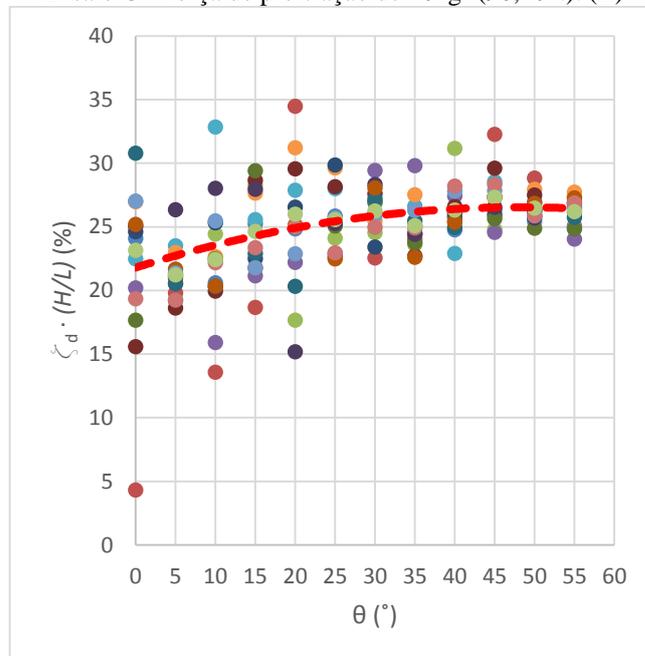


Figura 118 – I) Atenuação dinâmica normalizada *versus* ângulo de referência e II) Atenuação dinâmica normalizada x (H/L) *versus* ângulo de referência – frequência na faixa de 1 a 2Hz e aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s<sup>2</sup>.

• *Atenuação Dinâmica Normalizada × Amplitude de Deslocamento*

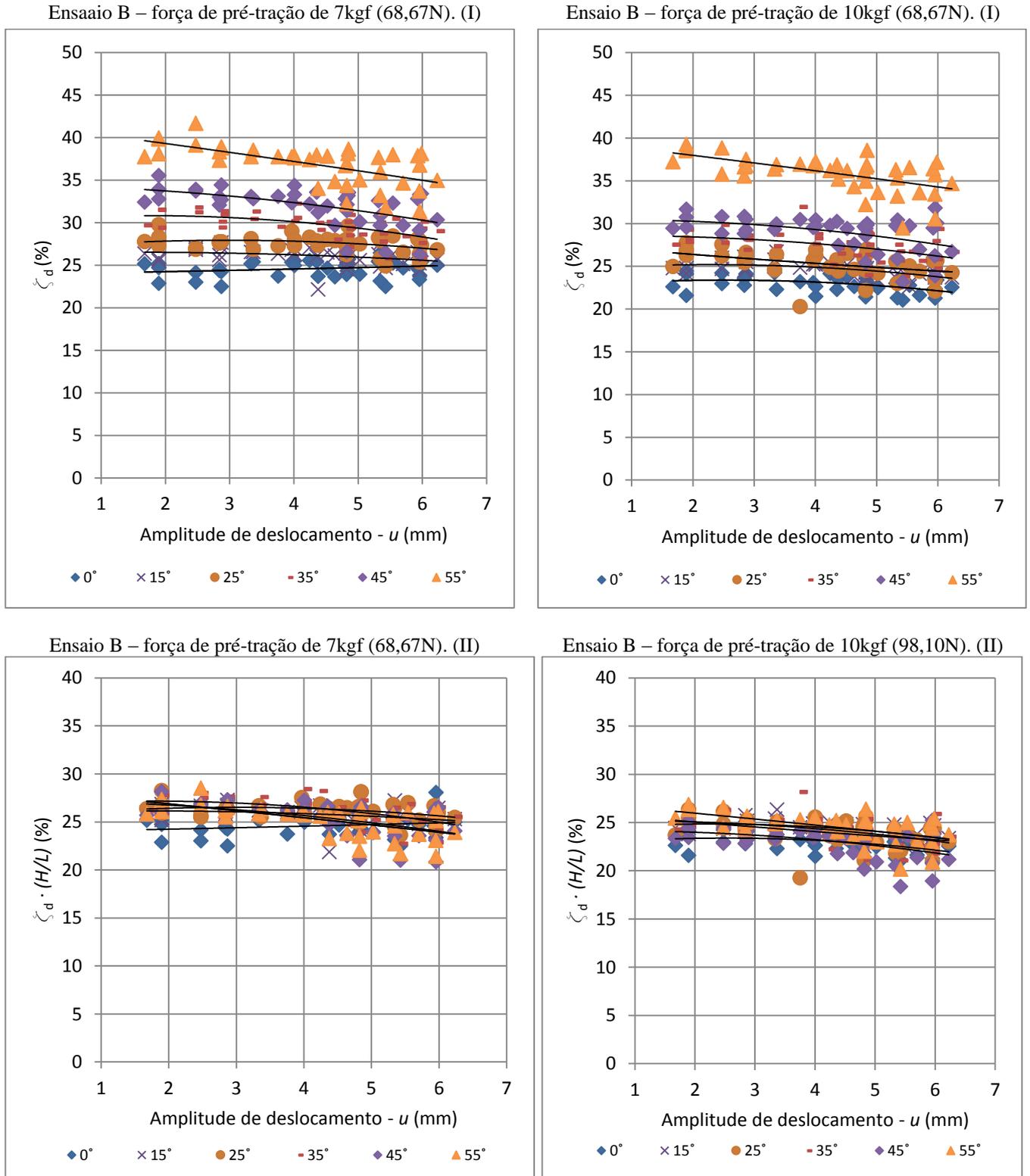
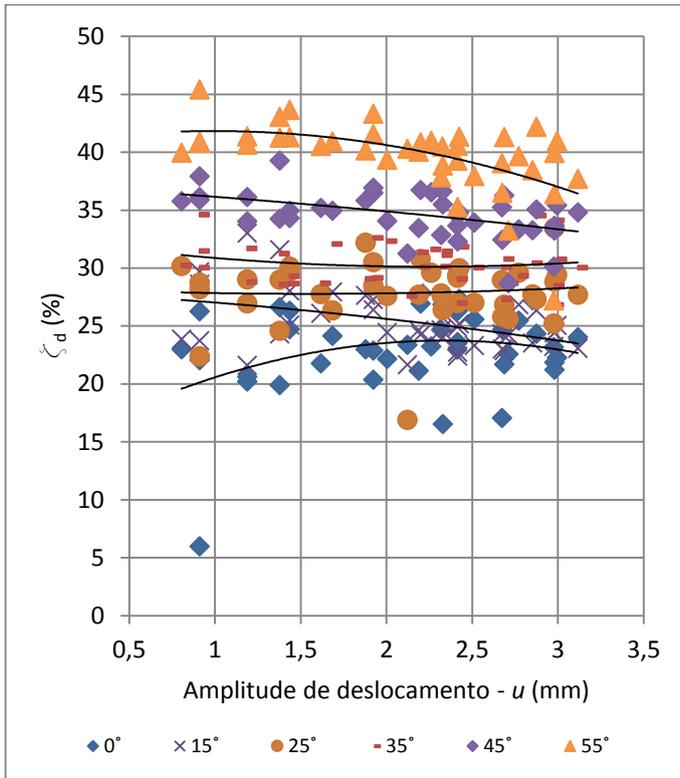
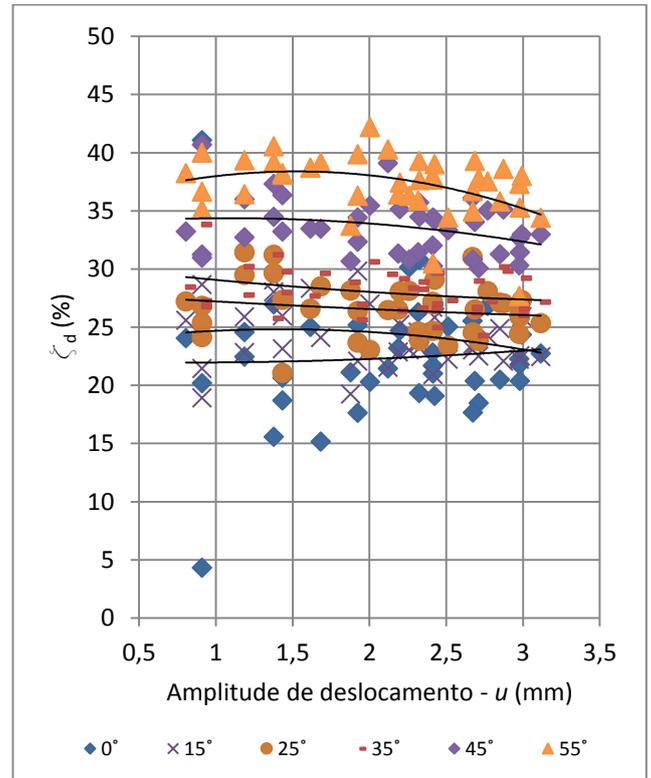


