

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

Estudo do arrancamento de fundações superficiais apoiadas em argilas marinhas através de experimentos em modelo reduzido

Daniel de Andrade Faria

Porto Alegre
2019

DANIEL DE ANDRADE FARIA

**ESTUDO DO ARRANCAMENTO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS APOIADAS EM ARGILAS MARINHAS
ATRAVÉS DE EXPERIMENTOS EM MODELO REDUZIDO**

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
2019

CIP - Catalogação na Publicação

Faria, Daniel de Andrade

Estudo do arrancamento de fundações superficiais apoiadas em argilas marinhas através de experimentos em modelo reduzido / Daniel de Andrade Faria. -- 2019. 190 f.

Orientadores: Lucas Festugato, Fernando Schnaid.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Porto Alegre, BR-RS, 2019.

1. Fundações offshore. 2. Argila mole. 3. Arrancamento. 4. Modelo reduzido. I. Festugato, Lucas, orient. II. Schnaid, Fernando, orient. III. Título.

DANIEL DE ANDRADE FARIA

**ESTUDO DO ARRANCAMENTO DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS APOIADAS EM ARGILAS MARINHAS
ATRAVÉS DE EXPERIMENTOS EM MODELO REDUZIDO**

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

Porto Alegre, 02 de julho de 2019

Prof. Lucas Festugato
Dr. pela UFRGS
Brasil
Orientador

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

Prof. Nilo Cesar Consoli
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Márcio de Souza Soares de Almeida
Ph.D. pela University of Cambridge, Reino Unido

Prof. Edgar Odebrecht
Dr. pela UFRGS, Brasil

Prof. Nilo Cesar Consoli
Ph.D. pela Concordia University, Canadá

AGRADECIMENTOS

Agradeço, primeiramente, a Deus, por ter estado comigo e guiado meus passos em todos os momentos da minha vida.

Aos meus pais, Paulo e Angélica, pelo apoio incondicional, o amor, o cuidado e a compreensão, que sempre foram fundamentais. Às minhas irmãs, Nayara e Eveline, pelo companheirismo e por serem exemplos de empenho e responsabilidade. À Eni, pela incansável dedicação a nós. Aos meus avós, padrinhos, tios e primos pelo apoio.

Aos professores Fernando e Lucas pela orientação, os ensinamentos, a amizade, o incentivo e pela confiança depositada.

Aos colegas de mestrado, pelo companheirismo e cooperação. Em especial à Bruna e à Luciana pelas conversas e o carinho de sempre. Ao Mateus e ao Augusto pelo incentivo e pela colaboração nos trabalhos de laboratório. Ao Ricardo e ao Eclesielter (time Heilige) pela amizade e o bom astral de sempre. Ao Marcelo, pela grande parceria, a boa convivência e por todos os momentos compartilhados no ap. 412.

Aos colegas e bolsistas do LEGG pela companhia, os cafés e as brincadeiras. Em especial ao Vinicius, pelo incentivo, disposição e pelas inúmeras ajudas que foram de suma importância para a realização dos experimentos. Ao Alejandro (Papu) e ao Sérgio pelo auxílio com os equipamentos e sistemas. Ao David e ao Naloan pelas conversas e boas sugestões.

Aos meus amigos de Juiz de Fora, que apesar da distância mantiveram o contato e o apoio. À professora e amiga Tatiana, pelos encontros durante esse tempo e por ter sido sempre um exemplo. À Jéssica, pelo carinho e por ter contribuído muito para o meu crescimento.

Aos professores do PPGEC/UFRGS pelos conhecimentos transmitidos, a dedicação e a solicitude.

Aos professores membros da Banca Examinadora pela disponibilidade em participar e pelas contribuições para o aprimoramento do trabalho.

Ao Gabriel pelos serviços de usinagem e ao técnico João Batista pelos favores e o bom humor de sempre.

Ao Gabriel, à Ana Luiza e demais membros da secretaria do PPGEC/UFRGS pelo auxílio.

À CAPES e ao CNPq pelo suporte financeiro durante esse período.

Por fim, a todos que de alguma forma torceram e contribuíram para a conclusão deste trabalho.

All things are difficult before they are easy.

Thomas Fuller

RESUMO

FARIA, D. A. **Estudo do arrancamento de fundações superficiais apoiadas em argilas marinhas através de experimentos em modelo reduzido**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

Durante as operações de descomissionamento, que são realizadas ao fim da vida útil das plataformas de exploração de petróleo, toda a infraestrutura instalada no leito marinho deve ser removida. Os sedimentos marinhos encontrados em alto mar geralmente são compostos por argilas de baixa resistência, com perfil normalmente adensado e baixa condutividade hidráulica. A aplicação de carregamentos de tração com velocidades elevadas nestes solos acarreta o desenvolvimento de poropressões negativas (sucção), o que aumenta significativamente os esforços necessários para a extração de equipamentos submarinos apoiados sobre fundações rasas conhecidas como *mudmats*. O presente trabalho tem como objetivo estudar o comportamento de fundações superficiais submetidas a cargas de arrancamento e o desenvolvimento de poropressão negativa sob a base, através de experimentos em modelo reduzido com solos argilosos. Os ensaios foram realizados em laboratório com um modelo de fundação quadrada, empregando diferentes velocidades de extração. A mistura argilosa utilizada foi composta por 85% de caulim e 15% de bentonita (em massas secas) e teor de umidade de 120%, com a finalidade de obter um solo argiloso com propriedades geotécnicas similares às dos solos *offshore* da bacia de Santos. A resistência não-drenada do solo foi investigada através de ensaios de *T-bar* e palheta em miniatura, tendo-se observado perfis com acentuado incremento de resistência superficial e crescimento linear com a profundidade. Os ensaios de arrancamento em modelo reduzido permitiram observar aumentos expressivos da resistência à extração e da sucção gerada com a velocidade de atuação. Ensaios de compressão da fundação foram realizados para comparação e análise dos fatores de carga em cada caso. Os resultados foram comparados com dados obtidos em centrífugas geotécnicas e apresentaram tendências semelhantes.

Palavras-chave: *Fundações offshore; argila mole; arrancamento; modelo reduzido.*

ABSTRACT

FARIA, D. A. **Estudo do arrancamento de fundações superficiais apoiadas em argilas marinhas através de experimentos em modelo reduzido**. 2019. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

When the production of offshore oil and gas platforms is finished, all subsea infrastructures are required to be removed from the seabed, during decommissioning operations. In deep water environments, soils are usually composed by normally consolidated clays featuring low shear strengths and hydraulic conductivity. The application of tensile loads with high rates in such sediments generate negative excess pore pressures (suction), which may increase substantially the loads required for retrieval of subsea equipment and their underlying shallow foundations known as *mudmats*. The purpose of this study is to investigate the behavior of shallow foundations subjected to uplift loads and the development of suction under its base through small scale tests in clay. Laboratory tests were performed with a square model foundation using various uplift velocities. An artificial clayey mixture composed of 85% kaolin and 15% sodium bentonite (in dry masses) with moisture content of 120% was used in all experiments, in order to obtain a soil with geotechnical properties similar to those of marine clays from the Santos Basin. The undrained shear strength profiles, investigated through miniature T-bar and vane tests, showed a large strength increment near the clay surface and linear increase with depth. The uplift tests allowed observation of significant increase in both uplift resistance and generated suction with uplift rate. Compression tests were also conducted for comparison of behavior and bearing capacity factors. The results obtained were compared to centrifuge tests data from other studies and showed similar trends.

Keywords: *offshore foundations, soft clay, uplift capacity, small scale tests.*

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	24
1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	24
1.2 OBJETIVOS	27
1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO	28
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1 ASPECTOS DA GEOTECNIA <i>OFFSHORE</i>	29
2.1.1 Diferenças entre projetos <i>onshore</i> e <i>offshore</i>	29
2.1.2 Investigações geotécnicas <i>offshore</i>	30
2.1.2.1 Penetrômetros de cilindro (<i>T-bar</i>) e esfera (<i>Ball</i>)	31
2.1.2.2 Ensaio de penetração com velocidade variada.....	34
2.1.2.3 Ensaio de Palheta (<i>Vane Shear Test</i>).....	35
2.2 INFRAESTRUTURA DE EXPLORAÇÃO <i>OFFSHORE</i>	36
2.2.1 Componentes do sistema submarino de produção	37
2.2.1.1 Poços e Árvores de Natal Molhadas (ANMs)	37
2.2.1.2 Linhas de coleta e interligação	38
2.2.1.3 Equipamentos de interligação.....	38
2.2.2 Unidades de produção e sistemas de exportação	40
2.3 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS <i>OFFSHORE</i>	41
2.3.1 <i>Mudmats</i>	42
2.4 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES EM ARGILAS.....	45
2.4.1 Comportamento e mecanismos de ruptura.....	45
2.4.1.1 Critérios de ruptura.....	47
2.4.2 Capacidade de carga em argilas com perfil homogêneo.....	49
2.4.2.1 Fatores de correção.....	50
2.4.2.2 Influência da geometria e da rugosidade da fundação.....	52
2.4.3 Capacidade de carga em argilas com resistência crescente com a profundidade.....	53
2.4.3.1 Fatores de correção.....	55
2.5 ARRANCAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM ARGILAS SATURADAS	57

2.5.1	Influência da velocidade de carregamento.....	59
2.5.1.1	Condições de drenagem durante o arrancamento e fatores de capacidade de carga .	59
2.5.1.2	Efeitos viscosos	66
2.5.1.3	Curvas características	68
2.5.2	Mecanismos de ruptura	69
2.5.3	Comparação entre compressão e arrancamento em condições não-drenadas.....	71
2.5.4	Influências da geometria das fundações.....	72
2.5.4.1	Presença de perfurações	72
2.5.4.2	Presença de saias	72
2.5.5	Influência das condições de carregamento.....	74
2.5.5.1	Carregamento excêntrico.....	74
2.5.5.2	Carregamento controlado	74
2.5.6	Influência do pré-carregamento e adensamento do solo.....	75
2.5.7	Estimativa da capacidade de carga ao arrancamento	77
2.5.7.1	Resistência não-drenada operacional	78
2.5.7.2	Fator de capacidade de carga.....	79
2.6	CONSIDERAÇÕES SOBRE MODELOS REDUZIDOS PARA ESTUDOS GEOTÉCNICOS	80
2.6.1	Leis de semelhança.....	80
2.6.2	Efeitos de escala em modelos de fundações superficiais.....	82
2.7	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DAS ARGILAS DA BACIA DE SANTOS	84
2.8	UTILIZAÇÃO DE MISTURAS DE CAULIM E BENTONITA EM PESQUISAS.....	88
3	MATERIAIS, EQUIPAMENTOS E MÉTODOS	91
3.1	DESCRIÇÃO DA SIMILARIDADE.....	91
3.2	DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS.....	92
3.2.1	Caulim	92
3.2.2	Bentonita	92
3.2.3	Água	93
3.3	DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS	93
3.3.1	Equipamentos para a mistura de solos	93

3.3.2	Equipamentos utilizados nos ensaios de modelo reduzido	94
3.3.2.1	Tanque de ensaio	94
3.3.2.2	Placa-modelo quadrada	95
3.3.2.3	Atuador elétrico linear	96
3.3.2.4	Célula de carga e amplificador de sinal.....	97
3.3.2.5	Transdutor de poropressão	98
3.3.2.6	Transdutores de deslocamento linear (<i>LVDTs</i>)	99
3.3.2.7	Aquisição de dados.....	100
3.3.3	Equipamentos utilizados para a investigação da resistência não-drenada 102	
3.3.3.1	Mini-palheta	102
3.3.3.2	Penetrômetros (<i>T-bar</i> e <i>Ball</i>) em miniatura, célula de carga e motor de cravação .	103
3.4	MÉTODOS	106
3.4.1	Ensaio de caracterização.....	106
3.4.2	Ensaio de adensamento oedométrico.....	106
3.4.3	Preparação da mistura e enchimento do tanque.....	108
3.4.4	Ensaio de modelo reduzido.....	110
3.4.4.1	Arrancamento com fios de aço	110
3.4.4.2	Ensaio de compressão e posterior arrancamento	112
3.4.4.3	Ensaio para observação dos mecanismos de ruptura	113
3.4.5	Ensaio de investigação da resistência não-drenada (S_u).....	114
3.4.5.1	Ensaio de penetração (<i>T-bar</i> e <i>Ball</i>)	114
3.4.5.2	Ensaio de mini-palheta.....	116
3.4.6	Reutilização da mistura argilosa	117
3.5	PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	117
3.5.1	Ensaio de arrancamento com fios de aço	118
3.5.2	Ensaio de compressão e arrancamento com haste rígida	119
3.5.3	Ensaio na parede do tanque de solo.....	120
4	APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	121
4.1	CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E DA MISTURA.....	121
4.2	ENSAIOS DE ADENSAMENTO.....	125
4.3	RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA DO SOLO.....	129
4.3.1	Ensaio de mini-palheta	129

4.3.1.1	Discussão sobre o uso das resistências de mini-palheta como referência	130
4.3.2	Ensaio com penetrômetro <i>T-bar</i>	131
4.3.3	Ensaio com penetrômetro <i>Ball</i>	134
4.3.4	Comparação com as resistências obtidas por trabalhos anteriores	135
4.3.5	Análise da influência da velocidade na resistência não-drenada	137
4.4	ENSAIOS DE ARRANCAMENTO COM FIOS DE AÇO	140
4.4.1	Ensaio com maior tempo de repouso	145
4.5	ENSAIOS DE COMPRESSÃO	146
4.5.1	Ensaio com instalação prévia da fundação	146
4.5.2	Ensaio sem instalação prévia da fundação (SI)	147
4.5.3	Definição da capacidade de carga à compressão (q_u)	149
4.6	ENSAIOS DE ARRANCAMENTO APÓS COMPRESSÃO	152
4.7	MECANISMOS DE RUPTURA OBSERVADOS	156
4.8	INFLUÊNCIA DA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO NA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA	161
4.9	NORMALIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO E ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE	166
4.9.1	Condições de drenagem durante o arrancamento	166
4.9.2	Normalização das resistências e fatores de capacidade de carga	169
4.9.2.1	Resistências normalizadas por S_{u0}	169
4.9.2.2	Correção de $S_{u,op}$ e comparação com outros trabalhos da bibliografia	171
4.9.2.3	Fatores de capacidade de carga à compressão N_c^* analisados ao longo da profundidade	173
5	CONCLUSÕES	176
	REFERÊNCIAS	180

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – <i>Manifold</i> em funcionamento conectado a seis poços de exploração (SILVA, 2015).....	24
Figura 2.1 – <i>CPTu</i> convencional (diâmetro de 43,7 mm), em comparação com os penetrômetros de esfera (diâmetro de 115 mm) e de cilindro (comprimento de 250 mm e diâmetro de 40 mm) configurados para haste de cravação de 10 cm ² (diâmetro de 35,7 mm) (adaptado de DeJong <i>et al.</i> , 2011).	31
Figura 2.2 - Comparação entre ensaio <i>T-bar</i> padrão e ensaio com velocidade variada (<i>Twitch</i>) realizados em Perth, Austrália (adaptado de RANDOLPH, 2004).....	35
Figura 2.3 - Resumo das dimensões usuais do ensaio de palheta de campo (adaptado de CHANDLER, 1988).	36
Figura 2.4 - Exemplo de arranjo submarino para exploração de petróleo (Cortesia Emerson Process Management <i>apud</i> LAI, 2009).	37
Figura 2.5 - Exemplos de ANMs: vertical e horizontal (Cortesia FMC Technologies <i>apud</i> LAI, 2009).	38
Figura 2.6 – Exemplo de <i>ILT</i> e sua fundação (Cortesia FMC Technologies <i>apud</i> LAI, 2009).	39
Figura 2.7 - Exemplo de <i>PLET</i> e sua fundação (GOURVENEK e FENG, 2014).....	39
Figura 2.8 - Exemplos de <i>PLEMs</i> (FAGUNDES, 2010).....	39
Figura 2.9 - Exemplos de <i>Manifolds</i> (FAGUNDES, 2010).	40
Figura 2.10 – Tipos de unidades de produção flutuantes para águas profundas e ultra profundas (COLLIAT, 2002).....	41
Figura 2.11 - Aplicações de sistemas de fundações superficiais <i>offshore</i> (adaptado de GOURVENEK, 2007).	42
Figura 2.12 – Esquema de equipamento submarino com estrutura de proteção e fundação em <i>mudmat</i> (FISHER e CATHIE, 2003).....	43
Figura 2.13 - <i>Mudmats</i> com saias como fundação para equipamento submarino (RANDOLPH <i>et al.</i> , 2011).	45
Figura 2.14 - Tipos de ruptura: (a) generalizada, (b) localizada e (c) por puncionamento; (d) correlação do tipo de ruptura com a compacidade e a profundidade de assentamento, em areias (VELLOSO E LOPES, 2010, adaptado de VESIC, 1963).	46
Figura 2.15 - Critérios de Vesic (1963) e (1975) para determinação da capacidade de carga de fundações superficiais (adaptado de TRB, 2010).	48

Figura 2.16 - Critério das assíntotas para determinação da capacidade de carga (adaptado de TRB, 2010).	49
Figura 2.17 – Mecanismos de ruptura e fatores de capacidade de carga previstos em diferentes soluções para sapata corrida na condição $\phi = 0$ (VELLOSO e LOPES, 2010).	50
Figura 2.18 – Vetores de deslocamento na ruptura para fundações quadradas: (a) rugosas (mecanismo de Prandtl); (b) lisas (mecanismo mais próximo ao de Hill) (GOURVENEC <i>et al.</i> , 2006).	52
Figura 2.19 – Variação da resistência não-drenada com crescimento linear e resistência não-nula na base da fundação (adaptado de RANDOLPH <i>et al.</i> , 2004).	53
Figura 2.20 - Fatores de correção propostos por Davis e Booker (1973) para resistência linearmente crescente com a profundidade (adaptado de SALGADO, 2006).	54
Figura 2.21 – Efeito da heterogeneidade da resistência na capacidade de carga (WHITE <i>et al.</i> , 2005).	55
Figura 2.22 – Aplicações de fundações superficiais em estruturas <i>offshore</i> e carregamentos de tração associados: (a) e (b) plataformas de gravidade; (c) plataforma <i>jacket</i> ; (d) plataforma <i>TLP</i> ; (e) tanque de estocagem (parcialmente) vazio; (f) turbina eólica; (g) remoção de equipamento de infraestrutura submarina (LI, 2015, modificado de ACOSTA-MARTINEZ, 2010 e MANA, 2013).	57
Figura 2.23 – Aumento da força de arrancamento com a velocidade de arrancamento (adaptado de LEHANE <i>et al.</i> , 2008).	61
Figura 2.24 – Fator de capacidade sob a base (N_u) em função da velocidade normalizada (V) (adaptado de LEHANE <i>et al.</i> , 2008).	61
Figura 2.25 – Efeito da velocidade de arrancamento na resistência e na sucção sob a base da fundação (adaptado de CHEN <i>et al.</i> , 2012).	62
Figura 2.26 - Evolução do fator de capacidade de carga reversa e da sucção normalizada com a velocidade de arrancamento normalizada para fundações sem saias (adaptado de CHEN <i>et al.</i> , 2012).	63
Figura 2.27 – Evolução da resistência ao arrancamento (normalizada pela resistência não-drenada S_{u0} na base da fundação) com a velocidade normalizada para fundações com saias (adaptado de LI <i>et al.</i> , 2014a).	64
Figura 2.28 - Sucção gerada normalizada pela resistência ao arrancamento em função da velocidade normalizada (adaptado de LI <i>et al.</i> , 2014a).	65
Figura 2.29 - Caminhos de drenagem durante (a) compressão e (b) arrancamento (adaptado de LEHANE <i>et al.</i> , 2008).	65
Figura 2.30 - Efeito da velocidade de penetração para condições não-drenadas (adaptado de RANDOLPH, 2004).	67

Figura 2.31 - Efeito da velocidade de penetração na resistência de cravação do <i>T-bar</i> (adaptado de LUNNE <i>et al.</i> , 2011).	67
Figura 2.32 - Curva esquemática da degradação da capacidade de carga ao arrancamento com o tempo e os mecanismos de ruptura relacionados (adaptado de ACOSTA-MARTINEZ, 2010).	70
Figura 2.33 – Vetores de deslocamento do solo normalizados pelo deslocamento da fundação, com saias (esquerda) e sem saias (direita), com diferentes velocidades. Escala aumentada em 10 vezes (LI, 2015).	70
Figura 2.34 – Comparação entre mecanismos de ruptura em compressão (esquerda) e arrancamento (direita) (adaptado de LI <i>et al.</i> , 2015a).	71
Figura 2.35 – Comportamento da força e do excesso de poropressão com o deslocamento (adaptado de CHEN <i>et al.</i> , 2012).	73
Figura 2.36 – Evolução da resistência e da poropressão normalizadas em função do nível de pré-carregamento para diferentes graus de consolidação: (a) $U < 1\%$; (b) $U = 15-31\%$; (c) $U = 45-53\%$ e (d) $U = 91-93\%$ (adaptado de LI <i>et al.</i> , 2015b).	76
Figura 2.37 – Comparação entre o modelo analítico e os resultados experimentais (adaptado de LI <i>et al.</i> , 2015b).	77
Figura 2.38 – Fatores de capacidade de carga N_c em função da razão de enterramento das saias e do gradiente normalizado de resistência (adaptado de CHEN <i>et al.</i> , 2012).	79
Figura 2.39 – Valores de N_c medidos e estimados para <i>mudmats</i> maciços (adaptado de WHITE <i>et al.</i> , 2005).	83
Figura 2.40 - Curvas granulométricas da argila do campo de Lula (PETROBRAS, 2011).	84
Figura 2.41 - Curvas granulométricas da argila do campo de Lula NE (PETROBRAS, 2011).	85
Figura 2.42 - Curvas granulométricas da argila do campo de Guará (PETROBRAS, 2011). .	85
Figura 2.43 – Variação do peso específico com a profundidade, nos três campos (PETROBRAS, 2011).	86
Figura 2.44 – Teor de umidade e Limites de Atterberg, nos três campos (PETROBRAS, 2011).	86
Figura 2.45 – Índices de plasticidade, nos três campos (PETROBRAS, 2011).	87
Figura 2.46 – Variação da resistência não-drenada ao longo da profundidade, obtida através de ensaios DSS e CPTu (PETROBRAS, 2011).	87
Figura 2.47 - Variação da resistência não-drenada obtida através de ensaios triaxiais ao longo da profundidade, para os três campos (PETROBRAS, 2011).	88
Figura 3.1 - Aspecto do caulim e da bentonita utilizados para a mistura.	93

Figura 3.2 – (a) Misturador; (b) conjunto bomba, hélice e suporte utilizados para a realização da mistura dos materiais.	94
Figura 3.3 – Vistas em corte lateral e superior do tanque de acrílico quadrado (adaptado de STRACKE, 2012).....	95
Figura 3.4 - Tanque de ensaio e base de aço para movimentação.	95
Figura 3.5 – Placa-modelo quadrada para ensaios: (a) vista lateral; (b) detalhe do furo central (medidas em mm).	96
Figura 3.6 – Modelo de fundação quadrada para ensaios: (a) peças componentes; (b) conjunto montado.	96
Figura 3.7 – Equipamentos para ensaios de modelo reduzido com velocidade controlada.	97
Figura 3.8 – (a) Célula de carga; (b) fonte ajustável e amplificador de sinal.....	98
Figura 3.9 - Calibração da célula de carga para ensaios de modelo reduzido: (a) compressão; (b) tração.	98
Figura 3.10 - (a) Transdutor de poropressão; (b) Detalhe do diafragma faceado.	99
Figura 3.11 - Calibração do transdutor de poropressão.....	99
Figura 3.12 - Transdutor de deslocamento linear.	99
Figura 3.13 - Calibrações dos transdutores de deslocamento linear (<i>LVDTs</i>) 1 e 2.....	100
Figura 3.14 - Conjunto utilizado para apoio dos transdutores de deslocamento no modelo reduzido.	100
Figura 3.15 - Placa de aquisição de dados USB-231.....	101
Figura 3.16 - Interface da rotina de monitoramento e aquisição no <i>software</i> LabVIEW 2013.	101
Figura 3.17 – Equipamento de palheta de laboratório automatizado (GAUER, 2010).....	102
Figura 3.18 - Mini-palheta utilizada.	103
Figura 3.19 - Calibração da célula de torque.....	103
Figura 3.20 - Penetrômetros em formato de esfera (<i>Ball</i>) e cilindro (<i>T-bar</i>).....	104
Figura 3.21 - Célula de carga utilizada para os ensaios de cravação de penetrômetros.	104
Figura 3.22 - Calibração da célula de carga utilizada nos ensaios de cravação de penetrômetros.....	105
Figura 3.23 - Sistema de cravação utilizado para os ensaios de <i>T-bar</i> e <i>Ball</i> (adaptado de FONINI, 2012).....	105

Figura 3.24 - Amostras AM1 (a) e AM2 (b) antes dos ensaios.....	107
Figura 3.25 - Ensaio de adensamento em execução.....	108
Figura 3.26 - Mistura argilosa após homogeneização no misturador.....	109
Figura 3.27 - Preenchimento do tanque de ensaio com a mistura argilosa.	109
Figura 3.28 - Equipamentos e fundação modelo posicionados antes da fase de instalação... ..	111
Figura 3.29 - Conjunto da fundação-modelo adaptado com haste rígida, durante fase de instalação.	112
Figura 3.30 - Aspecto do perfil de solo com camadas pigmentadas.	114
Figura 3.31 - Penetrômetro <i>T-bar</i> antes da cravação.....	115
Figura 3.32 - Equipamento de mini-palhetas posicionado sobre o tanque.	116
Figura 4.1 - Curvas granulométricas dos materiais estudados.	122
Figura 4.2 - Comparação entre a curva granulométrica da mistura e das argilas marinhas da bacia de Santos.....	123
Figura 4.3 - Curvas de Índice de vazios (e) versus Tensão vertical efetiva (σ'_v) obtidas para as amostras AM1 e AM2.....	126
Figura 4.4 - Curvas de Índice de vazios (e) versus Tensão vertical efetiva (σ'_v) obtidas para as Amostras AM3 e AM4.	126
Figura 4.5 - Curvas de Índice de vazios (e) versus Tensão vertical efetiva (σ'_v) obtidas para as quatro amostras.	127
Figura 4.6 - Coeficiente de adensamento (c_v) versus Tensão vertical efetiva (σ'_v) determinado para cada estágio de carga das amostras.	127
Figura 4.7 - Resistências não-drenadas obtida através de ensaios de mini-palhetas, com 1 dia de repouso.	130
Figura 4.8 – Resistências à penetração obtidas através de ensaios <i>T-bar</i> , com 1 dia de repouso.	132
Figura 4.9 - Análise do fator de resistência N_{T-bar} médio calculado com base nas resistências não-drenadas do ensaio de mini-palhetas.	132
Figura 4.10 - Perfis de resistência não-drenada e perfil médio obtidos com o <i>T-bar</i>	133
Figura 4.11 - Análise do fator de resistência N_{Ball} médio calculado para o penetrômetro <i>Ball</i>	134
Figura 4.12 - Perfis de resistência não-drenada obtidos com o penetrômetro de esfera (<i>Ball</i>).	135

Figura 4.13 - Comparação do perfil de resistência não-drenada com os obtidos por outros trabalhos.....	136
Figura 4.14 - Comparação entre ensaio <i>T-bar</i> com velocidade padrão e ensaio <i>Twitch</i> TW1.	137
Figura 4.15 - Ensaio <i>Twitch</i> TW2 e TW3 com os respectivos ensaios de referência.	138
Figura 4.16 – Razões de resistência em função da velocidade de ensaio e ajustes semi-logarítmico e seno hiperbólico.....	138
Figura 4.17 – Razões de resistência em função da velocidade normalizada e ajustes semi-logarítmico e seno hiperbólico.....	139
Figura 4.18 - Variação do fator de resistência N_{T-bar} , calibrado com as resistências de minipalheta, com a velocidade normalizada.	140
Figura 4.19 - Tensão vertical e poropressão em função do deslocamento normalizado obtidas nos ensaios de arrancamento com fios de aço.	142
Figura 4.20 - Deslocamento normalizado na ruptura em função da velocidade de arrancamento.....	143
Figura 4.21 – Relação entre o deslocamento no pico de resistência e o embutimento inicial em função da velocidade de arrancamento.	143
Figura 4.22 - Perfis de resistência não-drenada obtidos com o <i>T-bar</i> para os ensaios de arrancamento com fios de aço.	144
Figura 4.23 - Tensão vertical e poropressão em função do deslocamento normalizado obtido nos ensaios com maior tempo de repouso (T9 e T10).	145
Figura 4.24 - Tensão vertical e poropressão em função do deslocamento normalizado para os ensaios de compressão com instalação prévia.	147
Figura 4.25 - Tensão vertical em função do deslocamento normalizado obtido para os ensaios com e sem instalação prévia.	148
Figura 4.26 – Tensão vertical e poropressão com trecho inicial corrigido em função do deslocamento normalizado para os ensaios de compressão com e sem instalação prévia.	149
Figura 4.27 - Pontos de ruptura obtidos segundo os três critérios analisados.	150
Figura 4.28 - Comparação entre tensões de ruptura obtidas segundo cada critério analisado.	151
Figura 4.29 - Perfis de resistência não-drenada obtidos com o <i>T-bar</i> para os ensaios de compressão.....	152
Figura 4.30 – Tensão vertical média e poropressão em função do deslocamento normalizado para os ensaios de arrancamento realizados após os ensaios de compressão.	153

Figura 4.31 - Deslocamento normalizado na ruptura em função da velocidade de arrancamento, para os ensaios de arrancamento após compressão.....	154
Figura 4.32 – Relação entre o deslocamento no pico de resistência e o embutimento inicial em função da velocidade de arrancamento, para todos os ensaios de arrancamento.	154
Figura 4.33 – Tensão vertical média e poropressão em função do deslocamento normalizado para os ensaios PC2, PC4, T5 e T8.....	155
Figura 4.34 - Imagem do perfil de solo inicial.	156
Figura 4.35 - Imagens dos ensaios de arrancamento com velocidade lenta (V1): (a) posição inicial; (b) momento anterior ao rompimento; (c) após rompimento.	158
Figura 4.36 - Imagens dos ensaios de arrancamento com velocidade rápida (V2): (a) posição inicial; (b) momento anterior ao rompimento; (c) após rompimento.	158
Figura 4.37 - Imagens dos ensaios de compressão com velocidade lenta (V3): (a) posição inicial; (b) metade do deslocamento total; (c) posição final.	159
Figura 4.38 - Imagens dos ensaios de compressão com velocidade rápida (V4): (a) posição inicial; (b) metade do deslocamento total; (c) posição final.	159
Figura 4.39 - Imagens dos ensaios de arrancamento após compressão com velocidade lenta (V5): (a) posição inicial; momento anterior ao rompimento; (c) após rompimento.....	160
Figura 4.40 - Imagens dos ensaios de arrancamento após compressão com velocidade rápida (V6): (a) posição inicial; momento anterior ao rompimento; (c) após rompimento.....	160
Figura 4.41 - Comparação entre perfis de S_u após 1 hora e após 1 dia e 12 dias de repouso da mistura.	162
Figura 4.42 - Comparação entre resistências no centro (posição da fundação) e na borda do tanque, obtidas nos ensaios de arrancamento T1, T2, T6 e T7.....	164
Figura 4.43 - Comparação entre resistências no centro (posição da fundação) e na borda do tanque, obtidas nos ensaios de compressão.	165
Figura 4.44 – Sucção e resistência ao arrancamento líquidas no pico obtidas nos ensaios de arrancamento.....	167
Figura 4.45 - Sucção gerada normalizada pela resistência ao arrancamento.	167
Figura 4.46 - Comparação com os resultados de Li (2015) para fundações com saias laterais.	168
Figura 4.47 – Resistências normalizadas pela resistência não-drenada no nível da base da fundação (S_{u0}).	170
Figura 4.48 –Fatores de capacidade de carga calculados com a resistência não-drenada operacional e comparação com resultados de outros trabalhos.	172
Figura 4.49 – Curvas de resistência normalizada obtidas para os ensaios C5 e C6.	174

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Constantes de regressão para o fator de forma (SALGADO <i>et al.</i> , 2004).	51
Tabela 2.2 – Fatores de forma e fatores de capacidade de carga em função do gradiente de resistência adimensional (adaptado de SALGADO, 2006).	56
Tabela 3.1 – Grandezas derivadas a partir das grandezas de base (L , ρ e g), com escala de comprimento 1:50 (adaptado de Rocha <i>et al.</i> , 2013).	92
Tabela 3.2 - Características geométricas dos anéis de adensamento.	106
Tabela 3.3 - Velocidades empregadas a cada estágio dos ensaios <i>Twitch</i>	115
Tabela 3.4 – Características dos ensaios de arrancamento da fundação com fios de aço.	119
Tabela 3.5 - Características dos ensaios de compressão da fundação.	119
Tabela 3.6 - Características dos ensaios de arrancamento realizados após a compressão da fundação.	120
Tabela 3.7 - Características dos ensaios feitos para visualização na lateral do tanque.	120
Tabela 4.1 - Características dos materiais utilizados e da mistura.	121
Tabela 4.2 – Características das misturas argilosas estudadas em trabalhos da UFRGS.	124
Tabela 4.3 - Características iniciais e finais dos corpos-de-prova ensaiados.	125
Tabela 4.4 - Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento.	128
Tabela 4.5 - Tensões e deslocamentos normalizados na ruptura obtidos segundo cada critério analisado.	150

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

A:	Área.
A_n :	Área da célula de carga ou haste do penetrômetro.
A_p :	Área projetada do penetrômetro.
A_s :	Área da haste de cravação.
B:	Largura da fundação.
C_1 e C_2 :	Constantes de regressão.
C_c e C_s :	Índice de compressão e índice de expansão determinados no ensaio de adensamento.
c:	Coesão do solo.
c_v :	Coeficiente de adensamento do solo.
D:	Profundidade de embutimento da fundação.
D_f :	Diâmetro da fundação.
D_{Ball} :	Diâmetro do penetrômetro de esfera (<i>Ball</i>).
D_s :	Diâmetro da haste de cravação.
D_v :	Diâmetro da palheta.
D_{T-bar} :	Diâmetro do penetrômetro de cilindro (<i>T-bar</i>).
d:	Comprimento da saia lateral da fundação.
d_c :	Fator de profundidade.
e:	Índice de vazios do solo.
F:	Fator de correção em função da rugosidade da fundação e do gradiente adimensional de resistência.
Fr:	Número de Froude.
F_{up} :	Força de arrancamento.
G' :	Peso próprio da fundação.
g:	Aceleração da gravidade.
H_v :	Altura da palheta.
h:	Teor de umidade.
I_A :	Índice de atividade coloidal.
i_c :	Fator de inclinação.
K_0 :	Coeficiente de empuxo no repouso.
k:	Acréscimo de resistência não-drenada por unidade de profundidade.
L:	Comprimento da fundação.
L_{T-bar} :	Comprimento do penetrômetro de cilindro (<i>T-bar</i>).
N_{Ball} :	Fator de resistência do penetrômetro de esfera (<i>Ball</i>).

N_c, N_q, N_γ :	Fatores de capacidade de carga
N_c^* :	Fator de capacidade de carga corrigido em função do gradiente adimensional de resistência.
N_u :	Fator de capacidade de carga ao arrancamento estimado.
$N_{T\text{-bar}}$:	Fator de resistência do penetrômetro de cilindro (<i>T-bar</i>)
P_{net} :	Força líquida de cravação do penetrômetro.
Q :	Carga aplicada.
q_0 :	Sobrecarga.
q :	Tensão vertical média na base da fundação.
q_m :	Resistência medida.
q_{net} :	Resistência líquida de penetração.
q_p :	Tensão de pré-carregamento aplicada.
q_{ref} :	Resistência de referência.
q_u :	Tensão de ruptura ou capacidade de carga.
q_{up} :	Capacidade de carga ao arrancamento.
$q_{u\text{-c}}$:	Capacidade de carga última à compressão sem pré-carregamento.
R_q e R_u :	Razões que refletem o aumento da capacidade de carga à extração e das sucções medidas.
S :	Grau de saturação.
s_c :	Fator de forma.
S_u :	Resistência não-drenada do solo.
S_{um} :	Resistência não-drenada na superfície do solo.
S_{u0} :	Resistência não-drenada do solo no nível da base da fundação.
$S_{u,\text{eq}}$:	Resistência não-drenada equivalente.
$S_{u,\text{op}}$:	Resistência não-drenada operacional.
$T_{\text{máx}}$:	Torque máximo medido durante o ensaio de palheta.
t :	Tempo.
U :	Grau de adensamento.
V :	Velocidade normalizada.
V_{ref} :	Velocidade normalizada de referência.
V_0 :	Velocidade normalizada abaixo da qual a influência dos efeitos viscosos começa a reduzir.
v :	Velocidade.
w :	Deslocamento ou recalque da fundação.
w_i :	Embutimento inicial da fundação.
w_p :	Deslocamento da fundação no pico.

z :	Profundidade.
z_{eq} :	Profundidade equivalente.
α :	Fator de adesão.
γ :	Peso específico do solo.
γ' :	Peso específico submerso do solo.
\square	
γ :	Taxa de deformação cisalhante.
Δu :	Excesso de poropressão.
\square	
ε :	Taxa de deformação longitudinal.
κ :	Gradiente adimensional de resistência.
μ :	Coefficiente de taxa de deformação.
λ :	Fator de escala.
ρ :	Massa específica.
ρ_s :	Massa específica dos grãos.
σ'_v :	Tensão vertical efetiva.
ϕ :	Ângulo de atrito interno do solo.
ABNT:	Associação Brasileira de Normas Técnicas.
ANP:	Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis.
API:	<i>American Petroleum Institute.</i>
ASTM:	<i>American Society for Testing and Materials.</i>
BS:	<i>British Standard.</i>
CPTu:	<i>Piezocone Penetration Test.</i>
LEGG:	Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental.
MEF:	Método dos Elementos Finitos.
NBR:	Norma brasileira.
ISO:	<i>Internatoinal Organization for Standardization.</i>
PIV:	<i>Particle Image Velocimetry.</i>
OCR:	<i>Overconsolidation ratio.</i>
UFRGS:	Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

1 INTRODUÇÃO

1.1 RELEVÂNCIA E JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O petróleo e o gás natural são fontes de energia essenciais para a sociedade, correspondendo a mais da metade de toda a energia primária consumida no planeta. Como consequência da crescente demanda por estes combustíveis, as fronteiras exploratórias têm se expandido cada vez mais, com a descoberta de novas reservas aliada ao contínuo desenvolvimento das tecnologias de exploração.

Atualmente, grande parte do suprimento mundial de petróleo é proveniente de operações *offshore*. No final de 2017, as reservas provadas de petróleo do Brasil foram contabilizadas em 12,8 bilhões de barris, dos quais mais de 95% se localizavam em alto mar (ANP, 2018).

Para a exploração e produção de petróleo e gás em grandes profundidades, é necessária, além da infraestrutura de superfície (plataformas flutuantes, navios, entre outros), a instalação de uma gama de equipamentos no leito marinho, formando um sistema submarino de exploração. A Figura 1.1 mostra um exemplo destes equipamentos em funcionamento. Os equipamentos submarinos são, em sua maioria, apoiados no solo através de fundações superficiais de aço denominadas *mudmats*.



Figura 1.1 – *Manifold* em funcionamento conectado a seis poços de exploração (SILVA, 2015).

Uma atenção especial ao cálculo da capacidade de carga dos *mudmats* se faz necessária devido à importância dos equipamentos submarinos no sistema de produção, além dos riscos decorrentes de danos aos mesmos, que poderiam ocasionar derramamento de óleo e prejuízos por conta de eventuais paralisações da produção.

Quando uma plataforma de exploração atinge sua vida útil, ocorre o descomissionamento da área. Este também pode ser associado, em outros casos, à redução da produtividade da concessão, ao fim de seu contrato ou à obsolescência de suas instalações e equipamentos. Durante o processo de descomissionamento, toda a infraestrutura instalada no leito marinho deve ser removida, em cumprimento a regulamentações de órgãos ambientais, agências e governos (*e.g.* ANP, 2006). Além disso, a eventual retirada de algum equipamento pode ser necessária para manutenção ou reutilização em outra área. Desta forma, a resistência à extração dos *mudmats* também se torna um aspecto de grande relevância a ser considerado.

De acordo com Martins (2015), apenas recentemente a indústria nacional tem começado a lidar com o fim da vida produtiva de alguns campos de exploração, de forma que as operações de descomissionamento são de natureza relativamente inovadora. O descomissionamento de sistemas submarinos apresenta um desafio devido à grande profundidade, podendo exigir equipamentos especiais e ter custos elevados.

A aplicação de carregamentos de tração no solo pode gerar excesso de poropressão negativo, levando a poropressão a atingir valores menores que a pressão hidrostática (o que se denomina de sucção). Isto acontece, principalmente, em solos finos, de baixa condutividade hidráulica. Assim, o processo de arrancamento para recuperação das estruturas *offshore* em solos argilosos marinhos pode exigir forças de tração elevadas, em decorrência da sucção desenvolvida sob a base das fundações (LI, 2015). A estimativa errônea desta sucção e, conseqüentemente, da resistência ao arrancamento, pode ocasionar dificuldades ou, em alguns casos, até mesmo o rompimento dos cabos empregados para a extração, causando prejuízos devido aos altos custos de operações *offshore*.

A magnitude da sucção gerada é função de fatores como a geometria da fundação (formato, presença de saias e perfurações), a história de tensões do solo e a velocidade de arrancamento (CHEN *et al.*, 2012; LI, 2015). Esta última, em particular, controla a dissipação do excesso de poropressão gerado, podendo levar a diferentes condições de drenagem durante o carregamento.

Na prática, as velocidades de arrancamento são relativamente altas, a fim de limitar o tempo de operação necessário e reduzir os custos. Dessa forma, a combinação de velocidades elevadas com a baixa condutividade hidráulica das argilas conduz, em teoria, a condições não-drenadas durante a extração. Outro fator a ser notado é o aumento de resistência por efeitos viscosos do solo quando solicitado a altas velocidades (RANDOLPH *et al.*, 2005; LEHANE *et al.*, 2009), que pode induzir esforços de arrancamento ainda maiores.

Segundo White *et al.* (2005), um projeto otimizado de *mudmat* maximiza a relação entre a capacidade de carga à compressão e a resistência à extração. Com esse procedimento, espera-se que a fundação apresente capacidade de suporte compatível com as cargas de projeto, ao mesmo tempo que facilite sua recuperação quando esta se fizer necessária. A redução da resistência à extração pode ser alcançada através de alguns métodos, como a adição de perfurações nas fundações e a realização de arrancamento com excentricidade.

A importância das fundações citadas para o processo de exploração de petróleo *offshore* torna de grande relevância o estudo e previsão de seu comportamento. Diversas pesquisas (*e.g.* CRAIG e CHUA, 1990; LIENG e BJØRGEN, 1995; FISHER e CATHIE, 2003; WHITE *et al.*, 2005; GOURVENEK, 2007; ACOSTA-MARTINEZ *et al.*, 2008; BOUWMEESTER *et al.*, 2009; LAI, 2009; FAGUNDES, 2010; MANA *et al.*, 2013; GOURVENEK e FENG, 2014; LI *et al.*, 2015a) têm se focado na investigação de fatores que influenciam a capacidade de carga (vertical e horizontal), a resistência à extração, os mecanismos de ruptura e o desenvolvimento de sucção sob a base de fundações superficiais em argilas.

Alguns trabalhos visaram especificamente o estudo da geração e dissipação de sucção sob as fundações *offshore* e de métodos de mitigação da resistência, sobretudo nas últimas duas décadas, investigando diferentes geometrias, condições e fatores de influência. As observações e resultados de White *et al.* (2005), Lehane *et al.* (2008), Acosta-Martinez (2010), Chen *et al.* (2012) e Li (2015), entre outros, formam o atual referencial de conhecimento acerca deste tema.

No plano nacional, diversos trabalhos (*e.g.* JUNG, 2012; STRACKE, 2012; ROCHA, 2014; PASSINI, 2015; SAMPA, 2015; LOURENÇO, 2016) foram desenvolvidos recentemente em laboratório na UFRGS, em parceria com a Petrobras, para a investigação de fenômenos e tecnologias utilizadas *offshore*. As argilas marinhas cujos parâmetros geotécnicos são tomados como referência para os estudos pertencem a campos de exploração de petróleo localizados na Bacia de Santos.

Ressalta-se que é de grande interesse das empresas envolvidas na prospecção de petróleo em condições *offshore* o entendimento do processo de arrancamento de *mudmats* e o desenvolvimento de medidas de mitigação da resistência à extração, com o objetivo de facilitar a recuperação dos equipamentos submarinos de infraestrutura utilizados quando necessário e evitar os prejuízos mencionados. No contexto apresentado, o presente trabalho visa estudar e complementar o conhecimento pré-estabelecido acerca das fundações superficiais empregadas no leito marinho, através da realização de ensaios com modelos reduzidos para investigação do desenvolvimento de poropressão na base, dos mecanismos de ruptura e da influência da velocidade de carregamento, principalmente dentro do ramo de comportamento não-drenado, que é o caso mais provável de acordo com as características das argilas marinhas.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo geral desta pesquisa é investigar o comportamento de fundações superficiais *offshore* apoiadas em leito marinho argiloso e submetidas a esforços de tração. Procura-se com este estudo avaliar a influência da velocidade e das condições de carregamento no desenvolvimento da sucção sob a base das fundações, na resistência ao arrancamento e nos mecanismos de ruptura, comparando resultados experimentais em modelos reduzidos com dados disponíveis na literatura.

Para atingir este objetivo geral, foram estabelecidos os seguintes objetivos específicos:

- Desenvolver e instrumentar um modelo reduzido de fundação para ensaios em laboratório, bem como adaptar os sistemas de carregamento e aquisição de dados necessários.
- Realizar ensaios de arrancamento do modelo reduzido instrumentado com velocidades variadas buscando identificar efeitos viscosos (altas velocidades) e drenagem parcial (baixas velocidades) nos resultados, bem como realizar ensaios de compressão para comparação do comportamento.
- Observar os mecanismos de ruptura desenvolvidos durante o arrancamento e a influência das condições de carregamento sobre os mesmos.
- Observar as limitações do estudo com o uso de modelo reduzido em 1g e a influência de efeitos de escala.

1.3 ESTRUTURA DO TRABALHO

Este trabalho encontra-se dividido em 4 capítulos, além deste introdutório. No capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica, contendo uma descrição dos equipamentos submarinos e das fundações superficiais *offshore* e o referencial teórico de comportamento de fundações superficiais apoiadas em argilas sujeitas a compressão e arrancamento. Além destes, também se apresentam as características das argilas marinhas que são adotadas como referência e considerações a respeito da utilização de modelos reduzidos.

No capítulo 3 são descritos os materiais, equipamentos e métodos empregados para a realização do programa experimental, que incluiu ensaios de caracterização e adensamento oedométrico, ensaios de investigação da resistência não-drenada do solo e os ensaios com modelo reduzido de fundação superficial.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos nos ensaios, bem como sua análise, discussão e comparação com dados disponíveis da literatura. Por fim, o capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas neste trabalho.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 ASPECTOS DA GEOTECNIA *OFFSHORE*

O termo “Geotecnia *offshore*” ou “Geotecnia marinha” começou a ser amplamente utilizado a partir do final da década de 70 no Brasil, com o início das investigações geotécnicas para o projeto de fundação das plataformas fixas da Bacia de Campos, no litoral do estado do Rio de Janeiro (HACHICH *et al.*, 1998). De acordo com Dean (2010), a “Engenharia Geotécnica *Offshore*” está relacionada ao projeto, construção, manutenção e eventual descomissionamento das fundações de estruturas *offshore*. Neste tópico são apresentados, sucintamente, alguns aspectos que diferenciam os projetos *offshore* das práticas usuais e os métodos comumente empregados para a investigação da resistência não-drenada de sedimentos argilosos marinhos.

2.1.1 Diferenças entre projetos *onshore* e *offshore*

Estruturas *offshore* são estruturas instaladas no mar ou oceano para fins específicos. Exemplos incluem plataformas de petróleo e gás, aerogeradores fundados no leito marinho e ilhas artificiais. Dean (2010) aponta que o projeto, a construção e a manutenção dessas estruturas se difere de estruturas *onshore* por diversos fatores, dentre os quais podem-se citar: as grandes dimensões e peso das estruturas; a vida útil, tipicamente, entre 25 e 50 anos; os altos carregamentos laterais; e os carregamentos cíclicos, que podem ser um fator dominante no projeto.

Nota-se, também, que a exploração de petróleo *offshore* possui diversos riscos potenciais, sendo a principal preocupação o derramamento de óleo, que causa impacto devastador no ecossistema oceânico (LAI, 2009). Assim, a logística associada com a operação *offshore* e os cuidados necessários para a minimização dos riscos imprimem um custo associado bastante elevado.

Para Hachich *et al.* (1998), as campanhas de investigação geotécnica *offshore* são menos representativas do que as realizadas em terra, principalmente pelo alto custo e pelas dificuldades técnicas envolvidas. Além disso, a avaliação dos esforços ambientais de projeto envolve consideráveis incertezas. Estes fatores, somados às consequências possivelmente desastrosas no caso de acidentes, fazem com que os projetos de estruturas *offshore* sejam costumeiramente mais conservadores do que a prática usual.

Os principais carregamentos do ambiente para estruturas *offshore* são decorrentes do vento, das ondas e das correntes marítimas. Estes esforços são resistidos pela estrutura e transmitidos para a fundação. Os cálculos de capacidade de carga *offshore* são, usualmente, os mesmos que *onshore*, exceto por serem utilizados os pesos específicos submersos ao invés dos pesos específicos aparentes naturais. Geralmente, o fato de os solos marinhos apresentarem saturação próxima a 100% simplifica as considerações de projeto. Por outro lado, aspectos como a ocorrência de erosão do solo superficial (“*scour*”) e o enterramento da estrutura durante sua vida útil requerem atenção durante a previsão de comportamento (HACHICH *et al.*, 1998).

Um fator importante nestes projetos diz respeito à natureza cíclica dos carregamentos, que podem produzir deformações cumulativas e, também, um desenvolvimento cumulativo de excessos de poropressão no solo de fundação. O excesso de poropressão decorrente de um episódio de carregamento, como uma tempestade, se dissipa ao longo de um período de tempo. Assim, dependendo da taxa de dissipação, a resposta do solo a um carregamento subsequente pode ser afetada por efeitos residuais do primeiro (DEAN, 2010). A teoria convencional de capacidade de carga não leva em consideração os excessos de poropressão que podem ter sido gerados no solo como resultado de eventos anteriores, podendo ser necessários ajustes dos parâmetros de resistência.