Figura 119 – I) Atenuação dinâmica normalizada versus amplitude de deslocamento e II) Atenuação dinâmica normalizada  $\times (H/L)$  versus amplitude de deslocamento – aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s<sup>2</sup>.

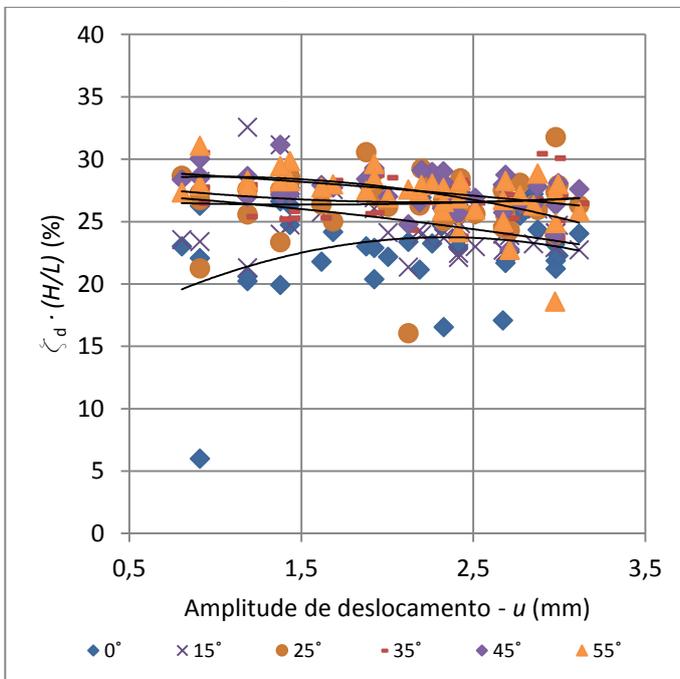
Ensaio C – força de pré-tração de 7kgf (68,67N). (I)



Ensaio C – força de pré-tração de 10kgf (98,10N). (I)



Ensaio C – força de pré-tração de 7kgf (68,67N). (II)



Ensaio C – força de pré-tração de 10kgf (98,10N). (II)

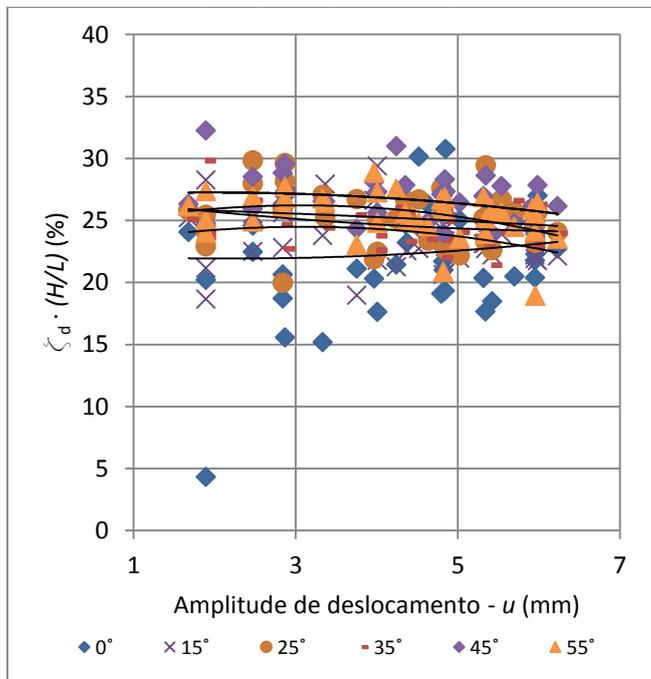


Figura 120 – I) Atenuação dinâmica normalizada versus amplitude de deslocamento e II) Atenuação dinâmica normalizada  $x(H/L)$  versus amplitude de deslocamento – aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s<sup>2</sup>.

Nas Figuras 115 e 116, observa-se que os valores de atenuação dinâmica normalizada diminuíram de uma forma mais acentuada com o aumento da frequência de 4 para 8Hz, sendo que a faixa de variação de atenuação dinâmica normalizada nos ensaios B e C são respectivamente, 22 a 28% e 21 a 35%. Esses valores de atenuação dinâmica normalizada são superiores aos valores de atenuação estática que variam de 12,9% no ângulo de 55° para 18,3% no ângulo de 5° quando for aplicada a carga máxima (14kgf=137,34N).

Uma das possíveis razões para a diminuição da atenuação dinâmica normalizada nas frequências maiores que 4Hz pode ser relacionada com o aumento de  $S_u$  a medida que aumenta a velocidade de carregamento. Devido às maiores manifestações dos efeitos dinâmicos da viscosidade nas maiores frequências, esperava-se um aumento nos valores de atenuação dinâmica à medida que aumenta a frequência.

Ao eliminar os efeitos do comprimento da corrente, multiplicando os valores de atenuação dinâmica normalizada pela expressão ( $H/L$ ), observou-se que os resultados ficaram menos dispersos (mais compactos), permitindo concluir que a influência da variação dos ângulos de referência nos valores de atenuação dinâmica normalizada é devido à variação do comprimento da corrente.

A atenuação dinâmica normalizada multiplicada pelo  $H/L$  decresce lentamente com o aumento da frequência, sendo que esse decréscimo foi mais perceptível nas frequências de 4 a 8Hz. A média de atenuação dinâmica normalizada multiplicada pelo  $H/L$  dos ensaios B e C é de aproximadamente 26% no estágio de carga de 7kgf (68,67N) e, aproximadamente igual a 24% no estágio de 10kgf (98,10N).

Nas Figuras 117 e 118 observa-se que tanto os valores de atenuação dinâmica como os de atenuação dinâmica normalizada crescem com o aumento do ângulo de referência devido ao

efeito do comprimento da corrente embutido no solo. Ao eliminar o efeito do comprimento da corrente, verifica-se que esses valores tendem a ser constantes para ângulos de referência maiores que 25°.

Quando foram representados os resultados de atenuação dinâmica normalizada em função de amplitude de deslocamento, observa-se que, nos maiores ângulos de referência, esses valores de atenuação são poucos sensíveis à variação de amplitude de vibração. Acredita-se que isso se deve à ocorrência de deslocamento transversal da corrente observados nos maiores ângulos de referência.

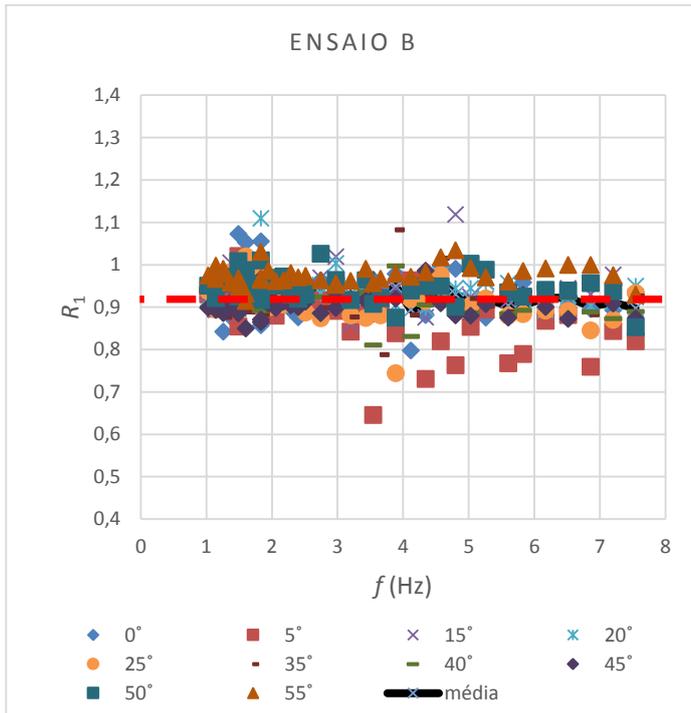
## 8.2 INFLUÊNCIA DA AMPLITUDE DA FORÇA DE PRÉ-TRAÇÃO APLICADA

As linhas de ancoragem, antes de sofrerem as ações provenientes das cargas ambientais, elas são pré-tracionadas até formarem um determinado ângulo com a superfície do leito marinho. Assim, estudar a influência da variação da força de pré-tração nos valores da atenuação dinâmica é de grande importância. A Figura 121 apresenta os valores da razão de atenuação dinâmica normalizada e a média dessa razão (linha vermelha tracejada).

Define-se como razão da atenuação dinâmica normalizada  $R_1$ , o quociente entre a atenuação dinâmica normalizada no estágio de força de pré-tração de 10kgf (98,10N) e a atenuação dinâmica normalizada no estágio de 7kgf (67,68N) para ensaios realizados com a mesma faixa de aceleração. A razão pode ser calculada através da seguinte expressão:

$$R_1 = \zeta_{d,10\text{kgf}} / \zeta_{d,7\text{kgf}} \quad (39)$$

Aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s<sup>2</sup>.



Aceleração na faixa de 0,12 a 6,09m/s<sup>2</sup>.

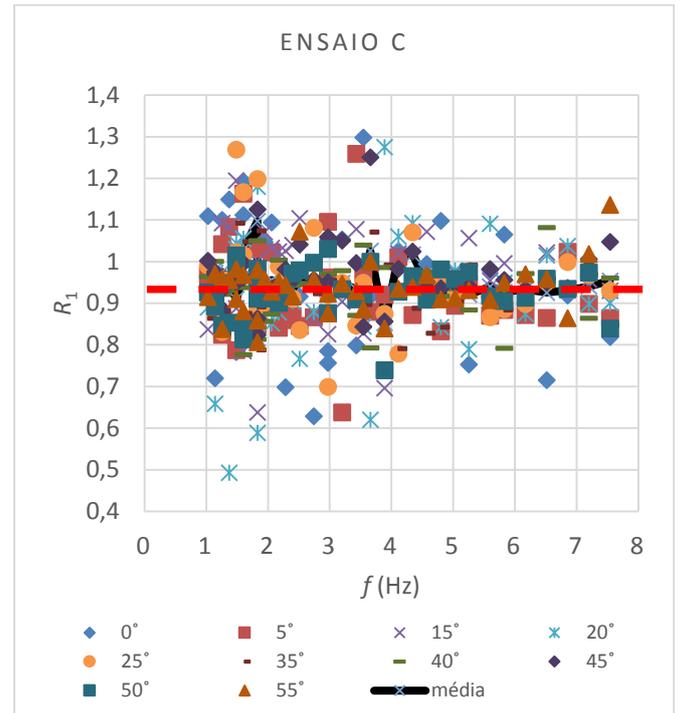


Figura 121 – Razão da atenuação dinâmica normalizada,  $R_1$  versus frequência, ensaios B e C.

Foram apresentados na Figura 122, os valores da razão de atenuação dinâmica normalizada e a média dessa razão correspondente ao ensaio D, realizado no ramo de carregamento.

Aceleração na faixa de 0,25 a 12,19m/s<sup>2</sup>.