2.1.2 Investigações geotécnicas *offshore*

Os solos marinhos se distinguem dos depósitos terrestres por algumas particularidades. O ambiente marinho é mais deposicional do que erosional, de forma que as propriedades dos sedimentos são mais uniformes do que as dos solos existentes *onshore*. Além disso, os solos marinhos comumente seguem um padrão de deposição em função da lâmina d’água, observando-se maior presença de granulometrias mais finas em águas mais profundas. Em geral, nessas localidades o leito marinho é constituído por uma composição de argilas muito moles ou siltes de alta plasticidade, com perfil normalmente consolidado, altos índices de vazios e baixas resistências – cerca de 1 a 10 kPa na superfície e aumento linear com a profundidade (MATIAS, 2016).

De acordo com Randolph (2004), nos projetos *offshore* o que predomina é a avaliação da capacidade ou do estado limite último, sendo as deformações e o estado limite de serviço de menor importância. Dessa forma, o perfil de resistência ao cisalhamento dos sedimentos marinhos é o parâmetro de projeto mais relevante nestes casos.

Em locais onde a profundidade de lâmina d'água é elevada, existem grandes dificuldades na obtenção de amostras indeformadas de solo, visto que o controle dos equipamentos robóticos de amostragem é reduzido e pode ocorrer grande alívio das tensões totais. Conseqüentemente, torna-se necessária uma maior confiabilidade nos ensaios de campo para a caracterização dos sedimentos *offshore*. Os ensaios de campo mais utilizados para a investigação da resistência não-drenada em depósitos argilosos *offshore* são os ensaios de Piezocone (*CPTu*), *T-bar*, *Ball* e *Palheta (Vane)*. Os três últimos foram utilizados como instrumentos de investigação no presente trabalho, e suas características e procedimentos serão brevemente descritos a seguir.

2.1.2.1 Penetrômetros de cilindro (*T-bar*) e esfera (*Ball*)

Os penetrômetros de cilindro (*T-bar*), de esfera (*Ball*) e de placa (*Plate*), denominados *full-flow penetrometers*, passaram a ser empregados a partir da década de 90 e se tornaram importantes ferramentas de investigação de depósitos argilosos. A Figura 2.1 apresenta exemplos dos penetrômetros *T-bar* e *Ball*, em comparação com o cone (*CPTu*).

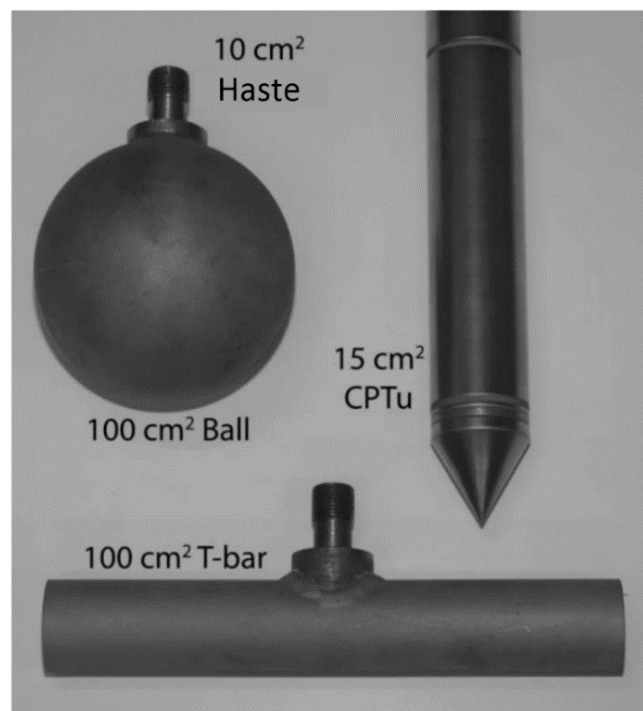


Figura 2.1 – *CPTu* convencional (diâmetro de 43,7 mm), em comparação com os penetrômetros de esfera (diâmetro de 115 mm) e de cilindro (comprimento de 250 mm e diâmetro de 40 mm) configurados para haste de cravação de 10 cm² (diâmetro de 35,7 mm) (adaptado de DeJong *et al.*, 2011).

Randolph (2004) e DeJong *et al.* (2011) apontam que estes tipos de penetrômetros apresentam área projetada de 5 a 10 vezes maior que a área da haste de cravação, o que proporciona maior

acurácia dos valores de resistência obtidos em solos moles. Além disso, a correção necessária para a obtenção da resistência líquida é pequena (ou até nenhuma), em comparação com a resistência medida pelo cone. Esses, entre outros fatores, aumentam a confiabilidade e tornam o uso destes penetrômetros bastante vantajoso, principalmente em locais onde a acurácia do ensaio de piezocone (*CPTu*) é reduzida, como no caso de grandes lâminas d'água.

O *T-bar* é um equipamento que foi inicialmente desenvolvido para uso em laboratório, com o objetivo de melhorar a definição do perfil de resistência não-drenada, passando, posteriormente, a ser empregado em campo (STEWART e RANDOLPH, 1991; 1994). A norma ISO 19901-8 (ISO, 2014) especifica, para o *T-bar* padrão empregado em campo, as dimensões de 40 mm de diâmetro e 250 mm de comprimento (área projetada de 10000 mm²), podendo, entretanto, serem adotadas dimensões menores. A relação L_{T-bar}/D_{T-bar} deve ser de pelo menos 5. O diâmetro da haste de cravação (D_s) não deve exceder o do cilindro, e a relação entre a área projetada do cilindro (A_p) e a área da seção desta haste (A_s) deve ser de pelo menos 7:1. Lunne *et al.* (2011), por sua vez, recomendam que a razão A_s/A_p seja menor que 15%. Em ensaios realizados em centrífugas se empregam variadas dimensões, podendo-se citar 5 mm de diâmetro e 20 mm de comprimento como medidas usualmente adotadas (*e.g.* Randolph *et al.*, 1998; Fagundes, 2010).

Normas e recomendações internacionais utilizam como referência a realização de ensaios de penetração com velocidade igual a 20 ± 5 mm/s. Lunne *et al.* (2011) indicam que a penetração e a extração monotônicas devem ser realizadas com velocidade de cerca de 20 mm/s ou velocidade correspondente à metade do diâmetro do *T-bar* por segundo ($0,5D_{T-bar}/s$). Randolph e Gourvenec (2011) apresentam como recomendação uma faixa de 0,2 a $0,5D_{T-bar}/s$.

O penetrômetro de esfera axissimétrico (*Ball*), por sua vez, foi desenvolvido de forma a reduzir eventuais efeitos de momentos fletores na célula de carga, causados por resistências assimétricas ao longo do *T-bar*. De acordo com a norma ISO 19901-8 (ISO, 2014), o diâmetro da esfera pode variar entre 56,4 mm ($A_p = 2500$ mm²) e 113 mm ($A_p = 10000$ mm²), e a relação entre a área projetada da esfera e a área da seção da haste de cravação deve ser de pelo menos 7:1, assim como para o *T-bar*. A velocidade de cravação em campo deve ser de 20 ± 5 mm/s ou cerca de $0,25D_{Ball}/s$, sendo D_{Ball} o diâmetro da esfera, de acordo com Lunne *et al.* (2011).

Similarmente ao procedimento utilizado para o ensaio de cone, a resistência de penetração medida nos ensaios de *T-bar* e *Ball* (q_m) deve ser corrigida devido às poropressões desiguais atuantes na geometria do equipamento e da tensão total *in situ*, como demonstrado por

Randolph (2004). Entretanto, em razão de os penetrômetros apresentarem, em geral, razões A_s/A_p de 0,1 a 0,15, o termo de correção tem seu valor bastante reduzido, podendo tornar esta correção praticamente desprezível em alguns casos (RANDOLPH e GOURVENEK, 2011).

A resistência não-drenada obtida ao longo da profundidade através do ensaio *T-bar* é calculada através da solução plástica para a pressão limite atuante em um cilindro infinitamente longo movimentando-se lateralmente através de solo puramente coesivo (RANDOLPH e HOULSBY, 1984). Definindo o fator de resistência, N , como a relação entre a resistência líquida de penetração e a resistência não-drenada do solo, esta pode ser calculada através da Equação 2.1.

$$S_u = \frac{q_{net}}{N_{T-bar}} = \frac{P_{net}}{N_{T-bar} A_p} \quad (\text{Equação 2.1})$$

Onde P_{net} é a força líquida medida na cravação, A_p é a área projetada da barra cilíndrica ($A_p = D_{T-bar} L_{T-bar}$), q_{net} é a resistência líquida de penetração ($= P_{net}/A_p$), e N_{T-bar} é o fator de resistência. O valor analítico de N_{T-bar} é dependente da rugosidade do cilindro, descrita pelo fator de adesão (α). Os limites superior e inferior da solução plástica são de aproximadamente 12 para barra perfeitamente rugosa ($\alpha = 1$) e 9,14 para barra perfeitamente lisa ($\alpha = 0$). Tendo em vista que é improvável que o valor de α seja muito próximo tanto de 0 como de 1 – os penetrômetros utilizados em campo e laboratório não são perfeitamente lisos nem rugosos – utiliza-se comumente para a interpretação de resultados um valor intermediário de $N_{T-bar} = 10,5$ (RANDOLPH e HOULSBY, 1984; STEWART e RANDOLPH, 1994).

Quando se dispõe de outros ensaios de resistência não-drenada, como, por exemplo, ensaios de palheta, estes podem ser utilizados para calibração dos valores do fator de resistência para o terreno investigado, relacionando a resistência de penetração do *T-bar* e as resistências não-drenadas obtidas com estes ensaios. Randolph (2004), por exemplo, apresenta para quatro depósitos argilosos levemente pré-adensados valores de N_{T-bar} entre 10,9 e 12,7, utilizando como referência ensaios de palheta, e 11,9 a 12,5, através de ensaios *Simple shear*.

Procedimentos similares aos descritos nos parágrafos anteriores são adotados para o penetrômetro de esfera (*Ball*). De acordo com Randolph (2004), as soluções teóricas de limite inferior e superior fornecem para o fator N_{Ball} , valores de 10,97 e 11,60, respectivamente, para esfera perfeitamente lisa, os quais sobem para 15,10 e 15,31 para esfera perfeitamente rugosa. Entretanto, devido principalmente à anisotropia do solo, foi observado experimentalmente (e.g. Chung e Randolph, 2004) que apesar de a solução teórica indicar valores de N_{Ball} maiores, a resistência à penetração medida pelo *Ball* tende a ser similar (ou até menor) à medida pelo *T-*

bar. Dessa forma, estes autores recomendam a utilização do fator $N_{Ball} = 10,5$, ou seja, o mesmo valor empregado para o *T-bar*.

2.1.2.2 Ensaios de penetração com velocidade variada

Randolph (2004) explica que as soluções teóricas para obtenção dos fatores de resistência são baseadas em uma resposta perfeitamente plástica do solo, e independente, além dos efeitos da anisotropia, de efeitos de velocidade de carregamento. Porém, na prática, os solos naturais apresentam significativa dependência desses efeitos, tanto em rigidez quanto em resistência.

É amplamente conhecido que para baixas velocidades de ensaio ocorrem efeitos de drenagem parcial, e para altas velocidades se observa aumento de resistência por efeitos viscosos. Estes serão melhor discutidos adiante, porém, cabe aqui destacar que estes efeitos podem ser investigados através da realização de múltiplos ensaios de penetração com diferentes velocidades, ou de ensaios com velocidade variada ao longo da profundidade, que são denominados *Twitch tests* (e.g. Chung *et al.*, 2006).

Estes ensaios consistem em inserir o penetrômetro com velocidade padrão até uma profundidade definida, a partir da qual são realizados estágios onde a velocidade é sucessivamente reduzida pela metade e o penetrômetro é avançado de uma a duas vezes seu diâmetro, deslocamento considerado suficiente para a mobilização completa da resistência. Após o último estágio, com a menor velocidade planejada, a cravação é prosseguida novamente com a velocidade padrão inicial. A Figura 2.2 apresenta um ensaio padrão e um ensaio *Twitch* realizados com penetrômetro *T-bar* na cidade de Perth, Austrália, onde podem ser observadas as reduções na velocidade de penetração e as correspondentes diferenças entre as resistências medidas nos dois ensaios.

No caso da Figura 2.2 é possível perceber que, nos primeiros estágios de redução da velocidade, a resistência do ensaio *Twitch* reduz devido à redução dos efeitos viscosos. Posteriormente, para velocidades menores que 0,04 mm/s, a resistência começa a aumentar novamente em direção ao perfil do ensaio padrão, indicando a ocorrência de drenagem parcial. A interpretação de ensaios com diferentes velocidades ou com velocidades variadas (*Twitch*) é feita através da normalização da resistência de penetração pelo valor correspondente do ensaio à velocidade padrão (q/q_{ref}). Esta análise é apresentada no item 2.5.1.2.

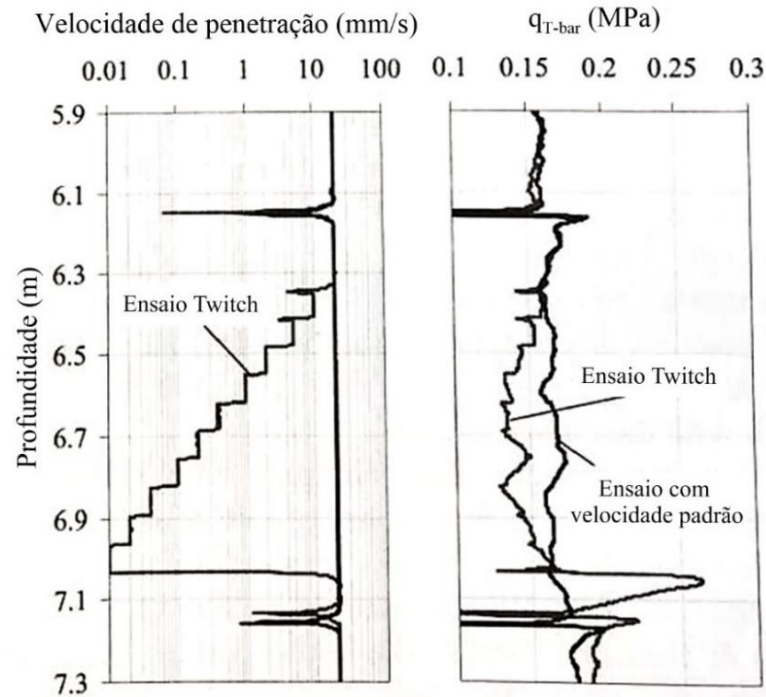


Figura 2.2 - Comparação entre ensaio *T-bar* padrão e ensaio com velocidade variada (*Twitch*) realizados em Perth, Austrália (adaptado de RANDOLPH, 2004).

2.1.2.3 Ensaio de Palheta (*Vane Shear Test*)

O Ensaio de Palheta é um dos métodos mais utilizados para a determinação da resistência ao cisalhamento não-drenada de depósitos de argilas moles. Segundo Randolph (2004), este ensaio tem sido rotineiramente conduzido *offshore* desde a metade da década de 80.

O ensaio consiste na obtenção do torque necessário para cisalhar o solo por rotação com velocidade constante, utilizando uma palheta de seção cruciforme. A NBR 10905 (ABNT, 1989) estabelece para a palheta utilizada em campo as dimensões padrões de 65 mm de diâmetro e 130 mm de altura, como mostrado na Figura 2.3, sendo a velocidade padrão de rotação de $6 \pm 0,6$ °/min (0,1 %/s).

Especificamente para ensaios de mini-palheta de laboratório, a norma americana D4648 (ASTM, 2016) indica que os valores de diâmetro podem variar de 12,7 a 25,4 mm, e que a velocidade de rotação deve ser de 60 a 90 °/min. Já a norma britânica BS 1377-7 (BS, 1990) preconiza que a velocidade de rotação seja entre 6 e 12 °/min, e que a distância entre os centros de dois pontos de ensaio não deve ser menor que 2,3 vezes o diâmetro da palheta.

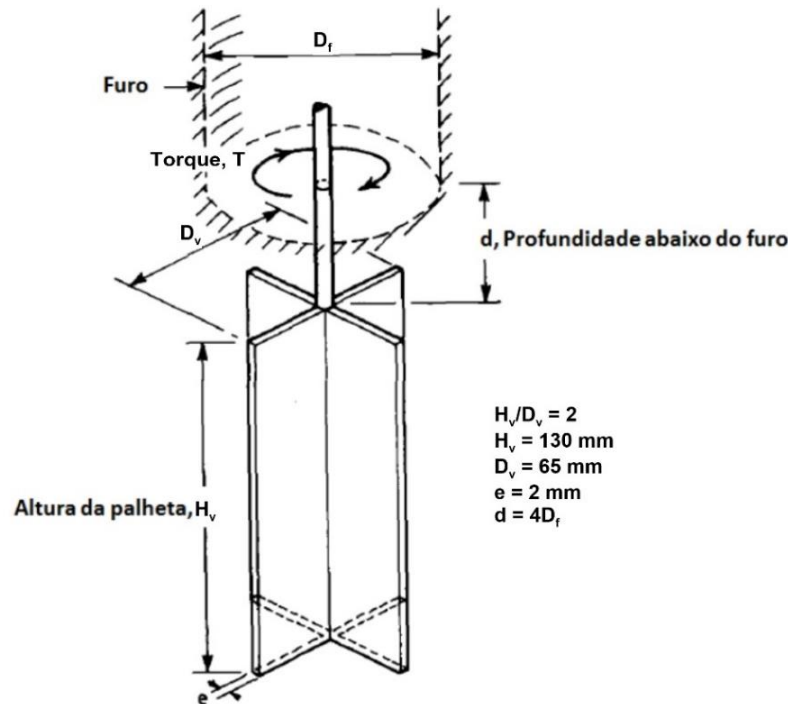


Figura 2.3 - Resumo das dimensões usuais do ensaio de palheta de campo (adaptado de CHANDLER, 1988).

A interpretação dos ensaios de palheta é realizada admitindo que não ocorre drenagem durante o cisalhamento, que as tensões são uniformemente distribuídas ao longo da superfície de ruptura e que o solo que circunda a palheta é homogêneo e isotrópico. Para palhetas de relação $H_v/D_v = 2$, a resistência não-drenada (S_u) do solo é obtida pela Equação 2.2.

$$S_u = \frac{6T_{m\acute{a}x}}{7\pi D_v^3} \quad (\text{Equação 2.2})$$

Onde $T_{m\acute{a}x}$ é o torque máximo medido durante o ensaio (em kN.m) e D_v é o diâmetro da palheta (em metros). Alguns fatores influenciam os resultados do ensaio de palheta, como a velocidade de carregamento, a anisotropia, o amolgamento e a fluência do solo, o que pode sugerir a necessidade de correção da resistência medida. Bjerrum (1973) propôs um fator de correção empírico em função do índice de plasticidade do solo, que é usualmente empregado em projetos.

Porém, de acordo com Randolph e Gourvenec (2011), não se aplica, na prática corrente de ensaios de palheta offshore, nenhum fator de correção da resistência.necessidade de correção

2.2 INFRAESTRUTURA DE EXPLORAÇÃO OFFSHORE

A produção submarina de petróleo e seus derivados exige infraestrutura adicional em comparação com a exploração realizada em terra, demandando equipamentos e logística mais

complexos. Um sistema de produção marítimo, em geral, pode ser dividido em alguns componentes básicos, como mostrado na Figura 2.4. Lai (2009), Fagundes (2010) e Silva (2015) descrevem detalhadamente estes componentes, que serão brevemente apresentados a seguir.



Figura 2.4 - Exemplo de arranjo submarino para exploração de petróleo (Cortesia Emerson Process Management *apud* LAI, 2009).

2.2.1 Componentes do sistema submarino de produção

O sistema submarino de produção consiste no conjunto de todos os equipamentos instalados no leito marinho a fim de possibilitar o escoamento dos fluidos produzidos até uma unidade de produção. Os principais equipamentos submarinos são as Árvores de Natal Molhadas, as linhas de produção e os equipamentos de interligação.

2.2.1.1 Poços e Árvores de Natal Molhadas (ANMs)

Assim como na exploração terrestre, a exploração submarina utiliza poços para acessar os reservatórios a partir do nível do solo. O escoamento dos poços é controlado por equipamentos denominados Árvores de Natal Molhadas (ANMs), que são conjuntos de válvulas e tubulações que contém sensores e sistemas de controle de vazão. Estes equipamentos são instalados sobre a cabeça de poço (*wellhead*), e conectam o mesmo às linhas de interligação. A Figura 2.5 apresenta exemplos de ANMs.



Figura 2.5 - Exemplos de ANMs: vertical e horizontal (Cortesia FMC Technologies *apud* LAI, 2009).

2.2.1.2 Linhas de coleta e interligação

As linhas de interligação e de coleta são conexões entre os componentes do sistema, podendo ser tubos flexíveis ou rígidos. Elas podem ser classificadas como *risers*, *jumpers* ou *flowlines*, de acordo com sua posição no sistema. Os *risers* ligam os componentes submarinos com os componentes de superfície (plataforma ou navio), os *jumpers* são as linhas que interligam os equipamentos submarinos, e os *flowlines* são linhas de grande comprimento utilizadas para interligar componentes a grandes distâncias e, muitas vezes, a bases próximas à costa.

2.2.1.3 Equipamentos de interligação

Os equipamentos de interligação são os componentes do arranjo submarino de produção que permitem a conexão, a transição e a multiplicação das linhas de coleta e de interligação. Os principais tipos são:

- a) *In Line Tees (ILTs)*: são conexões incorporadas em um trecho do *flowline*, incluindo uma bifurcação na linha para conexão de linhas futuras (Figura 2.6).
- b) *Pipeline End Terminations (PLETs)*: são equipamentos de terminação de linha (Figura 2.7), utilizados para realizar a transição entre duas linhas instaladas independentemente, em geral um *flowline* e um *jumper*.
- c) *Pipeline End Manifolds (PLEMs)*: são similares aos *PLETs*, contendo múltiplas saídas que permitem a conexão entre mais de duas linhas (Figura 2.8).

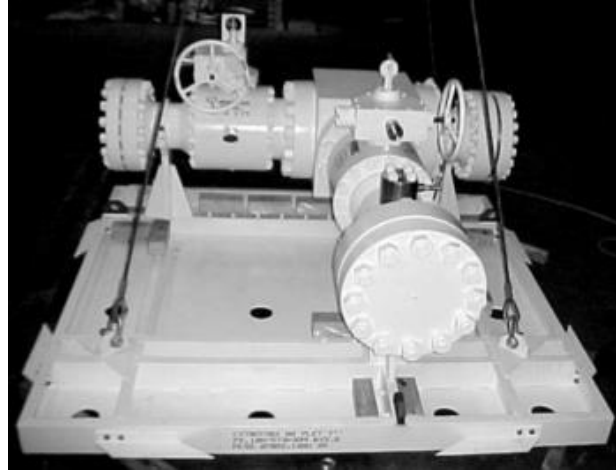


Figura 2.6 – Exemplo de *ILT* e sua fundação (Cortesia FMC Technologies *apud* LAI, 2009).



Figura 2.7 - Exemplo de *PLET* e sua fundação (GOURVENEZ e FENG, 2014).



Figura 2.8 - Exemplos de *PLEMs* (FAGUNDES, 2010).

d) *Manifolds*: são constituídos por uma estrutura metálica apoiada no leito marinho que acomoda válvulas e acessórios (Figura 2.9), podendo ser ligado a ANMs, a outros equipamentos de produção e aos *risers*. Os *Manifolds* são equipamentos onde o óleo é agrupado em um mesmo coletor, e são utilizados quando um grupo de poços se reúne longe da plataforma, permitindo reduzir o número de linhas de interligação. Usualmente, em um *Manifold* são acoplados de quatro a oito poços de exploração.



Figura 2.9 - Exemplos de *Manifolds* (FAGUNDES, 2010).

2.2.2 Unidades de produção e sistemas de exportação

As unidades de produção de óleo e gás submarino são plataformas ou navios que contém todos os equipamentos necessários para a produção e o controle dos poços de extração. O arranjo submarino é ligado às unidades de produção pelas linhas de coleta e de controle.

Quando a exploração de petróleo é feita em águas rasas, as plataformas, em sua maioria, são fixas ao solo marinho através de estruturas como as jaquetas metálicas, as torres complacentes e as plataformas de gravidade de concreto. O limite técnico-econômico da espessura da lâmina d'água para utilização de estruturas fixas é de, aproximadamente, 400 a 500 m. Assim, à medida que a distância da costa e as profundidades aumentam, as plataformas passam a ser do tipo flutuante. A Figura 2.10 apresenta os tipos de plataformas flutuantes mais utilizados em águas profundas e ultra profundas: plataformas de pernas tensionadas (*Tension Leg Platform – TLP*), plataformas tipo SPAR, plataformas semissubmersíveis (*Semi-Floating Production Unit – Semi-FPU*) e plataformas FPSO (*Floating Production, Storage and Offloading*).

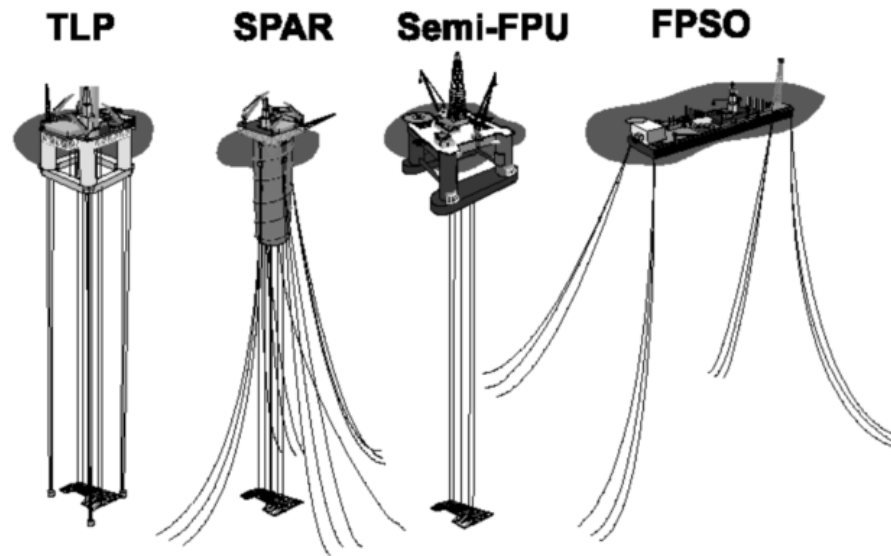


Figura 2.10 – Tipos de unidades de produção flutuantes para águas profundas e ultra profundas (COLLIAT, 2002).

2.3 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS *OFFSHORE*

As fundações utilizadas em estruturas *offshore* podem ser classificadas em três tipos básicos: fundações rasas, fundações profundas e âncoras. As últimas são muito utilizadas no caso de plataformas flutuantes, em águas profundas.

A distinção entre fundações superficiais e fundações profundas está relacionada à forma predominante de transferência de carga ao solo e ao mecanismo de ruptura. De maneira geral, é considerada fundação superficial aquela cuja transmissão de carga ao terreno acontece através de sua base, e cuja profundidade de assentamento é inferior a aproximadamente duas vezes sua menor dimensão em planta (ABNT, 2010).

Na prática, as fundações superficiais mais comuns em terra são as sapatas e blocos, elementos de concreto construídos a partir de uma escavação no solo em determinada profundidade de assentamento (D), com posterior reaterro. Quando se trata de fundações superficiais *offshore*, na maioria dos casos é impraticável realizar uma escavação submersa, e o procedimento de instalação se resume ao lançamento da estrutura, que se apoia sobre o leito marinho.

Dessa forma, definem-se fundações superficiais *offshore* como bases de aço ou concreto que são apoiadas diretamente na superfície do leito marinho. De acordo com Li (2015), elas têm sido amplamente utilizadas na indústria de petróleo e gás *offshore* como suporte para estruturas de gravidade, plataformas fixas e equipamentos de infraestrutura submarina, ou também como

fundação temporária para instalação de jaquetas metálicas. A Figura 2.11 apresenta exemplos de aplicação de fundações superficiais *offshore*.

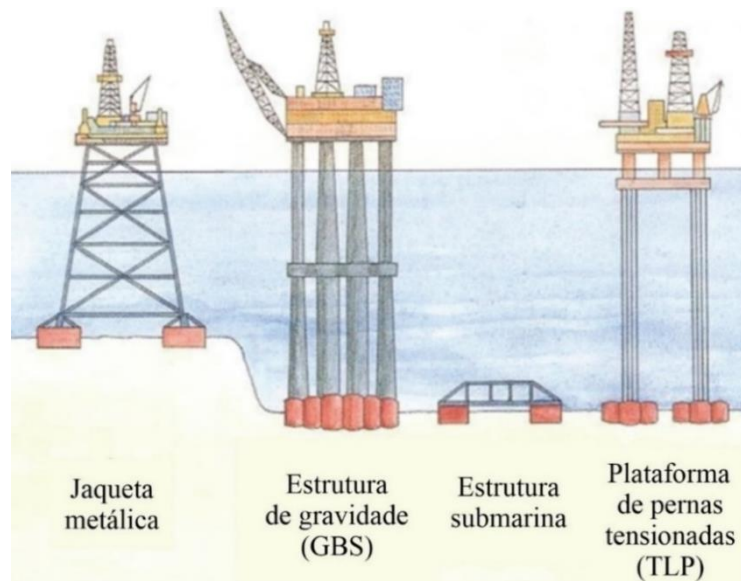


Figura 2.11 - Aplicações de sistemas de fundações superficiais *offshore* (adaptado de GOURVENEK, 2007).

No caso de fundações superficiais para plataformas fixas, o assentamento da fundação para uma profundidade maior é forçado a fim de aumentar a estabilidade e o nível de segurança. Este processo pode ser feito através de pré-carga ou sucção. A pré-carga é comumente utilizada em plataformas auto elevatórias, que utilizam fundações superficiais do tipo *spudcan* ou radier parcial. Já a técnica de sucção (fundações do tipo *suction caisson*) é mais aplicada a fundações de plataformas de gravidade, que apresentam peso mais elevado (HACHICH *et al.*, 1998).

2.3.1 *Mudmats*

Os *mudmats*, um dos tipos de fundações superficiais *offshore*, são bases pré-fabricadas de aço utilizadas para suportar diversos tipos de equipamentos submarinos, como *Pipeline End Manifolds (PLEMs)*, *Pipeline End Terminations (PLETs)*, linhas de interligação e estruturas de proteção (WHITE *et al.*, 2005). Eles apresentam facilidade de instalação e são uma solução econômica comumente empregada em campos de exploração em águas profundas e ultra profundas. A Figura 2.12 ilustra um exemplo de equipamento submarino apoiado em *mudmat*.

As estruturas dos equipamentos submarinos são incorporadas à própria estrutura dos *mudmats*, formando um conjunto fundação-estrutura. Fundações integradas deste tipo favorecem as operações de instalação em águas profundas, permitindo a conclusão em uma única operação.

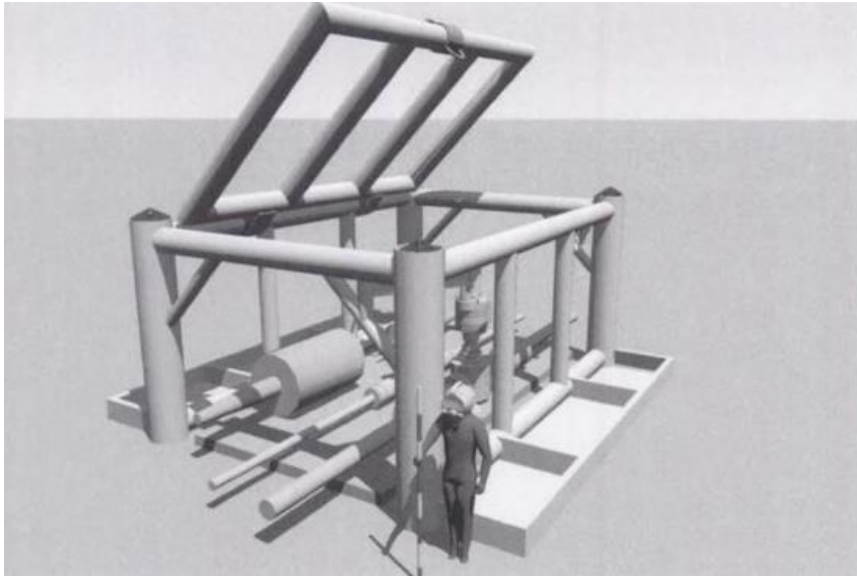


Figura 2.12 – Esquema de equipamento submarino com estrutura de proteção e fundação em *mudmat* (FISHER e CATHIE, 2003).

Durante o processo de instalação, a penetração é unicamente função do equilíbrio entre o máximo nível de tensão transmitida pela estrutura ao solo e a capacidade de carga última do mesmo (HACHICH et al., 1998). Após a penetração inicial, em linhas de interligação e *Manifolds* passam a ocorrer deslocamentos por recalques diferenciais adicionais na fase de produção, que devem ser considerados no dimensionamento.

Também a respeito de efeitos de instalação, o API (2011) explica que o uso de pequenas embarcações para as operações pode resultar em ruptura da fundação durante o processo, principalmente em solos moles, devido à movimentação vertical dos barcos pelo efeito das ondas. Em determinadas situações, este movimento pode levar a uma velocidade excessiva da fundação no impacto com o leito marinho, além deste impacto ocorrer múltiplas vezes caso a estrutura seja puxada novamente após o apoio, gerando, também, uma ruptura à tração. A norma RP 2GEO (API, 2011) recomenda a utilização de mecanismos de compensação do movimento e baixas velocidades de descida (menores que 0,2 m/s) quando possível. Caso haja risco de movimentações significativas no processo, deve-se aumentar os fatores de segurança.

Os *mudmats* têm formato tipicamente retangular, e as dimensões variam de acordo com o equipamento apoiado. Segundo Fagundes (2010), para equipamentos menores, os *mudmats* apresentam área plana de cerca de 5 m² e a relação entre largura e comprimento (B/L) varia de 0,2 a 0,5. Randolph *et al.* (2011) indicam larguras de 2 a 10 m, razões B/L próximas a 0,5 e razões entre profundidade de embutimento (ou saia) e largura (D/B) de até 0,5, mas tipicamente de 0,02 a 0,2. Para equipamentos grandes, como os *Manifolds*, as dimensões podem alcançar

valores maiores. Algumas pesquisas consideram protótipos de largura entre 10 e 15 m (e. g. Chen *et al.*, 2012; Mana, 2013; Li, 2015).

Os pesos próprios suportados também são elevados. Lai (2009), por exemplo, considerou em seu trabalho um protótipo de *Manifold* quadrado com 8 m x 8 m, estipulando os pesos de 70 tf para a base, 10 tf para a sub-base, 4 módulos removíveis com 12 tf cada e 8 Módulos de Conexão Vertical (MCVs) com 4,5 tf cada, totalizando 164 tf. Chandler *et al.* (2017) apontam que as estruturas submarinas têm pesos tipicamente entre 1 e 200 toneladas, porém, existem *Manifolds* de até 1000 toneladas. Além do peso próprio do equipamento, deve-se considerar no dimensionamento, também, o peso de possíveis conexões futuras.

Com exceção das ANMs, todos os equipamentos submarinos de exploração apresentados no item 2.2.1 são assentados diretamente sobre o solo marinho através de *mudmats*. Cada componente da infraestrutura possui requisitos de estabilidade específicos. No caso dos equipamentos de interligação, o projeto da fundação deve garantir a estabilidade e valores pequenos de recalque durante toda a vida útil. Alguns equipamentos são considerados de alta criticidade, tendo custo elevado e grande importância na cadeia de produção, podendo acarretar grandes prejuízos caso seja necessária a interrupção do funcionamento. A parada de um *Manifold*, por exemplo, geralmente afeta quatro ou mais poços de extração, tendo grande impacto em uma unidade de produção (LAI, 2009).

Devido a carregamentos horizontais possivelmente elevados, decorrentes de diversos fatores como as correntes marinhas e a expansão térmica dos dutos de interligação, os *mudmats* podem ser dotados de saias periféricas ou internas, que são elementos finos de aço que se enterram no solo proporcionando maior resistência aos esforços. A Figura 2.13 mostra um exemplo de equipamento apoiado em *mudmats* contendo saias.

Além disso, usualmente os *mudmats* contém perfurações, formando um reticulado de elementos em aço ao invés de uma estrutura sólida. As bases perfuradas têm o benefício de reduzir a influência das forças hidrodinâmicas durante a instalação, pois as perfurações permitem a passagem das ondas e correntes, além de reduzirem o peso (e, conseqüentemente, o custo) da estrutura e facilitar a movimentação (WHITE *et al.*, 2005).



Figura 2.13 - *Mudmats* com saias como fundação para equipamento submarino (RANDOLPH *et al.*, 2011).

2.4 CAPACIDADE DE CARGA DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS ASSENTES EM ARGILAS

A teoria clássica de capacidade de carga à compressão é aplicada ao cálculo de fundações superficiais *offshore*. Neste item são apresentados os principais aspectos de comportamento e do cálculo de capacidade de carga de fundações assentes em argilas.

2.4.1 Comportamento e mecanismos de ruptura

O comportamento carga *versus* recalque de uma fundação superficial submetida a um carregamento vertical de compressão pode ser analisado em três fases, conforme descrito por Velloso e Lopes (2010). Inicialmente, para pequenos valores de carga, tem-se a fase elástica (fase I), onde os recalques são aproximadamente proporcionais e reversíveis. Na segunda fase, surgem deslocamentos plásticos junto às bordas da fundação e recalques de natureza permanente. Com o aumento da carga, a zona plastificada cresce até que se atinge um determinado valor crítico, onde ocorre um processo de recalque continuado. Assim, na terceira fase, a velocidade do recalque cresce ininterruptamente, mesmo para carga constante, até que ocorre a ruptura do solo. Neste ponto, considera-se que foi atingido o limite de resistência da fundação, denominado de capacidade de carga (VELLOSO e LOPES, 2010).

O processo de ruptura descrito pode ocorrer segundo diferentes mecanismos, e a ruptura nem sempre fica claramente definida na curva carga *versus* recalque. Vesic (1963; 1975) observou

em areias três tipos característicos de ruptura: generalizada, localizada e por punção, ilustradas na Figura 2.14 e descritas a seguir.

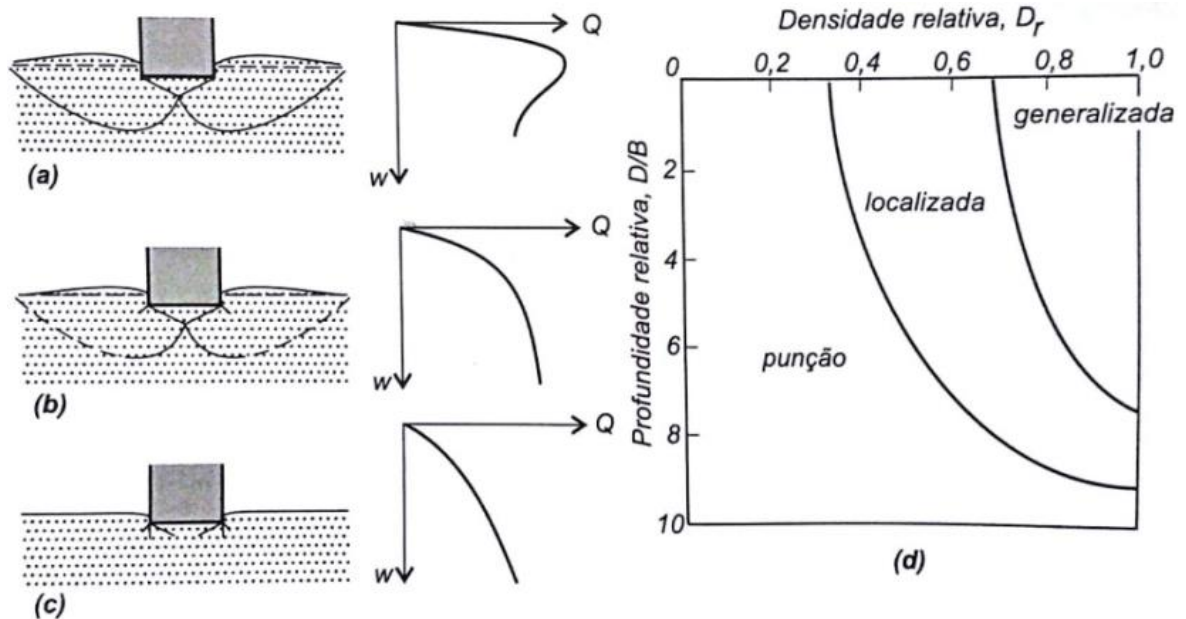


Figura 2.14 - Tipos de ruptura: (a) generalizada, (b) localizada e (c) por punção; (d) correlação do tipo de ruptura com a compactidade e a profundidade de assentamento, em areias (VELLOSO E LOPES, 2010, adaptado de VESIC, 1963).

A ruptura geral ou generalizada (Figura 2.14a) é caracterizada pela existência de um mecanismo de ruptura bem definido, constituído por superfícies de deslizamento que partem das bordas da fundação e atingem a superfície do terreno. Em condições de tensão controlada, como ocorre na maioria das fundações, a ruptura é brusca e catastrófica. No caso de deformação controlada (como em cargas aplicadas por prensagem), é constatada uma redução da carga necessária para produzir deslocamentos da fundação depois da ruptura. Pode-se observar a ocorrência de levantamento do solo em torno da fundação, e a ruptura leva ao tombamento da mesma caso não haja restrição imposta pela superestrutura.

A ruptura por punção (Figura 2.14c) é o outro extremo e caracteriza-se por um mecanismo de difícil observação, que fica restrito ao solo imediatamente abaixo da fundação, havendo pouco ou nenhum movimento na superfície do terreno ao redor. A penetração da fundação é possibilitada pelo cisalhamento vertical em torno de seu perímetro. Não ocorre tombamento nem ruptura súbita ou catastrófica, e a curva carga *versus* recalque apresenta um aumento contínuo da carga à medida que a fundação penetra no solo.

No modo intermediário, denominado ruptura localizada (Figura 2.14b), é observada a formação de um mecanismo similar ao da ruptura generalizada, porém este fica embutido no solo, não atingindo a superfície do terreno. Não ocorre colapso catastrófico da fundação, porém existirão recalques consideráveis.

Vesic (1975) explica que o modo de ruptura esperado em cada caso depende de diversos fatores. Em geral, o mecanismo depende da compressibilidade relativa do solo nas condições particulares de geometria e de carregamento. Para uma fundação na superfície do solo, considera-se que se o solo for pouco compressível (areias densas e argilas rijas), a ruptura será generalizada, se for muito compressível (areias fofas e argilas moles), romperá por puncionamento, e se tiver média compactidade ou consistência (areias medianamente compactas e argilas médias), a ruptura será do tipo localizada. Por outro lado, com o aumento da profundidade de embutimento, a ruptura pode acontecer por puncionamento mesmo em um solo pouco compressível, como mostra o ábaco da Figura 2.14(d), no caso de areias.

Outro fator que influencia no mecanismo de ruptura é o tempo de carregamento. Devido à sua compressibilidade, em uma argila saturada normalmente adensada é esperada ruptura por puncionamento. Entretanto, segundo Vesic (1975), se a mesma for carregada de forma que não ocorra variação de volume (condição não-drenada), a ruptura será do tipo generalizada, enquanto o mecanismo de puncionamento somente ocorrerá se o carregamento for lento o suficiente (condição drenada).

Os mecanismos discutidos são válidos para carregamentos verticais e centrados, devendo-se notar que cargas excêntricas e inclinadas afetam significativamente as pressões de contato, os deslocamentos e o modo de ruptura.

2.4.1.1 Critérios de ruptura

Conforme visto na Figura 2.14, a capacidade de carga de uma fundação a partir da curva carga *versus* recalque fica claramente definida somente para o caso de ruptura generalizada. Quando ocorre ruptura localizada ou por puncionamento, onde não se observam pontos de máximo na curva, torna-se necessário estabelecer um critério para a definição da ruptura. A seguir são apresentados os critérios sugeridos por Vesic (1963), Vesic (1975) e NAVFAC (1986).

Vesic (1963) propôs a definição da carga última no ponto a partir do qual a inclinação da curva tensão *versus* recalque se iguala a zero ou a um valor mínimo constante, o que é semelhante ao

considerado por Terzaghi (1942, *apud* CINTRA *et al.*, 2011), que seria o ponto onde o trecho final da curva se transforma em linha reta não vertical. Para os casos onde não é possível estabelecer o ponto de mínima inclinação da curva com exatidão, Vesic (1975) sugere a adoção de um recalque crítico limite, como o valor correspondente a 10% da largura da fundação (0,1B). A aplicação destes critérios pode ser visualizada na Figura 2.15.

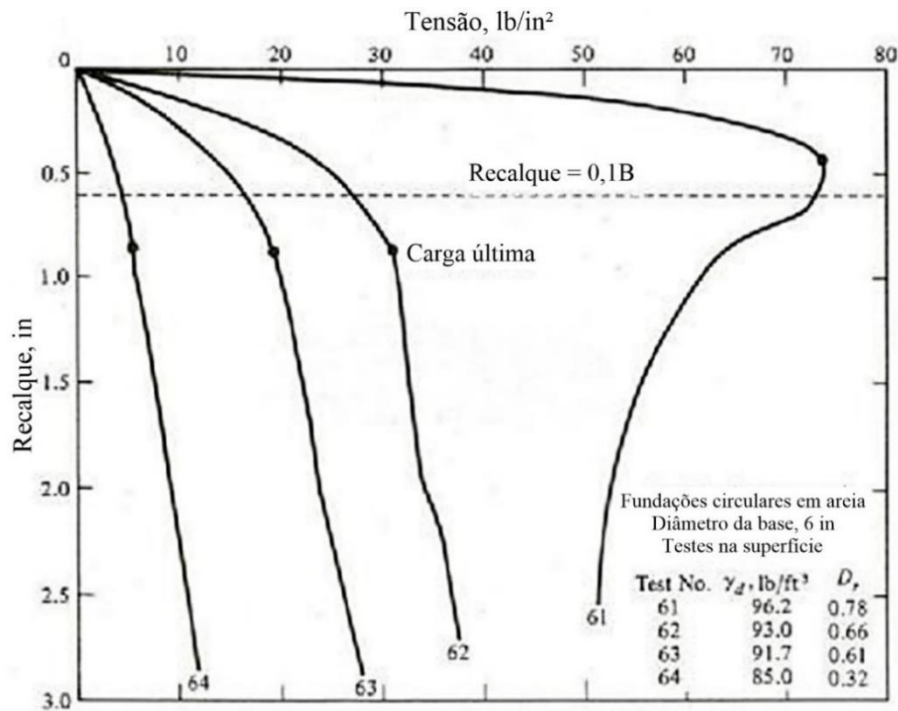


Figura 2.15 - Critérios de Vesic (1963) e (1975) para determinação da capacidade de carga de fundações superficiais (adaptado de TRB, 2010).

Outro critério que pode ser empregado é o chamado critério do “formato da curva” ou das “duas inclinações” (*e.g.* NAVFAC, 1986), que considera a tensão obtida no ponto de interseção entre as retas assíntotas da região linear no início do carregamento e no fim do mesmo, em um gráfico com escala linear (preferível) ou logarítmica, conforme mostrado na Figura 2.16. Este método também possibilita a interpretação de uma faixa de ruptura, tomando diferentes possíveis assíntotas para a região final da curva, e adotando, neste caso, a média desta faixa como valor da tensão de ruptura (TRB, 2010).

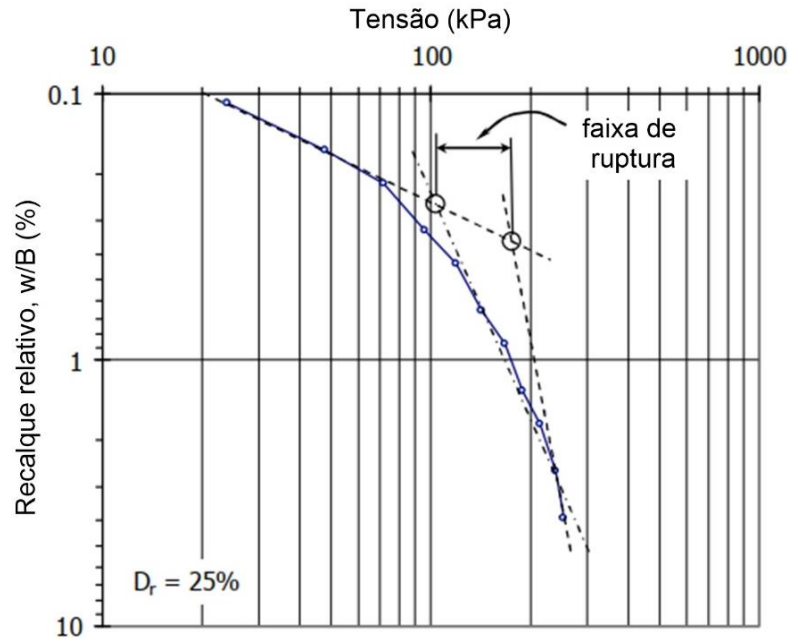


Figura 2.16 - Critério das assíntotas para determinação da capacidade de carga (adaptado de TRB, 2010).

2.4.2 Capacidade de carga em argilas com perfil homogêneo

A teoria clássica de fundações rasas (Terzaghi, 1943; Vesic, 1975) é aplicada para o cálculo de fundações de equipamentos submarinos *offshore*, sendo a base de normas internacionais, como a API RP 2GEO (2011) e a ISO 19901-4 (2003). Jeanjean *et al.* (2011) apresentam uma comparação entre as recomendações destas normas e da antiga API RP 2A (2002) para cálculo de capacidade de carga de fundações superficiais e profundas. Outros trabalhos, como Liu *et al.* (2015) e Van de Riet *et al.* (2017) avaliam, também, o nível de segurança e conservadorismo das diretrizes de projeto destas normas.

Terzaghi (1943) foi o primeiro a desenvolver uma formulação racional para a previsão da capacidade de carga de fundações superficiais. Com base nas equações de Prandtl (1920) e Reissner (1924), Terzaghi (1943) chegou à expressão da Equação 2.3 para uma fundação contínua (estado plano de deformações), com profundidade de embutimento inferior à largura da fundação ($D < B$) e carregamento vertical centrado.

$$q_u = cN_c + q_0N_q + \frac{1}{2}\gamma BN_\gamma \quad (\text{Equação 2.3})$$

Onde q_u é a tensão de ruptura ou capacidade de carga, c é coesão do solo, q_0 é a sobrecarga ($= \gamma D$, sendo γ o peso específico do solo) e N_c , N_q e N_γ são os fatores de capacidade de carga (funções do ângulo de atrito do solo).