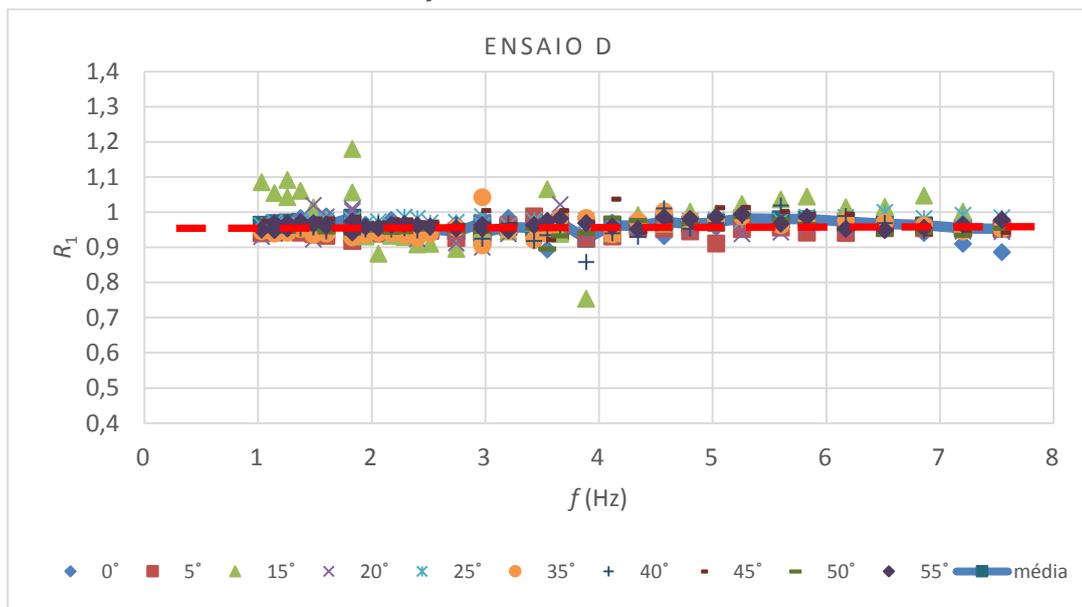


Figura 122 – Razão da atenuação dinâmica normalizada,  $R_1$  versus frequência, ensaio D.

Para os estágios de força de pré-tração utilizados na presente pesquisa, pode-se afirmar que os valores de atenuação dinâmica normalizada sofrem pouca variação com a mudança de força de pré-tração de 10kgf (98,10N) para 7kgf (68,67N), no ramo de descarregamento. Os resultados de atenuação dinâmica normalizada no estágio de força de 7kgf (68,67N) são levemente superiores aos valores do estágio de 10kgf (98,10N), tendo como média da razão de atenuação dinâmica os valores de 0,91 e 0,93, correspondentes aos ensaios B e C, respectivamente (Figura 121).

Os resultados do ramo de carregamento apresentaram o mesmo comportamento dos resultados do ramo de descarregamento, pois os resultados de atenuação dinâmica normalizada no estágio de força de 7kgf (68,67N) são levemente superiores aos valores do estágio de 10kgf (98,10N), tendo como média da razão de atenuação dinâmica o valor de 0,97 (Figura 122).

No ensaio C realizado com a menor faixa de aceleração, verificou-se que nos menores ângulos de referência, em algumas frequências, os valores de atenuação dinâmica normalizada no estágio de 10kgf (98,10N) foram superiores aos do 7kgf (68,67N). Esse comportamento não se verificou no ensaio B e nem no ensaio D, realizados com a maior faixa de aceleração.

### 8.3 INFLUÊNCIA DA MAGNITUDE DE ACELERAÇÃO

Com objetivo de analisar a influência da variação de aceleração nos valores de atenuação dinâmica normalizada, a Figura 123 apresenta a razão entre atenuação dinâmica normalizada da faixa de acelerações maiores e atenuação dinâmica normalizada da faixa de acelerações menores. A linha vermelha tracejada corresponde à média da razão para diferentes valores de ângulo de referência, nos estágios de carga de pré-tração de 7kgf e 10kgf (68,67 e 98,10N). Assim, a razão da atenuação dinâmica normalizada,  $R_2$  em função de aceleração para ensaios realizados com mesmos níveis de força de pré-tração pode ser expressa da seguinte forma:

$$R_2 = \zeta_{d,\text{maior aceleração}} / \zeta_{d,\text{menor aceleração}} \quad (40)$$