Nos casos específicos de fundações assentes em argilas saturadas (ou submersas), o tempo de construção das estruturas é pequeno comparado ao tempo de adensamento, sendo considerada a condição não drenada (SALGADO, 2006), onde adota-se $\phi = 0$ e a coesão igual à resistência não-drenada. Assim, tem-se que $N_q = 1$ e $N_\gamma = 0$, reduzindo a equação de capacidade de carga para a Equação 2.4.

$$q_u = N_c S_u + \gamma' D \quad (\text{Equação 2.4})$$

Onde S_u é a resistência não-drenada da argila e γ' é o peso específico submerso da argila. O fator de capacidade de carga N_c para uma fundação corrida quando se considera $\phi = 0$ foi obtido por vários autores com diferentes soluções, como mostrado na Figura 2.17. A solução de Prandtl (1920) é aquela que tem respaldo experimental, tanto em valor como em mecanismo de ruptura, portanto, adota-se em cálculos $N_{c,faixa} = 2 + \pi = 5,14$.

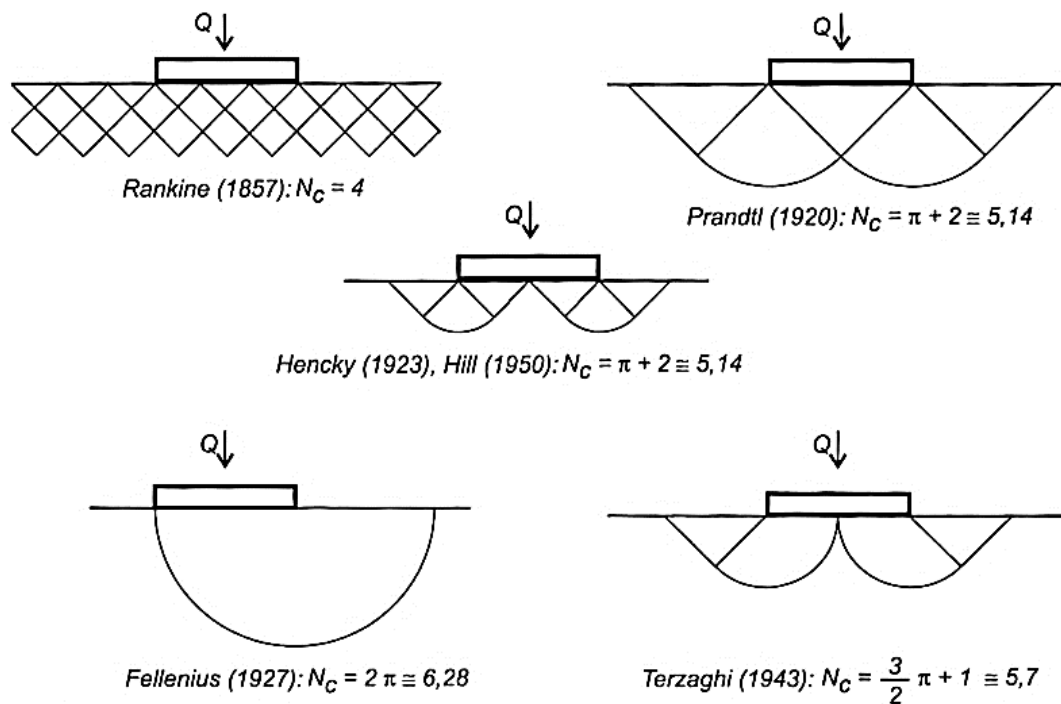


Figura 2.17 – Mecanismos de ruptura e fatores de capacidade de carga previstos em diferentes soluções para sapata corrida na condição $\phi = 0$ (VELLOSO e LOPES, 2010).

2.4.2.1 Fatores de correção

Para fundações quadradas, retangulares ou circulares, onde condições de deformações planas não se aplicam, e quando a fundação é assente em certa profundidade, introduzem-se na Equação 2.4 fatores de forma (s_c) e de profundidade (d_c), a fim de considerar o desenvolvimento

de superfícies de ruptura em todo o entorno da fundação e a extensão das mesmas acima do nível de assentamento (Equação 2.5). Existem, ainda, os fatores de correção referentes às inclinações do carregamento, da base da fundação e do terreno, que devem ser introduzidos na Equação 2.5 quando aplicáveis.

$$q_u = s_c d_c N_c S_u + \gamma' D \quad (\text{Equação 2.5})$$

Os fatores s_c e d_c mais usados na prática são os baseados em resultados experimentais de Skempton (1951) e Meyerhof (1951; 1963):

$$s_c = 1 + 0,2 \frac{B}{L} \quad (\text{Equação 2.6})$$

$$d_c = 1 + 0,2 \frac{D}{B} \quad (\text{Equação 2.7})$$

Hansen (1970) propôs um conjunto de expressões diferentes para o fator de profundidade, de acordo com o valor da relação D/B :

$$d_c = 1 + 0,4 \frac{D}{B}, \text{ para } \frac{D}{B} \leq 1 \quad (\text{Equação 2.8})$$

$$d_c = 1 + 0,4 \arctg \frac{D}{B}, \text{ para } \frac{D}{B} > 1 \quad (\text{Equação 2.9})$$

Salgado *et al.* (2004), com base em resultados de análise limite, propuseram para os fatores de forma e profundidade as expressões:

$$s_c = 1 + C_1 \frac{B}{L} + C_2 \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (\text{Equação 2.10})$$

$$d_c = 1 + 0,27 \sqrt{\frac{D}{B}} \quad (\text{Equação 2.11})$$

Onde C_1 e C_2 são funções de B/L , apresentadas na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Constantes de regressão para o fator de forma (SALGADO *et al.*, 2004).

B/L	C_1	C_2
1 (círculo)	0,163	0,210
1 (quadrado)	0,125	0,219
0,50	0,156	0,173
0,33	0,159	0,137
0,25	0,172	0,110
0,20	0,190	0,090

No caso de uma fundação quadrada na superfície ($D = 0$), o fator de forma teria o valor de $s_c = 1,125$. Já o API (2011) recomenda a utilização de $s_c = 1,18$ para fundações quadradas com carregamento vertical centrado.

2.4.2.2 Influência da geometria e da rugosidade da fundação

Tani e Craig (1995) apresentaram um resumo de diversos trabalhos teóricos e semi-empíricos, mostrando que, em geral, o fator s_c considerado para fundações circulares e quadradas na superfície é de 1,2, assim como a proposta de Skempton (1951). Quando se considera a rugosidade da fundação, o fator de forma é menor. Meyerhof (1951), por exemplo, sugere o valor de $s_c = 1,11$ para fundação lisa.

Alternativamente, pode-se analisar o fator de capacidade de carga N_c diretamente para cada forma de fundação, sem o uso do fator de correção s_c . A variação do fator N_c com o formato e a rugosidade da superfície da fundação foi avaliada por diversos autores. Salgado *et al.* (2004) apresentaram valores de $N_{c,quadrado}$ entre 5,52 e 6,22 para fundação rugosa sem enterramento. Nas simulações realizadas por Gourvenec *et al.* (2006), a relação $N_{c,quadrado}/N_{c,faixa}$ encontrada foi de 1,08 para fundações com superfície lisa, e de 1,15 para fundações com superfície rugosa. A norma API RP 2GEO (2011) recomenda a utilização de $N_c = 6,05$ para fundações quadradas e circulares, o que representa uma redução com relação ao fator $N_{c,quadrado} = 6,17$ proposto por Skempton (1951).

Gourvenec *et al.* (2006) também destacam que em modelagens de fundações quadradas com superfície lisa, o mecanismo de ruptura observado atinge menor profundidade e foi mais próximo ao formato proposto por Hill (1950), ao contrário do mecanismo de Prandtl (1920) observado para fundações rugosas. Estas conclusões podem ser observadas na Figura 2.18, sendo os vetores de deslocamento influenciados pela rugosidade da placa.

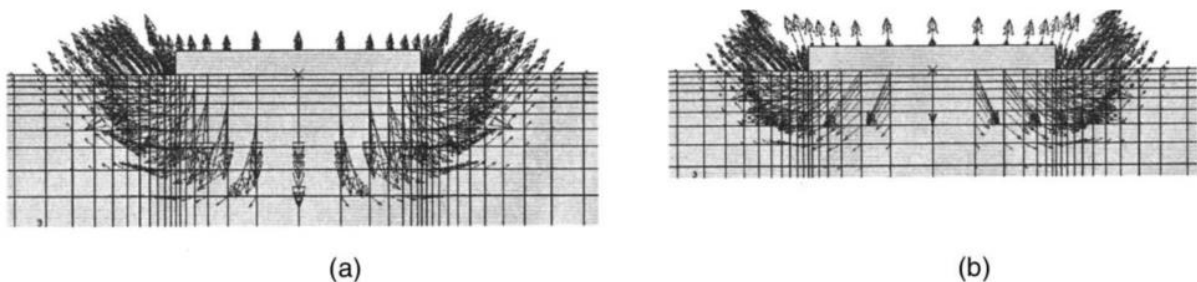


Figura 2.18 – Vetores de deslocamento na ruptura para fundações quadradas: (a) rugosas (mecanismo de Prandtl); (b) lisas (mecanismo mais próximo ao de Hill) (GOURVENEK *et al.*, 2006).

Além disso, os autores também mostram que o mecanismo de ruptura tem menor área de influência e atinge menor profundidade no caso de fundações quadradas ou com razão L/B pequena, em comparação com fundações contínuas.

2.4.3 Capacidade de carga em argilas com resistência crescente com a profundidade

Em geral, nos casos de deposição marinha ou fluvial a resistência ao cisalhamento não-drenada das argilas é crescente com a profundidade, em consequência do adensamento provocado pelo peso próprio das camadas superiores. Quando esse crescimento é linear e o valor de resistência na base da fundação é diferente de zero, como mostrado no perfil da Figura 2.19, a resistência não-drenada é expressa pela Equação 2.12.

$$S_u = S_{u0} + kz \quad (\text{Equação 2.12})$$

Onde S_{u0} é a resistência não-drenada da argila no nível da base da fundação, k é o acréscimo da resistência não-drenada por unidade de profundidade ($= dS_u/dz$) e z é a profundidade.

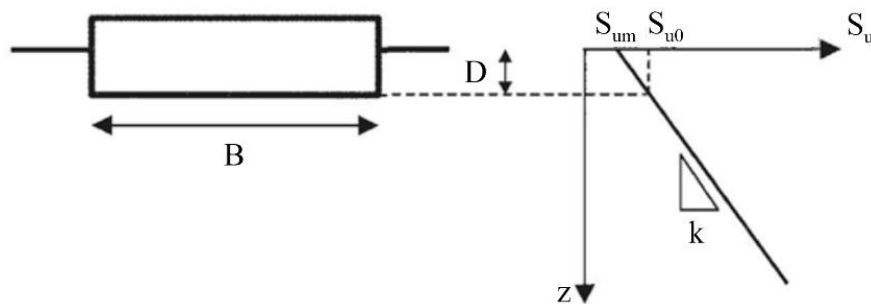


Figura 2.19 – Variação da resistência não-drenada com crescimento linear e resistência não-nula na base da fundação (adaptado de RANDOLPH *et al.*, 2004).

Nesses casos, segundo Randolph e Gourvenec (2011), o aumento de resistência limita a profundidade do mecanismo de ruptura à porção mais rasa, onde o solo é menos resistente. Este efeito é mais pronunciado quanto maior for o gradiente adimensional $\kappa = kB/S_{u0}$.

Skempton (1951), apesar de não ter abordado o cálculo da capacidade de carga nestes casos, sugeriu que seria suficiente adotar uma resistência não-drenada média ao longo da profundidade de $2/3$ da largura da fundação, contando que a variação da resistência nesta faixa fosse menor que 50% da média. Peck *et al.* (1974) também comentam sobre a utilização da resistência média, porém ao longo de profundidade igual à largura da fundação ($z = B$).

Um tratamento mais rigoroso ao problema foi proporcionado por Davis e Booker (1973), que expressaram a capacidade de carga de uma fundação contínua na superfície da argila através da Equação 2.13.

$$q_u = F \left(N_c S_{u0} + \frac{1}{4} kB \right) = F S_{u0} N_c \left(1 + \frac{kB}{4N_c S_{u0}} \right) \quad (\text{Equação 2.13})$$

Onde F , como pode ser visto no ábaco da Figura 2.20, é um fator de correção que depende da rugosidade da fundação (F_R para sapata rugosa e F_S para sapata lisa) e do gradiente adimensional $\kappa = kB/S_{u0}$.

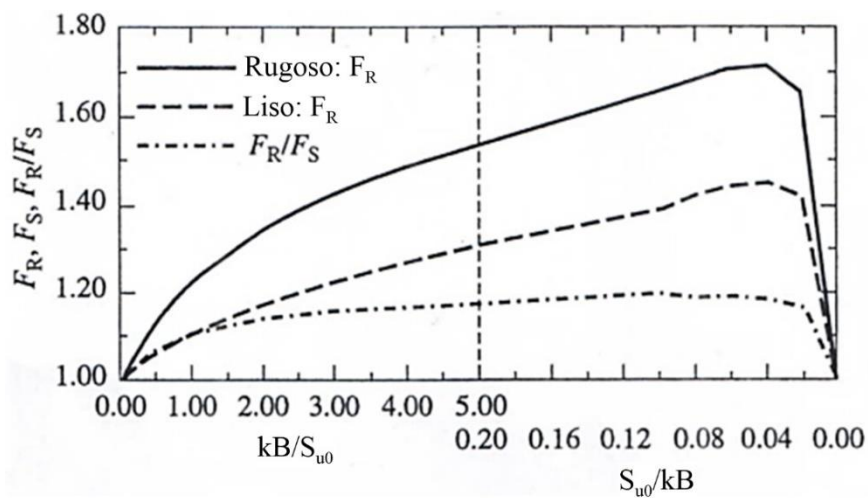


Figura 2.20 - Fatores de correção propostos por Davis e Booker (1973) para resistência linearmente crescente com a profundidade (adaptado de SALGADO, 2006).

Comparando a Equação 2.13 com a Equação 2.4 considerando a sobrecarga nula, percebe-se que é possível estimar a capacidade de carga de uma fundação contínua na superfície de um depósito de argila com resistência crescente com a profundidade utilizando a Equação 2.4 com um valor corrigido de resistência ($S_{u,eq}$), dado pela Equação 2.14.

$$S_{u,eq} = F \left(1 + \frac{kB}{4N_c S_{u0}} \right) S_{u0} = F \left(S_{u0} + \frac{kB}{4N_c} \right) \quad (\text{Equação 2.14})$$

Levando em conta a diminuição da profundidade do mecanismo de ruptura, é possível estimar a profundidade equivalente (z_{eq}) na qual o valor de S_u deve ser tomado através da expressão:

$$z_{eq} = \frac{S_{u,eq} - S_{u0}}{k} = \frac{(F-1)S_{u0}}{k} + \frac{BF}{4N_c} \quad (\text{Equação 2.15})$$

De acordo com Randolph (2004), a maioria das argilas marinhas apresentam resistência crescente com a profundidade, tendo valor de S_{u0} entre 2 e 10 kPa e gradiente (k), entre 1 e 2 kPa/m. Com base nestes valores, para uma fundação com $B = 5$ m, White *et al.* (2005) mostram que a faixa de gradientes adimensionais típicos para *mudmats* se situaria entre 0,5 e 5, como pode ser visto na Figura 2.21.

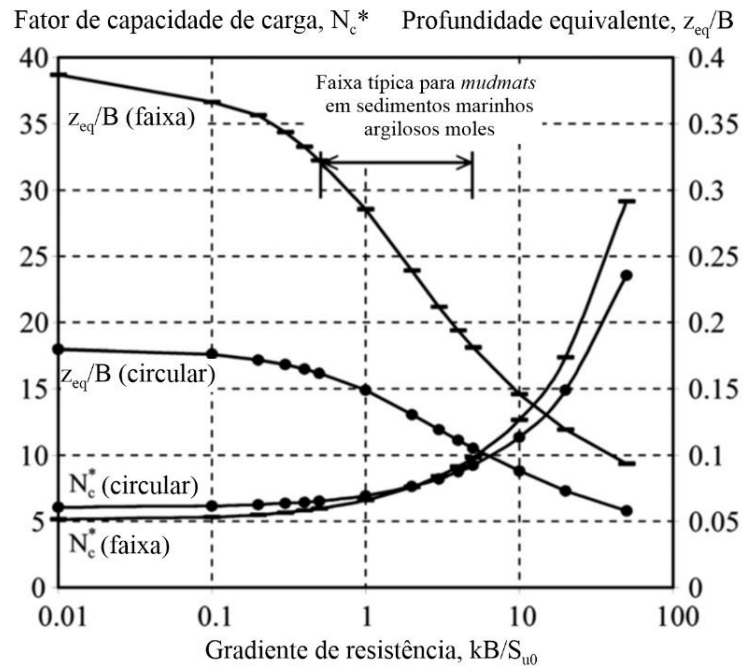


Figura 2.21 – Efeito da heterogeneidade da resistência na capacidade de carga (WHITE *et al.*, 2005).

A Figura 2.21 também ilustra a redução da profundidade equivalente teórica com o aumento do gradiente normalizado de resistência e o aumento do fator de capacidade de carga modificado (N_c^*), que é o fator corrigido em função do gradiente e pode, alternativamente, ser utilizado na Equação 2.4 com o valor de S_{u0} .

2.4.3.1 Fatores de correção

As análises de Davis e Booker (1973) se restringiram ao caso de sapatas corridas na superfície da camada de solo. Na prática, assim como mostrado anteriormente para o caso de argilas com perfil homogêneo, se inserem na Equação 2.13 fatores de forma, enterramento e inclinação, bem como a contribuição da sobrecarga de solo proporcionada pelo enterramento:

$$q_u = F s_c d_c i_c \left(S_{u0} + \frac{kB}{4N_c} \right) N_c + q_0 \quad (\text{Equação 2.16})$$

Salençon e Matar (1982) observaram que o fator de forma (s_c) de uma fundação assente em camada de argila com resistência crescente com a profundidade reduz com o aumento do

gradiente de resistência (k). Na Tabela 2.2 são apresentados os fatores de forma e fatores de capacidade de carga para fundações corridas e circulares na superfície do solo.

Tabela 2.2 – Fatores de forma e fatores de capacidade de carga em função do gradiente de resistência adimensional (adaptado de SALGADO, 2006).

kB/S_{u0}	$N_{c,faixa}$	F	$N_{c,circular}$	Sc
0	5,14	1,00	6,05	1,18
0,10	5,33	1,03	6,15	1,15
0,20	5,51	1,06	6,26	1,14
0,50	5,97	1,13	6,54	1,09
1,00	6,61	1,23	6,95	1,05
2,00	7,60	1,35	7,63	1,00
4,00	9,13	1,49	8,74	0,96
10,00	12,66	1,66	11,37	0,90
100,00	46,17	1,53	35,88	0,78

Para fundações quadradas, a capacidade de carga aparenta ser ligeiramente (de 2 a 3%) menor do que a de uma fundação circular com área equivalente. Visto que a diferença é pequena, Randolph *et al.* (2004) consideram razoável a utilização do fator de forma dado pela Equação 2.17 para fundações retangulares. Nota-se que esta equação fornece o mesmo fator de forma da fundação circular no caso de uma fundação quadrada ($B = L$).

$$s_c \approx 1 + (s_{c,circular} - 1) B/L \quad (\text{Equação 2.17})$$

Segundo Salgado (2006), para fundações com razões de enterramento (D/B) menores que 0,5 e valores de gradiente normalizado (kB/S_{u0}) menores que 2, pode-se adotar para o fator de forma a mesma dependência do enterramento utilizada para perfis com resistência constante com a profundidade (Equação 2.10) sem erro significativo, através da Equação 2.18, sendo as constantes C_1 e C_2 as mesmas da Tabela 2.1. Estas relações se aplicam a fundações de base rugosa.

$$s_c = 1 + C_1 \frac{B}{L} a + C_2 \sqrt{\frac{D}{B}}, \text{ onde } a = \frac{2,3}{\exp \left[0,353 \left(\frac{kB}{S_{u0}} \right)^{0,509} \right]} - 1,3 \quad (\text{Equação 2.18})$$

Quanto ao fator de embutimento, os resultados de Martin (2001) para fundações circulares embutidas mostram que para $D/B < 0,5$ e $kB/S_{u0} < 2$, o valor de d_c não tem diferença significativa do expresso pela Equação 2.11.

2.5 ARRANCAMENTO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS EM ARGILAS SATURADAS

As fundações superficiais *offshore* estão sujeitas a cargas de arrancamento durante a vida útil, devidas, por exemplo ao empuxo de estruturas flutuantes e momentos de tombamento. Em particular, infraestruturas submarinas e suas fundações, como os *mudmats*, necessitam ser removidas do leito marinho para manutenção, reutilização em outros locais ou pela finalização da exploração de certa região, onde a retirada de todos os equipamentos deve ser feita em cumprimento a regulamentações de governos e órgãos ambientais (LI, 2015). A Figura 2.22 ilustra carregamentos de tração aos quais as fundações superficiais *offshore* são submetidas.

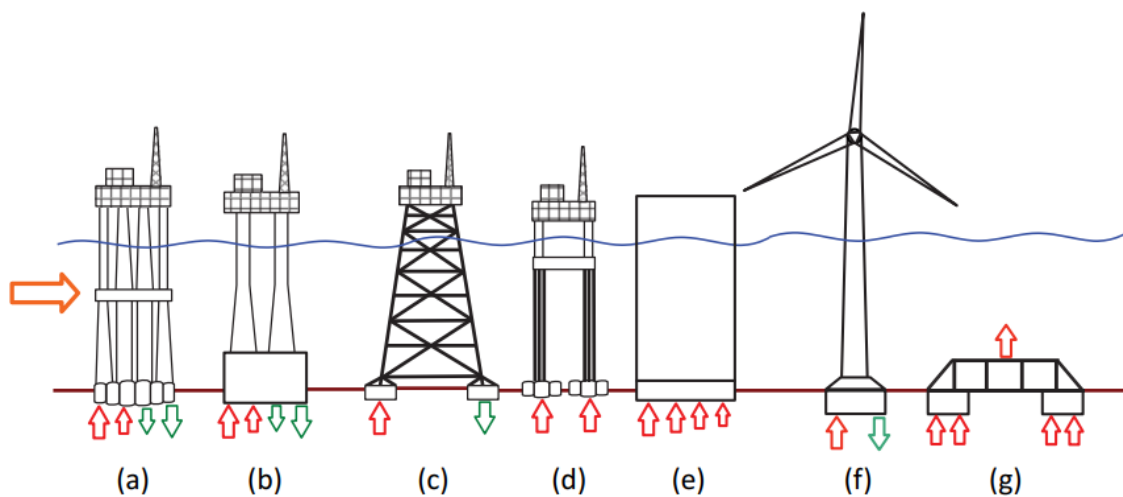


Figura 2.22 – Aplicações de fundações superficiais em estruturas *offshore* e carregamentos de tração associados: (a) e (b) plataformas de gravidade; (c) plataforma *jacket*; (d) plataforma *TLP*; (e) tanque de estocagem (parcialmente) vazio; (f) turbina eólica; (g) remoção de equipamento de infraestrutura submarina (LI, 2015, modificado de ACOSTA-MARTINEZ, 2010 e MANA, 2013).

Durante o arrancamento, excessos de poropressão negativa (também referidos na literatura como sucção) podem ser gerados no solo, contribuindo para o aumento da resistência, sobretudo em solos com baixa condutividade hidráulica. Este efeito é benéfico durante a operação das estruturas *offshore*, por exemplo, para resistir ao carregamento cíclico das ondas, mas, em contrapartida, torna necessários maiores esforços para a recuperação das estruturas assentes no leito marinho. Segundo Chen *et al.* (2012) e Gaudin *et al.* (2017), a habilidade de remoção *mudmats* em águas profundas tem sido uma preocupação crescente na indústria *offshore*.

O procedimento de remoção de *mudmats* é a conexão de cabos aos pontos de carga nas estruturas, que são puxados por uma embarcação na superfície, sendo a capacidade desta um

fator limitante. De acordo com Bouwmeester *et al.* (2009), as forças de sucção podem chegar a valores iguais a duas vezes o peso submerso da fundação. Caso os esforços de sucção sejam maiores que o previsto, podem ocorrer dificuldades na remoção dos equipamentos, gerando riscos à segurança e prejuízos devido ao alto custo de operações *offshore*. O API (2011) cita que quando se prevê a remoção das estruturas, deve-se analisar as ações geradas durante o processo para garantir que elas possam ser alcançadas com os meios disponíveis.

Os métodos tradicionais consideram apenas o arrancamento de fundações superficiais sob condições puramente drenadas ou não-drenadas, nas quais o mecanismo de poropressão é ignorado e o solo é simplificado como um material plástico monofásico ideal (modelos de Tresca ou von Mises) (LI *et al.*, 2015a). Porém, pela grande influência da geração e dissipação da poropressão na resistência ao arrancamento, é de fundamental importância o estudo destas para o desenvolvimento de métodos de mitigação que possam facilitar as operações de retirada de equipamentos. Gaudin *et al.* (2017) apontam que a maioria da literatura existente neste tema é focada na validação de medidas de mitigação da resistência ao arrancamento, porém poucos estudos examinam os mecanismos que governam o desenvolvimento da sucção e sua influência na resistência.

As normas de projeto de estruturas *offshore* (e. g. ISO, 2003; API, 2011) reconhecem o potencial de aumento da resistência ao arrancamento devido ao desenvolvimento de sucção, porém, as mesmas são muito generalizadas e não fornecem diretrizes específicas sobre os fatores que possam influenciar o processo.

A geração e dissipação de sucção no solo é afetada por diversos fatores, como a geometria da fundação (formato, presença de saias ou perfurações), as condições de carregamento (excentricidade, velocidade) e história de carregamentos do solo antes do arrancamento (pré-carregamento devido ao peso próprio e adensamento). Além disso, Chen *et al.* (2012) explicam que a resistência ao arrancamento líquida (subtraindo o peso próprio da fundação) é controlada pela resistência não-drenada operacional do solo e do mecanismo de ruptura que se desenvolve sob a fundação, de forma que estes precisam ser devidamente avaliados.

Diversas pesquisas, principalmente nas últimas duas décadas, se focaram no estudo de fundações *offshore*, visando o melhor entendimento do comportamento sob carregamentos tridimensionais, a melhoria da previsão da capacidade de carga e análise de estabilidade do solo. Dentre elas, algumas visaram especificamente o estudo do arrancamento de *mudmats* e

métodos de mitigação da resistência, investigando diferentes fatores de influência e condições, com a finalidade de facilitar a recuperação dos equipamentos submarinos. As principais observações e recomendações destes trabalhos são apresentadas nos subitens a seguir.

2.5.1 Influência da velocidade de carregamento

De acordo com Lehane *et al.* (2008), a taxa de carregamento influencia a resposta de uma fundação dependendo, principalmente, de dois fatores: o coeficiente de consolidação (c_v) do solo ao redor da fundação e os efeitos viscosos apresentados por este. Assim, a velocidade de carregamento é um fator de suma importância no estudo da geração e dissipação de sucção durante o arrancamento, podendo ter grande influência na resistência à extração.

2.5.1.1 Condições de drenagem durante o arrancamento e fatores de capacidade de carga

A investigação da variação de resistência com a velocidade e a definição das condições de drenagem alcançadas durante o carregamento de fundações pode ser realizada através da construção de curvas características em função da velocidade normalizada (V), dada pela Equação 2.19 (FINNIE e RANDOLPH, 1994).

$$V = \frac{vB}{c_v} \quad (\text{Equação 2.19})$$

Onde v é a velocidade de carregamento, B é a largura da fundação e c_v é o coeficiente de adensamento do solo. Este mesmo procedimento é muito usado para ensaios de investigação de resistência, como piezocone e *T-bar* (e.g. Randolph e Hope, 2004; Lehane *et al.*, 2009), sendo, nestes casos, utilizado o diâmetro do equipamento (D_{T-bar} , por exemplo) no lugar da largura (B) na Equação 2.21. Segundo Randolph e Hope (2004), em ensaios de piezocone o comportamento é considerado drenado para valores de velocidade normalizada inferiores a 0,1, e não-drenado para valores acima de 10. Entre esse intervalo, ocorrem condições de drenagem parcial.

Também é notável que, com velocidades relativamente baixas, a capacidade de carga observada em penetrômetros diminui com o aumento da taxa de carregamento, sendo controlada pelas condições de drenagem. Entretanto, quando a velocidade é alta, os efeitos viscosos do solo se tornam significativos e a resistência à penetração tipicamente aumenta com o aumento da taxa de carregamento, em uma razão de 5 a 20% por ciclo logarítmico (GRAHAM *et al.*, 1983; FISHER e CATHIE, 2003; EINAV e RANDOLPH, 2005).

Para fundações em carregamento de compressão, Lehane *et al.* (2008), a partir de resultados de dissipação da poropressão sob a base de uma fundação superficial circular de Booker e Small

(1986), mostram que condições drenadas são aparentes para $V < 0,01$ e não-drenadas para $V > 20$, assumindo que seja necessário um deslocamento de 2 a 10% do diâmetro da fundação para atingir a ruptura. Outros estudos com fundações superficiais (e.g. Finnie e Randolph, 1994; Cassidy, 2012), também observaram condições não-drenadas serem alcançadas para velocidades normalizadas maiores que 30. De acordo com Li *et al.* (2014a), é amplamente reconhecido que estes valores – $V < 0,01$ e $V > 30$ – delimitam as condições consideradas drenadas e não drenadas, respectivamente, em compressão. Entretanto, no caso de arrancamento, algumas pesquisas indicaram a mudança dos valores destes pontos de transição.

Lehane *et al.* (2008) realizaram ensaios em centrífuga de arrancamento de placas quadradas enterradas, com três diferentes larguras (30, 45 e 60 mm), assentes em caulim pré adensado ($OCR = 5$) e em areia, com reaterro de areia em ambos os casos, com o objetivo de investigar carregamentos de tração em torres de transmissão de energia. No caso das placas apoiadas em areia foi verificado que a força de arrancamento se manteve constante com a velocidade, não sofrendo influência desta. Em contrapartida, a força de arrancamento das placas apoiadas em argila apresentou crescimento significativo com o aumento da velocidade, como pode ser visto na Figura 2.23. A sucção máxima desenvolvida sob as placas fundadas em argila foi estimada a partir da diferença na força de arrancamento, em comparação às fundadas em areia, dividida pela área da fundação.

Os autores definiram um fator de capacidade de carga N_u correspondente à relação entre a sucção máxima estimada e a resistência não-drenada operacional ($S_{u,op}$), que neste caso foi adotada como a resistência obtida através de ensaios *Simple Shear* e corrigida de acordo com as taxas de deformação das fundações. Através da normalização da velocidade e do cálculo dos fatores N_u , que são mostrados na Figura 2.24, Lehane *et al.* (2008) presumiram, para as âncoras ensaiadas, a ocorrência de comportamento não-drenado para valores de V maiores que 5000. Para as duas maiores velocidades empregadas (30 e 100 mm/s), os autores observaram que uma cunha de solo se manteve aderida à base da fundação após os ensaios, o que sugeriria que nestas velocidades a carga máxima de arrancamento é controlada pela capacidade não-drenada da argila. Estas observações indicam que seriam necessárias velocidades duas ordens de magnitude maiores para mobilizar condições não-drenadas do que em compressão, o que é atribuído, segundo os autores, ao encurtamento dos caminhos de drenagem decorrente da separação progressiva entre a periferia da base e o solo durante o movimento, facilitando a dissipação do excesso de poropressão.

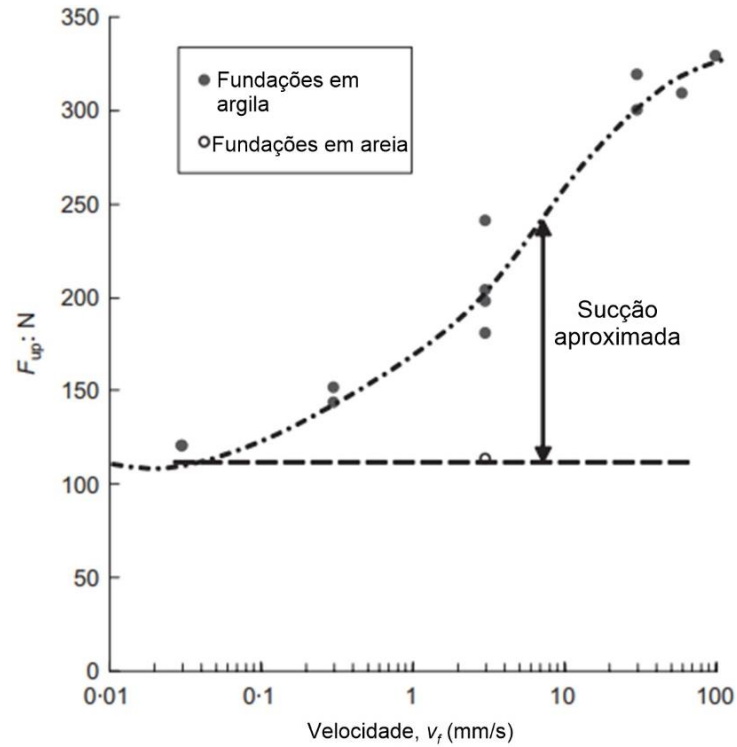


Figura 2.23 – Aumento da força de arrancamento com a velocidade de arrancamento (adaptado de LEHANE *et al.*, 2008).

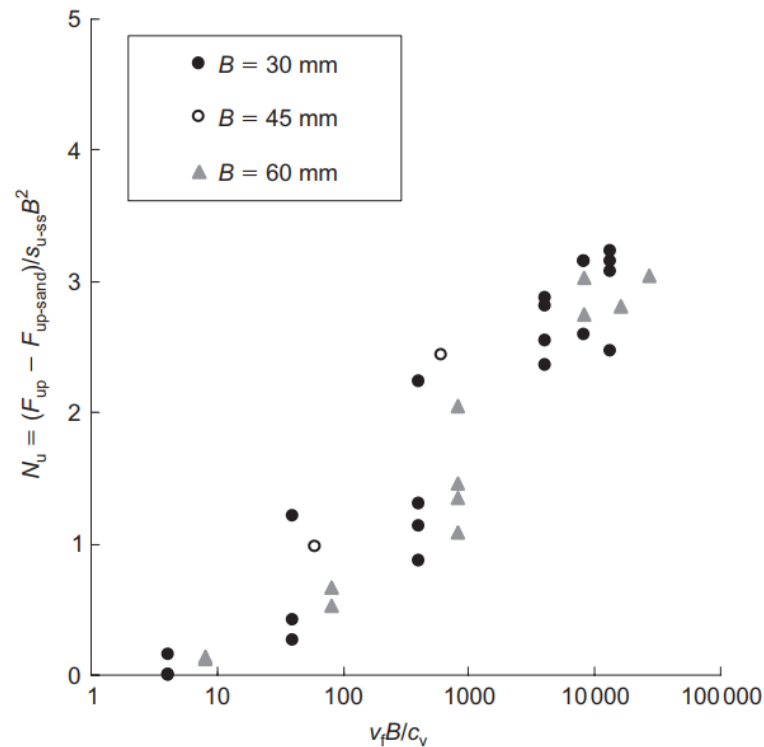


Figura 2.24 – Fator de capacidade sob a base (N_u) em função da velocidade normalizada (V) (adaptado de LEHANE *et al.*, 2008).

Deve ser notado que os ensaios de Lehane *et al.* (2008) foram realizados com embutimento da fundação na argila de aproximadamente 1 mm, sendo as fundações quadradas com larguras de

30, 45 e 60 mm. Portanto, os embutimentos relativos (D/B) antes da extração foram bastante pequenos, sendo 3,3%, 2,2% e 1,66%, respectivamente, para estas larguras de fundações, o que pode influenciar nas faixas de comportamento sugeridas pelos autores.

Chen *et al.* (2012) realizaram ensaios de arrancamento de modelos de *mudmats* em centrífuga, considerando um protótipo de comprimento $L = 15$ m, largura $B = 7,5$ m e comprimento da saia (d) variando de 0 a 2 m, em uma escala de 1/150. O solo, caulim levemente pré-adensado, apresentou gradiente de resistência de aproximadamente 1,2 kPa/m. As fundações foram arrancadas com velocidades normalizadas entre 0,4 e 2000 e a poropressão foi monitorada com transdutores no centro e nas bordas da fundação, permitindo analisar a variação da resistência e do excesso de poropressão negativa com a velocidade de arrancamento. Foi percebido que a sucção medida pelo transdutor localizado no centro da fundação é maior do que as medidas nas bordas, o que se deve ao maior caminho de drenagem. A variação de poropressão (Δu) foi expressa como a média das leituras dos três transdutores. A Figura 2.25 mostra o aumento da força de arrancamento (linha tracejada) e do excesso de poropressão (linha cheia) obtidos com o aumento da velocidade.

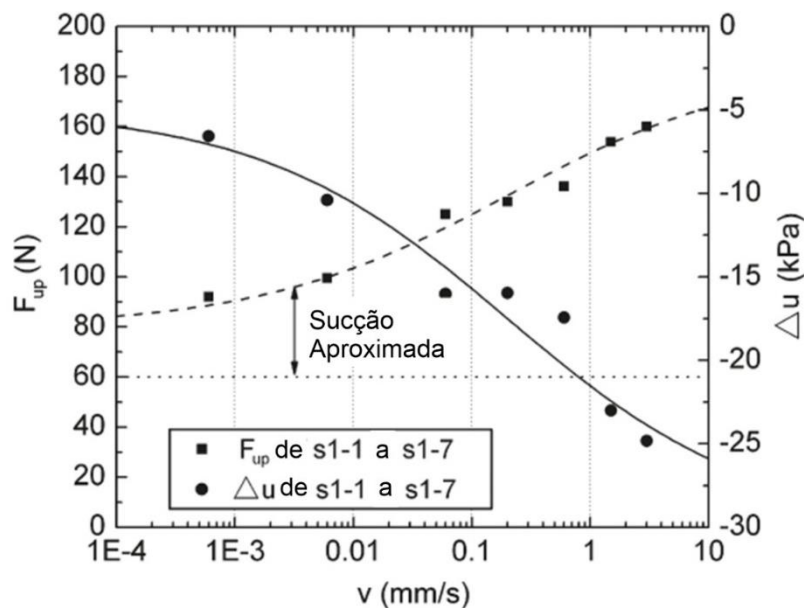


Figura 2.25 – Efeito da velocidade de arrancamento na resistência e na sucção sob a base da fundação (adaptado de CHEN *et al.*, 2012).

Chen *et al.* (2012) calcularam os fatores de capacidade de carga reversa (N_c) obtidos pelos ensaios de arrancamento através da Equação 2.20.

$$F_{up} = AN_c S_{u,op} + G' \quad (\text{Equação 2.20})$$

Onde F_{up} é a força de arrancamento, G' é o peso próprio da fundação, A é sua área e $S_{u,op}$ é a resistência não-drenada operacional, que foi corrigida para efeitos de taxa de deformação com o uso de uma relação semi-logarítmica. A variação dos fatores de carga calculados e da poropressão normalizada pela pressão hidrostática com a velocidade de arrancamento normalizada é apresentada na Figura 2.26.

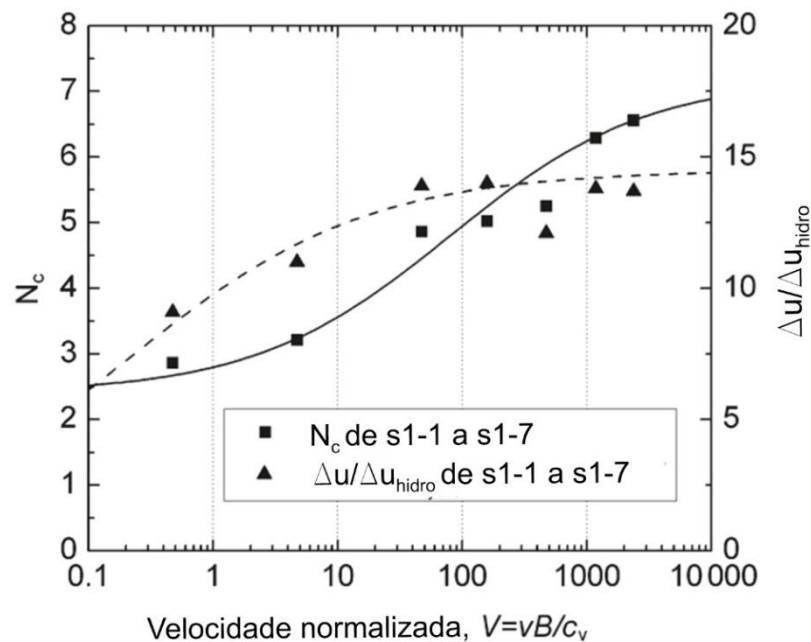


Figura 2.26 - Evolução do fator de capacidade de carga reversa e da sucção normalizada com a velocidade de arrancamento normalizada para fundações sem saias (adaptado de CHEN *et al.*, 2012).

Pode-se notar que a sucção tendeu a um valor máximo com o aumento da velocidade, porém, segundo os autores, condições consideradas completamente não-drenadas não foram alcançadas nos ensaios. Além disso, para a menor velocidade ensaiada ainda se observou a geração de sucção, indicando que também não foi possível chegar a condições consideradas drenadas.

Pelas indicações mostradas, é possível perceber que uma possível solução para redução da resistência ao arrancamento seria a redução da velocidade do processo, de forma a realizá-lo sob condições de comportamento drenado, onde a única resistência a ser superada seria proveniente do peso submerso da estrutura. Entretanto, para argilas moles marinhas e as faixas típicas de coeficiente de adensamento, o tempo necessário para atingir condições drenadas de comportamento seria da ordem de semanas ou até meses, o que é economicamente inviável. Segundo Gaudin *et al.* (2017), condições parcialmente drenadas seriam mais possíveis de serem

alcançadas, o que torna necessária a melhor avaliação da velocidade de arrancamento que delimita o ponto de transição entre elas e as condições consideradas não-drenadas.

Li *et al.* (2014a) investigaram a variação da resistência normalizada com a velocidade normalizada através de ensaios em centrífuga com modelos de *mudmats* circulares e quadrados com saias, também em caulim levemente pré-adensado, com velocidades normalizadas cobrindo quatro ordens de magnitude. A Figura 2.27 resume os resultados encontrados, podendo-se observar que o ponto de transição do comportamento parcialmente drenado para o não-drenado definido foi $V = 200$, e para o drenado $V = 5$. A resistência não-drenada empregada para a normalização (S_{u0}) correspondeu à resistência no nível da ponta da saia da fundação.

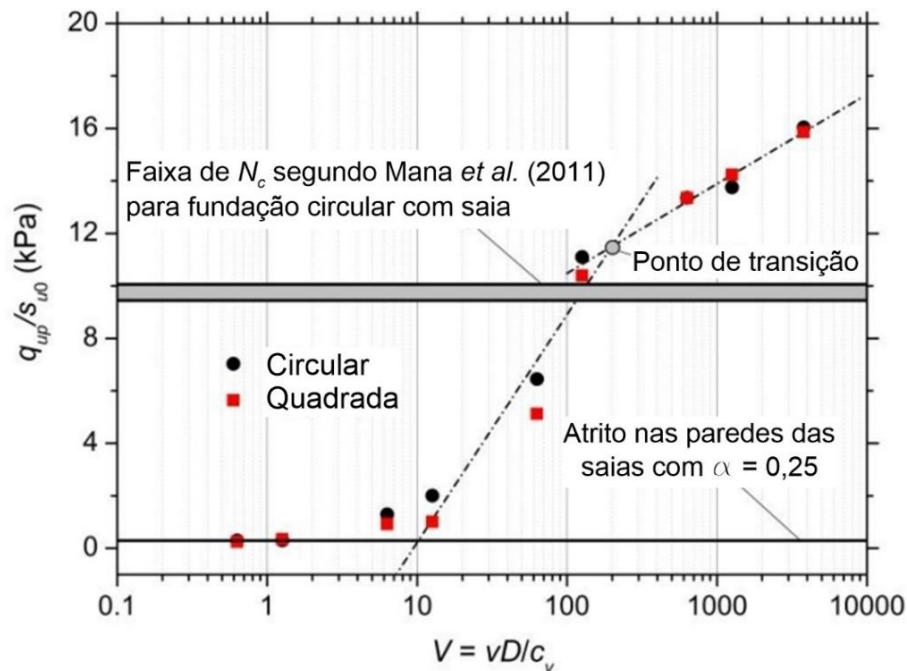


Figura 2.27 – Evolução da resistência ao arrancamento (normalizada pela resistência não-drenada S_{u0} na base da fundação) com a velocidade normalizada para fundações com saias (adaptado de LI *et al.*, 2014a).

Nos ensaios realizados com velocidades normalizadas superiores a 100, segundo Li *et al.* (2014a), a razão entre a sucção gerada e a resistência atinge um valor próximo a 1 (ou seja, mais de 90% da resistência é proporcionada pela sucção), que se mantém com o aumento da velocidade, indicando ter sido atingida a condição não-drenada. Estes resultados são mostrados na Figura 2.28.

Assim como observado por trabalhos anteriores, os autores explicam que o fato de a velocidade normalizada de transição entre comportamento parcialmente drenado e não-drenado ser aproximadamente uma ordem de magnitude maior que a fronteira comumente observada para

fundações em compressão (entre 10 e 30) é decorrência da mudança das condições de contorno e das associadas mudanças no comprimento dos caminhos de drenagem. Em compressão, a fundação gradualmente aumenta seu embutimento no solo, aumentando a distância que a água precisa percorrer para alcançar as zonas de pressão hidrostática, como ilustrado por Lehane *et al.* (2008) na Figura 2.29. Já no arrancamento, os caminhos de drenagem são encurtados quando a fundação é puxada, o que se associa, ainda, a um movimento descendente do solo no entorno do perímetro da fundação associado ao mecanismo de ruptura invertido. Desta forma, as condições não-drenadas são alcançadas para arrancamento em velocidades consideravelmente maiores do que para compressão.

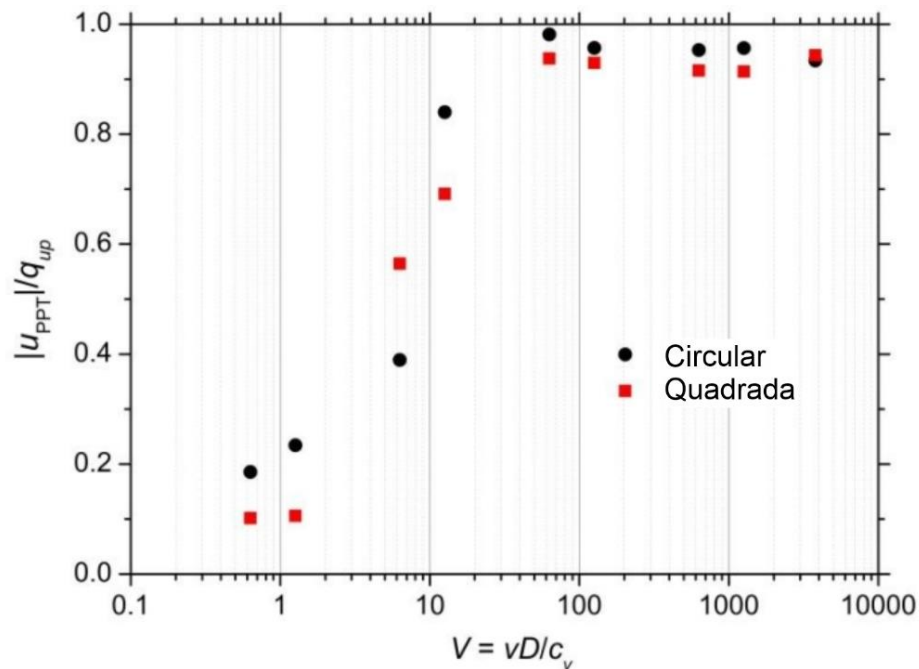


Figura 2.28 - Sucção gerada normalizada pela resistência ao arrancamento em função da velocidade normalizada (adaptado de LI *et al.*, 2014a).

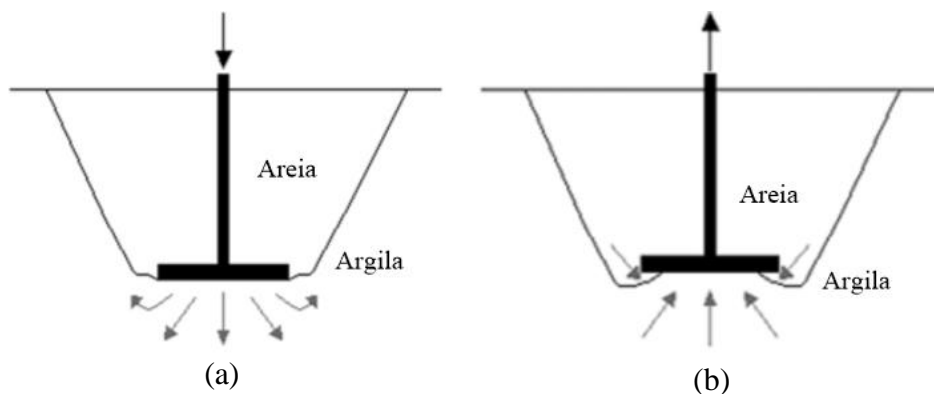


Figura 2.29 - Caminhos de drenagem durante (a) compressão e (b) arrancamento (adaptado de LEHANE *et al.*, 2008).

2.5.1.2 Efeitos viscosos

Assim como citado no item anterior, outro aspecto fundamental do comportamento sob arrancamento relacionado à velocidade diz respeito à evolução da resistência dentro da região não-drenada. Neste tópico, inicialmente, são discutidos os aumentos de resistência por efeitos viscosos observados em ensaios de investigação e, posteriormente, sua aplicação ao caso de extração de fundações superficiais.

Quando se trata de ensaios de investigação da resistência não-drenada de argilas, diversos trabalhos da literatura estudaram os efeitos da taxa de deformação na resistência medida. Tipicamente, a resistência tem aumento de 5 a 20% por aumento em ciclo logarítmico (10 vezes) da taxa de deformação (*e.g.* Graham *et al.*, 1983, Einav e Randolph, 2005). De acordo com Randolph (2004), este aumento pode ser expresso através da relação:

$$S_u = S_{u,ref} \left[1 + \mu \log \left(\frac{\dot{\gamma}}{\dot{\gamma}_{ref}} \right) \right] \quad (\text{Equação 2.21})$$

Onde $\dot{\gamma}$ é a taxa de deformação cisalhante, $S_{u,ref}$ é uma resistência de referência, medida a uma taxa de deformação cisalhante $\dot{\gamma}_{ref}$ e μ é o coeficiente de taxa de deformação, que reflete a porcentagem de aumento por ciclo logarítmico. Chen *et al.* (2012), por exemplo, empregaram este ajuste para a correção da resistência não-drenada operacional utilizada para o cálculo do fator N_c , considerando a taxa de deformação cisalhante de referência $\dot{\gamma}_{ref} = 0,0001 \text{ s}^{-1}$.

Alternativamente, quando se analisa um caso específico com geometria definida, podem ser empregadas na Equação 2.21 as velocidades ou velocidades normalizadas no lugar das taxas de deformação.

O ajuste semi-logarítmico possui a desvantagem de não representar a diminuição da influência dos efeitos viscosos a baixas velocidades (ou taxas de deformação). Para este fim, um tipo alternativo de ajuste pode ser utilizado, o qual se baseia na função arco seno hiperbólico:

$$\frac{S_u}{S_{u,ref}} \quad \text{ou} \quad \frac{q}{q_{ref}} = 1 + \frac{\mu}{\ln(10)} \left[\operatorname{arcsenh} \left(\frac{V}{V_0} \right) - \operatorname{arcsenh} \left(\frac{V_{ref}}{V_0} \right) \right] \quad (\text{Equação 2.22})$$

Onde V_0 é uma velocidade normalizada abaixo da qual a influência dos efeitos viscosos começa a reduzir. A Figura 2.30 ilustra a aplicação dos dois ajustes descritos a dados de piezocone, T -bar e $Ball$ de campo, onde se obteve o coeficiente μ médio de 0,13. Já no caso apresentado na

Figura 2.31, o coeficiente μ resultou em 0,15 e é possível observar os aumentos de resistência em velocidades menores que 0,5 mm/s, indicando a ocorrência de drenagem parcial.

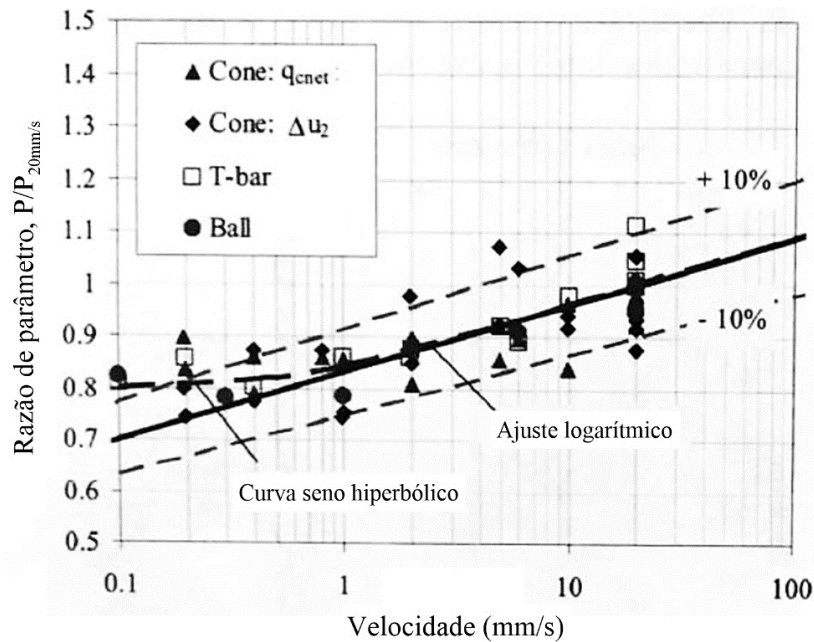


Figura 2.30 - Efeito da velocidade de penetração para condições não-drenadas (adaptado de RANDOLPH, 2004).

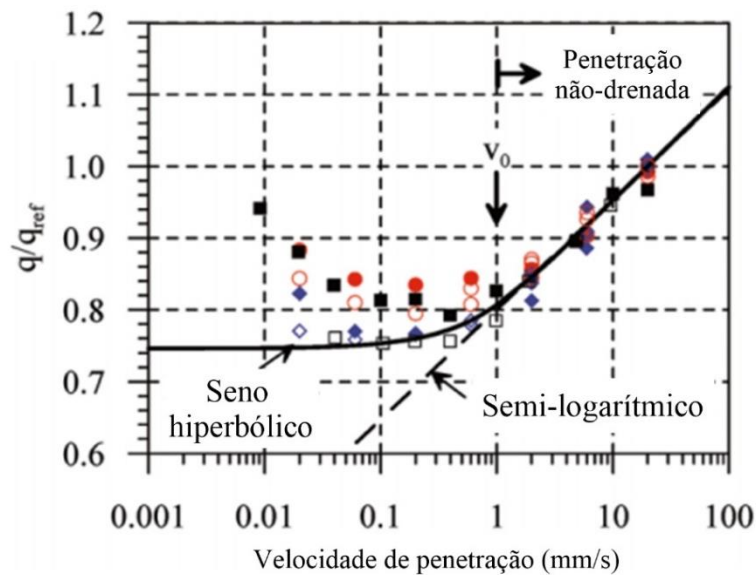


Figura 2.31 - Efeito da velocidade de penetração na resistência de cravação do T-bar (adaptado de LUNNE *et al.*, 2011).

Randolph (2004) explica que, em projetos geotécnicos, as taxas de deformação que se aplicam a ensaios de campo, de laboratório e em condições operacionais possuem uma faixa de variação extremamente grande, tipicamente de 6 a 8 ordens de magnitude. Por exemplo, uma fundação em *suction caisson* deve suportar correntes marinhas variáveis que podem durar dias ou até

mesmo semanas. Para uma fundação de 5 m de diâmetro, este processo possui uma taxa de deformação associada à ruptura de, aproximadamente, 10^{-5} %/s. Este valor é pouco menor do que as taxas de deformação típicas de ensaios de laboratório – cerca de 1 %/hora, que equivale a 3×10^{-4} %/s – e é muitas ordens de grandeza menor do que as taxas de ensaios de campo, como palheta, cone e outros penetrômetros, que pode chegar a até 10^3 %/s.

De acordo com Randolph e Gourvenec (2011), para propriedades típicas de dependência da taxa de deformação do solo, a taxa de deformação adjacente à palheta é de, aproximadamente, 30 vezes a rotação em rad/s, que é numericamente equivalente à metade da velocidade de rotação em %/s. No caso do penetrômetro *T-bar*, as simulações numéricas de Zhou e Randolph (2009) sugerem que a taxa de deformação média ao redor do penetrômetro é de, aproximadamente, $v/(3D_{T-bar})$.

2.5.1.3 Curvas características

Como pode ser visto através dos resultados de Li *et al.* (2014a) apresentados na Figura 2.27, a resistência à extração observada aumenta continuamente após o ponto de transição onde se considera a condição não-drenada. A taxa de aumento é compatível com o aumento de resistência devido a efeitos viscosos. Assim, de acordo com Gaudin *et al.* (2017), o aumento pode ser simulado por funções hiperbólicas padrão, introduzindo um termo de correção como descrito a seguir.

A Equação 2.23 apresenta uma função hiperbólica amplamente utilizada para a previsão da resistência em ensaios de penetração (HOUSE *et al.*, 2001):

$$\frac{q}{q_{ref}} = a + \frac{b}{1 + cV^d} \quad (\text{Equação 2.23})$$

Onde a , b , c e d são parâmetros que descrevem a forma da curva característica: a representa a resistência drenada, $(a + b)$ representa a resistência não drenada em uma velocidade de referência e c e d são parâmetros que controlam a acuidade da curva. Esta função simula a variação de resistência devida à variação das condições de drenagem, porém não reproduz o aumento proporcionado pelos efeitos viscosos. Com este fim, a Equação 2.23 pode ser modificada para:

$$\frac{q}{q_{ref}} = \left(a + \frac{b}{1 + cV^d} \right) \left\{ 1 + \frac{\mu}{\ln(10)} \left[\operatorname{arcsenh} \left(\frac{V}{V_0} \right) - \operatorname{arcsenh} \left(\frac{V_{ref}}{V_0} \right) \right] \right\} \quad (\text{Equação 2.24})$$

Onde, assim como já exposto no item anterior, V_0 é a velocidade normalizada onde a taxa de correção começa a reduzir para zero (abaixo desta, os efeitos viscosos podem ser desconsiderados) e V_{ref} é a velocidade normalizada de referência, onde o termo de correção assume valor unitário. Li *et al.* (2014a) empregaram as equações anteriores aos seus resultados, observando bons ajustes aos pontos da Figura 2.27.

2.5.2 Mecanismos de ruptura

Diversas pesquisas (*e.g.* Craig e Chua, 1990; Puech *et al.*, 1993; Watson *et al.*, 2000; Acosta-Martinez *et al.*, 2008; Mana *et al.*, 2013) apresentaram evidências de que sob condições consideradas completamente não-drenadas a sucção gerada na interface solo-fundação é suficiente para sustentar um movimento conjunto dos dois, levando a um mecanismo de ruptura generalizada reverso e à mesma capacidade de carga à compressão.

Acosta-Martinez (2010) explica que quando o tempo de carregamento é suficiente para que o mesmo seja considerado drenado, espera-se que a ruptura seja limitada ao perímetro da fundação (puncionamento), sendo a resistência devida somente ao atrito na lateral da fundação ou das saias, caso existam. Conforme mencionado anteriormente, quanto menor o tempo de solicitação (maior velocidade), maior é a resistência observada. Assim, a Figura 2.32 ilustra uma curva característica esquemática de degradação da capacidade de carga ao arrancamento (normalizada pela capacidade não-drenada) com o logaritmo do tempo e os mecanismos de ruptura esperados, desconsiderando os efeitos viscosos.

Li (2015) realizou ensaios com fundações planas e com saias, com variadas velocidades. A Figura 2.33 apresenta os resultados obtidos para os vetores de deslocamento normalizados. Pode-se perceber que as fundações com saias apresentam mecanismos de ruptura consideravelmente mais profundos do que as sem saias, e que a área de influência aumenta com o aumento da velocidade. Nota-se, também, a partir das observações experimentais de Lehane *et al.* (2008) e Chen *et al.* (2012), que em comportamento não-drenado o rompimento entre o solo e a fundação ocorre no momento em que acontece o alívio da sucção, o que se dá pela abertura de alguma rachadura ou vazio neste espaço.

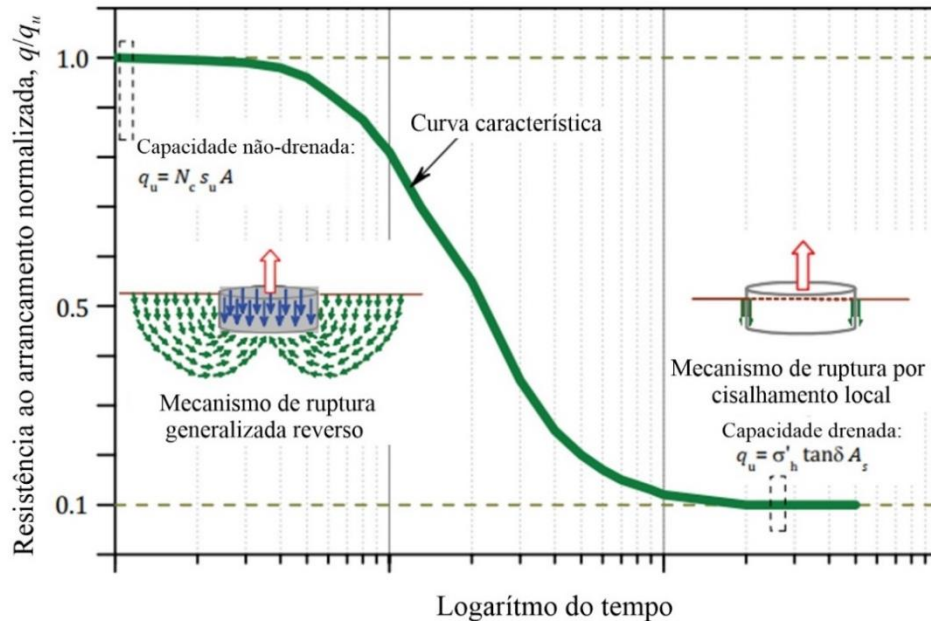


Figura 2.32 - Curva esquemática da degradação da capacidade de carga ao arrancamento com o tempo e os mecanismos de ruptura relacionados (adaptado de ACOSTA-MARTINEZ, 2010).

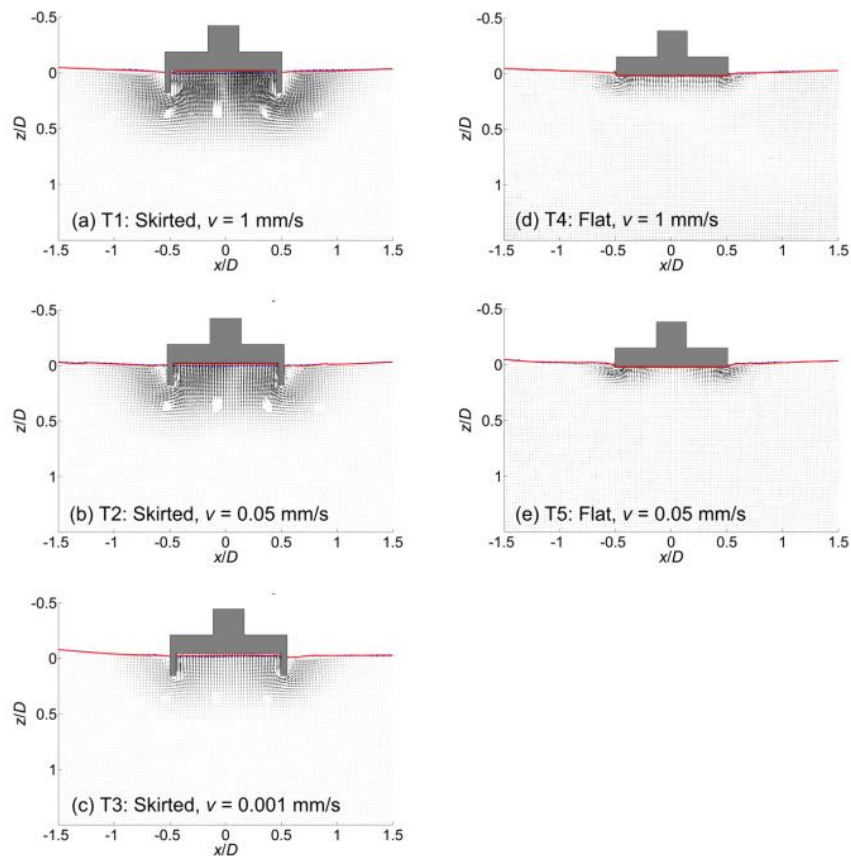


Figura 2.33 – Vetores de deslocamento do solo normalizados pelo deslocamento da fundação, com saias (esquerda) e sem saias (direita), com diferentes velocidades. Escala aumentada em 10 vezes (LI, 2015).

2.5.3 Comparação entre compressão e arrancamento em condições não-drenadas

Condições não-drenadas são as esperadas durante o arrancamento de equipamentos submarinos, devido às características dos solos argilosos e às velocidades relativamente altas empregadas. Como estas são as condições onde se observa as maiores gerações de sucção e, conseqüentemente, as maiores resistências, é de fundamental importância a compreensão do comportamento neste caso.

Li *et al.* (2015a) realizaram um estudo comparativo de uma fundação contínua rugosa sob carregamento e arrancamento através do MEF com acoplamento, onde a resposta da poropressão e a resposta mecânica do solo são dissociadas.. A Figura 2.34 apresenta uma comparação dos contornos das deformações por cisalhamento principais normalizadas (v/γ_{max}), em compressão e arrancamento não-drenados.

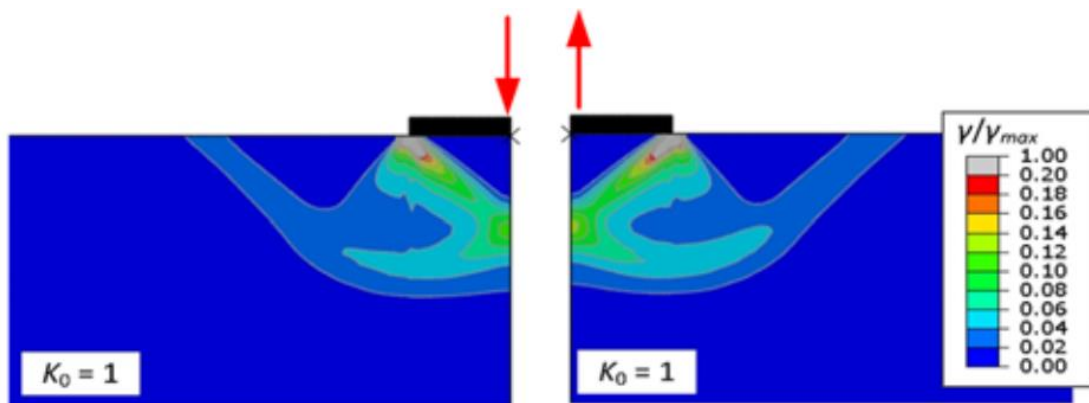


Figura 2.34 – Comparação entre mecanismos de ruptura em compressão (esquerda) e arrancamento (direita) (adaptado de LI *et al.*, 2015a).

Foram observados mecanismos de ruptura com o formato proposto por Prandtl (1920), independentemente do coeficiente de empuxo no repouso (K_0) utilizado. Os mecanismos apresentaram formas e tamanhos idênticos e com direções opostas, corroborando com as evidências experimentais, e resultando em fatores de capacidade de carga (N_c) também idênticos para compressão e arrancamento. Resultados similares foram encontrados em simulações numéricas realizadas por Fagundes (2010).

Por outro lado, o balanço entre as contribuições das diferentes poropressões geradas e as diferentes condições de contorno influenciam no campo de excessos de poropressões gerados sob a base das fundações. Foi observado que, enquanto em compressão se geram apenas

excessos de poropressão positivos no solo, durante o arrancamento se geram poropressões negativas concentradas sob a base da fundação, onde o solo está submetido predominantemente a tração nas direções normais e cisalhamento, enquanto excessos de poropressão positivos são desenvolvidos próximos às bordas, onde o solo é sujeito a compressão sem cisalhamento. Estas diferenças também influenciam no comportamento tensão-deformação, conforme observado por Li *et al.* (2015a).

Deve-se ressaltar que os modelos empregados por Fagundes (2010) e Li *et al.* (2015a) possuem algumas limitações. A principal delas é que a interface solo-fundação utilizada não permite a simulação do rompimento, ou seja, a perda de contato entre os dois durante o arrancamento. Este rompimento é função de diversos fatores, como a velocidade, a história de tensões e o grau de adensamento do solo, que influenciam as sucções e as tensões efetivas sob a base da fundação.

2.5.4 Influências da geometria das fundações

2.5.4.1 Presença de perfurações

A configuração geométrica dos *mudmats* também pode causar grandes mudanças nas condições de contorno e na capacidade de carga à compressão e ao arrancamento. Os *mudmats* comumente contém perfurações, que ao mesmo tempo facilitam a instalação por reduzir a resistência hidrodinâmica e diminuem a resistência à extração, por favorecerem o rompimento entre o solo e a base da fundação. Entretanto, deve-se notar que as perfurações podem diminuir consideravelmente a capacidade de carga à compressão.

Os trabalhos de Lieng e Bjørgen (1995), White *et al.* (2005) e Fagundes (2010) exploraram o desempenho de *mudmats* com perfurações de variados tamanhos e quantidade. De forma geral, foi observado que a configuração otimizada seria um grande número de perfurações pequenas, o que maximiza a relação entre as capacidades de carga à compressão e ao arrancamento.

2.5.4.2 Presença de saias

As saias laterais ou internas são muito utilizadas em *mudmats* por proporcionar melhor estabilidade e resistência a esforços horizontais. A presença das saias pode ter grande influência na magnitude das sucções geradas sob a base, e, conseqüentemente, nas capacidades de carga à compressão e ao arrancamento das fundações.

Através dos resultados de Chen *et al.* (2012) e Li *et al.* (2014a), pode-se constatar que a geração de sucção sob a base das fundações com saias arrancadas a velocidades altas (não-drenadas) é bem maior do que para fundações planas, e a sucção sustenta o *plug* interno de solo, ou seja, o solo confinado entre as saias, gerando o mecanismo de ruptura invertido. Já com velocidades baixas (comportamento drenado), a resistência é essencialmente provida pelo atrito das saias com o solo.

A Figura 2.35 mostra o comportamento de um *mudmat* sem saia (teste s1-7) e um com saia (s2-3) sob condições consideradas não-drenadas, ensaiados por Chen *et al.* (2012) podendo-se perceber a grande diferença na força e na sucção máximas, além de ser necessário um deslocamento (w_p) consideravelmente maior para que estas sejam mobilizadas quando se utilizam as saias.

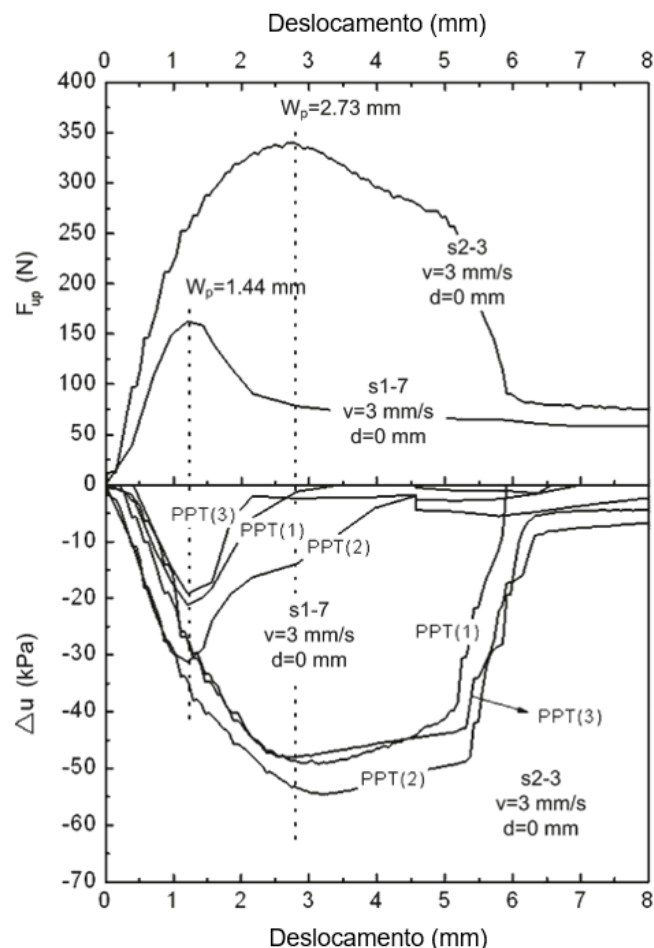


Figura 2.35 – Comportamento da força e do excesso de poropressão com o deslocamento (adaptado de CHEN *et al.*, 2012).

Como descrito no item 2.5.1, a velocidade normalizada definida por Li *et al.* (2014a) de transição entre o comportamento parcialmente drenado e o não-drenado é de aproximadamente

200 para fundações com saias, número uma ordem de grandeza inferior aos obtidos para fundações sem as mesmas, o que indica que as saias, por aumentarem os caminhos de drenagem, dificultam o alívio da sucção gerada.

2.5.5 Influência das condições de carregamento

2.5.5.1 Carregamento excêntrico

O carregamento excêntrico pode reduzir significativamente a força necessária para o arrancamento, por facilitar a ocorrência do rompimento entre o solo e a fundação e criar um caminho de drenagem preferencial para a dissipação do excesso de poropressão. Entretanto, deve-se notar que a praticabilidade de um arrancamento assimétrico dos equipamentos submarinos pelas embarcações *offshore* devem ser consideradas, podendo dificultar o uso do carregamento excêntrico como método de mitigação da resistência.

Reid (2007) reportou redução de 66% da resistência com a aplicação de carregamento na borda da fundação, em comparação ao carregamento centrado. Chen *et al.* (2012) também observaram redução significativa da resistência não-drenada realizando o arrancamento com excentricidade. Segundo os autores, a resistência pode chegar a ser menor do que o peso submerso da fundação, devido ao rompimento e o alívio da sucção acontecerem enquanto uma porção do peso ainda se encontra apoiada e é suportada pelo solo. Já Li *et al.* (2014b) indicaram que o uso de carregamento excêntrico é mais eficiente para reduzir a resistência ao arrancamento do que a taxa de perfuração, pois permite que o rompimento se propague mais rapidamente sob a base da fundação.

2.5.5.2 Carregamento controlado

De acordo com Acosta-Martinez *et al.* (2012), as forças de empuxo que agem nas fundações superficiais *offshore* podem gerar esforços caracterizados como uma carga constante, sustentada durante certo tempo. Para Li *et al.* (2014c), o processo de extração de equipamentos submarinos durante o descomissionamento também pode induzir forças deste tipo.

Acosta-Martinez *et al.* (2008) realizaram ensaios em centrífuga com modelos de *mudmats* com saias, onde foram aplicados carregamentos controlados de arrancamento de magnitudes entre 5 e 50% da capacidade de carga não-drenada. Foi observada uma relação de proporcionalidade entre o nível dos carregamentos e o tempo que é possível mantê-los sem que ocorram deslocamentos significativos. De acordo com Li *et al.* (2014c), a taxa de deslocamento e o

tempo que o carregamento pode ser sustentado depende da magnitude do mesmo e, também, da resistência operacional do solo.

2.5.6 Influência do pré-carregamento e adensamento do solo

Considerando fundações *offshore* e as características dos solos marinhos, é possível perceber que o histórico de carregamentos do solo é um fator que pode ter contribuição importante no comportamento sob arrancamento. Dean (2010) explica que o solo de fundação durante a vida útil das estruturas (comumente algumas décadas) passa por um grande número de carregamentos de natureza ambiental, e pode ter redução do índice de vazios e aumento de resistência comparado ao momento da instalação.

Ou seja, durante a instalação e operação das estruturas *offshore*, excessos de poropressão são gerados ao redor da fundação, e sua dissipação leva ao aumento da resistência não-drenada operacional, que deve ser considerada para o arrancamento. Randolph *et al.* (2004) explicam que o adensamento origina uma crosta de solo mais resistente imediatamente abaixo da fundação.

Pela similaridade entre compressão e arrancamento mostrada nos itens anteriores, Gaudin *et al.* (2017) indicam que o fenômeno de adensamento pode ser investigado para a previsão do aumento de capacidade da fundação em função do nível de pré-carregamento aplicado (sendo este definido como a razão entre o pré-carregamento, q_p e a capacidade de carga última sem pré-carregamento, q_{u-c}) e do grau de adensamento (U) atingido.

Ensaio de compressão realizados em campo e centrífuga (*e.g.* Lehane e Jardine, 2003; Lehane e Gaudin, 2005) indicaram aumentos de até 40% da capacidade de carga à compressão, dependendo da razão de pré-adensamento (OCR) do solo. Zdravkovic *et al.* (2003) observaram que, para níveis de pré-carregamento de 30 a 50% da capacidade de carga inicial, só ocorrem aumentos significativos da capacidade final em solos normalmente adensados, sendo que, para solos com $OCR = 2$ ou mais, os aumentos foram menores que 10%.

Para investigar o aumento da resistência no arrancamento, Li *et al.* (2015b) realizaram ensaios de fundações superficiais com saias em centrífuga, utilizando caulim pré-adensado, aplicando diferentes níveis de pré-carregamento (de 20 a 80% da capacidade de carga última não-drenada) e permitindo a ocorrência de diferentes graus de adensamento (U), de 0% até 93%. A Figura 2.36 apresenta a variação das razões R_q e R_u , que refletem o aumento da capacidade de carga à

extração e o aumento das sucções medidas em função dos níveis de pré-carregamento e adensamento.

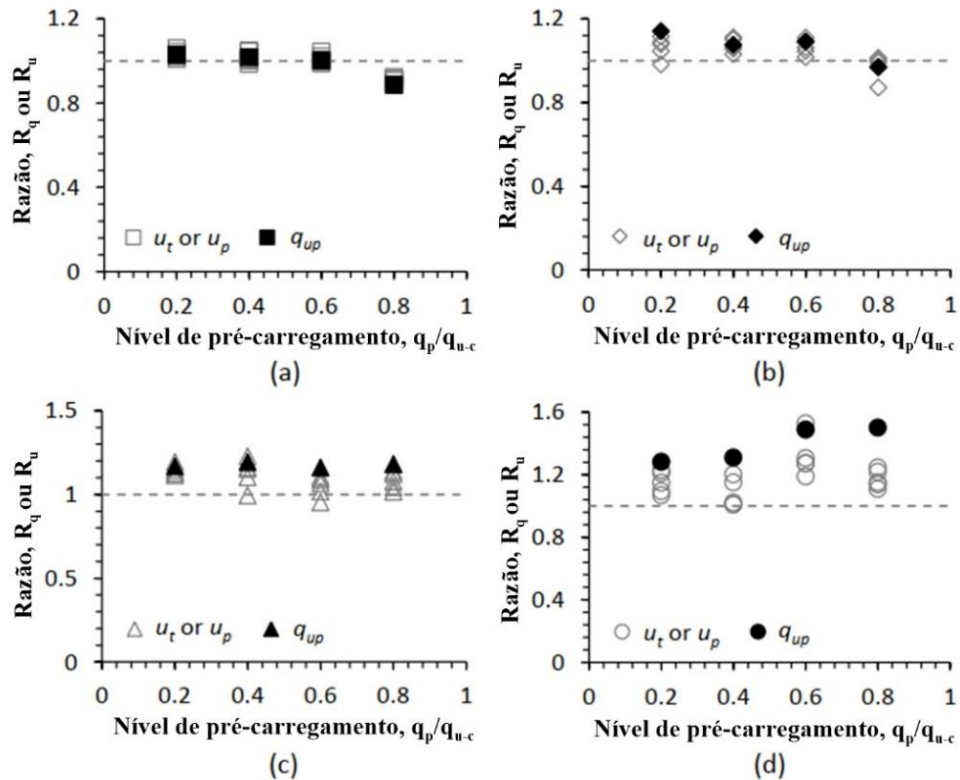


Figura 2.36 – Evolução da resistência e da poropressão normalizadas em função do nível de pré-carregamento para diferentes graus de consolidação: (a) $U < 1\%$; (b) $U = 15-31\%$; (c) $U = 45-53\%$ e (d) $U = 91-93\%$ (adaptado de LI *et al.*, 2015b).

Um importante ponto a ser notado é que a aplicação de pré-carregamento de compressão resulta em cisalhamento do solo e redução da resistência não-drenada operacional. Em consequência disto, a resistência ao arrancamento imediatamente após a aplicação do pré-carregamento também é reduzida. Com a ocorrência do adensamento, o solo readquire resistência, e a capacidade de carga, consequentemente, aumenta progressivamente, atingindo valores até 1,5 vezes maiores para o maior pré-carregamento e U maior que 90% (Figura 2.36d). Ou seja, para pequenos níveis de pré-carregamento, a redução da resistência ao cisalhamento do solo é pequena ou é imediatamente compensada pelo aumento proporcionado pelo adensamento, e para pré-carregamentos maiores, onde a fundação quase chega a mobilizar um mecanismo de ruptura completo, a redução da resistência é tal que pode ser necessário mais de 30% de adensamento para retornar ao valor inicial.

A partir destas observações, nota-se que o ganho de resistência por adensamento é de grande importância para as fundações *offshore*, visto que estas são mantidas em operação por volta de 20 a 30 anos. De acordo com Gaudin *et al.* (2017), é possível contabilizar os efeitos dos pré-carregamentos e do adensamento na resistência ao arrancamento através do ajuste da resistência ao cisalhamento operacional. Li *et al.* (2015b) desenvolveram um modelo analítico baseado na Teoria do Estado Crítico, correlacionando as variações da resistência não-drenada durante estes eventos com as variações do nível de tensões verticais efetivas no solo. A concordância entre os resultados experimentais e o método de previsão da resistência operacional pode ser visualizada na Figura 2.37.

Deve-se notar, entretanto, que este procedimento considera apenas as variações de resistência causadas pelo pré-carregamento. Os carregamentos ambientais durante a vida útil dos equipamentos submarinos, como os esforços horizontais induzidos pelas linhas de transmissão, também causam amolecimento e endurecimento do solo, sendo a previsão destes efeitos mais complexa.

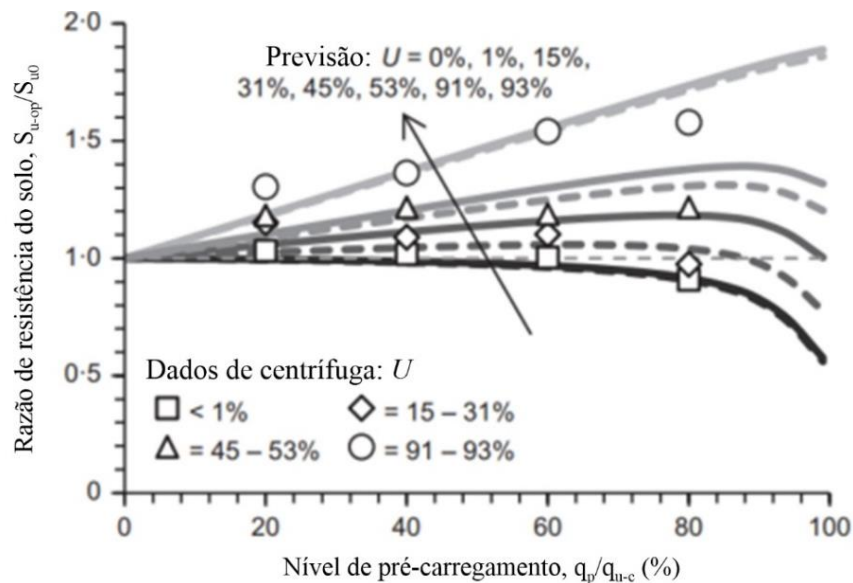


Figura 2.37 – Comparação entre o modelo analítico e os resultados experimentais (adaptado de LI *et al.*, 2015b).

2.5.7 Estimativa da capacidade de carga ao arrancamento

Todas as análises e indicações expostas nos itens anteriores fornecem uma base para a previsão da capacidade de carga ao arrancamento de fundações superficiais *offshore*. A resistência última é função da resistência ao cisalhamento operacional do solo e do mecanismo de ruptura, dependendo do nível de sucção mobilizada sob a base da fundação.

De acordo com Gaudin *et al.* (2017), para a estimativa da resistência ao arrancamento das estruturas submarinas, deve-se, primeiramente, estabelecer as condições de drenagem esperadas, em função da velocidade, da geometria da fundação e do coeficiente de adensamento do solo, considerando que condições não-drenadas (caso mais provável) são alcançadas para velocidades normalizadas maiores que 200 (para *mudmats* com saias, como indicado por Li *et al.*, 2014a). Desta forma, a capacidade máxima ao arrancamento (q_{up}) de *mudmats* em argilas em condições não-drenadas pode ser estimada pela Equação 2.25.

$$q_{up} = N_c S_{u,op} - \gamma' D \quad (\text{Equação 2.25})$$

Onde $S_{u,op}$ é a resistência não-drenada operacional, N_c é o fator de capacidade de carga, γ' é o peso específico submerso do solo e D é a profundidade de embutimento. Para fundações com saias, a resistência não-drenada operacional é tomada na profundidade de assentamento das mesmas, e a parcela de sobrecarga é cancelada pelo peso da coluna de solo localizada em seu interior.

2.5.7.1 Resistência não-drenada operacional

A resistência não-drenada operacional pode ser obtida através de ensaios de investigação como o *T-bar*, sendo importante considerar o aumento desta com o aumento da taxa de carregamento por efeitos viscosos. Conforme descrito, este aumento tem valores entre 5 e 20 % por ciclo logarítmico (como reportado por Einav e Randolph, 2005 e Lehane *et al.*, 2009), e pode ser expresso pela Equação 2.23, apresentada anteriormente. Neste caso, $S_{u,ref}$ é a resistência de referência (que pode ser tomada como a resistência S_{u0} do ensaio *T-bar*, por exemplo) em uma taxa de deformação de referência ($\dot{\gamma}_{ref}$) de $0,0001 \text{ s}^{-1}$ (Chen *et al.*, 2012), abaixo da qual os efeitos viscosos seriam desprezíveis.

Segundo Das (2009), a taxa de deformação longitudinal ($\dot{\epsilon}$) abaixo de uma fundação superficial pode ser aproximada como $\dot{\epsilon} = \Delta w / (\Delta t \cdot 2B)$, ou seja, equivalente à velocidade dividida por duas vezes a largura da fundação. Adicionalmente, de acordo com Lehane *et al.* (2008), pode-se inferir do trabalho de Atkinson (2000) que a taxa de deformação média operacional ($\dot{\gamma}$) sob uma fundação superficial retangular sujeita a carregamento vertical pode ser calculada aproximadamente através da Equação 2.26, contando que se mantenha contato completo entre a base da fundação e o solo durante o movimento. Dessa forma, pode-se ajustar o valor da resistência não-drenada operacional mobilizada pela fundação empregando a taxa de deformação imposta a ela de acordo com a velocidade de arrancamento.

$$\gamma = \frac{v}{3B} \quad (\text{Equação 2.26})$$

Como mostrado na seção anterior, quando aplicável, a resistência operacional deve, também, ser corrigida para considerar a história de tensões (pré-carregamento e adensamento).

2.5.7.2 Fator de capacidade de carga

O fator de capacidade de carga N_c em comportamento não-drenado é considerado idêntico ao de compressão, podendo ser avaliado em função da profundidade de enterramento da saia e do gradiente de resistência normalizado (kB/S_{um}) através do uso de ábacos e fórmulas convencionais, como os apresentados por Randolph *et al.* (2004). A Figura 2.38 apresenta um exemplo, onde Chen *et al.* (2012) comparam os valores encontrados em seus ensaios com os calculados por Martin (2001). Deve-se notar que S_{um} é a resistência não-drenada na superfície do solo.

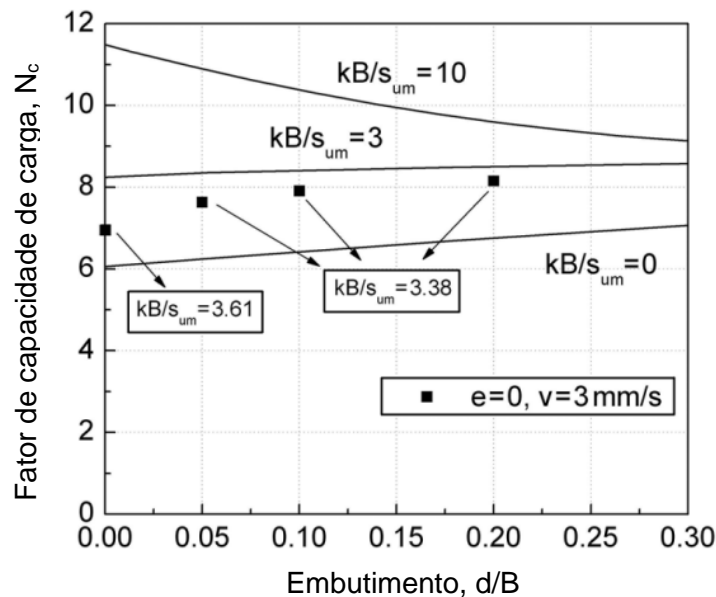


Figura 2.38 – Fatores de capacidade de carga N_c em função da razão de enterramento das saias e do gradiente normalizado de resistência (adaptado de CHEN *et al.*, 2012).

Já no caso de condições de drenagem parcial, o fator de capacidade de carga deve ser reduzido, podendo ser estimado através de ensaios de modelos reduzidos, como os de Li *et al.* (2014a), em função da velocidade normalizada.

2.6 CONSIDERAÇÕES SOBRE MODELOS REDUZIDOS PARA ESTUDOS GEOTÉCNICOS

A utilização de modelos reduzidos para análise do comportamento de fundações superficiais é uma prática adotada na Geotecnia há bastante tempo. As formulações semi-empíricas utilizadas rotineiramente para cálculo de capacidade de carga de fundações, em grande parte, são baseadas em resultados obtidos com experimentos em modelos reduzidos. Por serem significativamente mais econômicos que testes em escala real, é possível realizar maior número de testes e obter maior confiabilidade nos resultados. Além disso, em geral, as condições de ensaio são bem controladas, permitindo melhor precisão na medição de cargas e deslocamentos.

Os modelos reduzidos para estudos geotécnicos podem ser trabalhados em câmaras de calibração convencionais (1g), onde a aceleração da gravidade se mantém a mesma, com a aplicação ou não de sobrecarga no solo, ou em câmaras centrífugas geotécnicas, onde se produz a simulação de um campo de aceleração gravitacional de n vezes a aceleração da gravidade da Terra (PASSINI, 2015).

Os resultados obtidos em modelos reduzidos convencionais a 1g devem ser interpretados com cuidado, levando em consideração a limitação do modelo em cada caso. Como não é possível manter todas as relações de semelhança entre modelo e protótipo, os resultados não podem ser diretamente extrapolados. Apesar disso, modelos a 1g são muito úteis para a compreensão do fenômeno estudado e a identificação de mecanismos de ruptura. Podem-se citar como vantagens destes modelos ter as condições de contorno bem definidas, se mostrando uma fonte de dados confiáveis para modelagens numéricas, e possibilitar o uso de escalas maiores do que modelagens em centrífuga (WOOD, 2004).

2.6.1 Leis de semelhança

Modelos reduzidos são, portanto, instrumentos de medição indireta, que devem sempre ser acompanhados de regras de correspondência com o que resultaria de uma medição direta do fenômeno físico em questão. A Teoria da Semelhança é um conjunto de princípios a serem obedecidos a fim de projetar, ensaiar e interpretar os resultados de modelos, que são representações simplificadas da realidade. De acordo com Motta (1972), a análise dimensional é usada para estabelecer condições de similaridade através da substituição de equações de similaridade por equações dimensionalmente homogêneas, que agrupam as variáveis dominantes do problema analisado.

Como abordado, é muito difícil estabelecer uma semelhança completa entre experimentos de escalas diferentes, já que algumas grandezas físicas relevantes não podem ser ajustadas de forma prática, seja por fatores econômicos ou questões de execução (CARNEIRO, 1993). Desta forma, é importante definir quais grandezas físicas podem ou não ser controladas, e quais grandezas são relevantes ao fenômeno estudado, de forma a analisar cuidadosamente as distorções introduzidas e evitar equívocos na interpretação dos resultados.

O princípio da homogeneidade dimensional estabelece que toda equação que exprima uma lei física deve ser homogênea, relativamente a cada grandeza de base. No sistema Internacional de Unidades, as grandezas de base são comprimento, massa, tempo, corrente elétrica, temperatura, intensidade luminosa e quantidade de substância. Assim, outras grandezas, como a força e a velocidade, são chamadas de grandezas derivadas, podendo ser expressas através da combinação das unidades fundamentais (FOPPA, 2016).

Rocha *et al.* (2013) apresentam algumas considerações sobre leis de semelhança em modelos reduzidos para estudos geotécnicos, com foco nas pesquisas desenvolvidas na UFRGS que objetivam reproduzir em laboratório comportamentos dos solos *offshore*. Estas considerações formaram a base de princípios para a interpretação de resultados destes trabalhos (*e.g.* SAMPA, 2015; LOURENÇO, 2016).

As grandezas fundamentais relevantes aos fenômenos mecânicos da Geotecnia são o comprimento, a massa e o tempo. Consequentemente, de acordo com a Teoria de Análise Dimensional (CARNEIRO, 1993), apenas três grandezas derivadas podem ter suas escalas pré-estabelecidas, a partir das quais decorrem as escalas de todas as outras grandezas. Segundo Rocha *et al.* (2013), uma proposta adequada a fenômenos que envolvam a ruptura de solos, nos quais as tensões de ruptura por diversos mecanismos dependem, geralmente, da tensão vertical efetiva (Equação 2.27), é estabelecer um sistema de grandezas de base constituído de comprimento (L), com escala λ_L livre, massa específica (ρ), com escala $\lambda_\rho = 1$ fixa, e aceleração (g), com escala $\lambda_g = 1$ também fixa.

$$\sigma'_v = \rho g z \quad (\text{Equação 2.27})$$

A escolha deste conjunto de grandezas de base tem como principal argumento a reprodução direta da tensão vertical em modelos reduzidos, sem a necessidade da utilização de centrífuga, uma vez que a aceleração (da gravidade) é mantida constante. Outro fator de grande importância é a manutenção da massa específica do solo, que permite, em muitos casos, o uso do material

original, o que também vale para a confecção de outros elementos cuja massa possa ser relevante para o experimento.

Também pode ser observado que, com o sistema proposto, a escala de tensão é igual à escala de comprimento, o que tem implicações importantes para a modelagem de fenômenos que incluam a ruptura do solo. O mecanismo de ruptura de um solo argiloso depende de sua resistência não-drenada (S_u), que tem a mesma unidade de tensão (Pascal). Assim, modelos reduzidos que utilizam argilas deveriam utilizar um solo que tenha sua coesão reduzida na mesma proporção que o comprimento, ou seja, se torna necessário o uso de um solo equivalente em escala com a coesão reduzida, ao invés do solo original. Portanto, ao substituir a argila marinha por uma mistura artificial de caulim com bentonita, além de buscar uma coesão reduzida, deve-se também manter a massa específica equivalente à do material original, respeitando a escala das forças gravitacionais.

O sistema de escalas apresentado é conhecido como semelhança de número de Froude, a qual é necessária nos casos onde é preciso preservar a relação entre forças inerciais e forças gravitacionais. Assim, o número de Froude (Fr), dado pela Equação 2.28 se mantém constante apesar da mudança de escala.

$$Fr = \frac{v^2}{gL} \quad (\text{Equação 2.28})$$

2.6.2 Efeitos de escala em modelos de fundações superficiais

Em experimentos geotécnicos, muitos efeitos de escala são conhecidos, como o tamanho das partículas, a não homogeneidade do solo e a relação entre as dimensões dos grãos e da estrutura primária estudada.

No caso específico de estudos de fundações superficiais, a variação da escala pode ter efeitos consideráveis no comportamento. Segundo Das (2009), é notável que a capacidade de carga (avaliada a partir do fator de capacidade N_γ) reduz com o aumento da largura das fundações, sendo esta condição predominante em solos granulares. Cerato e Lutenegger (2007) mostram, para ensaios de modelos reduzidos em areias, aumento exponencial do fator N_γ com a diminuição da largura da fundação, sobretudo para valores de B menores que 40 cm.

Diversos fatores explicam este efeito de escala, entre eles o nível de tensões atuantes no solo sob a região de influência da fundação, a curvatura da envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb,

o estado inicial (índice de vazios *versus* tensão média) em relação à linha de estado crítico do solo de base, o mecanismo de ruptura progressiva e o tamanho das partículas de solo em relação às dimensões do modelo (DAS, 2009; FOPPA, 2016). De acordo com Garnier *et al.* (2007), diversas pesquisas, principalmente com o uso de centrífugas, estudaram a influência da relação entre o tamanho característico do modelo e o diâmetro médio dos grãos de solo, expressa por B/d_{50} . A partir dos resultados observados, os autores recomendam, para o estudo de fundações superficiais contínuas ou circulares, que a relação tenha valor $B/d_{50} > 35$, a partir da qual os efeitos dos tamanhos das partículas podem ser considerados desprezíveis.

No caso de estudos com solos argilosos, o efeito anteriormente descrito tem influência bastante reduzida. White *et al.* (2005) compararam valores de N_c obtidos com modelos de *mudmats* de diferentes larguras em ensaios a 1g com valores estimados por outros autores. Conforme pode ser visto na Figura 2.39, foi observado um pequeno efeito de escala, que se torna pronunciado apenas para larguras menores que 10 cm. Segundo os autores, a tendência de redução do N_c com o aumento da largura é atribuída à ruptura progressiva, onde o solo sofre amolecimento da resistência de pico para a resistência residual ao longo das maiores superfícies de ruptura, que ocorrem para maiores larguras de fundação. Entretanto, os modelos menores atingem o N_c de pico em maiores embutimentos, o que aumenta o valor do fator de capacidade de carga.

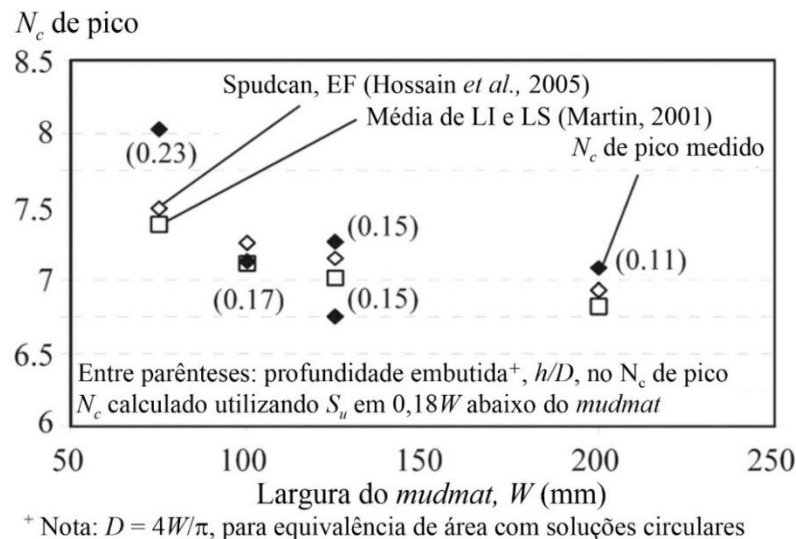


Figura 2.39 – Valores de N_c medidos e estimados para *mudmats* maciços (adaptado de WHITE *et al.*, 2005).

2.7 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DAS ARGILAS DA BACIA DE SANTOS

Os estudos recentes desenvolvidos na UFRGS com foco em aplicações *offshore* utilizaram como referência os parâmetros geotécnicos de três campos de exploração: Lula, Lula NE e Guará, localizados na Bacia de Santos. Neste tópico são apresentadas as principais características geotécnicas destes campos.

O campo de Lula se localiza na porção central da Bacia de Santos, no litoral do estado do Rio de Janeiro, a aproximadamente 230 km da costa. A área deste campo é de, aproximadamente, 1523,22 km², com lâmina d'água em torno de 2200 m. O campo Lula NE se situa a nordeste do campo de Lula, a aproximadamente 300 km da costa, com lâmina d'água em torno de 2120 m. Já o campo de Guará se localiza a cerca de 310 km da costa do Estado de São Paulo e 55 km a sudoeste do campo de Lula, possuindo profundidade d'água de 2141 m (SAMPA, 2015).

Os parâmetros geotécnicos dos solos encontrados nestes campos foram obtidos através de prospecção e ensaios de laboratório. O solo é classificado como argila siltosa com pequenos fragmentos de concha, normalmente adensada. As Figuras 2.42, 2.43 e 2.44 apresentam, respectivamente, as curvas granulométricas das argilas dos campos de Lula, Lula NE e Guará, em diferentes localidades e profundidades.