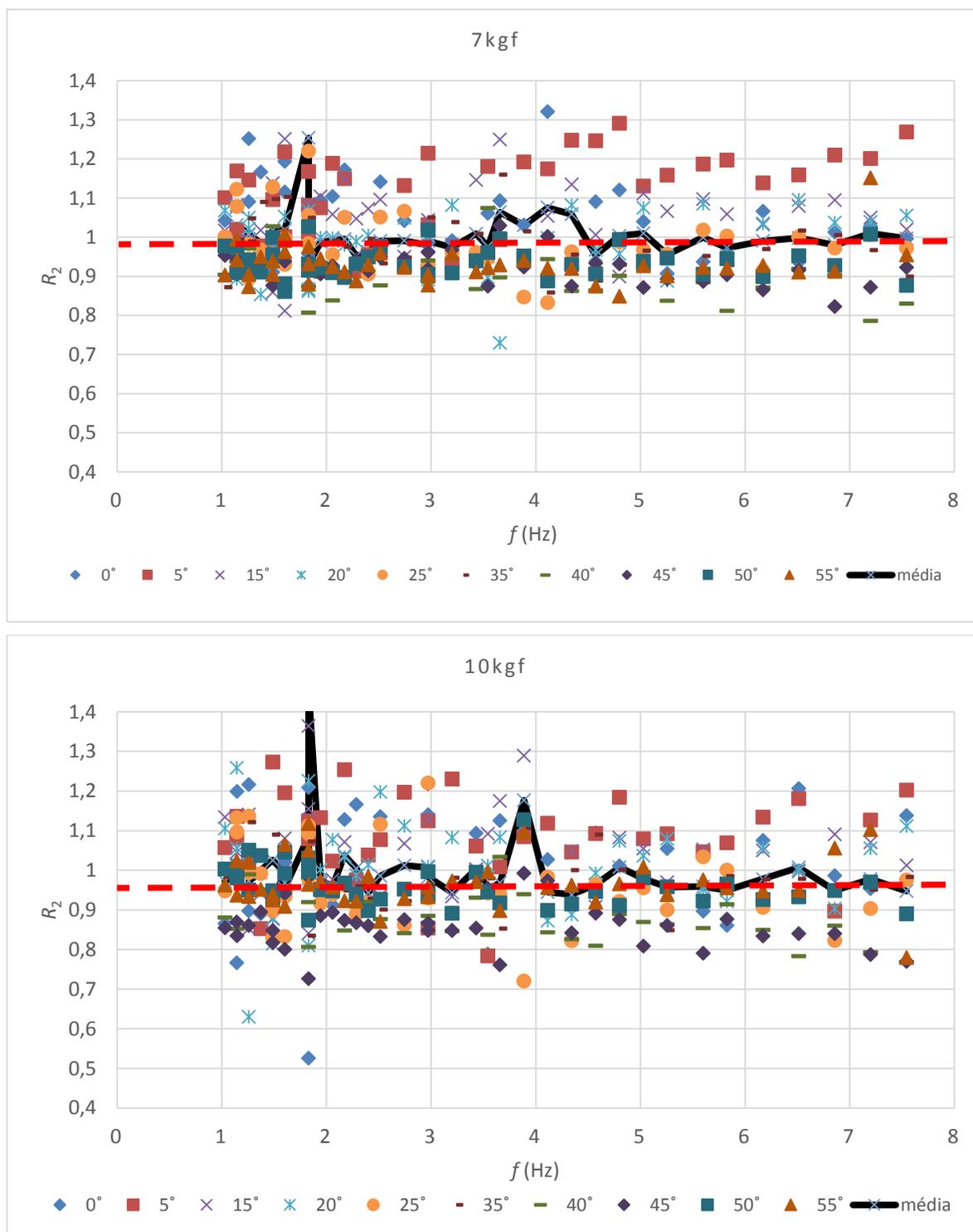


Figura 123 – Razão da atenuação dinâmica normalizada,  $R_2$  versus frequência, ensaios B e C.

De acordo com os resultados apresentados na Figura 123, observou-se que tanto na carga de 7kgf (68,67N) como na de 10kgf (98,10N), nos maiores ângulos de referência, os maiores valores de atenuação dinâmica normalizada ocorreram no ensaio realizado com a menor faixa de aceleração, ao passo que nos menores ângulos de referência (menores de 25°) ocorreram o

contrário. Com isso, pode-se afirmar que para os níveis de acelerações utilizados na presente pesquisa, a variação de faixa de aceleração de 0,12 – 6,09m/s<sup>2</sup> para 0,25 – 12,19m/s<sup>2</sup> não tem influência significativa na variação da média de razão de atenuação dinâmica normalizada, uma vez que a média das razões são aproximadamente iguais a 0,97 no estágio de 7kgf (68,67N) e 0,94 no estágio de 10kgf (98,10N).

#### 8.4 COMPARAÇÃO ENTRE OS ESTÁGIOS DE CARREGAMENTO E DESCARREGAMENTO

Com a intenção de comparar a magnitude de atenuação dinâmica no ramo de carregamento com os valores da atenuação estática, foi analisada neste item a razão da atenuação dinâmica normalizada entre o ramo de carregamento e descarregamento para um mesmo valor de carga de pré-tração aplicada (Figura 124). Sabe-se que os valores de atenuação estática são inferiores aos valores de atenuação dinâmica do ramo de descarregamento.

Para um mesmo valor de carga de pré-tração aplicada, denominou-se de razão da atenuação dinâmica normalizada,  $R_3$ , o quociente entre atenuação no ramo do descarregamento pela atenuação do ramo de carregamento e é expressa da seguinte forma

$$R_3 = \zeta_{d,descarregamento} / \zeta_{d,carregamento} \quad (41)$$

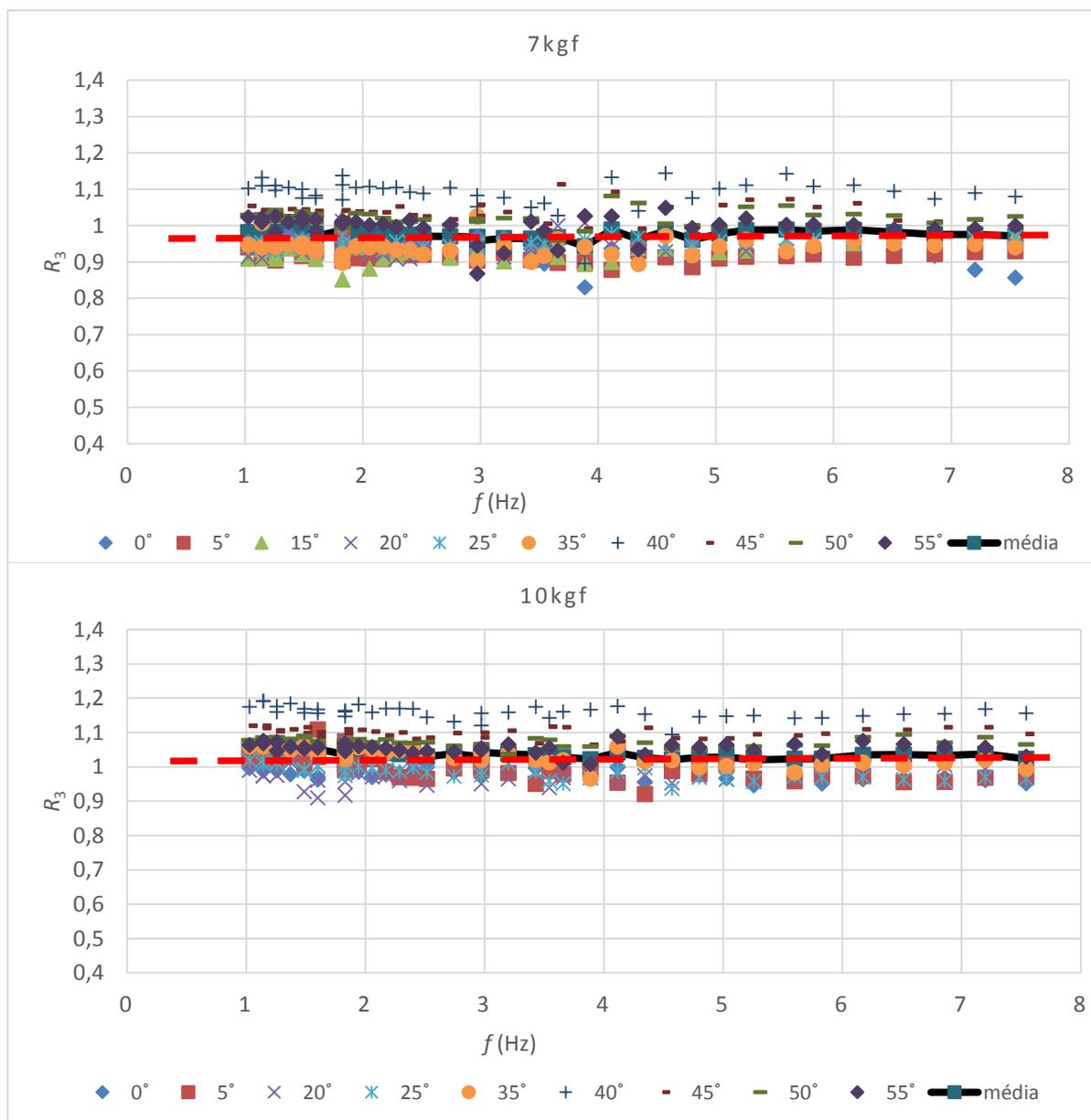


Figura 124 – Razão da atenuação dinâmica normalizada  $R_3$  versus frequência, ensaio D.