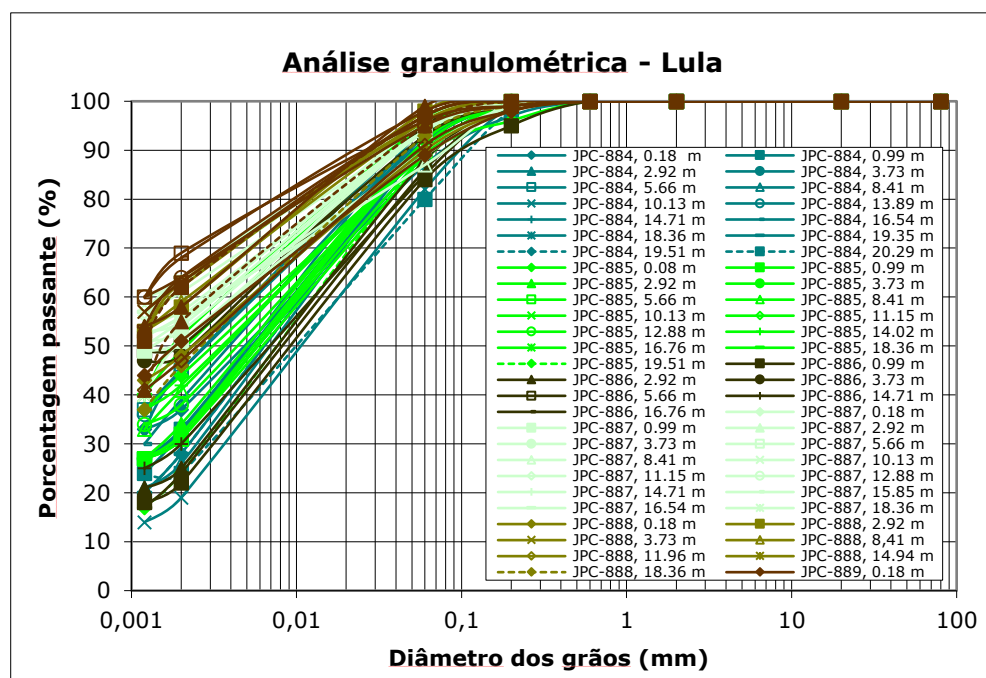


Figura 2.40 - Curvas granulométricas da argila do campo de Lula (PETROBRAS, 2011).

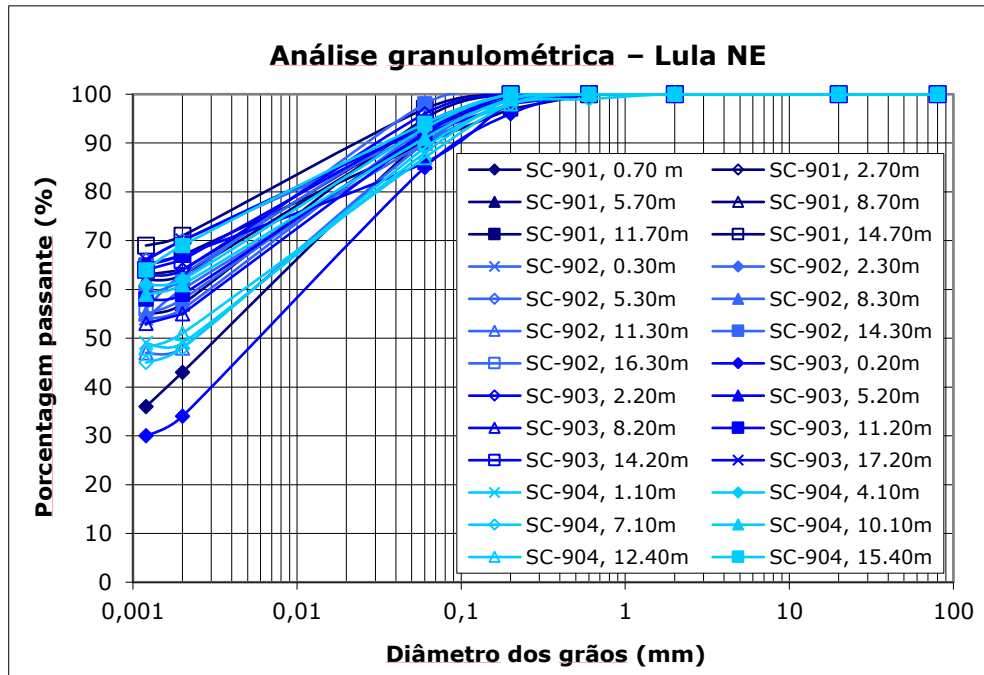


Figura 2.41 - Curvas granulométricas da argila do campo de Lula NE (PETROBRAS, 2011).

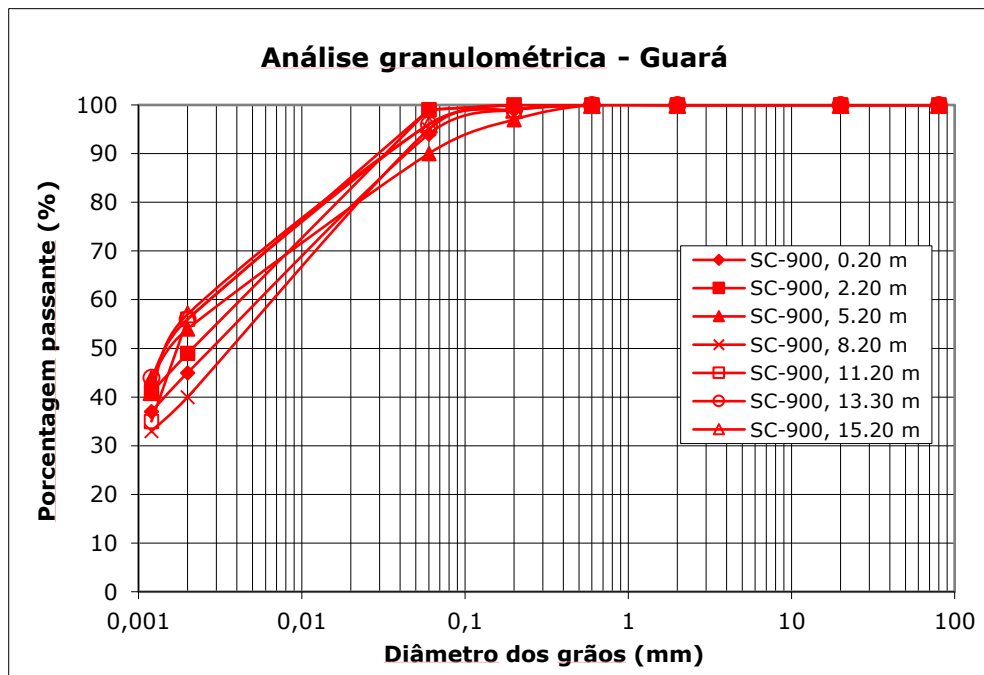


Figura 2.42 - Curvas granulométricas da argila do campo de Guará (PETROBRAS, 2011).

Na Figura 2.43 pode ser visualizada a variação do peso específico ao longo dos primeiros 20 m de profundidade, nos três campos.

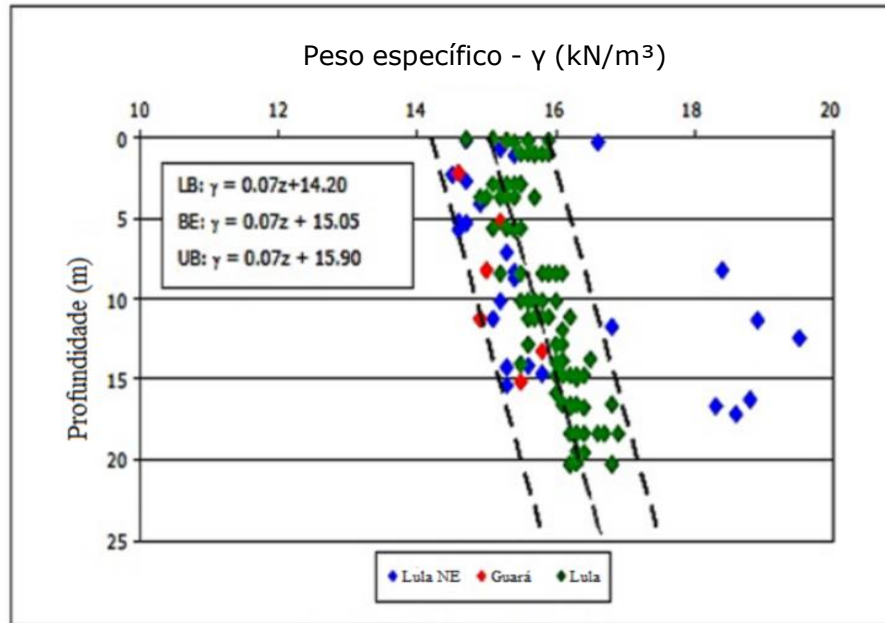


Figura 2.43 – Variação do peso específico com a profundidade, nos três campos (PETROBRAS, 2011).

A Figura 2.44 apresenta a variação do teor de umidade, do Limite de Liquidez e do Limite de Plasticidade ao longo dos primeiros 20 m de profundidade nos três campos, e os Índices de Plasticidade são mostrados na Figura 2.45. É possível perceber que, em geral, o teor de umidade das argilas é bastante próximo do Limite de Liquidez.

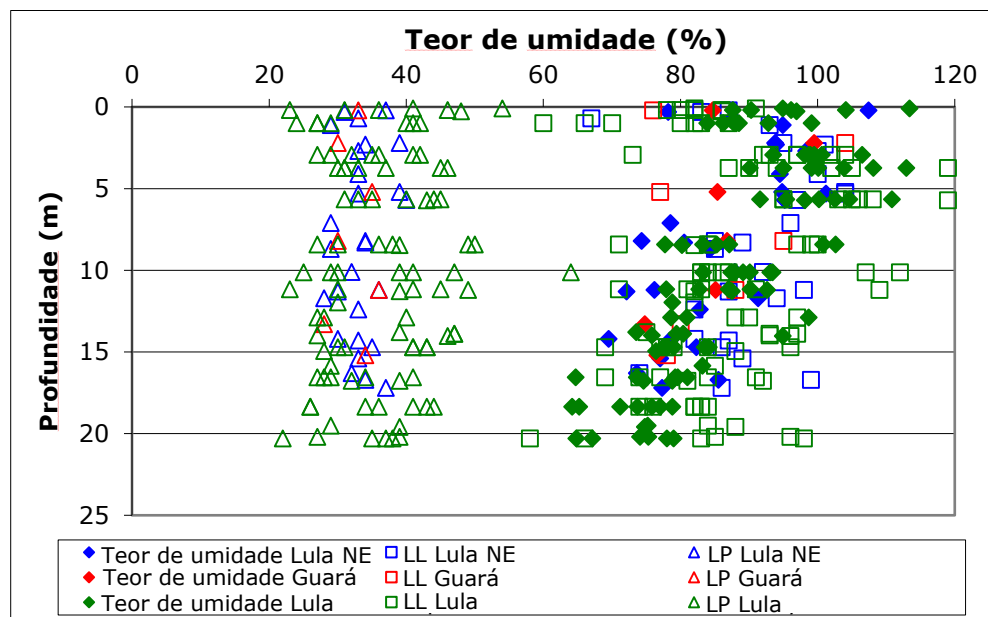


Figura 2.44 – Teor de umidade e Limites de Atterberg, nos três campos (PETROBRAS, 2011).

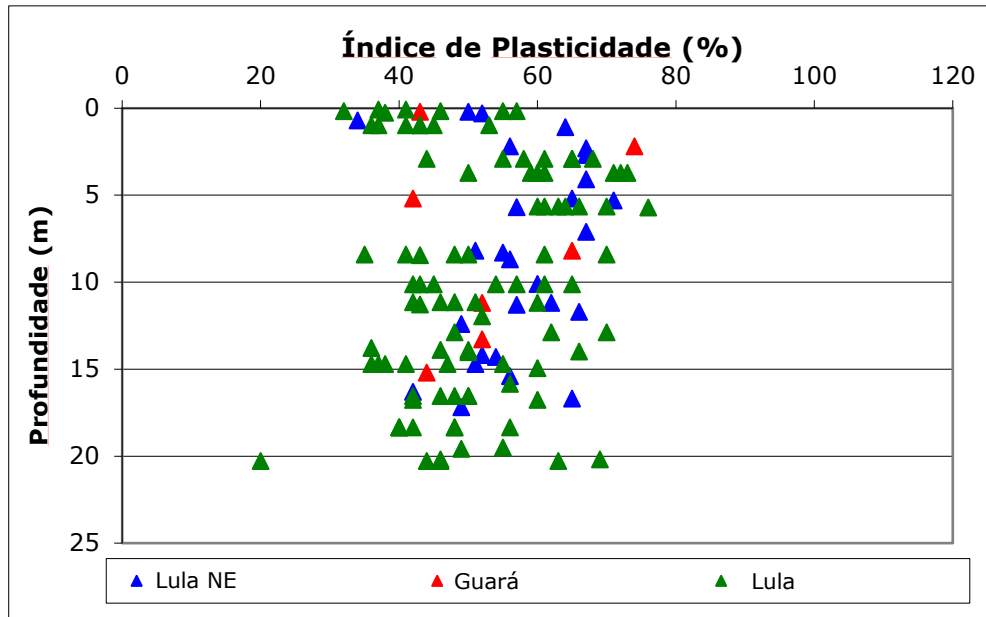


Figura 2.45 – Índices de plasticidade, nos três campos (PETROBRAS, 2011).

A Figura 2.46 mostra a variação da resistência não drenada (S_u) ao longo da profundidade, obtida a partir de ensaios de cisalhamento direto simples (DSS) e piezocone (PCPT), e a Figura 2.47 apresenta as resistências não-drenadas obtidas através de ensaios triaxiais.

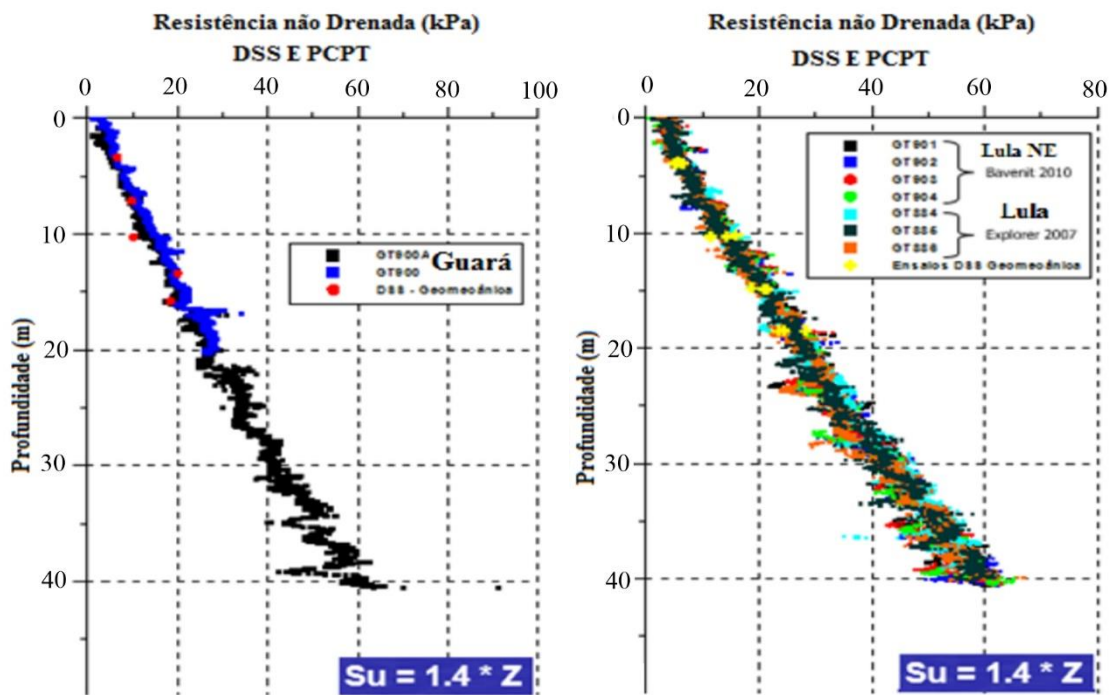


Figura 2.46 – Variação da resistência não-drenada ao longo da profundidade, obtida através de ensaios DSS e CPTu (PETROBRAS, 2011).

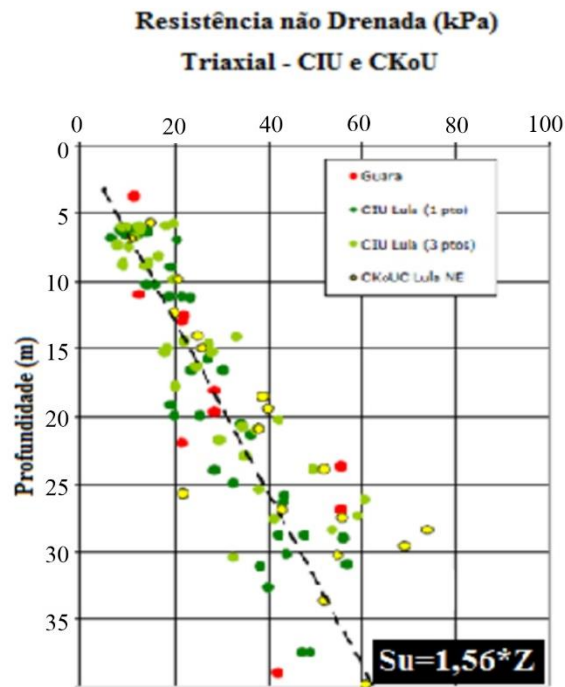


Figura 2.47 - Variação da resistência não-drenada obtida através de ensaios triaxiais ao longo da profundidade, para os três campos (PETROBRAS, 2011).

Pode-se notar que as equações interpoladas para o crescimento de resistência com a profundidade não apresentam valores de resistência superficial (S_{um}). Porém, apesar de a escala destes gráficos (até 40 m) dificultar a visualização do trecho inicial, é possível perceber, pelos perfis da Figura 2.46, que aparentemente existem valores de resistência inicial em torno de 3 a 6 kPa na superfície. Estes são condizentes com as características usuais de sedimentos argilosos *offshore*, como descrito por Randolph (2004), por exemplo, que seriam resistências de 2 a 10 kPa na superfície e crescimento linear com a profundidade em razões entre 1 e 2 kPa/m.

2.8 UTILIZAÇÃO DE MISTURAS DE CAULIM E BENTONITA EM PESQUISAS

Com o propósito de reproduzir, em laboratório, o comportamento de solos argilosos de campo, diversas pesquisas utilizaram misturas de caulim (100%) e de caulim com bentonita em variadas proporções. A produção do solo artificial permite melhor homogeneidade, trabalhabilidade e controle dos parâmetros geotécnicos de interesse às análises. Alguns trabalhos onde estas misturas foram utilizadas são brevemente descritos a seguir, além de observações feitas pelos autores.

Guimarães (2000) utilizou uma mistura composta por 80% de caulim e 20% de bentonita, em busca de um solo com propriedades viscosas bem definidas e a eliminação de problemas de heterogeneidade e amolgamento. Foi observado que esta proporção apresentou melhor homogeneização, trabalhabilidade e permeabilidade comparada com a proporção de 75% de caulim e 25% de bentonita. Oliveira (2005) também adotou esta mistura em seu trabalho, segundo estas recomendações.

O'Loughlin *et al.* (2004) realizaram estudos de capacidade de carga de estacas torpedo com uma pasta constituída somente de caulim com teor de umidade de 120%, correspondente a duas vezes o Limite de Liquidez do mesmo. Para os ensaios, 10 mm de camada de água foram mantidos na superfície da amostra para garantir a saturação.

Netto (2006) utilizou uma mistura de caulim e bentonita na proporção de 98:2, em peso seco, com teor de umidade de 116% (em torno de 1,7 vezes o Limite de Liquidez). As amostras exibiram características de permeabilidade e compressibilidade similares às dos materiais argilosos moles de depósitos litorâneos do sudeste brasileiro. Foi possível notar que a presença de bentonita, mesmo em quantidades reduzidas, proporciona condições adequadas de plasticidade e trabalhabilidade à mistura.

Brum Jr. *et al.* (2010) empregaram, com o objetivo de obter uma mistura argilosa de baixa plasticidade, uma proporção de 95% de metacaulim e 5% de caulim com teor de umidade de 1,5 vezes o Limite de Liquidez, resultando em 127%. Após a colocação da mistura em um recipiente, foi mantida uma lâmina de água superficial de 20 mm, de forma a evitar que o ar ficasse retido na pasta fluida e que não houvesse perda de umidade, além de simular a condição submersa.

Diversos trabalhos realizados no Laboratório de Engenharia Geotécnica e Geotecnologia Ambiental (LEGG) da UFRGS também vêm empregando misturas de caulim com bentonita para reprodução do comportamento geotécnico de solos argilosos, principalmente com foco em aplicações *offshore*. Diferentes proporções de caulim, bentonita e água foram estudadas, permitindo observar as que melhor representam as características dos solos de campo.

Jung (2012) utilizou, em estudos de jateamento em solos argilosos, uma mistura composta por 80% de caulim e 20% de bentonita em massa de materiais secos, em substituição a argilas plásticas. Foram testados teores de umidade de 100% e 120%. O índice de vazios e o peso

específico aparente úmido obtidos para o menor teor de umidade foram de 2,79 e 14,26 kN/m³, respectivamente. Já para $h = 120\%$, estes valores passaram para 3,22 e 13,71 kN/m³.

Rocha (2014) realizou ensaios com uma mistura de 15% em massa seca de bentonita e 85% de caulim, de forma a obter uma mistura de boa trabalhabilidade e com propriedades físicas (LL e LP) similares às da argila típica do leito marinho. Segundo a autora, a mistura com teor de umidade de 100% não atinge a saturação completa, em decorrência da presença de 15% de bentonita e, conseqüentemente, os resultados dos ensaios apresentam dispersão.

Passini (2015) utilizou uma mistura composta por 90% de caulim e 10% de bentonita com 120% de umidade em estudos de instalação de estacas modelo fluidizadas. Com esta proporção, o limite de liquidez (LL) da mistura apresentou valores significativamente inferiores do que com 85% de caulim e 15% de bentonita, apesar de o limite de plasticidade ter mantido valores próximos nos dois casos.

Gauer (2015) caracterizou a mistura de 85% caulim e 15% bentonita em massas secas com teores de umidade de 100, 130 e 160%, permitindo observar a variação de propriedades como o índice de vazios, o peso específico seco e o coeficiente de adensamento da mistura com o teor de umidade.

Sampa (2015) e Lourenço (2016), com base nas observações dos autores anteriores, adotaram em seus estudos as proporções de 85% de caulim e 15% de bentonita em massas secas, com teor de umidade de 120%, observando que estas proporções promovem boa homogeneização e trabalhabilidade à mistura, e que esta guarda similaridade com as propriedades das argilas marinhas estudadas.

A grande maioria destes trabalhos empregou os ensaios de mini-palhetas para a definição da resistência não-drenada do solo, com exceção de Lourenço (2016), que realizou ensaios de mini-CPTu. Além da resistência para 1 dia de repouso, Sampa (2015) e Lourenço (2016) também avaliaram o aumento de resistência obtido com maiores tempos, devido ao processo de adensamento e à maior interligação das estruturas da argila através de reações químicas.

No Capítulo 4 são apresentadas, para comparação, as características das misturas obtidas pelos autores citados em seus trabalhos, juntamente com os resultados dos ensaios de caracterização obtidos no presente trabalho.

3 MATERIAIS, EQUIPAMENTOS E MÉTODOS

O programa experimental deste trabalho teve como objetivo estudar o comportamento de fundações superficiais *offshore* apoiadas em argila, sujeitas a esforços de arrancamento e compressão. Para tanto, foram realizados ensaios em modelo reduzido a 1g com deformação controlada (velocidade constante), utilizando como solo uma mistura artificial de caulim e bentonita. Além disso, a resistência não-drenada da argila foi investigada através de ensaios de mini-palheta e ensaios de cravação de penetrômetros (*T-bar* e *Ball*). Foram utilizados alguns equipamentos já existentes no LEGG/UFRGS, e outros foram desenvolvidos especificamente para esta pesquisa.

Neste capítulo são descritos os materiais, equipamentos e métodos empregados para a realização do programa experimental.

3.1 DESCRIÇÃO DA SIMILARIDADE

Considerando as descrições apresentadas no item 2.6, adotou-se como referência para os estudos um protótipo de equipamento submarino com fundação em *mudmat* quadrado de largura $B_p = 5$ m. Assim, seguindo as recomendações de Rocha *et al.* (2013), que foram consideradas pelas pesquisas da UFRGS com foco em aplicações *offshore* (e.g. Rocha, 2014; Passini, 2015; Sampa, 2015; Lourenço, 2016), a Tabela 3.1 apresenta as escalas adotadas para as grandezas de base (L , g e ρ) e as calculadas para as grandezas derivadas de acordo com a lei de semelhança de número de Froude, considerando uma escala de comprimento de 1:50. O cálculo destas escalas é realizado relacionando as unidades das grandezas derivadas na base LMT (comprimento, massa e tempo) com a matriz dimensional da base utilizada.

Salienta-se que na última coluna da Tabela 3.1 são mostradas as escalas que seriam corretas para uma similaridade perfeita, o que não é possível na prática. Como destacado por Sampa (2015), por exemplo, a viscosidade do solo do laboratório deveria ser 353 vezes menor que a da argila original, o que não é possível em função das condições dos ensaios.

Tabela 3.1 – Grandezas derivadas a partir das grandezas de base (L , ρ e g), com escala de comprimento 1:50 (adaptado de 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	2,000E-02	50
Aceleração (da gravidade)	g	m/s ²	1	0	-2	3	0	1	1,000E+00	1
Massa específica	ρ	kg/m ³	-3	1	0	0,5	-0,5	0	1,000E+00	1
Grandezas derivadas	Símbolo	Unidade	L	M	T	L	g	ρ	Escala	Escala Inv.
Comprimento	L	m	1	0	0	1	0	0	2,000E-02	50
Massa	m	kg	0	1	0	3	0	1	8,000E-06	125000
Tempo	t	s	0	0	1	0,5	-0,5	0	1,414E-01	7,07
Aceleração (da gravidade)	g	m/s ²	1	0	-2	0	1	0	1,000E+00	1,00
Velocidade	v	m/s	1	0	-1	0,5	0,5	0	1,414E-01	7,07
Força	F	N	1	1	-2	3	1	1	8,000E-06	125000
Módulo de elasticidade	E	Pa	-1	1	-2	1	1	1	2,000E-02	50
Tensão	s	Pa	-1	1	-2	1	1	1	2,000E-02	50
Massa específica	ρ	kg/m ³	-3	1	0	0	0	1	1,000E+00	1
Área	A	m ²	2	0	0	2	0	0	4,000E-04	2500
Viscosidade dinâmica	m	(kg.s)/m	-1	1	-1	1,5	0,5	1	2,828E-03	353,5
Viscosidade cinemática	n	m ² /s	2	0	-1	1,5	0,5	0	2,828E-03	353,5

3.2 DESCRIÇÃO DOS MATERIAIS

Seguindo os trabalhos anteriores do LEGG/UFRGS e as observações descritas em 2.8, a mistura de solo utilizada para os ensaios foi produzida com proporções de 85% de caulim e 15% de bentonita, em peso seco, e teor de umidade de 120%, de forma a obter uma argila de alta plasticidade, com boa trabalhabilidade e características representativas das argilas marinhas brasileiras descritas.

3.2.1 Caulim

O caulim é um silicato de alumínio hidratado, formado basicamente por caulinita. Neste trabalho foi utilizado um caulim de cor rosa (Figura 3.1) proveniente de uma jazida de Pântano Grande/RS, com especificação M325, o que significa que o material deve apresentar porcentagem retida na peneira de malha 325 (diâmetro 0,045 mm) menor que 3%.

3.2.2 Bentonita

A bentonita, conforme exposto anteriormente, confere propriedades viscosas, tixotrópicas, alta plasticidade e baixa condutividade hidráulica aos materiais com os quais é misturada. Para a mistura argilosa deste trabalho foi utilizada uma bentonita sódica com especificação M200 (Figura 3.1). O caulim e a bentonita são comercializados em sacos de 25 kg.



Figura 3.1 - Aspecto do caulim e da bentonita utilizados para a mistura.

3.2.3 Água

A água utilizada nas misturas, bem como a água colocada na superfície da argila para evitar a perda de umidade durante os ensaios, foi proveniente da rede de distribuição de água potável da cidade de Porto Alegre/RS. Para os ensaios de caracterização e de adensamento foi utilizada água destilada.

3.3 DESCRIÇÃO DOS EQUIPAMENTOS

Os equipamentos empregados na pesquisa são descritos a seguir, sendo divididos em três grupos: os utilizados para a realização da mistura argilosa, para os ensaios de modelo reduzido e para os ensaios de investigação da resistência não-drenada.

3.3.1 Equipamentos para a mistura de solos

Para a preparação da mistura de solo foi utilizado um misturador MV100 da marca Betomaq, com capacidade nominal de 150 L e capacidade efetiva de 100 L, que pode ser visualizado na Figura 3.2a. Este misturador tem formato de um tubo cilíndrico com 1,20 m de altura e 0,80 m de diâmetro, e pesa aproximadamente 80 kgf. Para facilitar a movimentação e melhorar a condição ergonômica de trabalho, utiliza-se um carrinho metálico para movimentação com capacidade de suporte de 400 kgf.

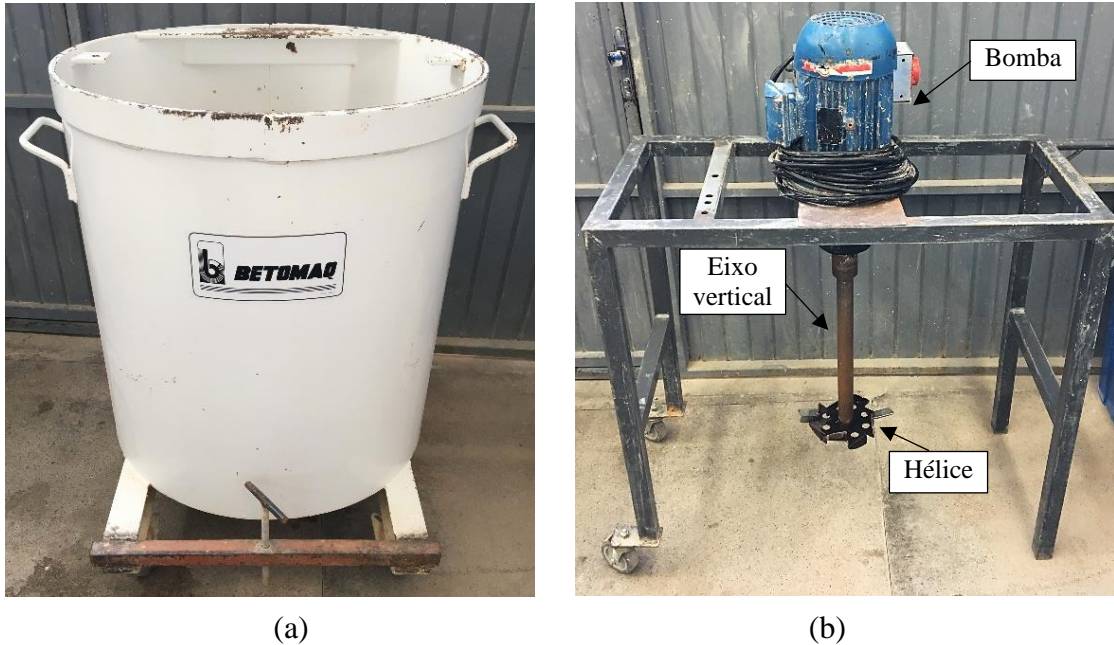


Figura 3.2 – (a) Misturador; (b) conjunto bomba, hélice e suporte utilizados para a realização da mistura dos materiais.

A mistura é feita por uma hélice de 20 cm de diâmetro com dentes triangulares, conectada a um eixo vertical ligado a uma bomba trifásica W22 Plus de 5 cv de potência, da marca WEG (Figura 3.2b). A frequência e rotação por minuto, são, respectivamente, 60 Hz e 1725 rpm. O conjunto é apoiado em um suporte com rodízios, que permite a movimentação da hélice dentro do misturador durante a operação de mistura, propiciando melhor homogeneização.

3.3.2 Equipamentos utilizados nos ensaios de modelo reduzido

3.3.2.1 Tanque de ensaio

O tanque utilizado para os ensaios em modelo reduzido é de acrílico e possui seção quadrada, com dimensões internas 45 x 45 cm e altura de 70 cm (Figura 3.3). As bordas superiores reforçadas permitem o apoio e a fixação de suportes e equipamentos para ensaios.

O tanque é apoiado em uma base quadrada de aço com 70 x 70 cm que possui rodízios para movimentação. O tanque e a base podem ser vistos na Figura 3.4.

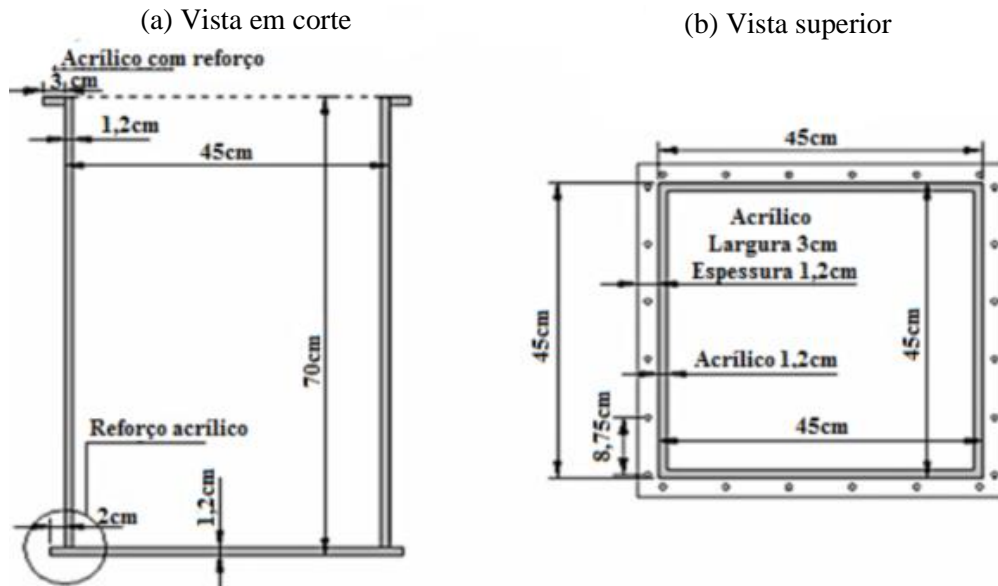


Figura 3.3 – Vistas em corte lateral e superior do tanque de acrílico quadrado (adaptado de STRACKE, 2012).



Figura 3.4 - Tanque de ensaio e base de aço para movimentação.

3.3.2.2 Placa-modelo quadrada

Com a escala de comprimento de 1:50 adotada, o modelo reduzido de fundação superficial (*mudmat*) quadrada foi confeccionado em aço inox com dimensões de 10 x 10 x 1,5 cm. Na parte superior do conjunto, um quadro de 2 mm de espessura se apoia em quatro hastes cilíndricas com 5 cm de comprimento e 1 cm de diâmetro, que são parafusadas próximas de cada aresta da placa (Figura 3.5a). Este quadro permite o apoio dos transdutores de deslocamento acima da lâmina d'água superficial. Para a realização de arrancamento com fios

de aço, 4 olhais de aço são posicionados próximos de cada aresta do quadro superior, de forma a reproduzir o procedimento de arrancamento de equipamentos submarinos e proporcionar maior estabilidade.

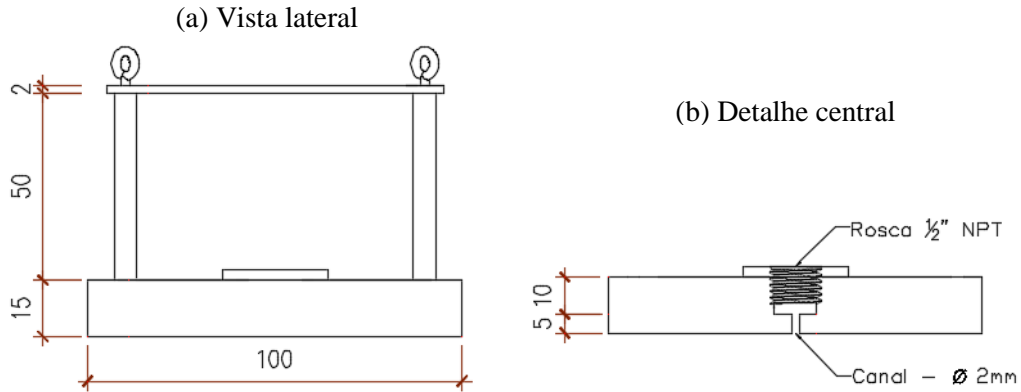


Figura 3.5 – Placa-modelo quadrada para ensaios: (a) vista lateral; (b) detalhe do furo central (medidas em mm).

A placa modelo possui em seu eixo central uma rosca para fixação do transdutor de poropressão e um pequeno canal para o monitoramento da poropressão na interface solo-fundação, como pode ser visualizado na Figura 3.5b. A Figura 3.6 apresenta as peças que compõem o conjunto da fundação-modelo e este montado. O peso total do conjunto é de 1320,3 g.

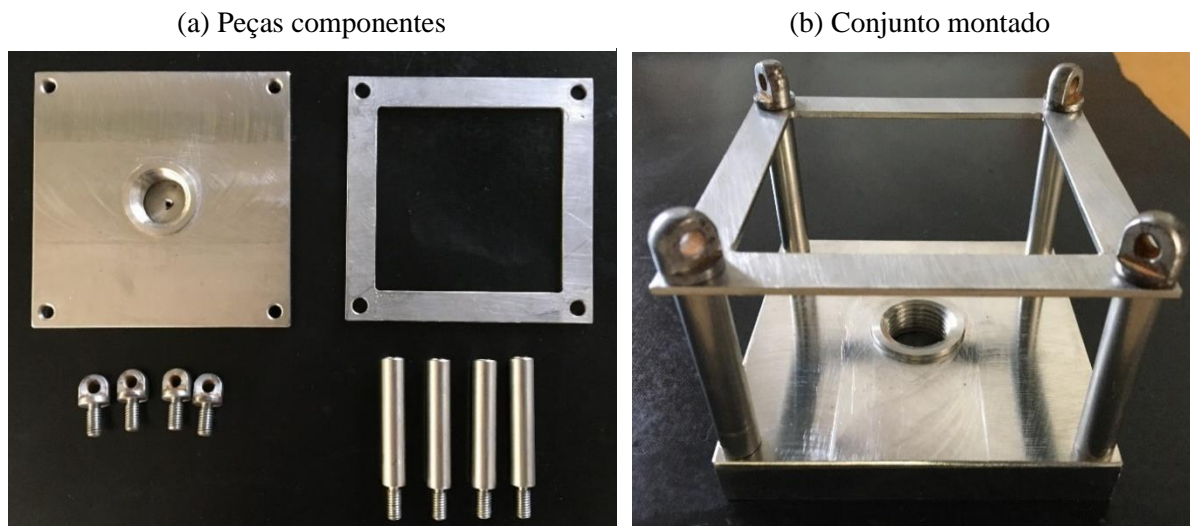


Figura 3.6 – Modelo de fundação quadrada para ensaios: (a) peças componentes; (b) conjunto montado.

3.3.2.3 Atuador elétrico linear

Para os ensaios com velocidade (deformação) controlada, utilizou-se um atuador elétrico linear com capacidade de aplicação de 1000 kgf, montado em uma estrutura metálica de suporte e

reação (Figura 3.7). O atuador conta com um motor servo para aplicação de cargas a velocidade constante, controlado através de um *driver* ASD-A2-0721-M da *Delta Electronics* e uma placa microprocessadora PCI DAS 1602/16. O controle do avanço e retrocesso do motor, bem como da velocidade desejada, são feitos por meio de uma rotina desenvolvida com o *software* Labview 2013.

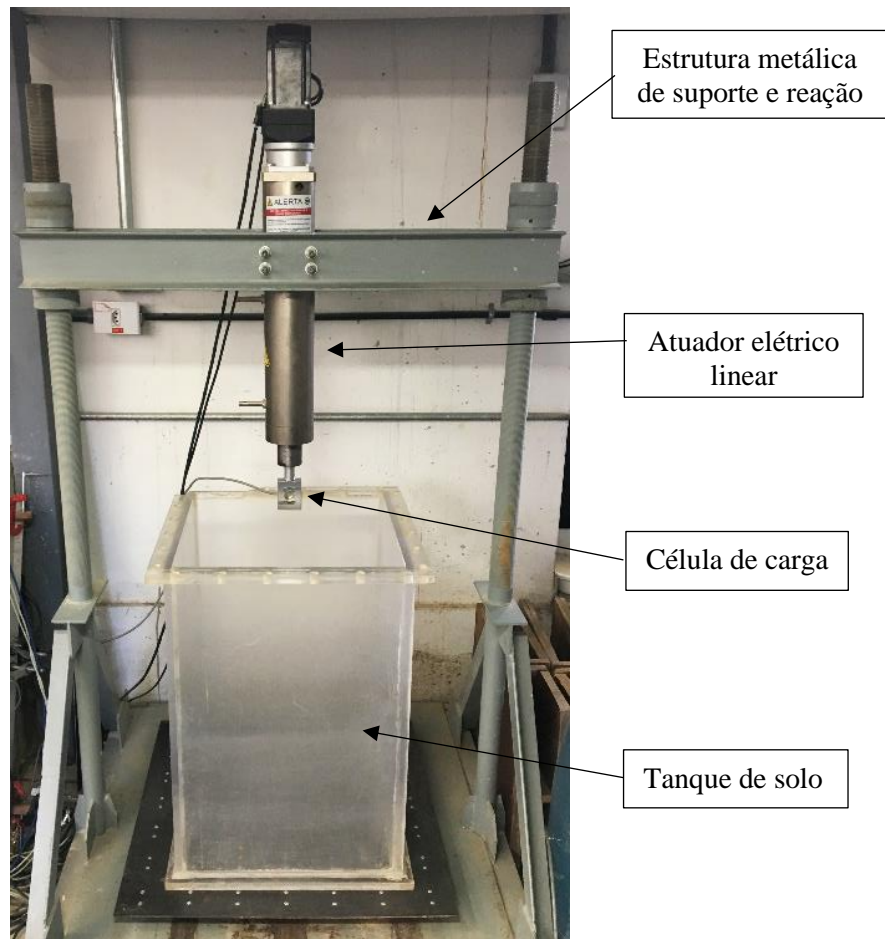


Figura 3.7 – Equipamentos para ensaios de modelo reduzido com velocidade controlada.

3.3.2.4 Célula de carga e amplificador de sinal

O monitoramento da carga durante os ensaios foi realizado através de uma célula de carga S40AC3, da marca HBM, com capacidade de 50 kgf. Para a amplificação do sinal de saída da célula, utiliza-se um condicionador e amplificador de sinal PA-10, da marca *Pulse Electronics*. Ambos são alimentados com tensão de 24 V por uma fonte ajustável. Estes equipamentos são mostrados na Figura 3.8.

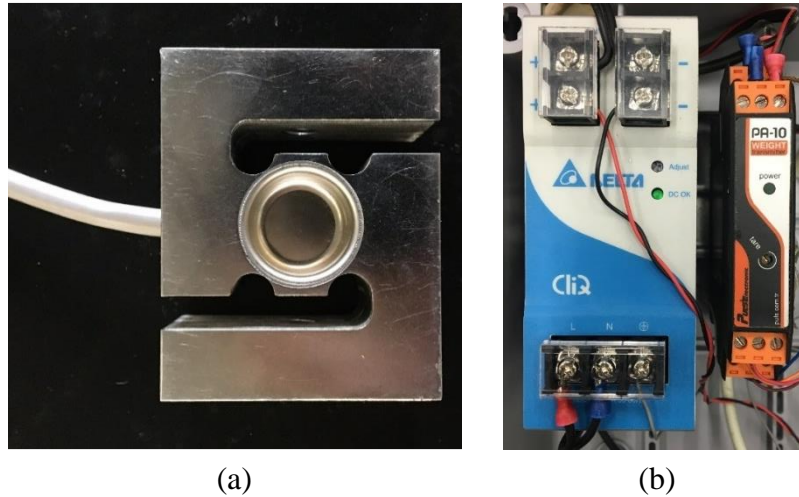


Figura 3.8 – (a) Célula de carga; (b) fonte ajustável e amplificador de sinal.

A célula de carga foi calibrada tanto em tração como em compressão até cerca de 100N, com pelo menos três ciclos de carga e descarga. As calibrações são apresentadas na Figura 3.9.

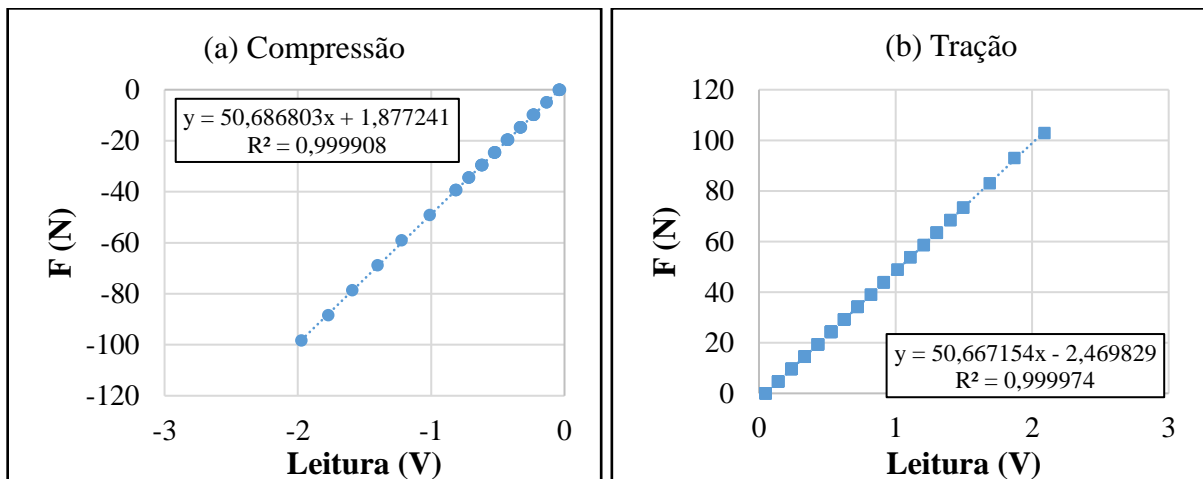


Figura 3.9 - Calibração da célula de carga para ensaios de modelo reduzido: (a) compressão; (b) tração.

3.3.2.5 Transdutor de poropressão

Para o monitoramento das poropressões desenvolvidas sob a base da placa-modelo durante os ensaios, foi utilizado um transdutor de poropressão de membrana faceada (Figura 3.10), modelo SUTP1000F, comercializado pela Sulfran Automação Industrial. O transdutor tem faixa de medição de -25 a 25 kPa e foi alimentado com tensão de 24 V proveniente da mesma fonte ajustável utilizada para a célula de carga. Na Figura 3.11 é apresentada a calibração do transdutor, que foi realizada para pressões entre -16 e 20 kPa.

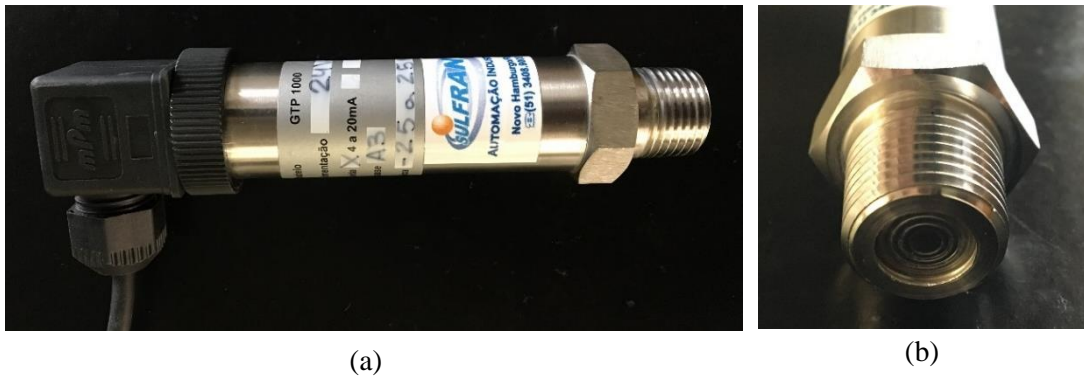


Figura 3.10 - (a) Transdutor de poropressão; (b) Detalhe do diafragma faceado.

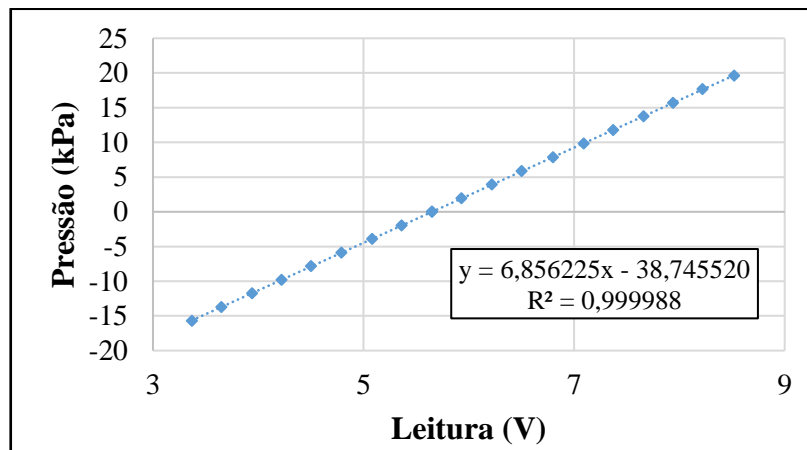


Figura 3.11 - Calibração do transdutor de poropressão.

3.3.2.6 Transdutores de deslocamento linear (*LVDTs*)

A medição dos deslocamentos foi realizada através de dois transdutores de deslocamento linear (*LVDTs*) PY-2-F-050 da marca Gefran, com curso de 50 mm e resolução de 0,01 mm (Figura 3.12). Estes são alimentados com tensão de 5 V proveniente da placa de aquisição de dados. Na Figura 3.13 são apresentadas as calibrações realizadas para os dois transdutores.



Figura 3.12 - Transdutor de deslocamento linear.

De forma a apoiar os transdutores na fundação-modelo, foram confeccionados dois suportes individuais de alumínio, os quais são fixados em hastes roscadas, permitindo o ajuste da altura.

Estas hastes, por sua vez, são conectadas a um suporte de aço que é apoiado nas bordas superiores do tanque de ensaio. Este conjunto é mostrado na Figura 3.14.

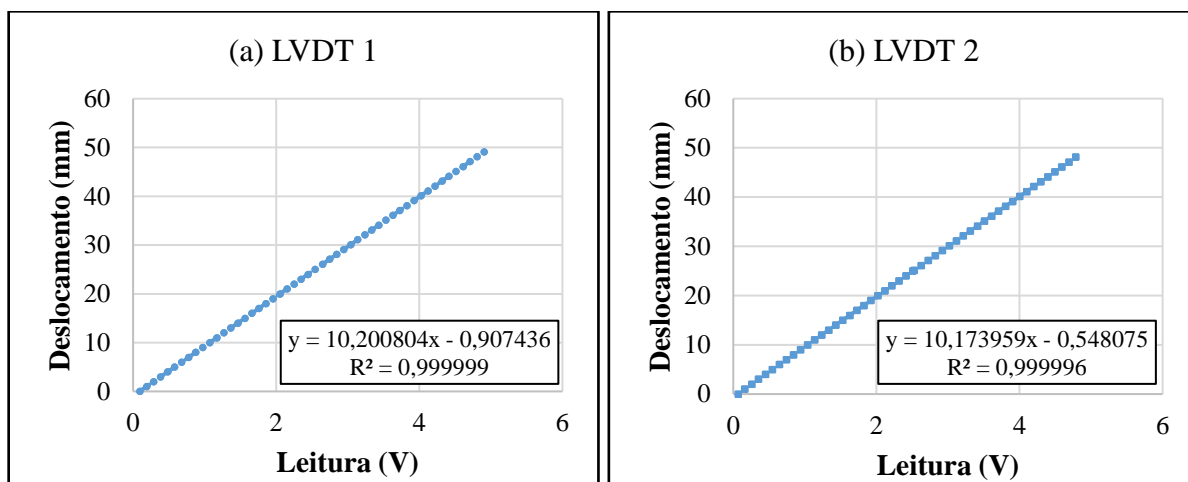


Figura 3.13 - Calibrações dos transdutores de deslocamento linear (LVDTs) 1 e 2.

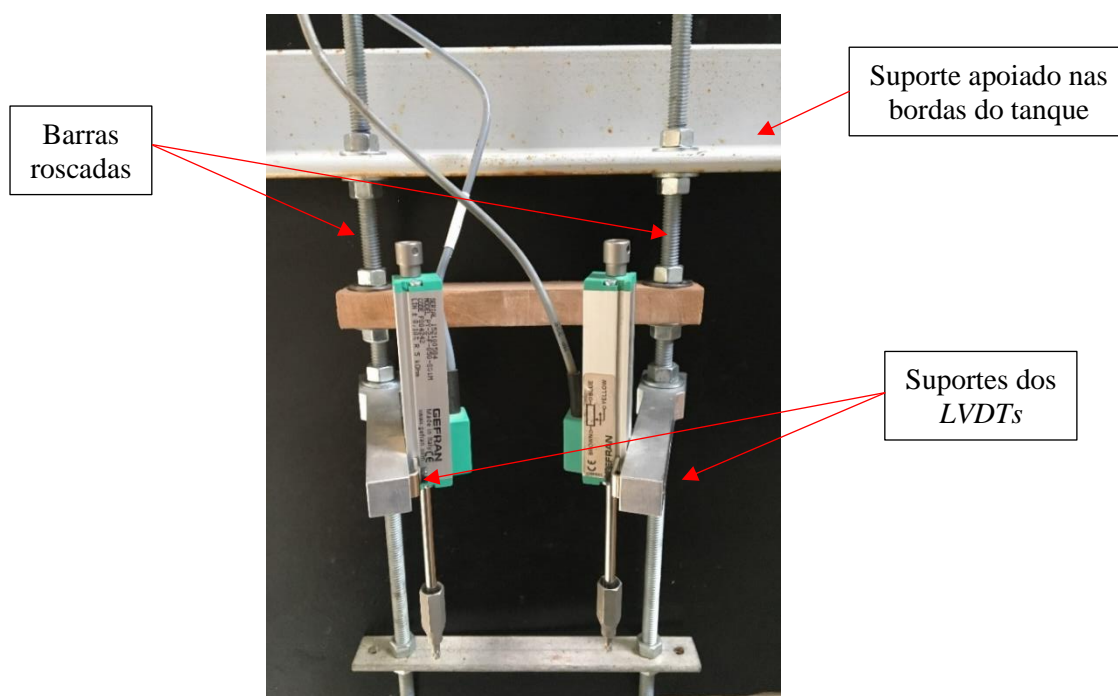


Figura 3.14 - Conjunto utilizado para apoio dos transdutores de deslocamento no modelo reduzido.

3.3.2.7 Aquisição de dados

O monitoramento e a aquisição dos dados durante os ensaios de modelo reduzido foram feitos utilizando uma placa DAQ USB-231 da *Measurement Computing Corporation*, com resolução de 16 bits (Figura 3.15). Esta placa possui 8 canais analógicos para entrada individual (ou 4

canais para entrada diferencial) com faixa de ± 10 V, 8 canais digitais de entrada com faixa de 0 a 5 V, uma saída de alimentação de 5 V, e a comunicação com o computador se dá através da porta USB. A taxa de aquisição máxima suportada é de 50.000 amostras por segundo, que é dividida pelo número de canais utilizados. Os quatro sensores monitorados nos ensaios (célula de carga, transdutor de propressão e dois transdutores de deslocamento) foram ligados de forma diferencial, utilizando os 8 canais analógicos.



Figura 3.15 - Placa de aquisição de dados USB-231.

Uma rotina desenvolvida com o *software* LabVIEW 2013 permitiu o monitoramento em tempo real dos ensaios e a escolha do intervalo de aquisição dos dados durante cada etapa. A interface do programa pode ser visualizada na Figura 3.16.

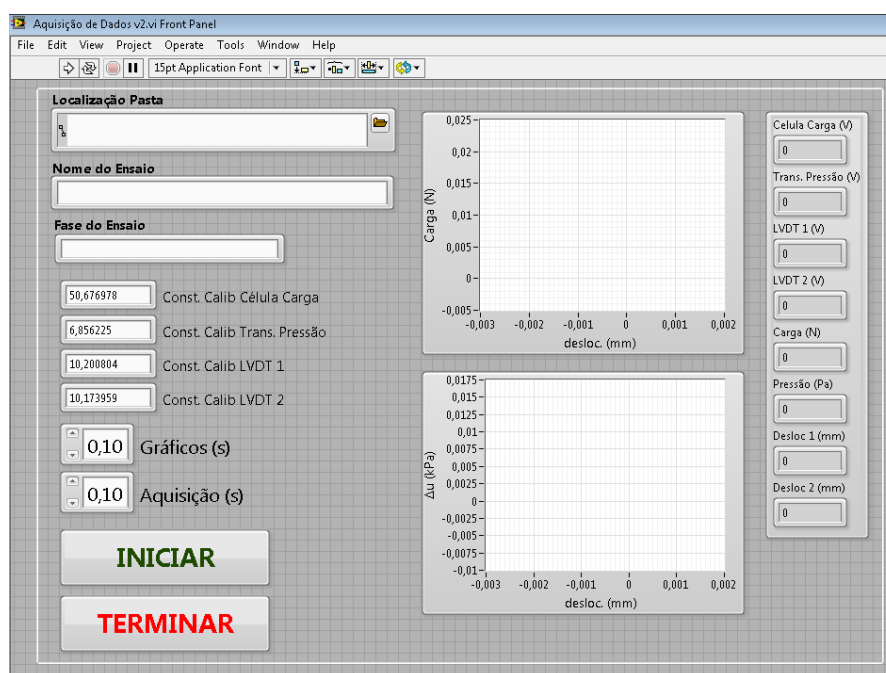


Figura 3.16 - Interface da rotina de monitoramento e aquisição no *software* LabVIEW 2013.

3.3.3 Equipamentos utilizados para a investigação da resistência não-drenada

3.3.3.1 Mini-palheta

O equipamento de mini-palheta utilizado neste trabalho é fabricado pela Via Test e foi automatizado por Gauer (2010) com um motor de passo para a aplicação de torque, como pode ser visto na Figura 3.17. Este motor, modelo KTC-HT23-400, tem precisão de $1,8^\circ$ por passo e é controlado por um *driver* programável modelo 3540i, sendo ambos fabricados pela Kalatec Automação Industrial. Ao eixo do motor é conectado um sistema de engrenagens que reduz a rotação aplicada em 60 vezes. A alimentação é proveniente de uma fonte chaveada com tensão nominal de saída de 35 V e corrente nominal de saída de 3,5 A.

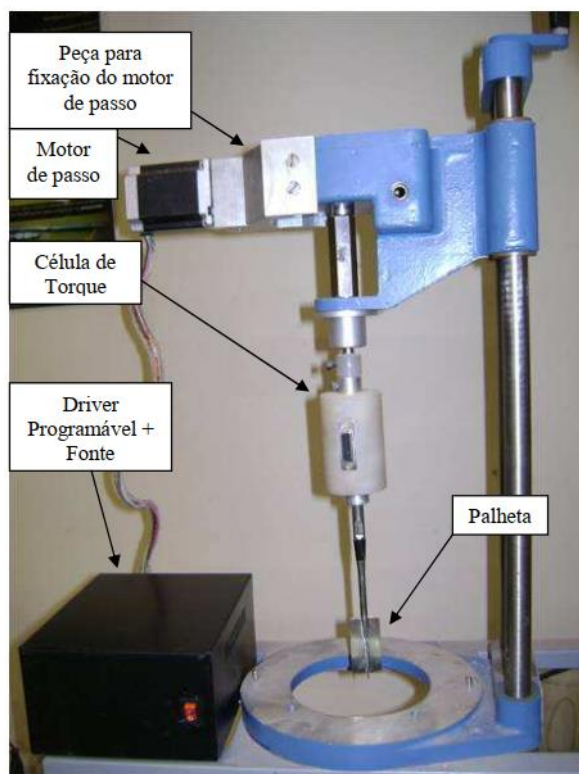


Figura 3.17 – Equipamento de palheta de laboratório automatizado (GAUER, 2010).

A palheta utilizada, de geometria cruciforme, tem comprimento de 51 mm e diâmetro de 25,5 mm, com índice de aspecto (H/D) igual a 2 (Figura 3.18). Para a realização de ensaios em diferentes profundidades, são inseridas hastes prolongadoras com 100 mm de comprimento e 10 mm de diâmetro.

A célula de torque, composta por 4 *strain gauges* formando uma Ponte de *Wheatstone* completa, foi projetada para um torque máximo de 0,5 N.m, e permite a obtenção de curvas torque *versus*

deslocamento e torque *versus* tempo durante o ensaio. Para a alimentação da célula e aquisição dos dados, foi montado um sistema constituído por uma placa Arduino Uno R3 e um módulo conversor e amplificador HX711 com resolução de 24 bits. Desse modo, a célula é alimentada com tensão de 5 V, e o sistema permite a aquisição de até 10 pontos por segundo. As leituras foram realizadas através do *software* LabVIEW 2013. Na Figura 3.19 é apresentada a calibração da célula de torque.



Figura 3.18 - Mini-palhaeta utilizada.

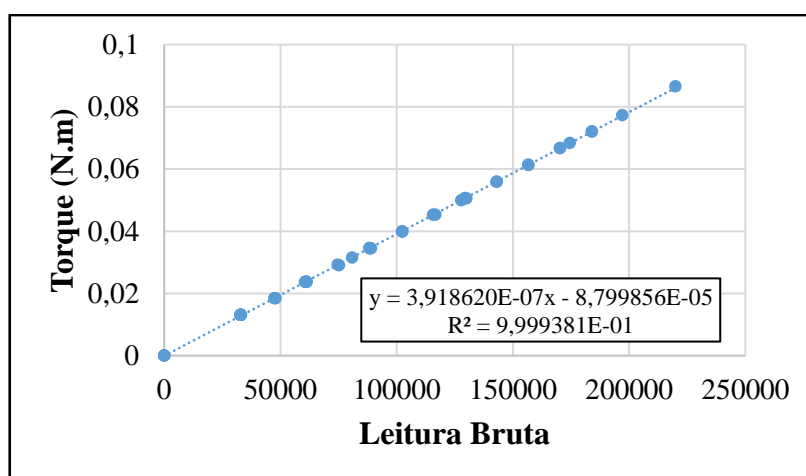


Figura 3.19 - Calibração da célula de torque.

3.3.3.2 Penetrômetros (*T-bar* e *Ball*) em miniatura, célula de carga e motor de cravação

Levando-se em conta que a resistência da porção superficial do solo é de grande interesse neste trabalho e que os ensaios de mini-palhaeta proporcionam resultados apenas em pontos discretos, foram confeccionados dois tipos de penetrômetros objetivando a obtenção de perfis contínuos de resistência por cravação. A definição das características geométricas levou em consideração principalmente as recomendações de Lunne *et al.* (2011) e Randolph e Gourvenec (2011), entre outros trabalhos da literatura.

O cilindro *T-bar* em miniatura foi confeccionado em aço inox e possui 10 mm de diâmetro de 50 mm de comprimento, com relação L/D igual a 5 e área projetada de 500 mm². A haste de cravação possui diâmetro de 8 mm, com área projetada de 50,3 mm², correspondente a aproximadamente 10% da área projetada do cilindro *T-bar* ($A_v/A_p = 0,1$).

Visando a utilização de penetrômetros com a mesma área projetada, assim como a prática adotada em ensaios de campo, a esfera de aço em miniatura empregada tem 25,4 mm de diâmetro, com área projetada de 506,7 mm². Neste caso, a haste de cravação utilizada possui 10 mm de diâmetro, tendo área projetada de 78,54 mm², ou seja, aproximadamente 15% da área projetada da esfera ($A_v/A_p = 0,15$). Os penetrômetros podem ser visualizados na Figura 3.20.

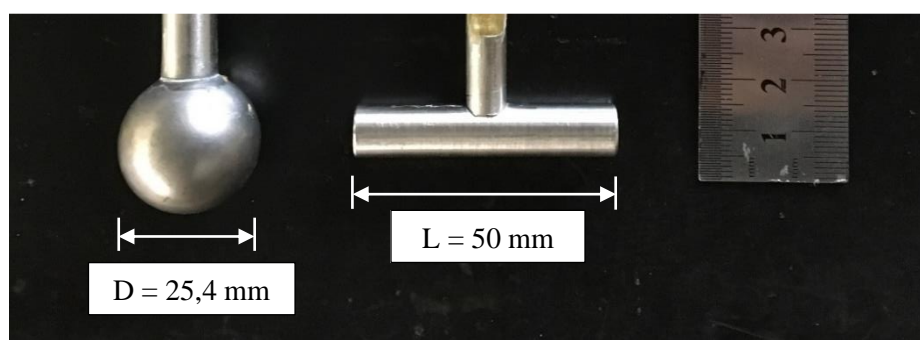


Figura 3.20 - Penetrômetros em formato de esfera (*Ball*) e cilindro (*T-bar*).

O monitoramento da carga durante os ensaios de cravação dos penetrômetros foi feito através de uma célula de carga modelo CS 100 com capacidade de 100 kgf, manufaturada pela Lider Balanças (Figura 3.21). A alimentação da célula e a aquisição dos dados foram realizadas com o mesmo sistema apresentado no item anterior – uma placa Arduino Uno R3 e um módulo conversor e amplificador HX711. A calibração desta célula é mostrada na Figura 3.22.



Figura 3.21 - Célula de carga utilizada para os ensaios de cravação de penetrômetros.

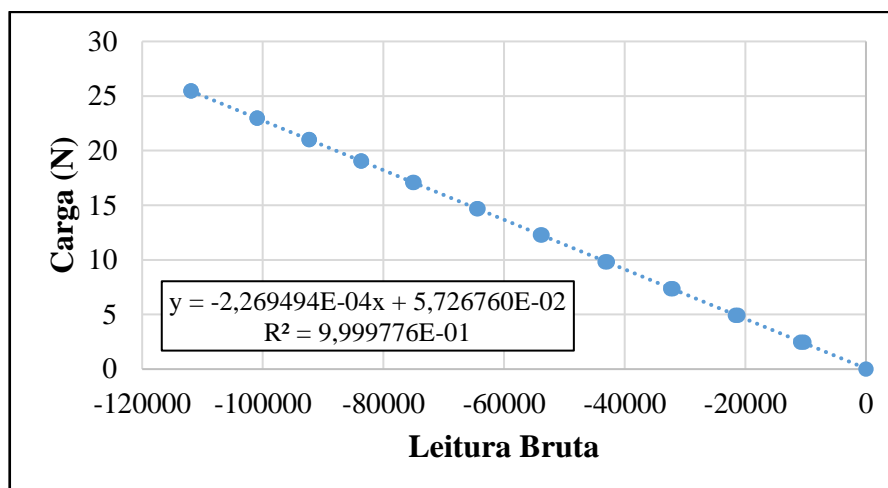


Figura 3.22 - Calibração da célula de carga utilizada nos ensaios de cravação de penetrômetros.

A cravação e extração dos penetrômetros no solo foi realizada utilizando um conjunto formado por um motor de passo KTC-HT3-401 e um *driver* programável modelo 3540i da Kalatec Automação Industrial. O sistema de cravação também é composto por uma caixa redutora, duas polias, uma com 15 e outra com 22 dentes, uma correia sincronizadora e um fuso de esferas com passo 5 mm e 25 mm de diâmetro. A haste de cravação é fixada em uma plataforma deslizante, que, sendo solidarizada à castanha do fuso de esferas, se movimenta verticalmente quando o motor é ligado. O conjunto pode ser visualizado na Figura 3.23.

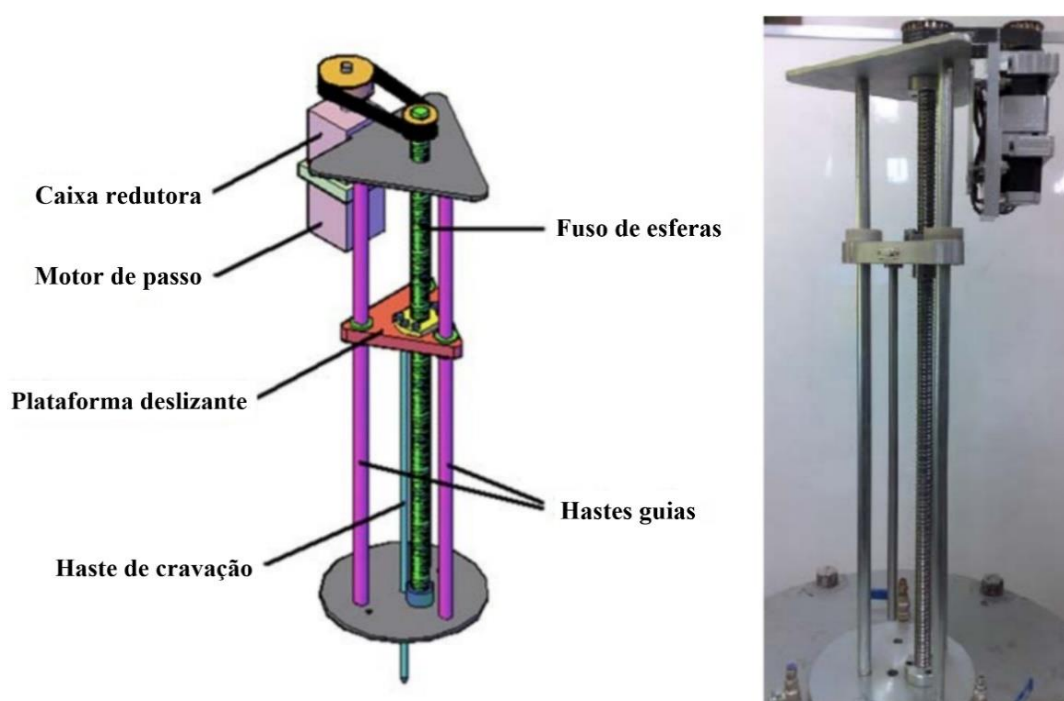


Figura 3.23 - Sistema de cravação utilizado para os ensaios de *T-bar* e *Ball* (adaptado de FONINI, 2012).

O acionamento do motor é realizado através do *software SiProgrammer*, que permite a programação da velocidade, do deslocamento e do sentido pretendidos, bem como do número de passos por revolução do motor.

3.4 MÉTODOS

3.4.1 Ensaios de caracterização

Todos os ensaios de caracterização do caulim, da bentonita e da mistura foram realizados seguindo as normas da ABNT. A preparação das amostras e a determinação do teor de umidade seguiram os procedimentos descritos na NBR 6457 (ABNT, 2016a). Os ensaios de limite de liquidez (LL) e limite de plasticidade (LP) foram realizados de acordo com a NBR 6459 (ABNT, 2016c) e a NBR 7180 (ABNT, 2016d), respectivamente. A análise granulométrica seguiu as prescrições da NBR 7181 (ABNT, 2016e), e a massa específica dos grãos (ρ_s) foi determinada de acordo com a NBR 6458 (ABNT, 2016b).

Nota-se que a NBR 6458 (ABNT, 2016b) indica a utilização de amostras com cerca de 50 g para a determinação da massa específica dos grãos de solos argilosos e siltsos. Porém, visto que a bentonita é um material que apresenta Limites de Atterberg elevados e grande absorção de água, não foi possível a utilização desta quantidade. Assim, empregaram-se 15 g para o ensaio da bentonita e 30 g para a mistura dos solos.

3.4.2 Ensaios de adensamento oedométrico

Os ensaios de adensamento foram realizados com base nas recomendações da NBR 12007 (ABNT, 1990), que estão de acordo com as da norma ASTM D2435-11 (ASTM, 2011).

As prensas de compressão oedométrica utilizadas dispunham de dois tamanhos de moldes, apresentados na Tabela 3.2. A área da seção do Anel 1, de tamanho maior, corresponde ao dobro da área do Anel 2. Ambos atendem aos requisitos da norma NBR 12007 (ABNT, 1990).

Tabela 3.2 - Características geométricas dos anéis de adensamento.

Características	Anel 1	Anel 2
Diâmetro interno - D_a (mm)	71,36	50,52
Altura - H_a (mm)	25,03	19,98
Relação Diâmetro/Altura - (D_a/H_a)	2,85	2,53
Área da seção - A_a (mm ²)	3999,07	2004,55

Foram feitos quatro ensaios, sendo dois com o Anel 1 e dois com o Anel 2. Na Figura 3.24 podem ser visualizadas as amostras AM1 (Anel 1) e AM2 (Anel 2) antes dos ensaios. Nestes dois primeiros ensaios, aplicaram-se estágios de carga em incrementos correspondendo às tensões verticais de 3,125, 6,25, 12,5, 25, 50, 100 e 200 kPa, sem descarregamento, assim como os ensaios realizados por Gauer (2015).

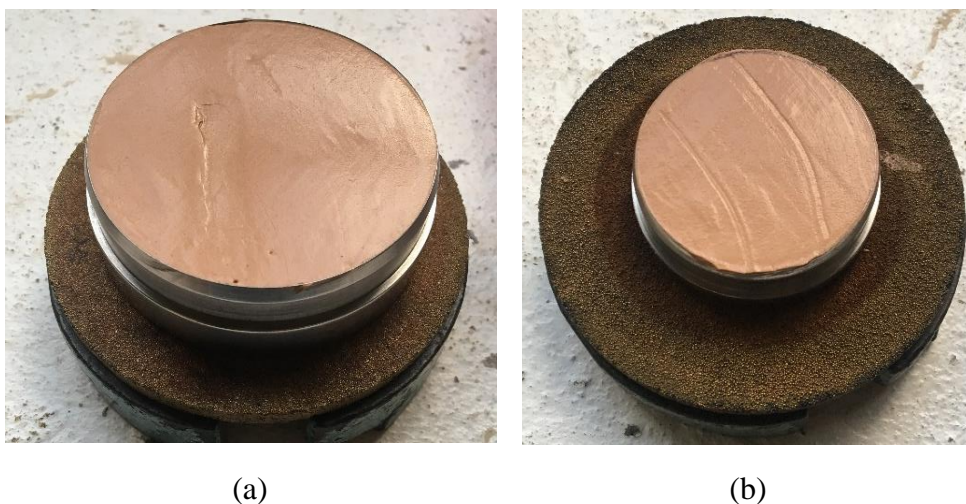


Figura 3.24 - Amostras AM1 (a) e AM2 (b) antes dos ensaios.

No segundo par de ensaios realizado (amostras AM3 e AM4), visando investigar o comportamento em tensões efetivas menores, mais próximas das encontradas nos ensaios de modelo reduzido, iniciaram-se os incrementos com tensão vertical em torno de 2 kPa, correspondente ao apoio do cabeçote das células de adensamento nos corpos-de-prova. Foram realizados pequenos acréscimos de carga até 8 kPa, e, a partir deste ponto, seguiu-se o procedimento padrão, até a tensão efetiva de 100 kPa. Nestes ensaios também foram executados um ciclo de descarregamento na tensão de 25 kPa e um descarregamento em quatro estágios na tensão de 100 kPa. Todos os estágios de carga e descarga tiveram duração de 24 horas.

A Figura 3.25 apresenta um ensaio sendo executado, com monitoramento da variação de altura do corpo de prova através de um transdutor de deslocamento linear e um relógio analógico comparador.



Figura 3.25 - Ensaio de adensamento em execução.

3.4.3 Preparação da mistura e enchimento do tanque

A preparação da mistura argilosa foi realizada inicialmente pesando o caulim e a bentonita nas proporções estabelecidas, e misturando-os à mão em bacias, para melhor homogeneização. A quantidade de água adicionada para a obtenção do teor de umidade de $120 \pm 3\%$ é corrigida de acordo com a umidade natural dos materiais. Levando em conta a capacidade do misturador, cada batida foi produzida com um saco de caulim (aproximadamente 25 kg), e os valores correspondentes de bentonita (cerca de 4,4 kg) e água (cerca de 33 L, com a correção). Para o enchimento de cada tanque, que demanda em torno de 85 kg de argila, é necessária a realização de duas batidas.

No misturador, de forma a evitar a formação de grumos, adicionou-se, primeiramente, metade da quantidade de água, seguida da mistura de solos secos e do restante de água. Em seguida, a homogeneização foi realizada acionando o conjunto da bomba apresentado no Item 3.3.1. Na Figura 3.26 pode ser observado o aspecto da mistura obtida.



Figura 3.26 - Mistura argilosa após homogeneização no misturador.

Após este processo, a mistura foi gradualmente transferida à mão para o tanque, tomando-se o cuidado de não deixar espaços vazios. De acordo com as dimensões da placa-modelo e do bulbo de pressões gerado por fundações superficiais, conhecidamente da ordem de 2 a 3B, adotou-se uma camada de solo com 30 cm de profundidade para os ensaios. Na Figura 3.27 é possível visualizar a mistura durante o processo de enchimento, e salienta-se que, durante este, foram tomadas três amostras da argila para determinação do teor de umidade.



Figura 3.27 - Preenchimento do tanque de ensaio com a mistura argilosa.

Ao fim do enchimento, a superfície foi suavemente aplainada utilizando uma placa esbelta de acrílico, e adicionou-se uma lâmina de água de aproximadamente 3 cm na superfície para evitar a perda de umidade e ressecamento do material.

Visando estabelecer uma condição padrão de resistência e umidade para os ensaios, foi adotado como padrão o tempo de cerca de 1 dia de repouso da mistura antes da realização dos ensaios. Alguns ensaios foram realizados com maior tempo, para comparação.

3.4.4 Ensaios de modelo reduzido

Os ensaios de modelo reduzido, conforme descrito, foram realizados com velocidade controlada utilizando o atuador elétrico linear apresentado em 3.3.2.3. Para que seja possível investigar as condições de drenagem durante o carregamento e o aumento de resistência por efeitos viscosos, as velocidades de atuação dos ensaios devem cobrir várias ordens de magnitude, como mostrado por Lehane *et al.* (2008), Chen *et al.* (2012) e Li *et al.* (2014a).

As velocidades de ensaio empregadas neste trabalho tiveram valores entre 0,001 mm/s e 5 mm/s. Levando em consideração a escala dos ensaios, arrancamentos com velocidades menores que este limite inferior levariam várias horas, podendo haver mudanças significativas nas propriedades do solo neste período, o que não é desejável. No caso dos ensaios de compressão, dado o maior deslocamento atingido (de 4 a 5 vezes maior que nos ensaios de arrancamento), definiu-se como mínima a velocidade de 0,01 mm/s. Já o valor máximo de 5 mm/s foi adotado por limitações do atuador elétrico linear e do sistema de aquisição.

3.4.4.1 Arrancamento com fios de aço

O primeiro passo para a realização dos ensaios de arrancamento utilizando fios de aço é o ajuste dos fios que são conectados aos olhais, de forma que a fundação modelo se mantenha nivelada durante os experimentos. A montagem do transdutor de poropressão foi feita com a placa submersa dentro de um recipiente, de forma a garantir a saturação do canal onde se localiza o sensor diafragma.

Em seguida, ligam-se o motor servo e o sistema de aquisição, e o conjunto da fundação é conectado à célula de carga através de um gancho metálico. O conjunto foi descido até que a base se encontrasse a cerca de 1 cm acima da superfície da argila, sendo, então, apoiados no quadro superior os transdutores de deslocamento (*LVDTs*). Os equipamentos posicionados anteriormente à instalação podem ser visualizados na Figura 3.28.

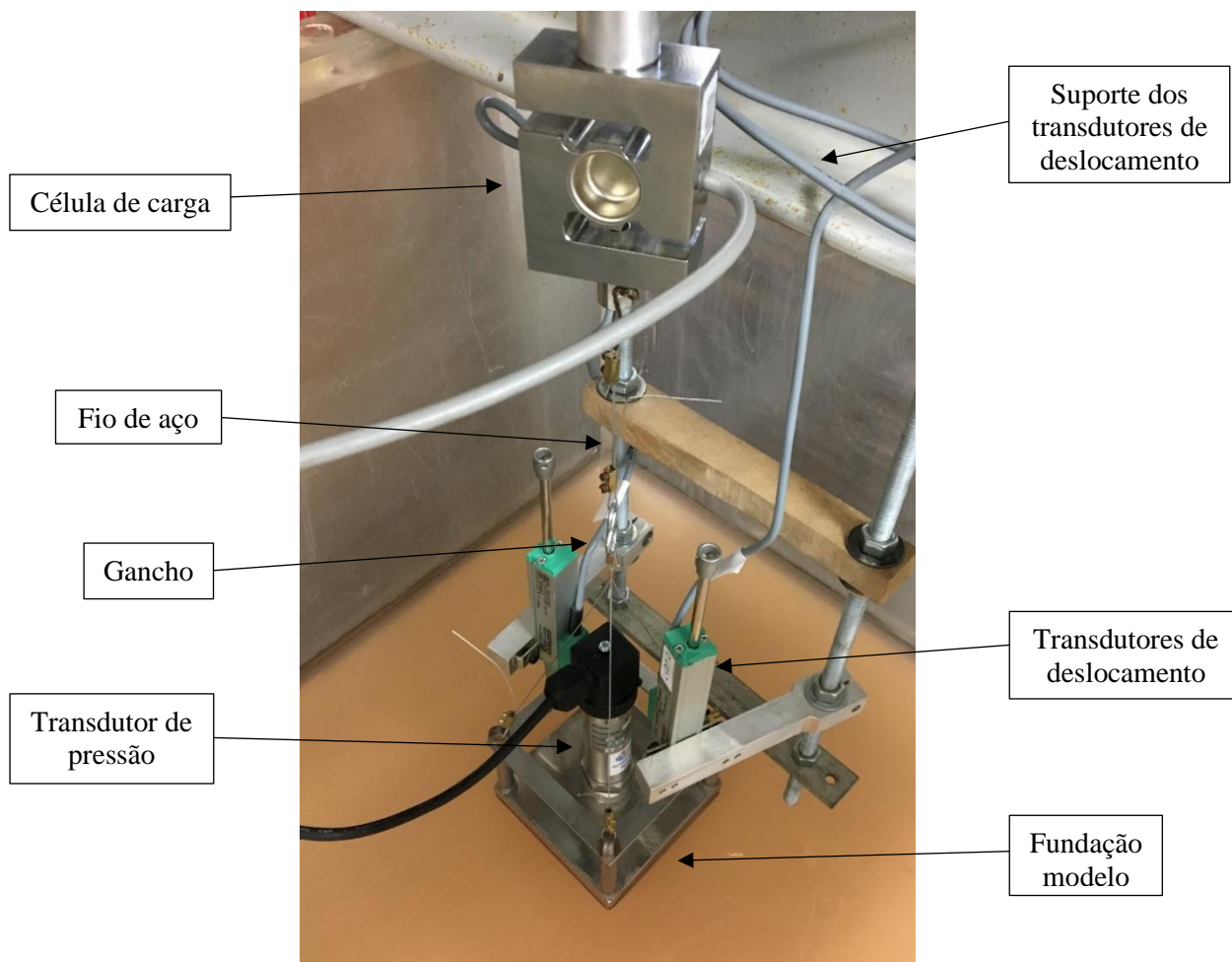


Figura 3.28 - Equipamentos e fundação modelo posicionados antes da fase de instalação.

Com o conjunto posicionado, seguiram-se as fases de instalação, repouso e extração:

- (i) Instalação e repouso: A instalação da fundação-modelo foi realizada cerca de 30 minutos a 1 hora após o preenchimento do tanque com a mistura argilosa, e a velocidade empregada nesta fase foi de 0,5 mm/s. Após acionamento do motor, permitiu-se o deslocamento do conjunto até seu apoio no solo e alívio da tensão nos fios de aço. Uma folga foi deixada entre o gancho dos fios de aço da fundação e a conexão com o fio da célula de carga, permitindo que a placa se movimentasse livremente sob ação do peso próprio até o momento do arrancamento. O tempo de repouso (t_r) padrão antes da realização dos ensaios de arrancamento foi de 1 dia, assim como feito em trabalhos anteriores do LEGG/UFRGS. Ensaios complementares foram realizados com maior tempo, para comparação.

(ii) Extração: Para a extração da fundação modelo após o tempo de repouso, definiram-se no computador os intervalos de aquisição de dados e a velocidade de atuação, acionando-se, em seguida, o servomotor.

3.4.4.2 Ensaios de compressão e posterior arrancamento

Visando a comparação entre a resistência ao arrancamento observada e a capacidade de carga à compressão da fundação, também foram realizados ensaios de compressão da fundação-modelo com velocidade controlada. Para isso, foi necessário adaptar o conjunto, empregando uma haste rígida ligando o atuador elétrico linear à fundação.

Uma haste com 22,5 cm de comprimento foi instalada conectando a célula de carga ao conjunto. O quadro vazado de apoio dos transdutores de deslocamento foi trocado por uma chapa maciça de mesma espessura, onde a haste foi parafusada, e, para que se pudesse comportar o transdutor de pressão, as hastes de apoio do quadro foram prolongadas, passando de 5 para 15 cm. O conjunto adaptado pode ser visto na Figura 3.29.

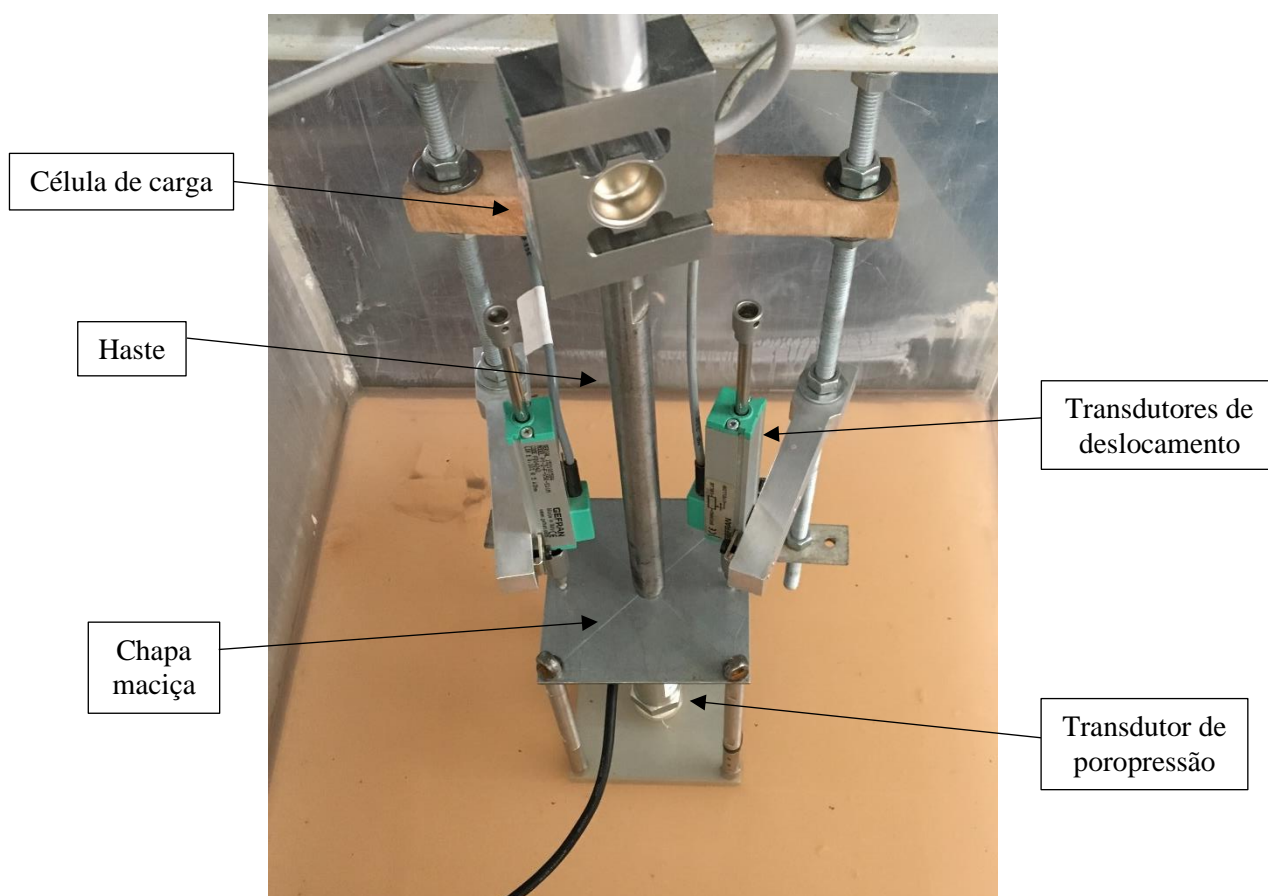


Figura 3.29 - Conjunto da fundação-modelo adaptado com haste rígida, durante fase de instalação.

Neste caso, os ensaios compreenderam 3 fases:

- (i) **Instalação:** Visando obter condições iniciais parecidas com as dos ensaios realizados com fios de aço, a fundação-modelo foi instalada aproximadamente 1 hora após o enchimento do tanque, avançando o motor até que a força medida se igualasse ao peso próprio da fundação. Porém, visto que esta condição foi atingida para embutimentos pequenos (menores que 5% da largura), optou-se por avançar o conjunto em intervalos de 30 min, não ultrapassando esta carga máxima estabelecida, até que o embutimento chegasse a valores próximos dos embutimentos iniciais dos ensaios realizados com fios de aço.
- (ii) **Compressão:** Após 1 dia de repouso, o motor foi avançado com a velocidade de ensaio definida. O deslocamento máximo destes ensaios foi de cerca de 25 mm, sendo esta limitação definida pelo curso dos transdutores de deslocamento.
- (iii) **Arrancamento:** Definiu-se como padrão a realização da extração da fundação 3 horas após o fim da fase compressão, com o objetivo de não haver diferenças significativas na resistência não-drenada do solo entre os ensaios.

3.4.4.3 Ensaios para observação dos mecanismos de ruptura

Visando a observação das deformações ocorridas no solo quando sujeito aos esforços de compressão e arrancamento e a identificação de mecanismos de ruptura, foram realizados ensaios posicionando a fundação-modelo com haste rígida junto à lateral do tanque, de forma que uma de suas faces laterais se mantivesse em contato com a parede do mesmo.

Para propiciar melhor visualização, uma porção da mistura argilosa foi pigmentada e o preenchimento do tanque foi realizado alternando camadas desta mistura com camadas da mistura argilosa natural, de cor mais clara. Foram incluídas 12 camadas, com 15 mm de espessura cada, totalizando 18 cm de profundidade. Um aspecto do perfil de solo obtido é mostrado na Figura 3.30.

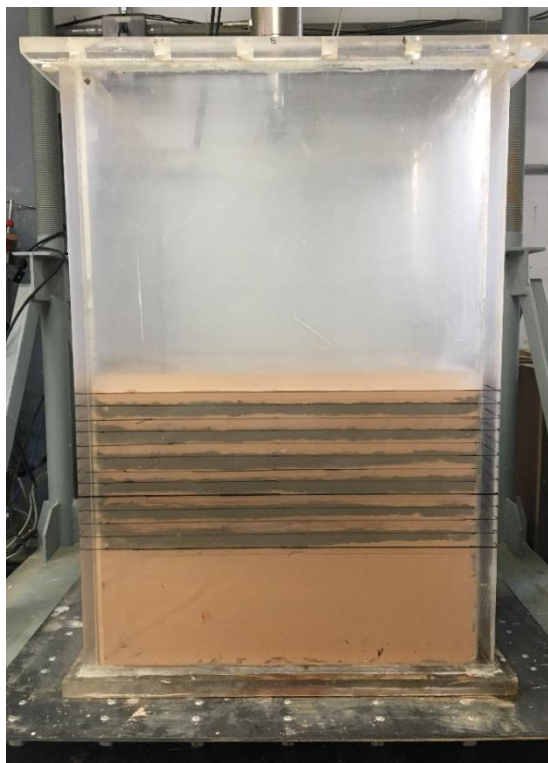


Figura 3.30 - Aspecto do perfil de solo com camadas pigmentadas.

3.4.5 Ensaios de investigação da resistência não-drenada (S_u)

Após os ensaios de arrancamento e compressão, procedeu-se à realização dos ensaios para a investigação da resistência não-drenada ao longo da profundidade.

3.4.5.1 Ensaios de penetração (*T-bar* e *Ball*)

Para os ensaios de *T-bar* e *Ball*, inicialmente se posiciona o sistema de cravação utilizado sobre uma armação metálica fixada nas bordas superiores do tanque de ensaio e a haste de cravação é conectada à célula de carga. Então, definem-se a velocidade de atuação e a taxa de aquisição e inicia-se o ensaio. A Figura 3.31 mostra o equipamento posicionado antes da cravação.

Conforme mencionado no Capítulo 2, Lunne *et al.* (2011) indicam que as velocidades de cravação sejam correspondentes a cerca de $0,5D_T/s$ e $0,25D_B/s$ para o *T-bar* e o *Ball*, respectivamente. Para os diâmetros utilizados neste trabalho, estes valores seriam de 5 mm/s para o *T-bar* e 6,35 mm/s para o *Ball*. Entretanto, estas velocidades excedem a capacidade do sistema de cravação utilizado, tendo sido observado que o uso de velocidades lineares acima de 3 mm/s ocasionava o travamento do motor em alguns casos. Assim, foi adotada como velocidade padrão de ensaio o valor de 2,5 mm/s, equivalente a $0,25D_T/s$ e $0,1D_B/s$, para os diâmetros adotados.



Figura 3.31 - Penetrômetro *T-bar* antes da cravação.

Além dos ensaios com velocidade constante, também foram realizados ensaios com velocidade variada (*Twitch tests*) com o *T-bar* para investigação do aumento de resistência por efeitos viscosos. O procedimento usualmente empregado nestes ensaios é de redução da velocidade pela metade a cada estágio. Porém, objetivando abranger maior faixa de velocidades, e tendo em vista que a profundidade de investigação é limitada, optou-se pela adoção de maiores reduções da velocidade a cada estágio. A Tabela 3.3 apresenta os estágios de penetração empregados nos ensaios realizados.

Tabela 3.3 - Velocidades empregadas a cada estágio dos ensaios *Twitch*.

Estágio	Profundidade (cm)	v (mm/s)
1	0-8	2,5
2	8-10	1
3	10-12	0,5
4	12-14	0,25
5	14-16	0,1
6	16-18	0,05
7	18-20	0,025
8	20-28	2,5

Nota-se que a cravação inicial com a velocidade padrão foi realizada até a profundidade de, aproximadamente, 8 cm, de forma a ultrapassar a camada superficial onde se observa grande crescimento da resistência com a profundidade.

3.4.5.2 Ensaios de mini-palheta

Os ensaios de mini-palheta, assim como os ensaios de *T-bar*, são realizados posicionando o equipamento sobre uma armação metálica apoiada na parte superior do tanque de ensaio. A haste da palheta é descida até a profundidade de ensaio, e aciona-se, imediatamente, o motor de passo para aplicação do torque. O equipamento posicionado para ensaio pode ser visualizado na Figura 3.32.



Figura 3.32 - Equipamento de mini-palheta posicionado sobre o tanque.

A velocidade de rotação utilizada nestes ensaios foi de $5,4^\circ/\text{min}$. De acordo com Gauer (2010), o tempo de 200 segundos é suficiente para a ocorrência da ruptura do solo com esta velocidade. Portanto, o torque foi aplicado durante cerca de 300 segundos a cada ponto, o que corresponde a, aproximadamente, 30° de rotação no total.

Foi respeitada uma distância de 10 cm entre os pontos de ensaio de uma mesma vertical (equivalente a duas vezes a altura, ou quatro vezes o diâmetro da palheta). Além disso, visando a investigação da resistência da porção superficial, o ensaio mais raso foi realizado posicionando o centro da palheta na profundidade de 2,5 cm. Assim, os perfis de resistência determinados através dos ensaios de mini-palheta consistiram na interpolação de duas verticais de ensaio, sendo a primeira com pontos nas profundidades de 2,5, 12,5 e 22,5 cm, e a segunda com pontos em 7,5 e 17,5 cm.

3.4.6 Reutilização da mistura argilosa

Os trabalhos anteriores realizados com misturas de caulim e bentonita indicaram ser possível a reutilização da mistura, visto que a perturbação gerada durante os ensaios não provoca alterações significativas nas suas características físicas e químicas.

Assim, após a realização dos ensaios, a mistura é retirada do tanque e novamente homogeneizada, de forma a quebrar as estruturas formadas pelas reações químicas dos argilominerais e o efeito de tixotropia durante o período de repouso, podendo ser utilizada para novos ensaios. Porém, com o tempo e os processos de mistura, o teor de umidade pode sofrer alterações. Dessa forma, as misturas foram descartadas caso se apresentassem fora do critério de tolerância estabelecido (teor de umidade de $120 \pm 3\%$), realizando-se, então, uma nova mistura para a continuação dos experimentos.

3.5 PROGRAMA EXPERIMENTAL

O foco desta pesquisa é a investigação do comportamento de fundações superficiais assentes na superfície de solo argiloso, sujeitas a arrancamento e a compressão. A principal variável investigada foi a velocidade de arrancamento da fundação modelo, principalmente porque, como indicado pelos trabalhos da bibliografia, entende-se que em campo as velocidades serão altas e a resistência pode ter valores bastante elevados devido aos efeitos viscosos. Também se considerou importante a comparação com a capacidade de carga à compressão e os mecanismos de ruptura observados.

O programa experimental do trabalho, de acordo com os métodos expostos em 3.4, foi composto por ensaios de caracterização da mistura argilosa, ensaios de adensamento, ensaios de investigação da resistência e ensaios de modelo reduzido.

Os ensaios de caracterização foram realizados para comparação com trabalhos anteriores que empregaram misturas similares, visando averiguar possíveis diferenças decorrentes da mudança de lotes de caulim e bentonita, além da comparação com as características das argilas marinhas estudadas. Foram realizados ensaios de granulometria, limites de liquidez (LL) e plasticidade (LP), e massa específica dos grãos (ρ_s), além da determinação do teor de umidade natural dos materiais, a ser corrigido na dosagem da mistura.

Quatro ensaios de adensamento foram realizados para avaliação dos parâmetros de adensamento da mistura, principalmente o coeficiente de adensamento vertical, que é empregado para o cálculo da velocidade normalizada (V) atingida nos ensaios de investigação da resistência e de modelo reduzido.

A resistência não-drenada do solo, utilizada para normalização das resistências de compressão e arrancamento obtidas e avaliação dos fatores de capacidade de carga, foi investigada através dos ensaios de mini-palheta e penetrômetros *T-bar* e *Ball*, os quais tiveram velocidade padrão adotada de 2,5 mm/s.

A mini-palheta foi o método de investigação utilizado pela maioria dos trabalhos anteriores do LEGG/UFRGS com misturas de caulim e bentonita, com exceção de Lourenço (2016). No presente trabalho, os ensaios de mini-palheta foram empregados para investigar os fatores de resistência (N) dos penetrômetros e auxiliar na definição do perfil de resistência de referência. O principal método empregado nesta pesquisa foi o *T-bar*, que permite a obtenção de perfis contínuos de resistência com a profundidade. Cada tanque de ensaio em modelo reduzido, portanto, foi caracterizado por pelo menos uma vertical de cravação de *T-bar*. Além disso, ensaios complementares com diferentes velocidades e 3 ensaios *Twitch* foram executados para avaliação do aumento de resistência com a taxa de carregamento.

3.5.1 Ensaios de arrancamento com fios de aço

Os principais ensaios de modelo reduzido realizados foram de extração da fundação-modelo com velocidade controlada utilizando olhais e fios de aço, de forma a simular o procedimento real. Na Tabela 3.4 são resumidas as características dos ensaios de arrancamento com fios de aço realizados neste trabalho.

Tabela 3.4 – Características dos ensaios de arrancamento da fundação com fios de aço.

Tipo	Identificação	Dias de repouso	Velocidade - v (mm/s)
Padrão	T1	1	0,001
	T2	1	0,005
	T3	1	0,025
	T4	1	0,05
	T5	1	0,1
	T6	1	0,5
	T7	1	2,5
	T8	1	5
Complementares	T9	5	0,1
	T10	12	0,1

As velocidades foram variadas entre 0,001 e 5 mm/s, conforme as limitações explicadas anteriormente. Dois ensaios complementares com velocidade de 0,1 mm/s foram realizados com maior tempo de repouso da mistura.

3.5.2 Ensaios de compressão e arrancamento com haste rígida

Conforme mencionado, através da adaptação do conjunto da fundação-modelo com uma haste rígida, foram realizados ensaios de compressão e posterior arrancamento com velocidade controlada. Neste caso, a fundação partiu de embutimentos normalizados iniciais (w/B) em torno de 30 a 35%, maiores que nos ensaios com fios de aço. A Tabela 3.5 apresenta as características dos ensaios de compressão, notando-se que 4 deles foram feitos com instalação prévia e 2 sem instalação, onde a mistura permaneceu em repouso por 1 dia após preenchimento do tanque e o ensaio foi realizado partindo da superfície do solo.

Tabela 3.5 - Características dos ensaios de compressão da fundação.

Identificação	Condição	Dias de repouso	Velocidade - v (mm/s)
C1	Com instalação prévia	1	0,01
C2		1	0,1
C3		1	1
C4		1	5
C5	Sem instalação prévia	1	0,01
C6		1	1

A Tabela 3.6 apresenta as características dos ensaios de arrancamento feitos após a compressão, que empregaram as mesmas velocidades.

Tabela 3.6 - Características dos ensaios de arrancamento realizados após a compressão da fundação.