A partir da Figura 124, pode-se observar que as médias da razão  $R_3$  nas forças de pré-tração de 7 e 10kgf (68,67 e 98,10N) são respectivamente, 0,96 e 1,05. Com isso, concluiu-se que a mudança do ramo de carga onde foi realizado o ensaio não apresentou influência significativa na variação dos valores de atenuação dinâmica normalizada, permitindo afirmar que os valores de atenuação estática são inferiores aos da dinâmica realizados tanto no ramo de carregamento como no de descarregamento.

Os valores de atenuação dinâmica dos ramos de descarregamento são maiores que os do ramo de descarregamento a partir dos ângulos de  $35^\circ$  e  $40^\circ$ , que correspondem respectivamente às cargas de pré-tração de 10 e 7kgf (98,10 e 68,67N).

## 9 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo é reservado a apresentação das principais conclusões obtidas nessa pesquisa, bem como as sugestões consideradas pertinentes para pesquisas futuras.

### 9.1 CONCLUSÕES

Essa pesquisa, como continuação do estudo de atenuação de cargas estáticas em linhas de ancoragem desenvolvido por Rocha (2014), atingiu o seu objetivo que consistiu em estudar a atenuação de cargas dinâmicas no trecho da linha de ancoragem embutida no solo, entre *touch down point* (TDP) e o ponto de ancoragem, através de experimentos em modelos reduzidos com solos argilosos. Para atingir esse objetivo, primeiramente foi montado um sistema para aplicação de cargas dinâmicas, adaptado ao sistema desenvolvido por Rocha (2014) através da adição de uma célula de carga superior. A realização de um conjunto de ensaios com carregamentos dinâmicos em argilas permitiu a obtenção de um banco de dados para análise e interpretação do fenômeno de atenuação dinâmica, levando em consideração os princípios de similaridade.

Durante a realização dessa pesquisa foram encontradas algumas dificuldades para o encaminhamento da pesquisa destacando-se: problemas na célula de carga inferior provocados pela infiltração de água, escassez de bibliografias que discutem o tema de atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem e a falta de condições mínimas para a realização dos ensaios devido ao longo período de restauração do laboratório (LEGG).

Baseando-se nos resultados e nas análises apresentados nos capítulos 6, 7 e 8, foi possível obter as seguintes conclusões, que são necessárias para o entendimento do fenômeno de atenuação dinâmica:

### 9.1.1 Comportamento do solo

- depois de um tempo de repouso da argila, a sua umidade diminui com a profundidade em função do adensamento da amostra por peso próprio. Ao realizar a mistura da argila para o reaproveitamento da mesma, percebe-se que argila adquire propriedades similares da primeira mistura, perdendo toda estrutura formada durante o repouso;
- quanto à resistência não drenada da argila, foram observados um aumento de  $S_u$  ao longo da profundidade. Os valores de  $S_u$  para ensaios com velocidade de 0,015rps são representativos da condição da resistência mínima, na condição drenada;
- em função das características da argila, a carga mínima necessária para deslocar a corrente dentro da massa de solo depende essencialmente da resistência não drenada na superfície da argila ( $S_{u0}$ ), do ângulo de incidência da corrente na argila e da configuração geométrica da corrente;
- a relação entre o deslocamento da corrente e a carga aplicada não é linear, principalmente nas cargas mais baixas, ao passo que as cargas mais altas provocam a mobilização completa da resistência do solo, a relação entre as variáveis possui um comportamento aproximadamente linear;
- durante o carregamento estático, a argila utilizada nos ensaios comporta-se como material plástico, porém no carregamento dinâmico, a argila apresenta comportamento de um material visco-plástico com pequena influência da parcela viscosa.

### 9.1.2 Estático

- as forças medidas na célula de carga inferior crescem com o aumento da força aplicada, sendo porém inferiores devido à atenuação desta força na interface solo-corrente ao longo do trecho enterrado. Foram observados que os valores da força medida na célula inferior são inversamente proporcionais à altura da amostra de argila (comprimento da corrente enterrada) e diretamente proporcionais ao teor de umidade das amostras;
- os valores de  $F_h/F_v$  e do ângulo  $\beta$  medidos na célula de carga inferior são mais sensíveis à variação do ângulo de referência ( $\theta$ ) do que às mudanças nos valores das forças

aplicadas. O incremento dos valores da razão  $F_h/F_v$  e do ângulo  $\beta$  não é constante à medida que os ângulos de referência crescem, pois foi observado que para ângulos de referência maiores que  $25^\circ$ , quando o ângulo de referência ( $\theta$ ) aumenta em  $5^\circ$ , os incrementos nos valores da razão  $F_h/F_v$  e do ângulo  $\beta$  variam entre 0,05 a 0,11 e entre  $1,5$  a  $5,2^\circ$ ; respectivamente;

- os valores de  $F_h$  e  $F_v$  crescem com o aumento da força aplicada, sendo que esse crescimento não é linear nos ensaios realizados em amostras de argila de maior altura. O aumento dos ângulos de referência faz aumentar o valor de  $F_h$  e diminuir o valor de  $F_v$ ;
- a sensibilidade na variação dos ângulos medidos na célula inferior  $\beta$  é mais visível nas amostras de argilas com menores alturas e maiores teores de umidade e que, os parâmetros:  $S_u$ , carga aplicada e ângulo de referência  $\theta$  definem a configuração da catenária invertida e a mobilização da resistência tangencial do solo e influenciam nos valores das componentes  $F_h$  e  $F_v$  e no ângulo  $\beta$ ;
- com relação a atenuação estática, foi observado que os valores variam de 16,3 a 24N para ângulos maiores que  $5^\circ$  para carga aplicada de 137,34N. Para o ângulo de  $0^\circ$  a atenuação estática foi igual a 32,5N devido à maior interação existente entre a corrente e o solo;
- uma vez eliminado o efeito do comprimento da corrente na análise dos resultados de atenuação estática, verificou-se que os valores de atenuação estática normalizada são mais sensíveis à variação da carga aplicada do que a variação dos ângulos de referência, apresentando uma faixa de variação do valor máximo na carga máxima aplicada (137,34N) de 12,9% para o ângulo de  $55^\circ$  e de 18,3%, para o ângulo de  $5^\circ$ ;
- nas amostras de argilas com o mesmo teor de umidade foram observados valores de atenuação estática e atenuação estática normalizada crescentes com o aumento da altura da amostra. Nos ensaios realizados com amostras de mesma altura e teores de umidades diferentes, verificou-se que amostras com menores teores de umidade possuem os maiores valores de atenuação e atenuação normalizada por apresentarem maiores resistências não drenadas.