Identificação	Tempo de repouso (após a compressão)	Velocidade - v (mm/s)
PC1	3 horas	0,01
PC2	3 horas	0,1
PC3	3 horas	1
PC4	3 horas	5

3.5.3 Ensaios na parede do tanque de solo

Os ensaios para observação dos mecanismos de ruptura, realizados na parede do tanque com as camadas de argila pigmentada descritas em 3.4.4.3, foram realizados com a velocidade mais lenta e a mais rápida empregadas nos ensaios de compressão (0,01 mm/s e 5 mm/s). Em dois deles foram executadas somente a instalação da fundação e posterior arrancamento, e nos outros dois a fundação foi instalada, em seguida comprimida, e, por fim, extraída. Os intervalos entre cada estágio de atuação foram de 1 hora. As identificações de cada ensaio são mostradas na Tabela 3.7, notando-se que os ensaios V5 e V6 foram feitos após os ensaios V3 e V4, respectivamente.

Tabela 3.7 - Características dos ensaios feitos para visualização na lateral do tanque.

Identificação	Tipo	Velocidade - v (mm/s)
V1	Arrancamento (lento)	0,01
V2	Arrancamento (rápido)	5
V3	Compressão (lenta)	0,01
V4	Compressão (rápida)	5
V5	Arrancamento após compressão (lento)	0,01
V6	Arrancamento após compressão (rápido)	5

4 APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Neste capítulo são apresentados os resultados obtidos neste trabalho, sua análise e comparação com outros trabalhos e dados da bibliografia.

Primeiramente, são apresentados os ensaios de caracterização e de adensamento do solo argiloso empregado na pesquisa. Em seguida, analisam-se os perfis de resistência não-drenada obtidos através dos diferentes ensaios de investigação. Estes resultados são comparados com os resultados das pesquisas anteriores que trabalharam com solos semelhantes no LEGG/UFRGS. Posteriormente, são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de arrancamento e compressão em modelo reduzido, além dos ensaios para observação dos mecanismos de ruptura.

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS SOLOS E DA MISTURA

Na Tabela 4.1 são expostos os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica dos solos utilizados neste trabalho e da mistura composta por 85% de caulim e 15% de bentonita, com teor de umidade de 120%.

Tabela 4.1 - Características dos materiais utilizados e da mistura.

Característica	Caulim	Bentonita	Mistura
Umidade natural - h (%)	1,4	16,5	3,6
Massa específica dos grãos - ρ_s (g/cm ³)	2,594	2,645	2,626
Limite de liquidez – LL (%)	43	448	103
Limite de plasticidade – LP (%)	29	90	37
Índice de plasticidade – IP (%)	14	358	66
d_{50} (mm)	0,0062	-	0,0029
% Argila	32	81	41
% Silte	67	19	58
% Areia	1	0	1
Índice de atividade coloidal - I_A	0,44	4,41	1,60

De acordo com o Índice de Plasticidade (IP), o caulim é classificado como medianamente plástico, enquanto a bentonita e a mistura são classificadas como altamente plásticas. O Índice

de Consistência (IC) da mistura com o teor de umidade de 120% tem valor de -0,26, classificando-a como uma argila muito mole. Conforme o Índice de Atividade (I_A), pode-se notar que o caulim é classificado como uma argila inativa, e que a porcentagem de 15% de bentonita adicionada na mistura é suficiente para torná-la uma argila ativa, com Índice de atividade de 1,6.

As curvas granulométricas dos materiais estudados, obtidas por sedimentação, são apresentadas na Figura 4.1. Ao fim dos ensaios, o material da proveta foi vertido na peneira de 0,075 mm, porém, tanto para os solos individualmente quanto para a mistura, a quantidade de material retido foi desprezível.

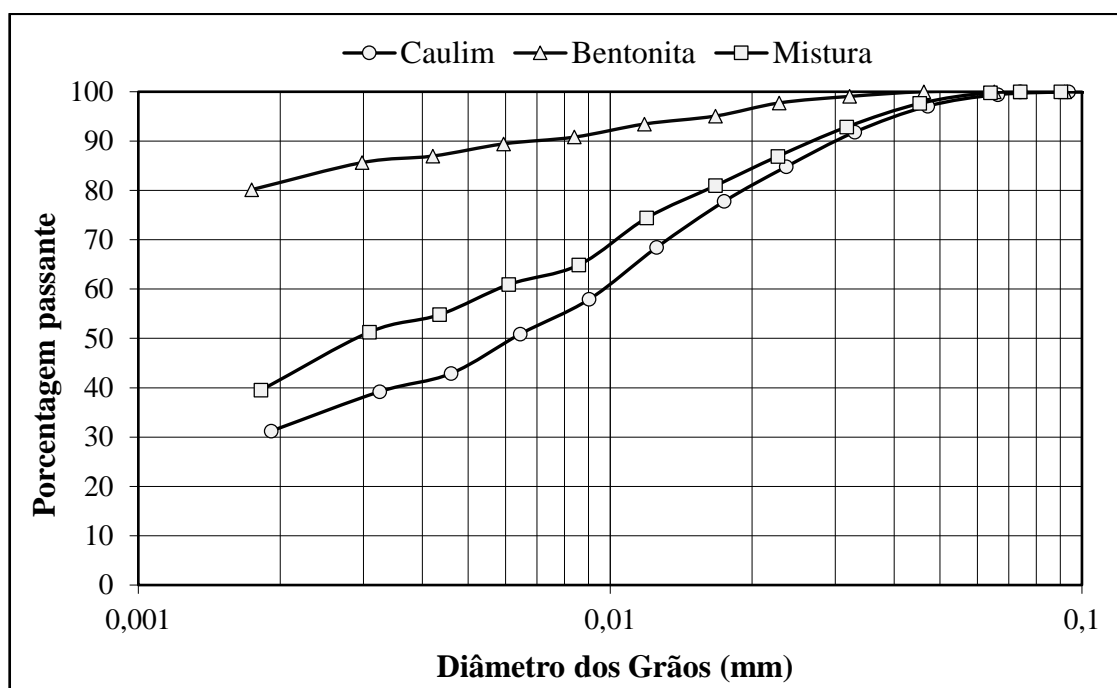


Figura 4.1 - Curvas granulométricas dos materiais estudados.

Através da Figura 4.2, é possível observar que a curva granulométrica da mistura é bastante similar às curvas das argilas marinhas da Bacia de Santos, apresentadas no item 2.7, sobretudo para diâmetros de grãos menores que 0,03 mm. As argilas de campo possuem, em média, de 25 a 60% de argila, 35 a 60% de silte e 5 a 15% de areia. Além disso, o limite de liquidez de 103%, o limite de plasticidade de 37% e o índice de plasticidade de 66% também são muito próximos da média dos valores obtidos em profundidades de até 10 m nos três campos de exploração amostrados – LL = 100%, LP = 40% e IP = 60%, aproximadamente.

Pode-se concluir, portanto, que a mistura argilosa empregada guarda semelhança com as características das argilas marinhas tomadas como referência.

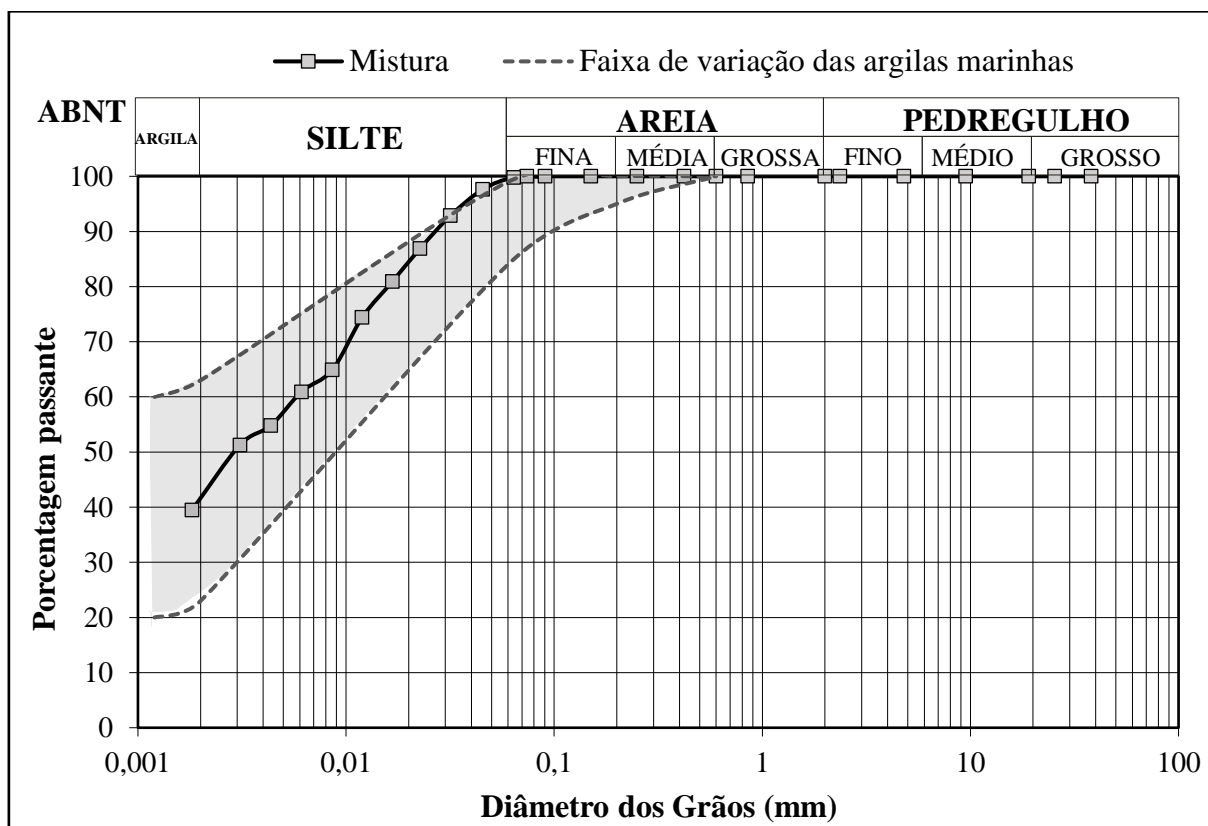


Figura 4.2 - Comparação entre a curva granulométrica da mistura e das argilas marinhas da bacia de Santos.

A Tabela 4.2 apresenta uma comparação entre as características da mistura deste trabalho e as obtidas por trabalhos anteriores desenvolvidos na UFRGS. Ressalta-se que os trabalhos de Rocha (2014), Sampa (2015) e Lourenço (2016) empregaram as mesmas proporções de materiais e o mesmo teor de umidade que o presente trabalho. Gauer (2015) utilizou as mesmas proporções de caulim e bentonita, porém com três teores de umidade diferentes (100, 130 e 160%). Já os trabalhos de Jung (2012) e Passini (2015) utilizaram diferentes proporções de caulim e bentonita. Apesar da mudança dos lotes de caulim e bentonita, pode-se observar que as características da mistura obtida neste trabalho se encontram dentro das faixas de valores esperados.

Tabela 4.2 – Características das misturas argilosas estudadas em trabalhos da UFRGS.

Características		Trabalho								
		Jung (2012)	Rocha (2014)	Sampa (2015)	Passini (2015)	Gauer (2015)			Lourenço (2016)	Presente trabalho
						A	B	C		
Proporções da mistura	% Caulim	80	85	85	90	85			85	85
	% Bentonita	20	15	15	10	15			15	15
	Teor de umidade - h (%)	120	120	120	120	100	130	160	120	120
Índices físicos	Peso específico - γ (kN/m ³)	13,71	13,03	16,32	14,21	13,9			13,5	13,46
	Peso esp. dos grãos - γ_s (kN/m ³)	25,69	26,5	26,5	26,3	26,8			26,79	25,76
	Peso esp. seco - γ_d (kN/m ³)	6,23	5,82	7,42	6,46	6,7	6	5,3	6,14	6,12
	Peso esp. saturado - γ_{sat} (kN/m ³)	13,72	13,63	14,62	14,01	-	-	-	13,85	13,62
	Peso esp. submerso - γ_{sub} (kN/m ³)	3,72	3,63	4,62	4,01	-	-	-	3,85	3,62
	Índice de vazios - e	3,22	3,55	2,57	3,07	2,86	3,44	4,01	3,37	3,19
	Porosidade - η (%)	76,3	78,02	71,99	75,42	-	-	-	77,12	76,13
Limites de Atterberg	Limite de liquidez - LL (%)	102	114	108	62	108			114	103
	Limite de plasticidade - LP (%)	32	49	33	38	31			49	37
	Índice de plasticidade - IP (%)	70	65	75	24	77			65	66
Granulometria	d_{50} (mm)	0,0072	0,011	0,0038	0,009	-	-	-	0,004	0,0029
	% Argila	82,8	13,6	39	25,9	16,3			39	41
	% Silte	17,2	86,4	59	73,0	79,3			49	58
	% Areia fina	0	0	2	1,1	4,4			7	1
	% Areia média	0	0	0	0	0	0	0	4	0

4.2 ENSAIOS DE ADENSAMENTO

Conforme descrito anteriormente, foram realizados dois pares de ensaios de adensamento oedométrico (AM1-AM2 e AM3-AM4), com diferentes incrementos de carga. A Tabela 4.3 apresenta as características iniciais e finais dos quatro corpos-de-prova ensaiados, onde h_0 e h_f são os teores de umidade inicial e final da amostra, e_0 é o índice de vazios inicial, ρ_{hi} e ρ_{hf} são as massas específicas inicial e final, e S_0 e S_f são os graus de saturação inicial e final.

Tabela 4.3 - Características iniciais e finais dos corpos-de-prova ensaiados.

Amostra	Anel utilizado	h_0 (%)	ρ_{hi} (g/cm ³)	e_0	S_0 (%)	h_f (%)	ρ_{hf} (g/cm ³)	S_f (%)
AM1	1	116,3	1,371	3,12	96,96	55,98	1,653	99,43
AM2	2	116,3	1,377	3,11	97,49	56,83	1,657	100,47
AM3	1	118,4	1,366	3,20	97,22	66,53	1,570	97,814
AM4	2	118,3	1,373	3,18	97,80	68,12	1,599	101,57

A Figura 4.3 apresenta as curvas de Índice de vazios (e) em função da tensão vertical efetiva (σ'_v) obtidas para as amostras AM1 e AM2, e a Figura 4.4 apresenta as mesmas curvas para as amostras AM3 e AM4.

Nos ensaios AM1 e AM2, percebe-se que o primeiro ponto se apresenta consideravelmente abaixo do índice de vazios inicial das amostras, o que pode ter ocorrido pelo fato de ter sido aplicada uma pré-carga de assentamento de 2 kPa nestes ensaios, como indicado pela norma NBR 12007 (ABNT, 1990), e não ter sido considerada a influência do apoio do cabeçote nas amostras. Nos ensaios AM3 e AM4, considerando estes fatores, não foi aplicada pré-carga, e no primeiro carregamento foi considerada apenas a pressão equivalente ao peso do cabeçote da célula, que foi em torno de 1,1 kPa para o anel grande (Anel 1) e 1,3 kPa para o anel pequeno (Anel 2). Apesar destas diferenças nos trechos iniciais, observou-se que todos os ensaios convergiram para a mesma reta de compressão virgem, como pode ser visto na Figura 4.5.

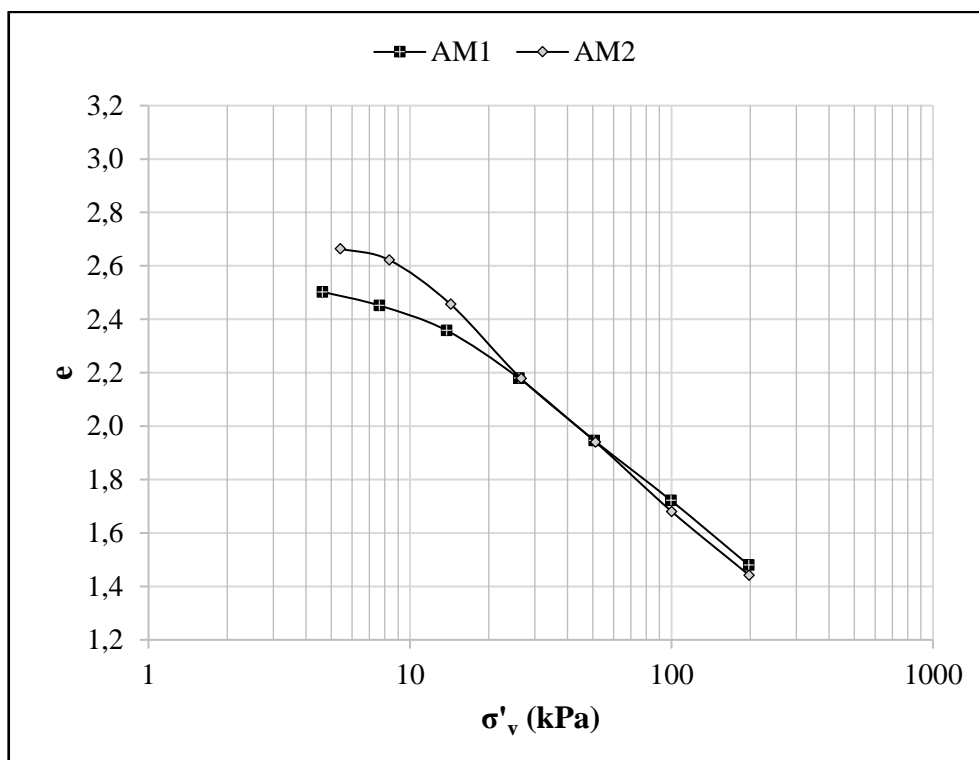


Figura 4.3 - Curvas de Índice de vazios (e) versus Tensão vertical efetiva (σ'_v) obtidas para as amostras AM1 e AM2.

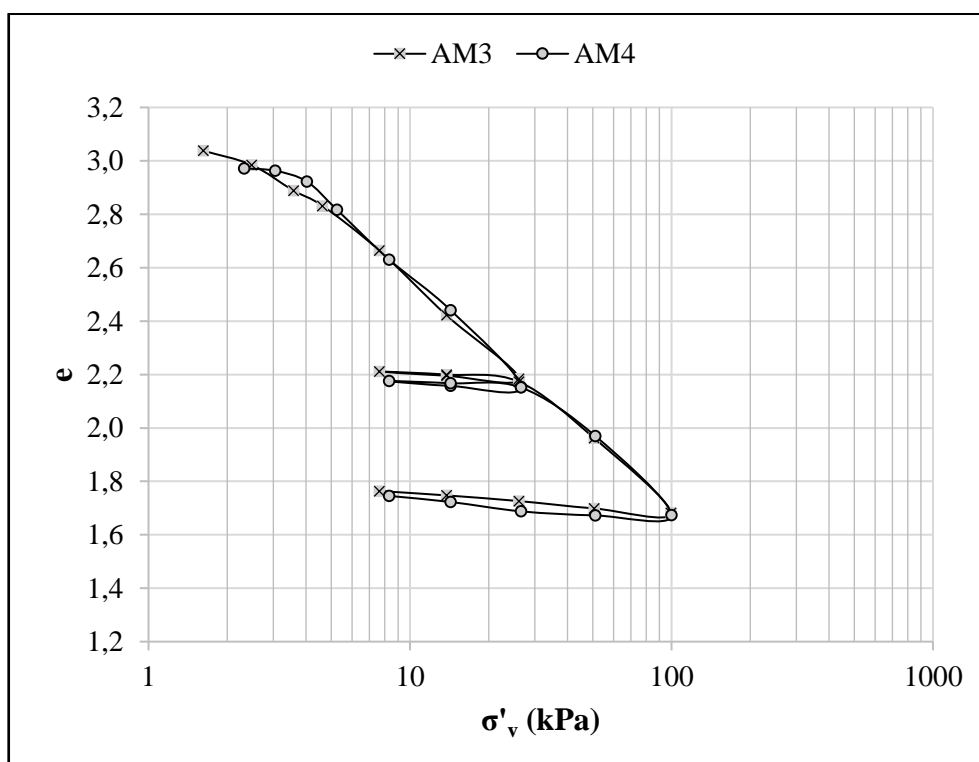


Figura 4.4 - Curvas de Índice de vazios (e) versus Tensão vertical efetiva (σ'_v) obtidas para as Amostras AM3 e AM4.

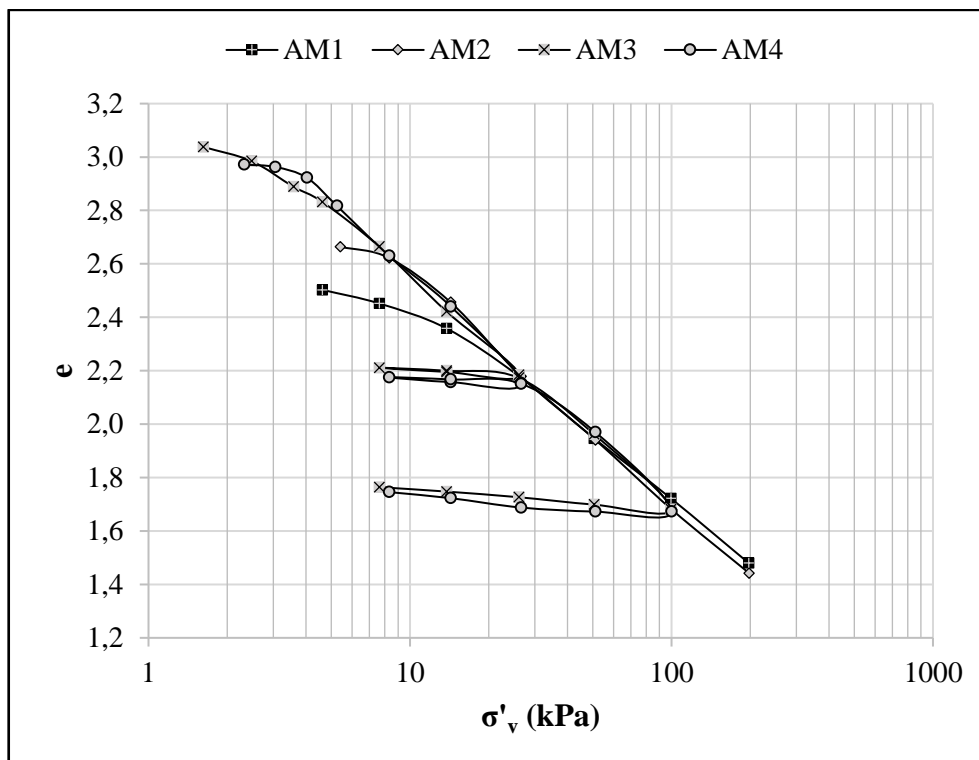


Figura 4.5 - Curvas de Índice de vazios (e) versus Tensão vertical efetiva (σ'_v) obtidas para as quatro amostras.

Os coeficientes de adensamento (c_v) obtidos para cada estágio de carga pelo processo de Casagrande são apresentados na Figura 4.6.

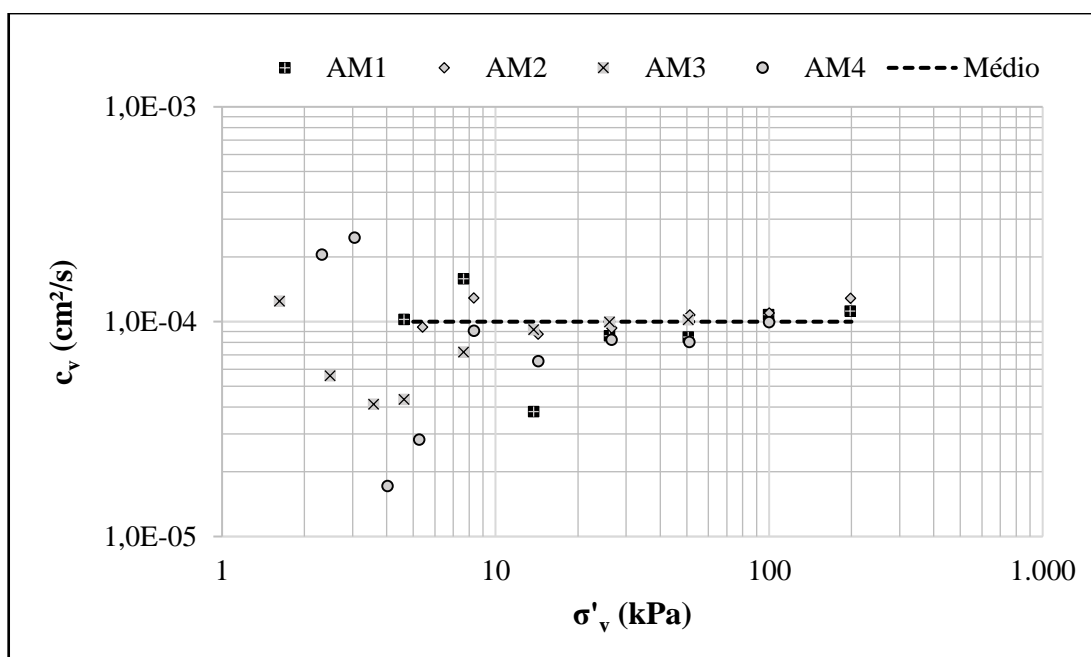


Figura 4.6 - Coeficiente de adensamento (c_v) versus Tensão vertical efetiva (σ'_v) determinado para cada estágio de carga das amostras.

É possível notar que o coeficiente de adensamento tende a um valor médio de, aproximadamente, $1,00 \times 10^{-4}$ cm²/s para tensões efetivas verticais acima de 5 kPa, conforme indicado pela linha tracejada da Figura 4.6. Para tensões menores, as pequenas variações de altura da amostra diminuem a precisão na determinação deste parâmetro, ocorrendo significativa variabilidade entre os valores.

Os coeficientes determinados com as amostras AM3 e AM4 exibiram uma pequena tendência de crescimento com a redução dos valores de tensão vertical efetiva, o que indica que, para o nível de tensões efetivas presente no tanque de ensaios de modelo reduzido (de 1 a 2 kPa), o coeficiente de adensamento poderia apresentar valor um pouco maior do que a média determinada. Entretanto, Lourenço (2016) empregou o coeficiente de adensamento de $8,8 \times 10^{-5}$ cm²/s, determinado por Gauer (2015), para estimar o tempo de dissipação da poropressão no fundo de seu tanque de ensaio, e observou boa concordância entre esta estimativa e as medidas realizadas com um transdutor de pressão instalado neste local. Assim, pode-se entender que a diferença entre o c_v médio de $1,00 \times 10^{-4}$ cm²/s determinado para tensões efetivas verticais acima de 5 kPa e o c_v da mistura no tanque sob menores tensões seja pequena.

A Tabela 4.4 apresenta os parâmetros de compressibilidade e o coeficiente de adensamento médio obtidos para cada um dos ensaios.

Tabela 4.4 - Parâmetros obtidos nos ensaios de adensamento.

Amostra	C_c	C_s	c_v médio (cm²/s)
AM1	0,7963	-	$9,86 \times 10^{-5}$
AM2	0,8883	-	$1,07 \times 10^{-4}$
AM3	0,8139	0,0794	$7,89 \times 10^{-5}$
AM4	0,9090	0,0926	$1,02 \times 10^{-4}$
Média	0,8519	0,0860	$9,66 \times 10^{-5}$

Os índices de expansão obtidos corresponderam a, aproximadamente, um décimo dos índices de compressão ($C_s/C_c \approx 0,1$). Os resultados são consistentes com os obtidos por Gauer (2015) para misturas de 85% de caulim e 15% de bentonita: $C_c = 0,88$ e $c_v = 1,1 \times 10^{-4}$ cm²/s para amostras com umidade inicial média de 107,5%, e $C_c = 1,08$ e $c_v = 8,8 \times 10^{-5}$ cm²/s para amostras com umidade inicial média de 130%.

4.3 RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA DO SOLO

No total, foram obtidos ao longo do trabalho 62 pontos de palheta, representando 14 perfis diferentes, 58 ensaios de cravação com *T-bar*, sendo 3 ensaios *Twitch*, e 12 ensaios com *Ball*, que forneceram um conjunto de dados abrangente e permitiu avaliar a variação dos resultados em cada tanque de ensaio.

Perfis médios foram traçados para comparação segundo os resultados obtidos com cada método de investigação. Entretanto, tendo em vista a variabilidade apresentada pelos resultados entre um tanque e outro, advinda principalmente de mudanças nos sacos de caulim e bentonita, variações da umidade da mistura e diferenças decorrentes dos processos de enchimento manual do tanque e de remistura, ressalta-se que as análises e normalizações dos ensaios de modelo reduzido foram feitas considerando a resistência obtida no respectivo tanque, de forma a reduzir a dispersão dos dados.

Ao longo das operações de desmontagem de todos os tanques de ensaio, tomaram-se amostras para determinação do teor de umidade em 3 diferentes profundidades – próximas à superfície, ao meio e ao fundo do tanque. Em geral, o solo da porção superficial apresentou umidade 1 a 3% maior do que as amostras retiradas do meio e do fundo do tanque, as quais se mantiveram praticamente semelhantes. Portanto, não foram identificadas diferenças significativas que pudessem influenciar nos resultados.

4.3.1 Ensaios de mini-palheta

Na Figura 4.7 são apresentados os pontos de resistência não-drenada obtidos a cada 5 cm de profundidade através de ensaios de mini-palheta, para a mistura com 1 dia de repouso. Os pontos representam resistências obtidas em 10 tanques de ensaio diferentes. O perfil médio de resistência foi traçado utilizando um ajuste logarítmico, que representa melhor o aumento de resistência observado, principalmente para as menores profundidades. As linhas tracejadas representam a faixa de variação considerando a adição e a subtração do desvio padrão (S_d) calculado, que apresentou valor de 0,0539 kPa. O ajuste linear dos pontos de mini-palheta fornece resistência superficial $S_{um} = 0,73$ e gradiente de crescimento com a profundidade $k = 1,02$ kPa/m.

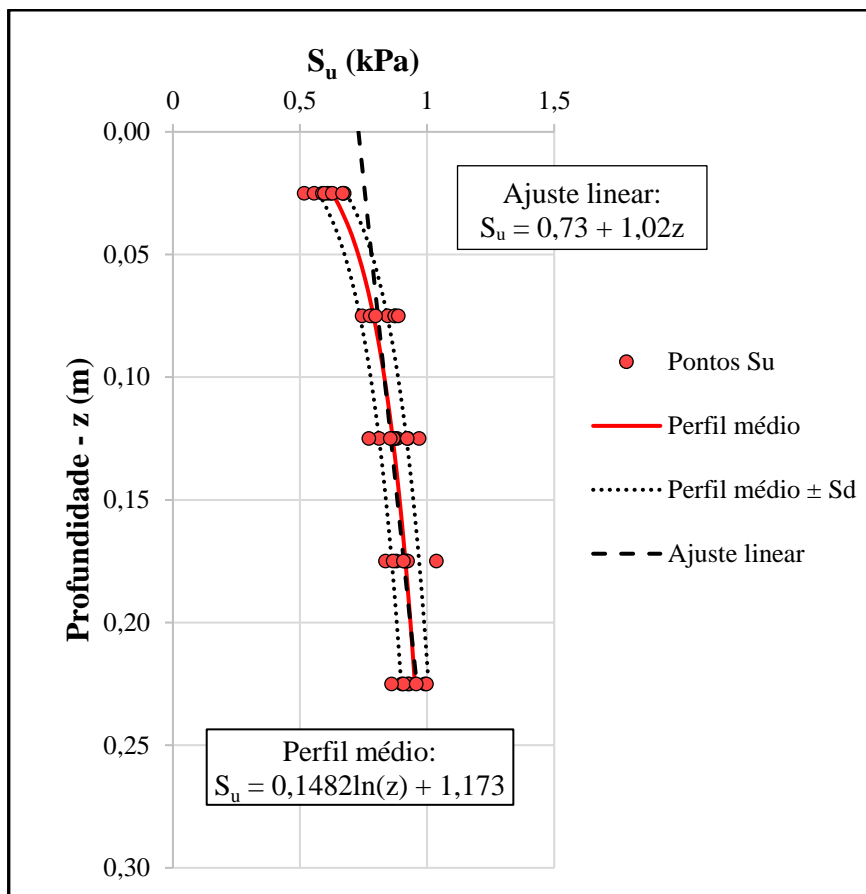


Figura 4.7 - Resistências não-drenadas obtida através de ensaios de mini-palheta, com 1 dia de repouso.

4.3.1.1 Discussão sobre o uso das resistências de mini-palheta como referência

De acordo com a velocidade de cravação do penetrômetro *T-bar* adotada nesta pesquisa ($v = 2,5$ mm/s) e o coeficiente de adensamento médio definido para a mistura argilosa pelos ensaios de adensamento, os ensaios com *T-bar* atingem velocidades normalizadas (V) da ordem de 2500, e, portanto, podem ser significativamente influenciados por efeitos viscosos.

No caso da mini-palheta, a partir da velocidade de rotação padrão adotada ($5,4^\circ/\text{min}$) é possível calcular a velocidade periférica da palheta durante a rotação, assim como feito por Gauer (2015). Para a mini-palheta com 25,5 mm de diâmetro utilizada e rotação de $5,4^\circ/\text{min}$, a velocidade periférica tem valor de, aproximadamente, 0,02 mm/s, que corresponde a uma velocidade normalizada $V = 102$, considerando o $c_{v,médio}$ determinado. Este valor é próximo dos usualmente considerados como valores de transição para o intervalo de comportamento parcialmente drenado. De fato, Gauer (2015) indica que, para a mistura de caulim e bentonita com teor de umidade de 130%, a velocidade de $5,4^\circ/\text{min}$ é a velocidade de transição entre a condição parcialmente drenada e não-drenada, onde S_u atinge seu menor valor. Sampa (2015),

utilizando mistura similar à da presente pesquisa (com umidade de 120%), também realizou ensaios com velocidade de rotação menor (0,9°/min) para comparação, e obteve menores resistências, indicando a ocorrência de drenagem parcial com a redução da velocidade.

Dessa forma, é possível considerar que a velocidade de rotação 5,4°/min corresponde a um valor aproximadamente mínimo de resistência não-drenada, sem efeitos de drenagem parcial e com pouca influência de efeitos viscosos, o que respalda o uso das resistências obtidas com a mini-palheta como valores de referência. Conseqüentemente, apesar de os ensaios com penetrômetros sofrerem considerável influência de efeitos viscosos, estes podem ser compensados quando se empregam os fatores de resistência N_{T-bar} e N_{Ball} calibrados a partir das resistências de mini-palheta.

Deve-se ressaltar que não foram aplicados fatores de correção como o proposto por Bjerrum (1973), que, de acordo com o Índice de Plasticidade da argila, teria valor entre 0,7 e 0,75. Conforme descrito anteriormente, Randolph e Gourvenec (2011), por exemplo, citam que não são empregados fatores de correção na prática corrente de projetos *offshore*. De toda forma, é importante notar que a redução da resistência nesta razão (de 25 a 30%) teria grande impacto nas normalizações realizadas neste trabalho.

4.3.2 Ensaio com penetrômetro *T-bar*

As resistências à penetração obtidas pela cravação do *T-bar* com a velocidade de 2,5 mm/s para a mistura argilosa com 1 dia de repouso são apresentadas na Figura 4.8. Pode ser observado que houve certa dispersão entre os dados, que, conforme mencionado, se deve principalmente ao processo manual de enchimento dos tanques e à mudança nos sacos de caulim e bentonita. Ainda assim, todos os perfis exibiram tendências bastante parecidas. Diferentemente de ensaios realizados em centrífuga, por exemplo, destaca-se que no presente caso cada tanque comporta a realização de apenas um ensaio de modelo reduzido, o que impossibilita a realização de vários ensaios com o mesmo perfil de solo.

Os fatores de resistência (N_{T-bar}) foram analisados através da comparação das resistências de cravação com os pontos de S_u dos ensaios de mini-palheta, obtidas em 8 tanques onde foram realizados ambos os ensaios. Como pode ser visto na Figura 4.9, o melhor ajuste entre os valores correspondeu a um N_{T-bar} médio de 10,72, que é bastante próximo do valor de 10,5 dado pela solução teórica. O desvio padrão destes pontos apresentou valor de $S_d = 0,522$.

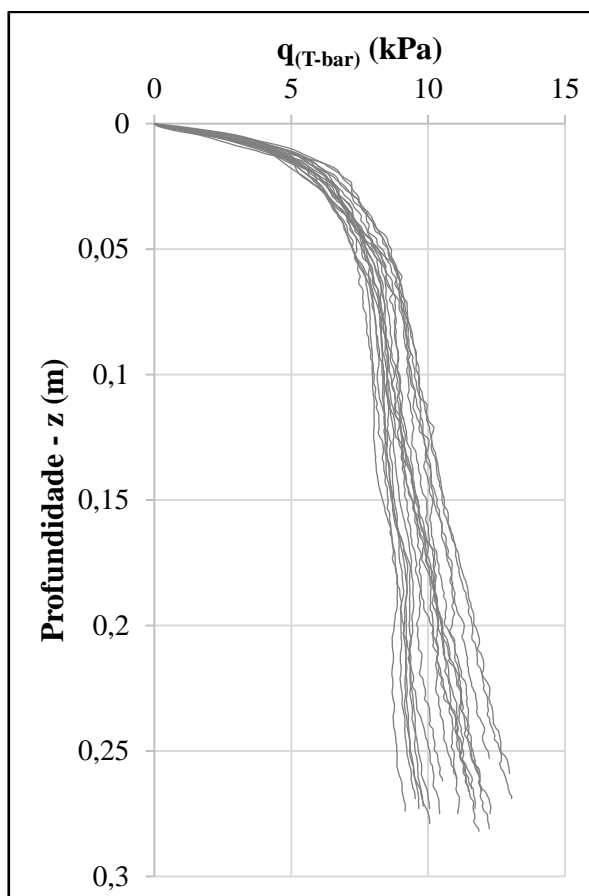


Figura 4.8 – Resistências à penetração obtidas através de ensaios *T-bar*, com 1 dia de repouso.

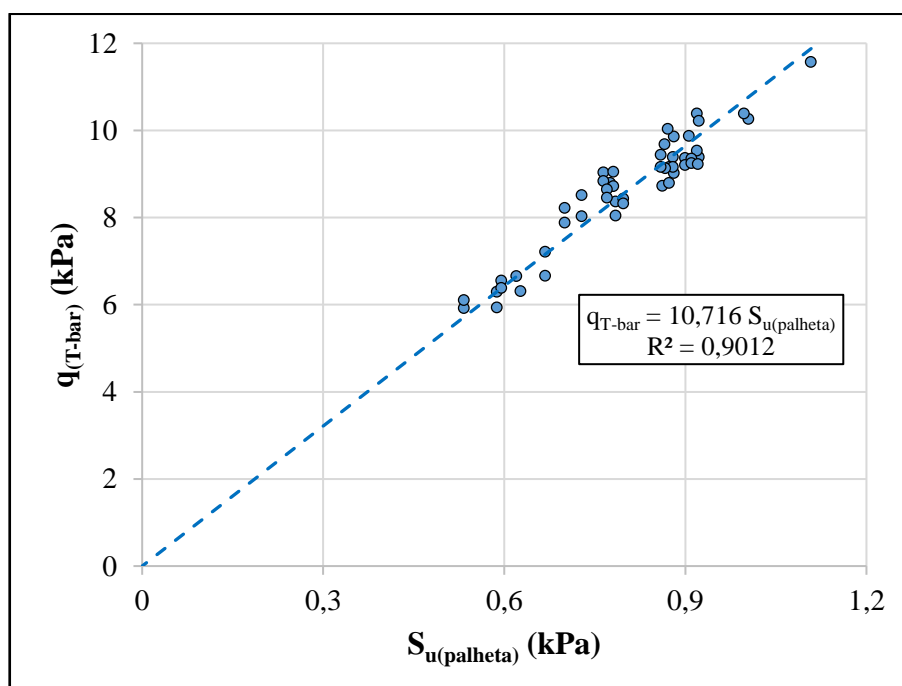


Figura 4.9 - Análise do fator de resistência N_{T-bar} médio calculado com base nas resistências não-drenadas do ensaio de mini-palheta.

A partir dos valor de N_{T-bar} médio, foram calculados os perfis de resistência não-drenada, que são mostrados na Figura 4.10. Os pontos de $S_{u(palheta)}$ também são apresentados, para comparação. O ajuste linear obtido para o perfil médio determinado resultou nos valores de resistência superficial $S_{um} = 0,7$ kPa e gradiente de aumento linear com a profundidade $k = 1,22$ kPa/m.

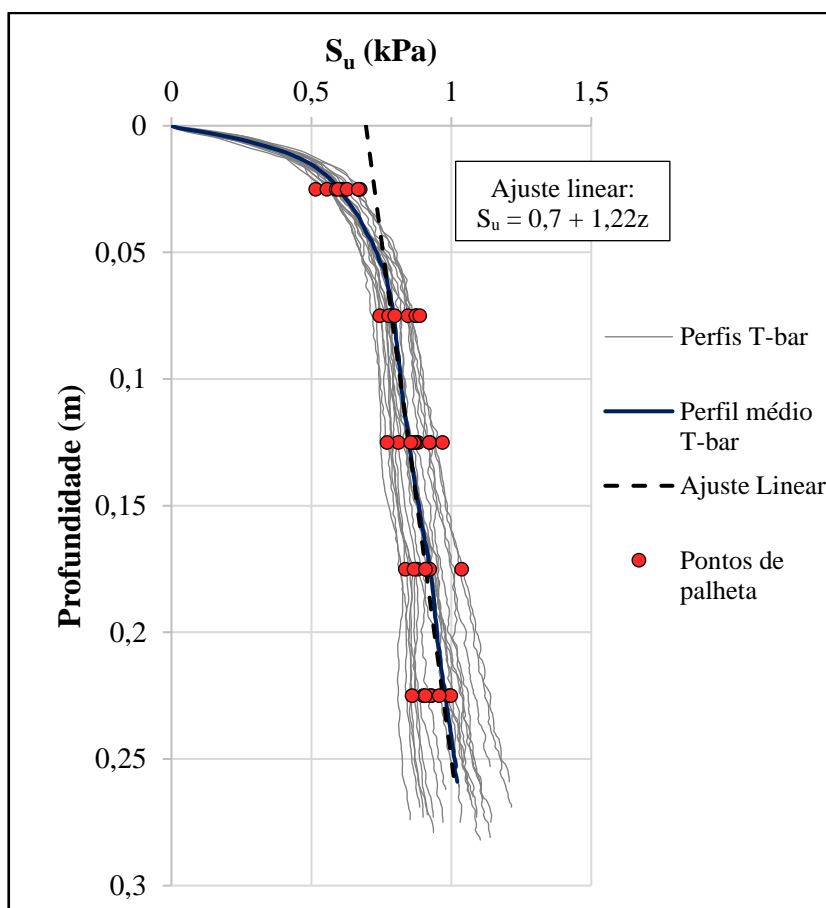


Figura 4.10 - Perfis de resistência não-drenada e perfil médio obtidos com o *T-bar*.

Conforme avaliado, a velocidade adimensional (V) do ensaio *T-bar* miniatura padrão adotado neste trabalho, com velocidade de cravação 2,5 mm/s e considerando o coeficiente de adensamento médio dos ensaios de adensamento, apresenta valor de 2500. Levando em conta somente os efeitos de velocidade de deformação, pode-se entender que as resistências medidas deveriam ter valores significativamente maiores do que as do ensaio de mini-palheta, o que seria refletido em fatores de resistência N_{T-bar} maiores que o valor médio teórico de 10,5. Entretanto, o fator de resistência médio calculado com base nos ensaios de mini-palheta foi bastante próximo do N_{T-bar} médio da solução teórica. Uma possível explicação para este fato é a de que o *T-bar* utilizado, fabricado em aço inox, apresenta baixa rugosidade, o que pode

reduzir as resistências medidas e, conseqüentemente, o fator de resistência calculado. DeJong *et al.* (2011) e Lunne *et al.* (2011) explicam que o *T-bar* de campo tipicamente é fabricado com material jateado, de forma a evitar escorregamento entre a interface solo-penetrômetro. Além da rugosidade, deve ser lembrado que também existem diferenças devidas aos mecanismos distintos de cada ensaio e a efeitos de anisotropia do solo.

4.3.3 Ensaio com penetrômetro *Ball*

A interpretação dos ensaios com penetrômetro de esfera (*Ball*) em miniatura segue os mesmos procedimentos do *T-bar*. Na Figura 4.11 são apresentados os pontos de resistência à cravação obtidos em comparação com a resistência não-drenada do ensaio de mini-palhetas, para cálculo do fator de resistência (N_{Ball}).

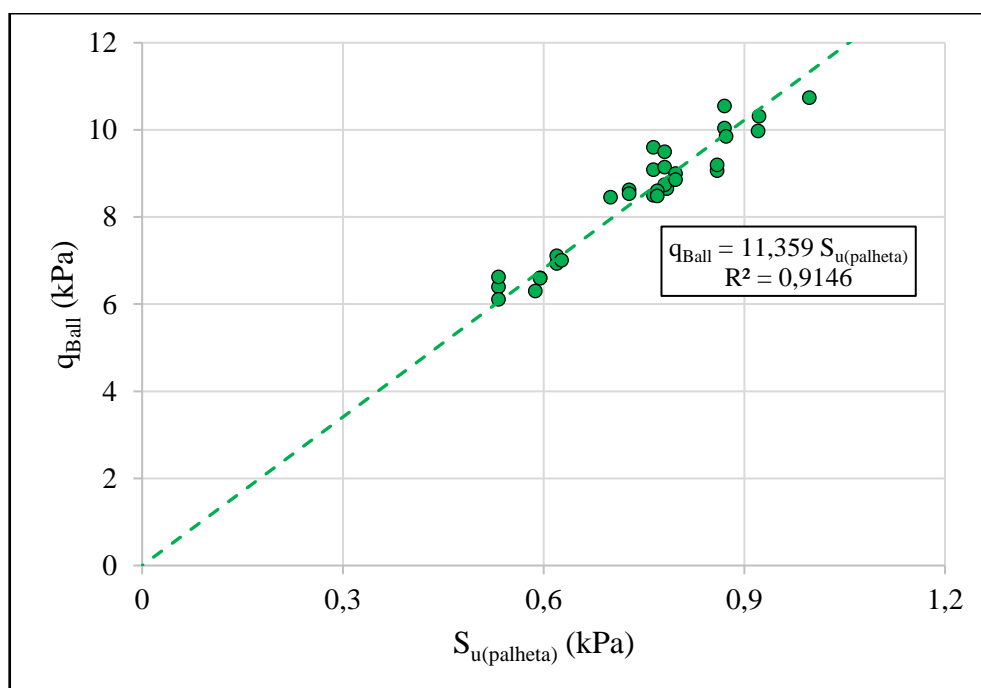


Figura 4.11 - Análise do fator de resistência N_{Ball} médio calculado para o penetrômetro *Ball*.

O N_{Ball} médio obtido foi de 11,36, valor um pouco superior ao N_{T-bar} , o que é coerente com os maiores valores dados pela solução teórica. Ainda assim, os fatores de carga dos dois penetrômetros se mostraram bastante próximos, o que concorda com as indicações de Chung e Randolph (2004) descritas em 2.1.2.1.

Os perfis de resistência não-drenada com 1 dia de repouso da mistura obtidos utilizando o fator de resistência calculado são apresentados na Figura 4.12, juntamente com os pontos de $S_{u(palhetas)}$.

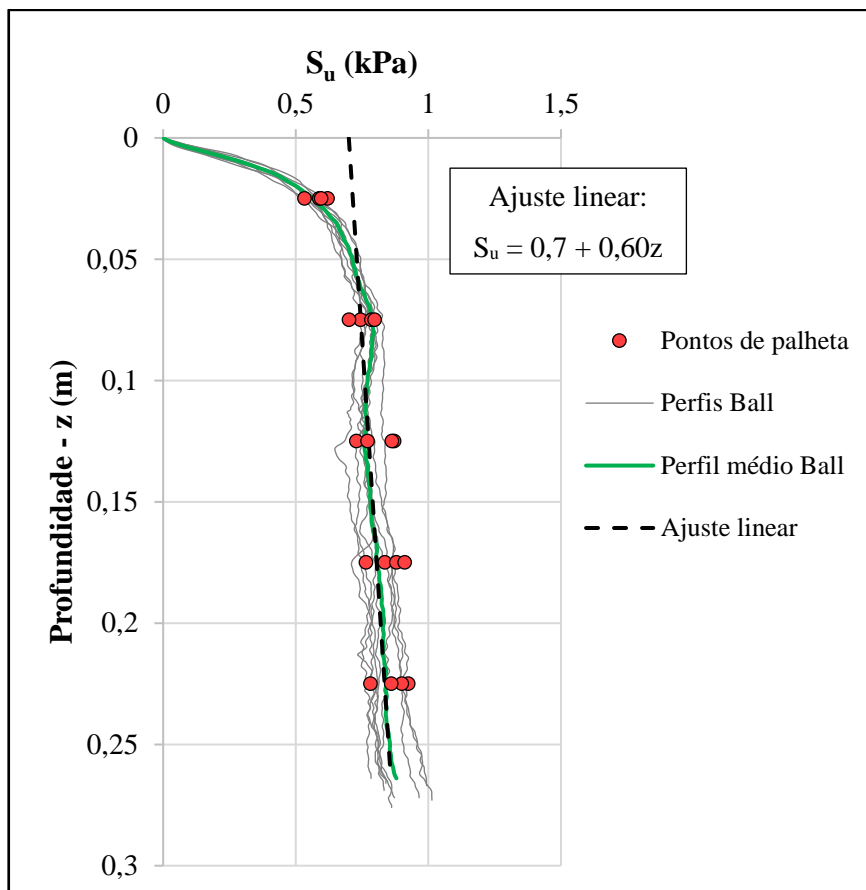


Figura 4.12 - Perfis de resistência não-drenada obtidos com o penetrômetro de esfera (*Ball*).

Os perfis de resistência do penetrômetro *Ball* exibiram menores valores de gradiente de aumento com a profundidade (k) do que os médios descritos anteriormente. Entretanto, foram realizados poucos ensaios com este penetrômetro e somente durante os ensaios de compressão em modelo reduzido, cujos perfis de palheta e *T-bar* também apresentaram a mesma tendência, provavelmente pelas características da mistura empregada neste conjunto de ensaios. Pode-se observar que houve boa concordância entre os perfis de *Ball* e as resistências obtidas com a mini-palheta nos mesmos tanques.

4.3.4 Comparação com as resistências obtidas por trabalhos anteriores

Na Figura 4.13 são apresentados o perfil médio de resistência não-drenada obtido neste trabalho com o penetrômetro *T-bar* para 1 dia de repouso da mistura, o perfil médio definido por Sampa (2015) através de ensaios de mini-palheta e três perfis obtidos por Lourenço (2016) com ensaios de mini-CPTu, sendo um com 1 dia de repouso da mistura e dois com 2 dias. O perfil de Sampa (2015) segue o ajuste linear $S_u = 0,5 + 0,30z$.