### 9.1.3 Dinâmica

- Foi observada uma diminuição da atenuação dinâmica normalizada nas frequências maiores que 4Hz. Esse comportamento é contrário do que se esperava, aumento nos valores de atenuação dinâmica à medida que aumenta a frequência devido às maiores manifestações dos efeitos dinâmicos da viscosidade nas maiores frequências;
- pode ser que, o aumento da velocidade de carregamento nas maiores frequências provoca o aumento dos valores e  $S_u$  e, conseqüentemente a diminuição da atenuação dinâmica normalizada nas frequências maiores que 4Hz;
- As faixas de variação de atenuação dinâmica normalizada nos ensaios B e C foram de 22 a 30% e de 21 a 35%, respectivamente;
- quando se elimina os efeitos do comprimento da corrente nos resultados de atenuação dinâmica normalizada dos ensaios B e C, obtém-se como valores médios de atenuação 26% na carga de pré-tração de 7kgf (68,67N) e 24% na carga de pré tração de 10kgf (98,10N);
- verifica-se que os valores de atenuação dinâmica e atenuação dinâmica normalizada tendem a ser constantes para ângulos de referência maiores que 25°, ao eliminar o efeito do comprimento da corrente;
- no ramo de descarregamento, os resultados de atenuação dinâmica normalizada no estágio de força de 10kgf (98,10N) são levemente inferiores aos valores do estágio de 7kgf (68,67N), tendo como média da razão de atenuação dinâmica  $R_1$  os valores de 0,91 e 0,93, correspondentes aos ensaios B e C, respectivamente. Porém, no ramo de carregamento, ensaio D, a média da razão de atenuação dinâmica  $R_1$  apresentou um valor de 0,97;
- para os níveis de acelerações utilizados na presente pesquisa, a variação de faixa de aceleração de 0,12 – 6,09m/s<sup>2</sup> para 0,25 – 12,19m/s<sup>2</sup> não apresentou influência significativa na variação da média de razão de atenuação dinâmica normalizada  $R_2$ , uma vez que as médias de  $R_2$  dos ensaios B e C são aproximadamente iguais a 0,97 no estágio de 7kgf (68,67N) e 0,94 no estágio de 10kgf (98,10N);
- foram observadas que as médias da razão  $R_3$  nas forças de pré-tração de 7 e 10kgf (68,67 e 98,10N) são respectivamente, 0,96 e 1,05. Com isso, concluiu-se que a mudança do

ramo de carga não apresenta influência significativa na variação dos valores de atenuação dinâmica normalizada, permitindo afirmar que os valores de atenuação estática são inferiores aos da dinâmica realizados tanto no ramo de carregamento como no ramo de descarregamento;

- os valores de atenuação dinâmica normalizada são poucos sensíveis à variação de amplitude de vibração nos maiores ângulos de referência.

## 9.2 RECOMENDAÇÕES

Para os trabalhos futuros, são recomendados os seguintes:

- formular um modelo matemático/numérico que permite estimar os valores de atenuação e do ângulo medido na estaca  $\beta$ ;
- modelar através dos recursos do Método de Elementos Finitos o problema em estudo, calibrado com os resultados dos ensaios experimentais em modelo reduzido;
- Realizar testes de carregamento dinâmico em escala maior ou em um campo experimental para comprovar os resultados obtidos nessa pesquisa.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMARAL, C. S. *et al.* **Previsão numérica da capacidade de carga dos pontos fixos de ancoragem da plataforma SS-11 e navio avaré no campo de coral considerando diferentes condições de inclinação e carregamento.** Relatório Parcial do Projeto. CENPES/PDEP/MC/COPPETEC/SERCON, Rio de Janeiro, 2002.

AMARAL, C. S.; COSTA, A. M. **Verificação dos fatores de segurança das estacas torpedo para o navio avaré no campo de coral.** Relatório parcial do projeto – 601129. CENPES/PDP/MC, Rio de Janeiro, 2004.

AMARAL, C. S.; COSTA, A. M. **Avaliação dos testes de arrancamento de estacas torpedo em modelo reduzido.** Relatório parcial do projeto – 601129. CENPES/PDEP/MC, Rio de Janeiro, 2005.

AMARAL, C. S. *et al.* **Methodology validation of the Bearing Capacity calculation of the torpedoes.** Relatório Técnico. CENPES, Rio de Janeiro, 2007.

AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE – API. **Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms— working stress design.** API Recommended Practice 2A-WSD, Washington, U.S.A., 1993.

\_\_\_\_\_. **Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms— working stress design.** API Recommended Practice 2A-WSD, Washington, U.S.A., 2006.

\_\_\_\_\_. **Design and analysis of Stationkeeping systems for floating structures.** API Recommended Practice 2SK, Washington, U.S.A., ed. 3, oct. 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT. **NBR 6457: Amostras de solo – preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização.** Rio de Janeiro, Ago. 1986.

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

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

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

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

BANG, S. *et al.* Calibration of Analytical Solution Using Centrifuge Model Tests on Mooring Lines. In: The Thirteenth International Offshore and Polar Engineering Conference, 2003, Honolulu, U.S.A. **Proceedings...** 25-30 May. 2003.

BRÜEL&KJÆR. **PM vibration exciter type 4808.** Technical Documentation – User Manual, Jun. 2006.

BRUM Jr., S. A. *et al.* Performance of torpedo piles using scaled models in geotechnical centrifuge. In COBRAMSEG, 2010, Gramado. **Anais...** Gramado: ABMS, v. 1, 2010. p. 1–15.

CASTRO, F. A. **Estudo da interação entre risers, linhas de ancoragem e unidade flutuante do tipo turret.** 2008, 223p. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

COGLIATI, B. **Modelos viscosos em mecânica dos solos: análises de uma equação visco-hipoplástica.** 2011, 104p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Escola politécnica da universidade de São Paulo, USP, São Paulo, 2011.

DEAN, E. T. R. **Offshore geotechnical engineering Principles and practice.** London: Thomas Telford Limited, 2010, 554p.

DEGENKAMP, G.; DUTTA, A. Soil resistances to embedded anchors chain in soft clay. **Journal of Geotechnical Engineering**, New York, v. 115, n. 10, Oct. 1989.

D'SOUZA, R. B.; DOVE, P. G. S.; KELLY, P. J. Taut leg spread moorings: A cost-effective alternative for deepwater platforms. In: 35th Annual Offshore Technology Conference, Paper 7203, 1993, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 3-6 May 1993.

FILHO, J. M.; FREITAS Jr., J. A.; COSTA, M. M. M. **REOLOGIA.** Apostila (materiais de construção) – UNIVERSIDADE FEDERAL DO PARANÁ, UFPR, Curitiba, 2007.

FOLQUE, J. B. **Reologia de solos não saturados.** Lisboa: L.N.E.C, 1961, 206p.

GAUER, E. A. **Influência da velocidade de rotação da mini palheta na resistência de um solo siltoso.** 2010. 126p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2010.

GAULT, J. A.; COX, W. R. Method for predicting geometry and load distribution in an anchor chain from a single point mooring buoy to buried anchorage. In: Sixth Annual Offshore Technology Conference, Paper 2062, 1974, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 6-8 May. 1974.

GONÇALVES, R. C. F.; COSTA, L. C. S. Inspeção em Linhas de Ancoragem de unidades de produção. In: *XXI Congresso Nacional de Ensaio Não Destrutivos*, Salvador. **Anais...** 2002.

GUIMARÃES, P. F. **Estudo da influência de uma parcela viscosa nas resistências saturadas.** 2000, 194p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2000.

HEINECK, K. S. **Estudo do comportamento hidráulico e mecânico de materiais geotécnicos para barreiras horizontais impermeáveis.** 2002, 275p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2002.

HERNÁNDEZ, A. O. V. **Metodologia de calibração de fatores parciais de segurança para projetos de linhas de ancoragem baseada em confiabilidade.** 2004, 143p. Tese (Doutor em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

JUNG, J. G. **Estudo do jateamento em solos argilosos e sua aplicação à engenharia de fundações offshore**. 2012, 181p. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2012.

KUNITAKI, D. M. K. N. **Tratamento de Incertezas no Comportamento Dinâmico de Estacas Torpedo para Ancoragem de Sistemas Flutuantes na Exploração de Petróleo Offshore**. 2006, 124p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2006.

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

MARQUES, R. O. **Análise acoplada dos movimentos de um FPSO e da Dinâmica dos sistemas de ancoragem e risers**. 2010, 90p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2010.

MEDEIROS JR., C. J. Torpedo anchor for deep water. In: Offshore Technology Conference, 2001, Rio de Janeiro. **Proceedings...** Out. 2001.

MEDEIROS JR., C. J. Low cost anchor system for flexible risers in deep waters. In: Annual Offshore Technology Conference, Paper 14151, 2002, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 2002.

MONTEIRO, B. F. **Aplicação do método do enxame de partículas na otimização de sistemas de ancoragem de unidades flutuantes para exploração de petróleo offshore**. 2008, 128p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2008.

MOTHÉ, M. G. **Estudo do comportamento de ligantes asfálticos por reologia e análise térmica**. 2009, 204p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Química) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2009.

NETTO, Y. A. **Estudo experimental das características de compressibilidade e adensamento de uma argila mole**. 2006, 106p. Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2006.

NEUBECKER, S. R.; RANDOLPH, M. F. Profile and frictional capacity of embedded anchor chains. **Journal of Geotechnical Engineering**. New York, v. 121, n. II, Nov. 1995.

OLIVEIRA, J. R. M. S. **Modelagem em centrífuga de um problema de interação solo estrutura**. 2005, 368p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2005.

OLIVEIRA, M. C. **FPSO cidade de angra dos reis (tupi pilot 1 unit) mooring system assessment**. Relatório técnico 008/2009. CENPES/EB-E&P/EM, Rio de Janeiro, 2009.

O'LOUGHLIN, C. D.; RANDOLPH, M. F.; RICHARDSON, M. Experimental and theoretical studies of deep penetrating anchors. In: Annual Offshore Technology Conference, Paper 16841, 2004, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 3-6 May. 2004.

PESSÔA, T. O. A. **Avaliação da influência da mineralogia, índice de vazios e teor de umidade em propriedades térmicas de solos**. 2006, 163p, Dissertação (Mestre em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica, PUC-Rio, Rio de Janeiro, 2006.

RANDOLPH, M et al. Challenges of offshore geotechnical engineering. In: 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering – (ICSMGE), 2005, Osaka, Japão. **Proceedings...** p. 123-176, 2005.

REESE, L. C. A. Design method for an anchor pile in a mooring system. In: Offshore Technology Conference, Paper 1745, 1973, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 29 Apr. - 2 May 1973.

ROCHA, C. M. **Atenuação de cargas estáticas em linhas de ancoragem**. 2014, 209p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, UFRGS, Porto Alegre, 2014

ROCHA, M. M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N. **Considerações sobre leis de semelhança em modelos reduzidos para estudos geotécnicos**. Relatório Interno, UFRGS, 2013.

RODRIGUES, M. V. **Algoritmos otimizados para a análise acoplada de sistemas flutuantes na exploração de petróleo offshore**. 2004, 197p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, UFRJ, Rio de Janeiro, 2004.

ROSSI, R. R. **Dynamic analysis**. Relatório Técnico. PETROBRAS/CENPES/EB/EO, Rio de Janeiro, 2007.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à Engenharia de Fundações**. 2ª Ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012, 223p.

SERRIDGE, M.; LICHT, T. R. **Piezoelectric accelerometers and vibration preamplifiers, theory and application**. Dinmark: K Larsen & Sen S/A, 1987, 160p.

SHIFFMAN, R. L. The use of visco-elastic stress-strain laws in soil testing. Symposium on time rate of loading in soil testing, ASTM Special Publication, 1959.

SVEN, E. D. On the breakdown of thixotropic material. Trans. Of Chambers Univ. of Technology, Gothemburg, 1953.

VIALOV, S. S. Rheological fundamentals of soil mechanics. Elsevier Science Publishers, Amsterdam, 1986.

VIVATRAT, V.; VALENT, P. J.; PONTEIRO, A. A. The influence of chain friction on anchor pile design. In: 14th Annual Offshore Technology Conference, Paper 4148, 1982, Houston, U.S.A. **Proceedings...** 3-6 may. 1982.

VRYHOF ANCHORS. **Anchor Manual 2010**: The Guide to Anchoring. Netherlands 2010.

WANG, L. Z.; GUO, Z. YUAN, F. Three-dimensional interaction between anchor chain and seabed. **Ocean Research**. Western Cape, South Africa, v. 32, n. 4, p. 404–413, oct. 2010.

YEN, B. C.; TOFANI, G. D. Soil resistance to Stud Link Chain. In: 16th Annual Offshore Technology Conference, Paper 4769, 1984, Houston, U.S.A. **Proceedings...** may. 1984.