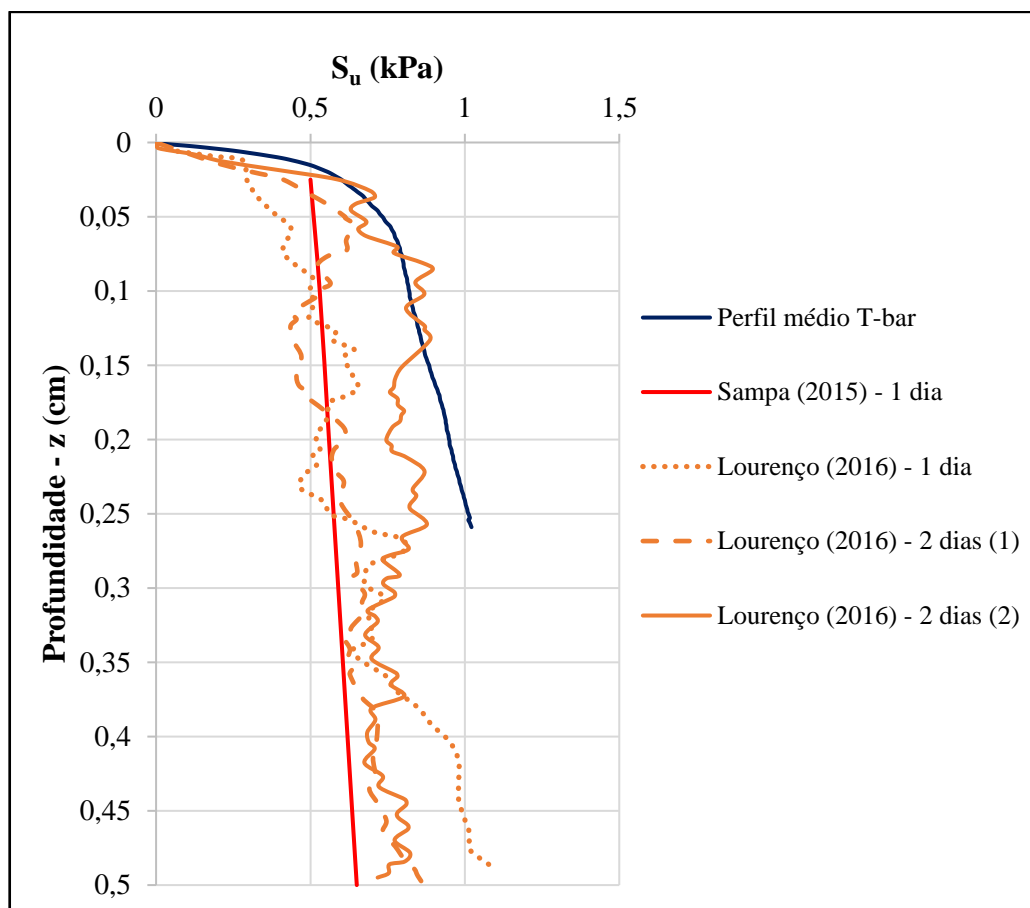


Figura 4.13 - Comparação do perfil de resistência não-drenada com os obtidos por outros trabalhos.

O perfil médio de resistência deste trabalho se mostrou próximo do obtido por Lourenço (2016) para dois dias de repouso, porém exibiu aumento considerável de S_u com relação aos outros perfis. As diferenças podem ser devidas à mudança nos lotes de materiais (caulim e bentonita), à mudança no operador da mistura e do enchimento do tanque, à diferente profundidade do perfil de solo, que neste trabalho é de 30 cm e nos outros casos foi de 60 cm, e também aos valores de N_{kt} empregados por Lourenço (2016) – 15 para um dia de repouso e 40 para dois dias – que foram calibrados segundo os ensaios de mini-palheta de Sampa (2015). Trabalhos mais recentes em desenvolvimento no LEGG/UFRGS têm apresentado valores de resistência maiores, similares aos dos perfis obtidos por esta pesquisa.

Em comparação com os perfis de resistência dos campos de exploração da bacia de Santos (Figura 2.46), é possível notar que as resistências obtidas neste trabalho são da ordem de dez vezes menores que as observadas em campo, considerando a faixa superficial (até 10 m de profundidade).

4.3.5 Análise da influência da velocidade na resistência não-drenada

A influência da velocidade nas resistências não-drenadas (S_u) determinadas também foi analisada através dos ensaios de *T-bar*. Foram realizados 3 ensaios com velocidade variada (*Twitch tests*), em tanques diferentes. Além destes, ao longo das investigações nos diferentes tanques de ensaio, algumas cravações com velocidades diferentes da padrão foram executadas, permitindo a obtenção de pontos adicionais de resistência normalizada (q/q_{ref}). Neste caso, foi considerado o valor médio de q/q_{ref} obtido ao longo de toda a profundidade, comparando os dois perfis.

Na Figura 4.14 são apresentados o ensaio *Twitch* TW1 e o ensaio *T-bar* do mesmo tanque utilizado como referência. É possível observar os pontos onde ocorrem as reduções da velocidade de cravação e as conseqüentes diferenças entre a curva do ensaio *Twitch* e do ensaio padrão. Após o retorno à velocidade de cravação padrão, no último ponto de transição, a curva do ensaio *Twitch* sofre um incremento considerável, apresentando resistência praticamente igual à do ensaio padrão, o que mostra que é possível correlacionar os resultados. A Figura 4.15 mostra os ensaios TW2 e TW3, juntamente com os ensaios de referência.

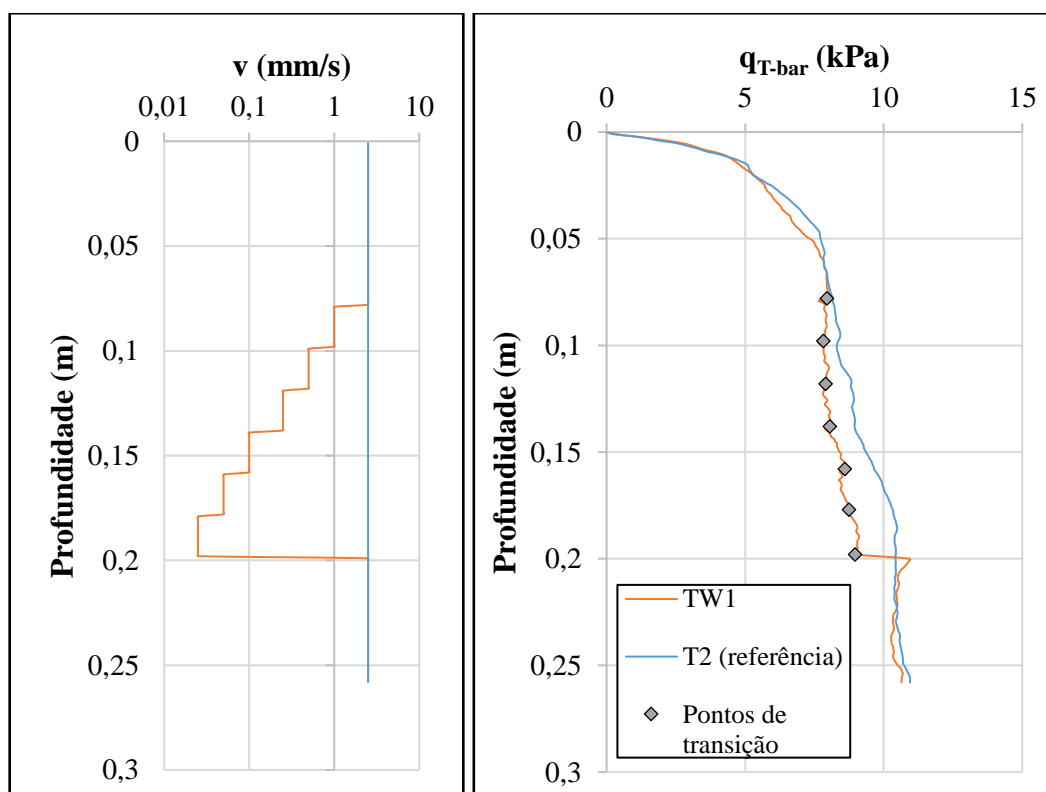


Figura 4.14 - Comparação entre ensaio *T-bar* com velocidade padrão e ensaio *Twitch* TW1.

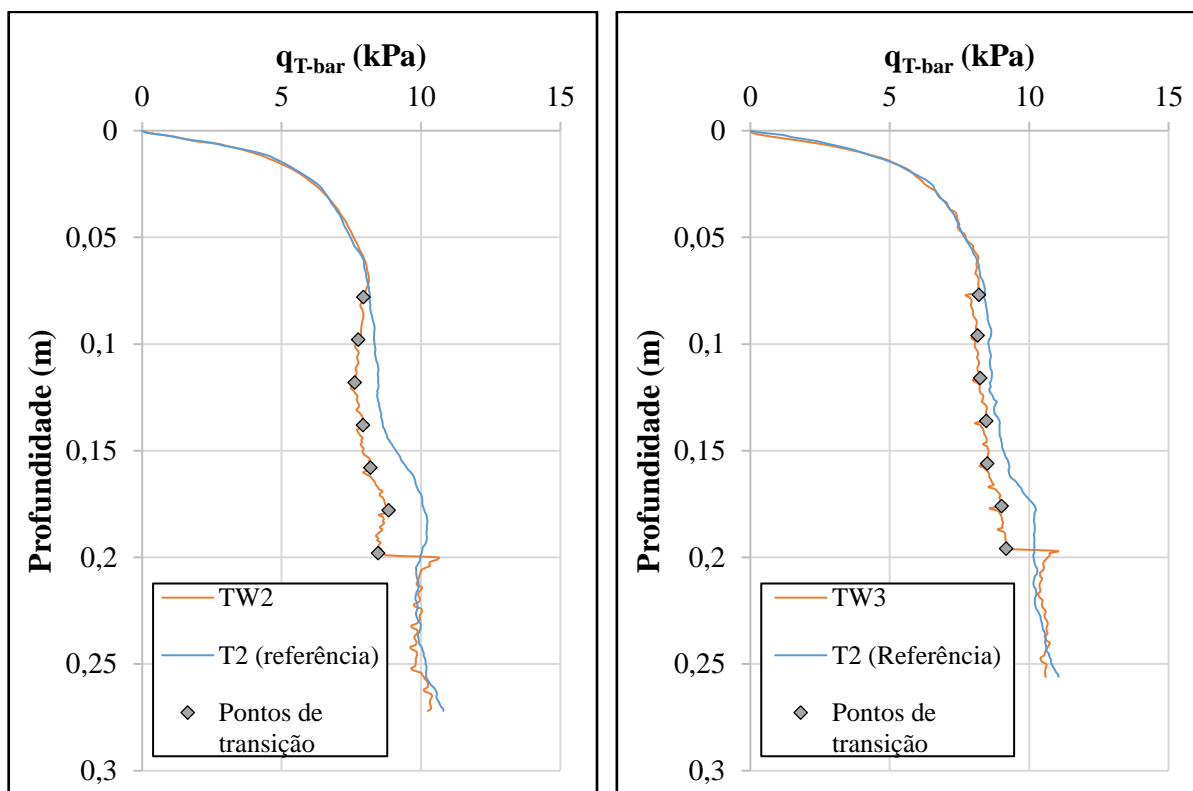


Figura 4.15 - Ensaio *Twitch* TW2 e TW3 com os respectivos ensaios de referência.

Na Figura 4.16 são apresentadas as razões de resistência em função da velocidade de ensaio determinadas tanto através dos ensaios *Twitch* como dos ensaios completos com velocidades diferentes da padrão, que foram denominados como “ensaios complementares”.

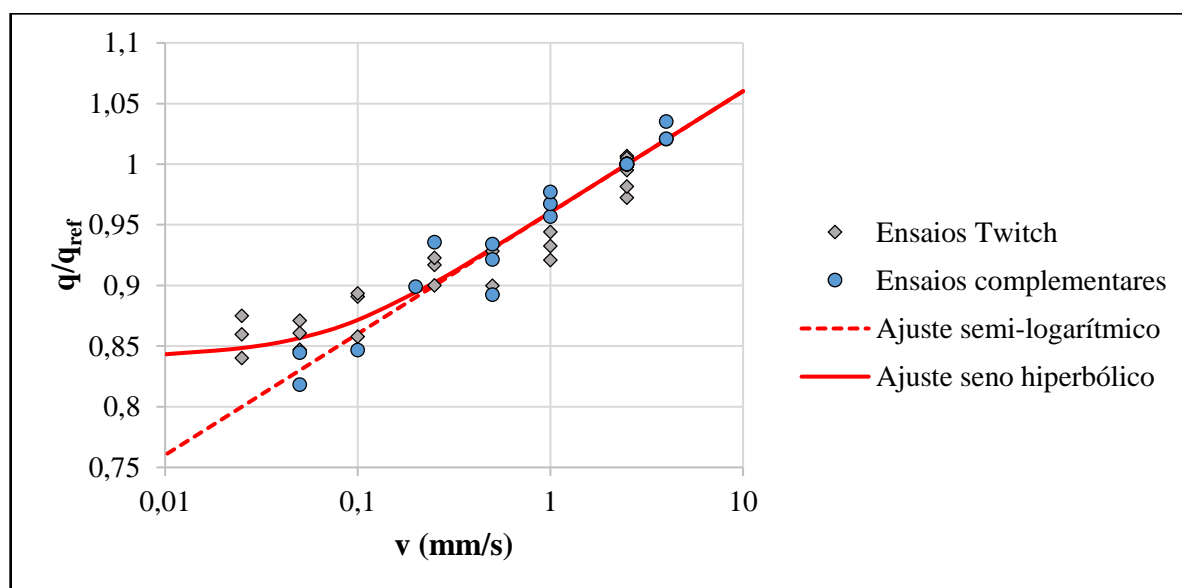


Figura 4.16 – Razões de resistência em função da velocidade de ensaio e ajustes semi-logarítmico e seno hiperbólico.

Assim como feito usualmente (*e.g.* Randolph, 2004; Lunne *et al.*, 2011), a velocidade de referência (v_{ref}) utilizada para comparação foi a padrão de ensaio – 2,5 mm/s, neste caso. As razões de resistência encontradas foram ajustadas segundo as funções das Equações 2.24 e 2.25, apresentadas no Capítulo 2. No ajuste com a função seno hiperbólico, foi considerado para a velocidade v_0 , a partir da qual a influência dos efeitos viscosos começa a reduzir, o valor de 0,125 mm/s, que é 20 vezes menor que a velocidade de referência de 2,5 mm/s.

O coeficiente μ determinado a partir destes ajustes teve valor de 0,1, que representa um aumento de 10% na resistência a cada ciclo logarítmico (aumento de 10 vezes) da velocidade. Este valor se encontra dentro da faixa usualmente descrita por trabalhos da bibliografia (*e.g.* Einav e Randolph, 2005), que é de 5 a 20%. Apesar de não se ter observado crescimento significativo dos valores de q/q_{ref} para as menores velocidades empregadas, o que impede a avaliação do coeficiente de adensamento, como é feito por alguns trabalhos em centrífuga, é possível notar uma tendência de estabilização dos valores entre as velocidades de 0,025 e 0,05 mm/s.

A Figura 4.17 apresenta a mesma análise anterior, porém em função das velocidades normalizadas calculadas com o coeficiente de adensamento médio determinado pelos ensaios de adensamento.

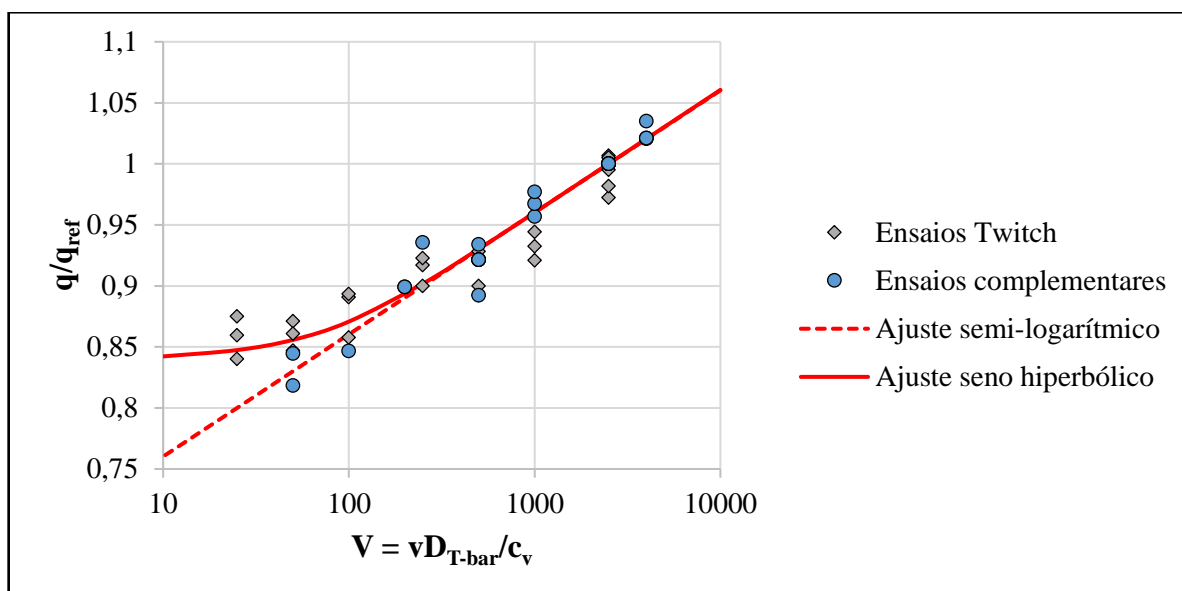


Figura 4.17 – Razões de resistência em função da velocidade normalizada e ajustes semi-logarítmico e seno hiperbólico.

Através da Figura 4.17, percebe-se que a faixa provável de transição entre o comportamento não-drenado e o parcialmente drenado se localiza entre as velocidades normalizadas de 20 e 50,

o que tem boa concordância com os valores comumente considerados (entre 10 e 30). Tal fato também aponta, conforme descrito em 4.2, que a diferença entre o coeficiente de adensamento médio adotado dos ensaios de adensamento e o coeficiente sob menores tensões efetivas, no tanque de ensaio, provavelmente é pequena.

Alternativamente, é possível analisar a variação do fator de resistência N_{T-bar} , calibrado com as resistências de palheta, com a velocidade, considerando a mesma dependência observada na Figura 4.17 e multiplicando o fator $N_{T-bar} = 10,72$ obtido para a velocidade normalizada padrão adotada ($V = 2500$) pelos valores de q/q_{ref} . Esta análise pode ser visualizada na Figura 4.18, sendo possível notar que, caso os ensaios $T-bar$ fossem realizados com velocidade próxima da resistência mínima (em torno de $V = 25$, por exemplo), o fator de resistência calibrado a partir das resistências obtidas com a mini-palheta seria reduzido para um valor de cerca de 9,1.

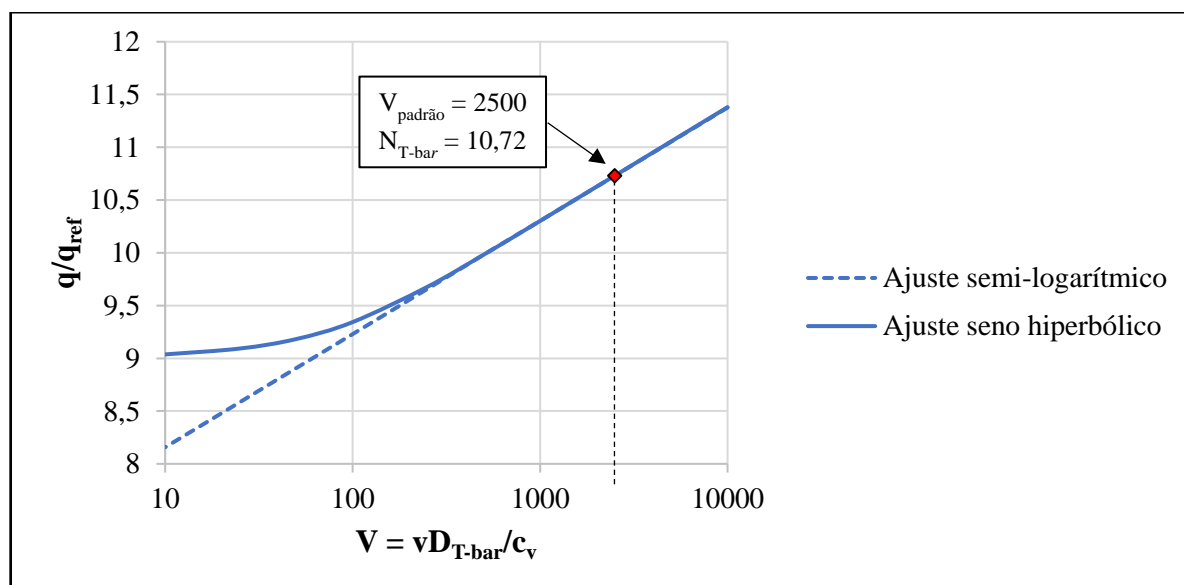


Figura 4.18 - Variação do fator de resistência N_{T-bar} , calibrado com as resistências de mini-palheta, com a velocidade normalizada.

4.4 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO COM FIOS DE AÇO

Conforme exposto no Capítulo 3, os ensaios com modelo reduzido de fundação superficial foram monitorados com uma célula de carga, um transdutor de pressão e dois transdutores de deslocamento. Dessa forma, foram obtidos, diretamente das medições, gráficos de carga (N) *versus* deslocamento (mm) e poropressão (kPa) *versus* deslocamento (mm). O deslocamento considerado nos resultados correspondeu à média dos valores dos dois transdutores apoiados na fundação-modelo. Não foram observadas diferenças notáveis entre as medidas de

deslocamento dos dois transdutores nos ensaios, o que indicaria ocorrência de rotação significativa da fundação durante o movimento.

Levando em conta a prática adotada na análise de fundações, os resultados apresentados são expressos em função do deslocamento normalizado (w/B), ou seja, o deslocamento medido (w) dividido pela largura da fundação-modelo, dado em porcentagem. Como a largura da fundação (B) é de 100 mm, nota-se que o valor do deslocamento normalizado se assemelha numericamente ao valor do deslocamento em milímetros (por exemplo, $w/B = 2\%$ corresponde a um deslocamento $w = 2$ mm). A tensão vertical média na base da fundação (q) foi calculada através da razão entre a força medida e a área da placa-modelo ($q = F/A$). Visto que a área da fundação tem valor de 10000 mm², o valor da tensão vertical média, em kPa, corresponde numericamente a um décimo do valor da força, em Newtons. Assim, os resultados dos ensaios de modelo reduzido apresentados a seguir são expressos em termos de tensão (q_{up} ou q_c) e poropressão (Δu) versus deslocamento normalizado (w/B).

Na Figura 4.19 se apresentam os resultados de tensão vertical média na base e poropressão gerada no centro da base da fundação, em função do deslocamento normalizado, para os oito ensaios de arrancamento com 1 dia de repouso da mistura.

Percebe-se que ocorreram aumentos expressivos da resistência à extração e da poropressão negativa gerada com o aumento da velocidade de arrancamento. Para os ensaios mais rápidos (T7 e T8), a resistência máxima atingiu valores da ordem de 3 vezes o peso próprio do conjunto.

Assim como esperado, as curvas de tensão e de sucção apresentaram formas bastante parecidas, sendo os pontos de pico coincidentes. O alívio da sucção ocorre abruptamente, e o ponto onde este alívio acontece corresponde ao ponto de rompimento, onde a tensão se reduz ao valor equivalente ao peso próprio do conjunto. A poropressão, similarmente, tem uma queda para o valor da pressão hidrostática, que pode ter variações de acordo com o ponto onde foi iniciado o monitoramento do ensaio e com a altura da lâmina d'água adicionada.

Outro aspecto observado foi um pequeno aumento localizado da sucção próximo ao ponto de rompimento. Segundo Li *et al.* (2014c), o alívio brusco da sucção pode estar relacionado à redução da tensão efetiva na interface a zero, ou ao surgimento de um caminho de drenagem preferencial originado por alguma possível rachadura no solo.

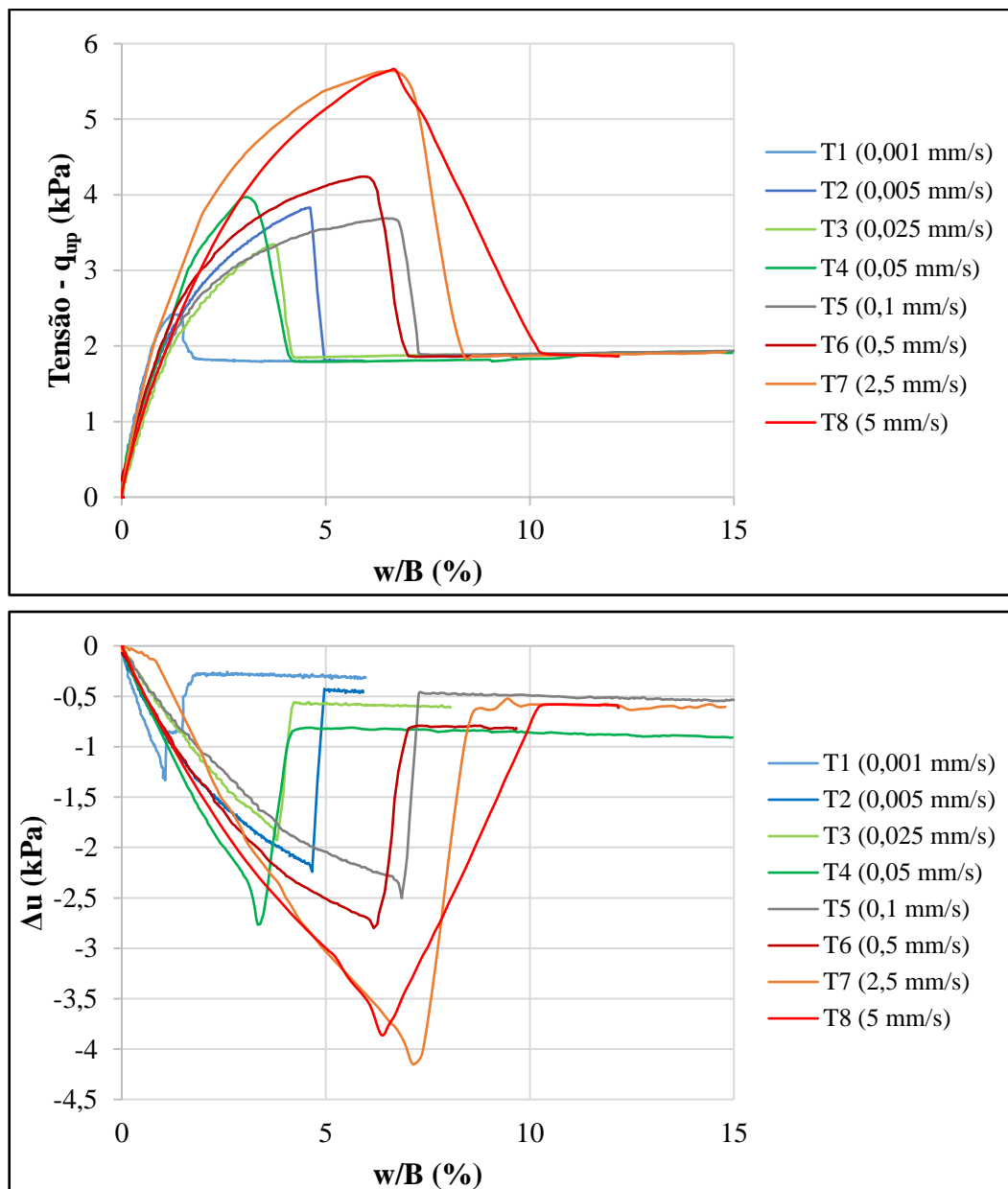


Figura 4.19 - Tensão vertical e poropressão em função do deslocamento normalizado obtidas nos ensaios de arrancamento com fios de aço.

Também pode ser notada uma tendência de aumento do deslocamento normalizado até o ponto de rompimento com o aumento da velocidade, o que indica que a maior sucção gerada sustenta o movimento conjunto do solo com a fundação. Em geral, na instalação da fundação foram observados embutimentos imediatos (valor medido no momento que a carga medida iguala o peso próprio) entre 4 e 5 mm, e durante o tempo de repouso subsequente ocorreram recalques por adensamento de 5 a 8 mm, resultando em embutimentos iniciais da fundação de 9 a 13 mm. Na Figura 4.20 são apresentados o embutimento inicial da fundação antes do ensaio (w_i/B) e o deslocamento normalizado atingido no pico (w_p/B), em função das velocidades empregadas.

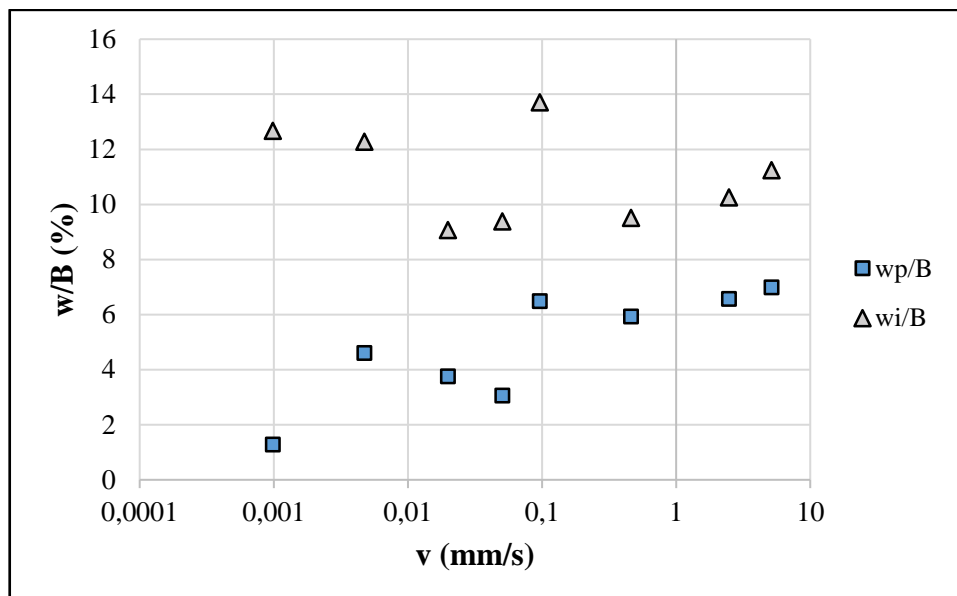


Figura 4.20 - Deslocamento normalizado na ruptura em função da velocidade de arrancamento.

Apesar de ter havido considerável variação do embutimento inicial, o deslocamento normalizado na ruptura apresentou tendência de aumento com a velocidade de atuação. Esta tendência pode ser melhor visualizada na Figura 4.22, onde são mostradas as relações entre o deslocamento no pico e o embutimento inicial (w_p/w_i) em função da velocidade.

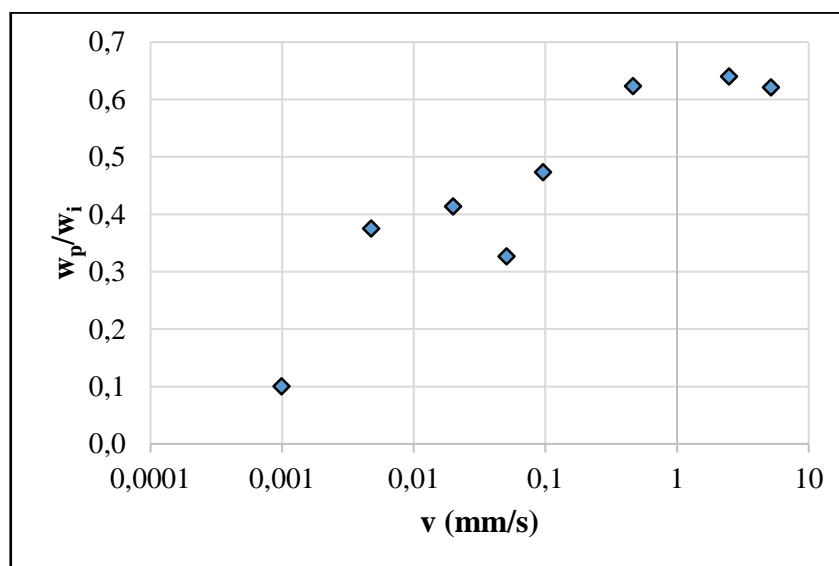


Figura 4.21 – Relação entre o deslocamento no pico de resistência e o embutimento inicial em função da velocidade de arrancamento.

Em suma, nota-se que quanto maior é a velocidade, mais resistência é mobilizada, porém os deslocamentos necessários para esta mobilização também aumentam. Para os ensaios mais rápidos, o deslocamento no pico teve valor superior a 60% do embutimento inicial.

Pode ser percebido na Figura 4.19 que alguns ensaios apresentaram, por exemplo, tensão máxima maior do que ensaios de maior velocidade, o que foge à tendência descrita. Estas variações ocorreram principalmente nos ensaios mais lentos, observando-se que o ensaio T2 apresentou tensão máxima maior que dos ensaios T3 e T5, e que o ensaio T4 apresentou tensão máxima mais alta e deslocamento normalizado no pico significativamente menor do que os esperados, em comparação com os outros ensaios. Tais comportamentos podem ser indicadores da ocorrência de algum problema durante a execução destes ensaios.

Quanto às diferenças nas resistências à extração (q_{up}) máximas, explica-se que os perfis de resistência não-drenada correspondentes a estes ensaios apresentaram certa variabilidade, o que dificulta a comparação direta do comportamento de rigidez e resistência entre eles. A normalização dos resultados pela resistência não-drenada (apresentada mais adiante em 4.9) possibilita analisar mais adequadamente a relação entre os resultados. Na Figura 4.22 são apresentados os perfis de resistência dos ensaios T1 a T8, obtidos com o penetrômetro *T-bar*, além dos perfis dos ensaios T9 e T10, que foram feitos com maior tempo de repouso.

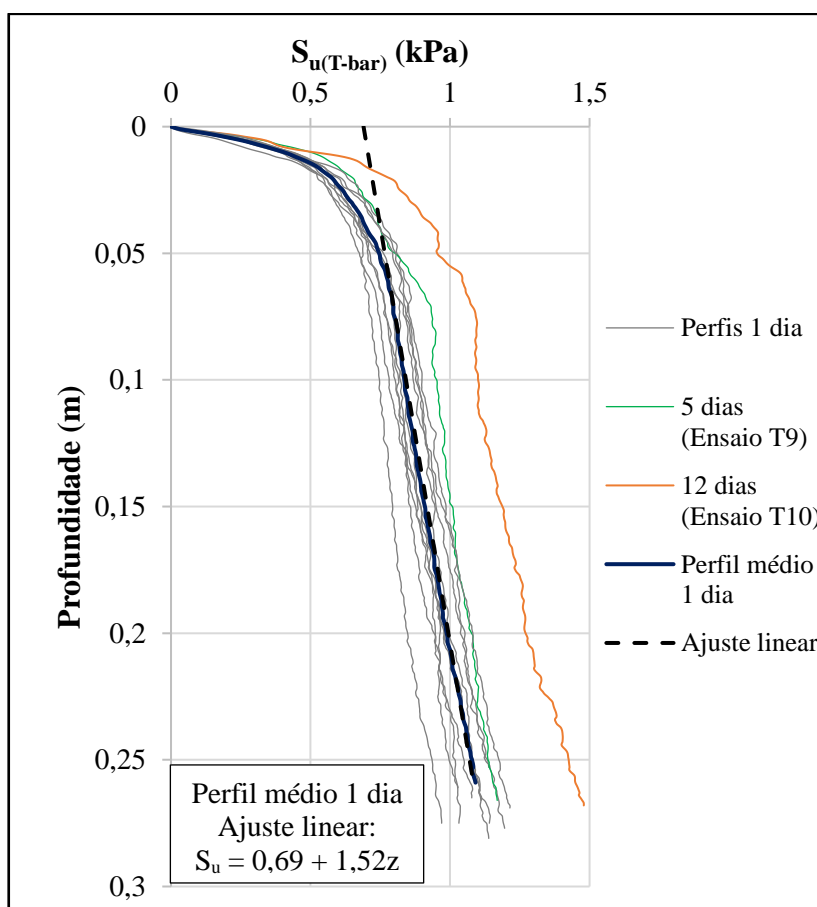


Figura 4.22 - Perfis de resistência não-drenada obtidos com o *T-bar* para os ensaios de arrancamento com fios de aço.

Em média, os ensaios com 1 dia de repouso apresentaram gradiente de crescimento da resistência com a profundidade (k) de 1,52 kPa/m, um pouco maior do que o da média de todos os ensaios, mostrada anteriormente na Figura 4.10.

4.4.1 Ensaios com maior tempo de repouso

A Figura 4.23 apresenta os resultados obtidos nos ensaios T9 e T10, que foram realizados com 5 e 12 dias de repouso, respectivamente, em comparação com o ensaio T5. Os três ensaios foram feitos com velocidade de 0,1 mm/s.

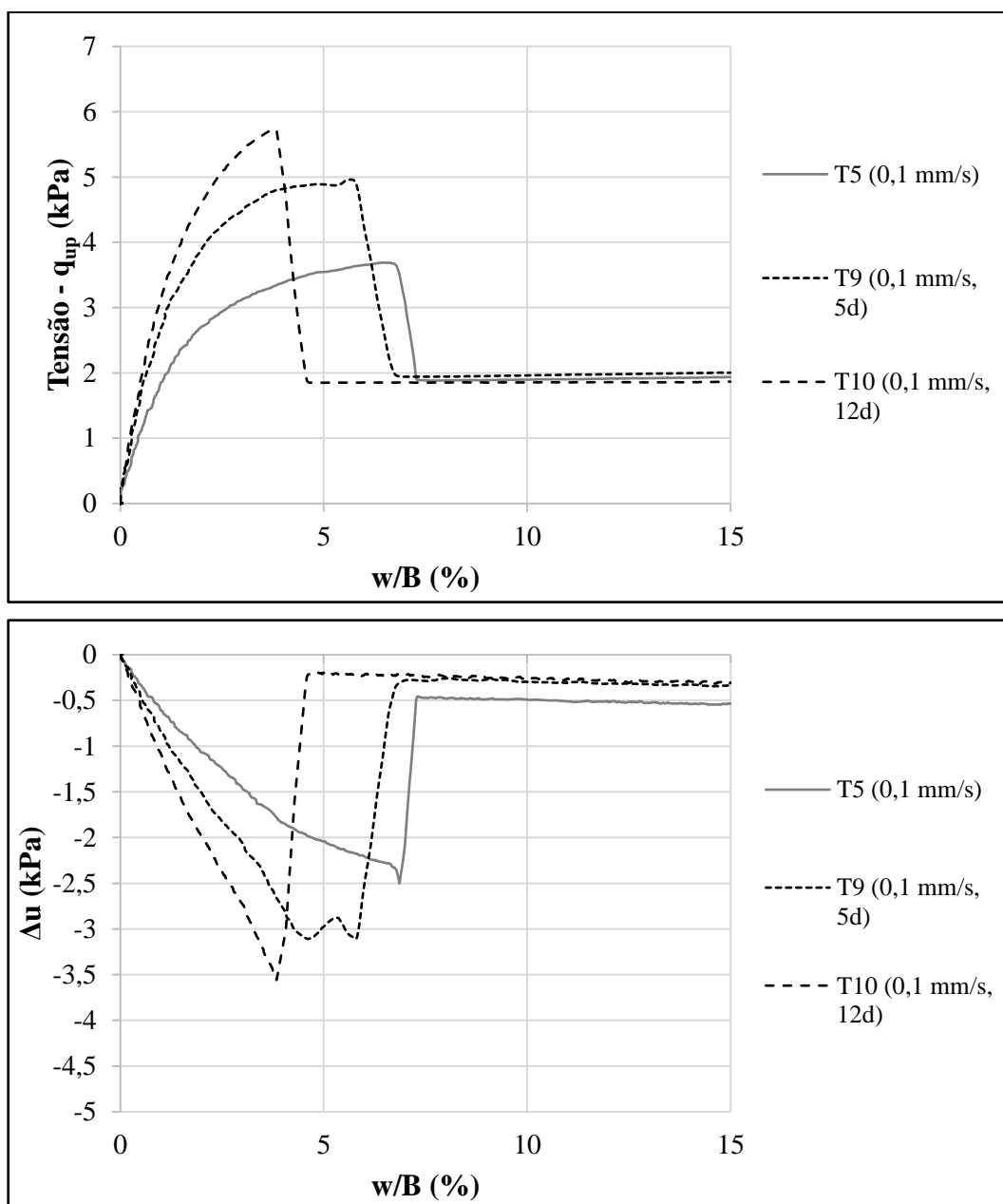


Figura 4.23 - Tensão vertical e poropressão em função do deslocamento normalizado obtido nos ensaios com maior tempo de repouso (T9 e T10).

Dois aspectos principais podem ser notados a partir destes resultados. Além do aumento de resistência à extração, decorrente do aumento na resistência não-drenada do solo, pode-se perceber que quanto maior foi o tempo de repouso, menor foi o deslocamento normalizado até o ponto de rompimento, além de a resposta inicial ter apresentado maior rigidez.

Embora estas tendências tenham sido observadas para estes ensaios, seria importante um maior número de ensaios para confirmá-las, além de avaliar se o mesmo ocorre para outras velocidades de atuação. Um ensaio com 12 dias de repouso também foi realizado com a velocidade de 5 mm/s, porém, um erro no sistema de aquisição causou a perda de dados e impossibilitou a interpretação dos resultados.

4.5 ENSAIOS DE COMPRESSÃO

4.5.1 Ensaios com instalação prévia da fundação

Na Figura 4.24 são apresentadas a tensão vertical média e a poropressão gerada em função do deslocamento normalizado, para os quatro ensaios de compressão realizados com instalação prévia da fundação.

Com relação às curvas de tensão vertical, foi notado que não houve, aparentemente, diferença na rigidez inicial com o aumento de velocidade, porém a resistência mostrou crescimento considerável. Além disso, pode-se considerar que os ensaios mais rápidos apresentaram valor de pico, onde a curva se torna aproximadamente horizontal, mas o mesmo não ocorreu para os dois ensaios mais lentos, que demonstraram um crescimento contínuo com o avanço do deslocamento. Este comportamento pode indicar uma mudança no mecanismo de ruptura da fundação com o aumento da velocidade, para os valores de deslocamento analisados ($w_{máx}/B \approx 25\%$).

A poropressão medida na base também apresentou incremento com o aumento da velocidade de ensaio. Apesar de não ter ocorrido nenhuma alteração na curva do ensaio mais lento (C1), nos outros três ensaios foram percebidos alívios da poropressão, o que aconteceu próximo ou após se atingir a tensão vertical de pico. Este comportamento pode ser atribuído à ocorrência de fissuração no solo, que pode gerar alívios localizados da poropressão. No ensaio C4, observou-se que a poropressão teve uma recuperação após certo deslocamento.

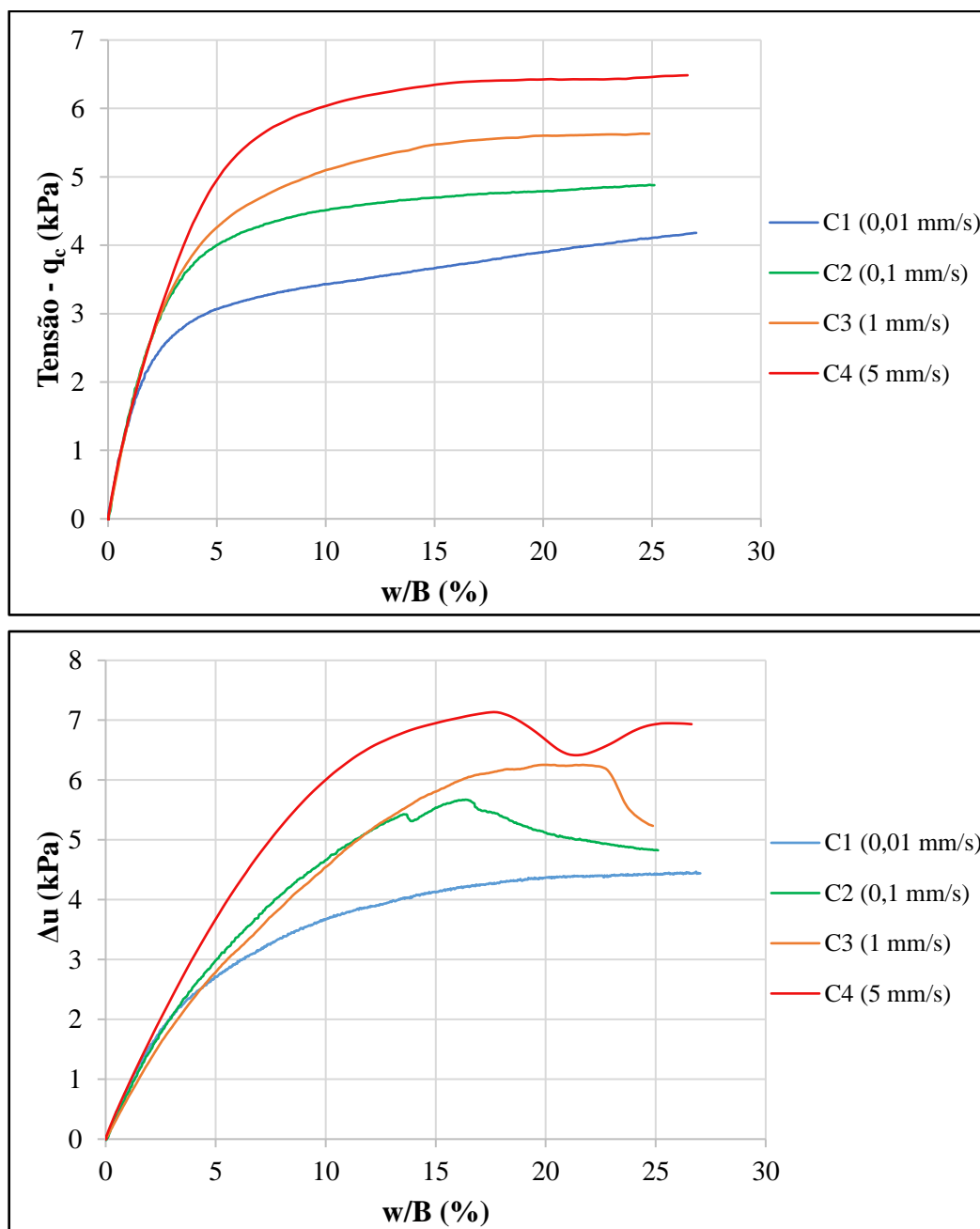


Figura 4.24 - Tensão vertical e poropressão em função do deslocamento normalizado para os ensaios de compressão com instalação prévia.

4.5.2 Ensaios sem instalação prévia da fundação (SI)

Os ensaios C5 e C6 foram realizados sem a instalação prévia da fundação, a fim de comparar as duas situações, tanto para baixa quanto para alta velocidade de atuação. Os resultados da tensão vertical em função do deslocamento normalizado podem ser observados na Figura 4.25, onde também se apresentam os resultados dos ensaios com instalação prévia executados com as mesmas velocidades.

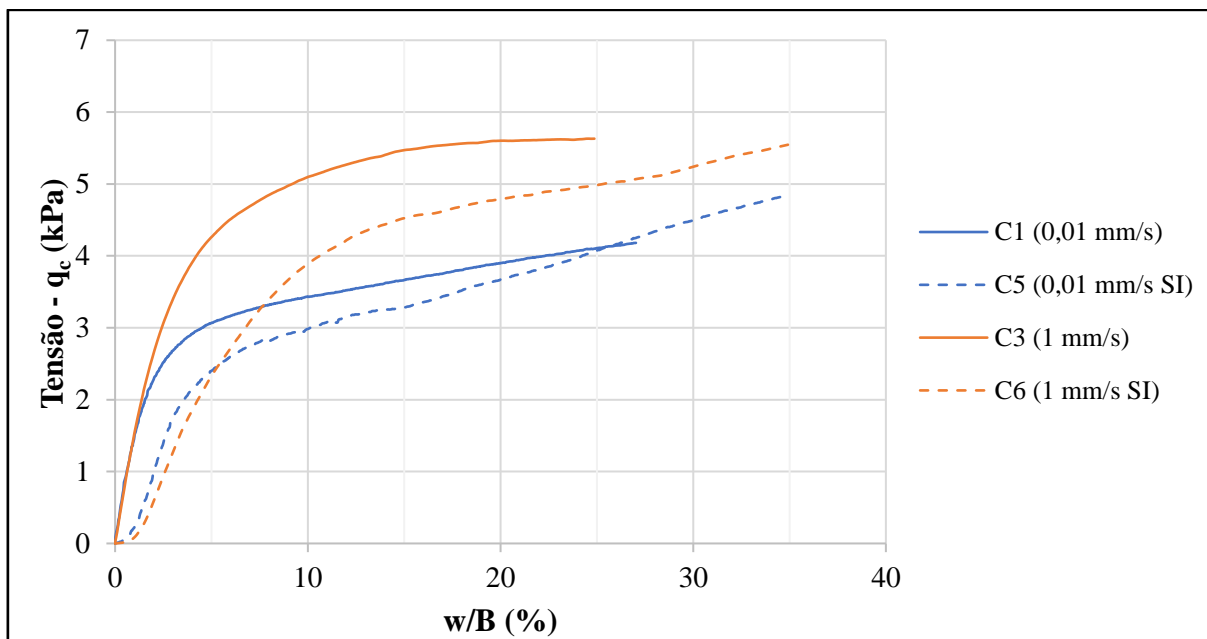


Figura 4.25 - Tensão vertical em função do deslocamento normalizado obtido para os ensaios com e sem instalação prévia.

No trecho inicial dos ensaios C5 e C6, percebe-se que há um pequeno intervalo de inflexão que ocorre devido ao assentamento inicial da fundação na superfície do solo, que não é perfeitamente plana. Devido a isso, foi realizada uma correção deste trecho, extrapolando o trecho linear de rigidez inicial e deslocando as curvas até a origem. Assim, apresentam-se, na Figura 4.26 a tensão vertical média e a poropressão medida com os trechos iniciais corrigidos em função do deslocamento normalizado da fundação.

É notável que os ensaios sem instalação prévia apresentaram valores de tensão menores do que os dos ensaios com instalação, para pequenos deslocamentos, tornando-se (ensaio C5) ou mostrando tendência de se tornar (ensaio C6) maiores que estes com o avanço da fundação.

A poropressão apresentou respostas bastante similares para a velocidade menor (ensaios C1 e C5). Já com a velocidade de 1 mm/s, o ensaio sem instalação prévia (C6) também apresentou alívio e posterior recuperação da poropressão, como observado anteriormente para o ensaio com instalação prévia. Além disso, até um deslocamento normalizado de, aproximadamente, 15%, os dois ensaios apresentaram tendências semelhantes, havendo uma diferença crescente a partir deste ponto.

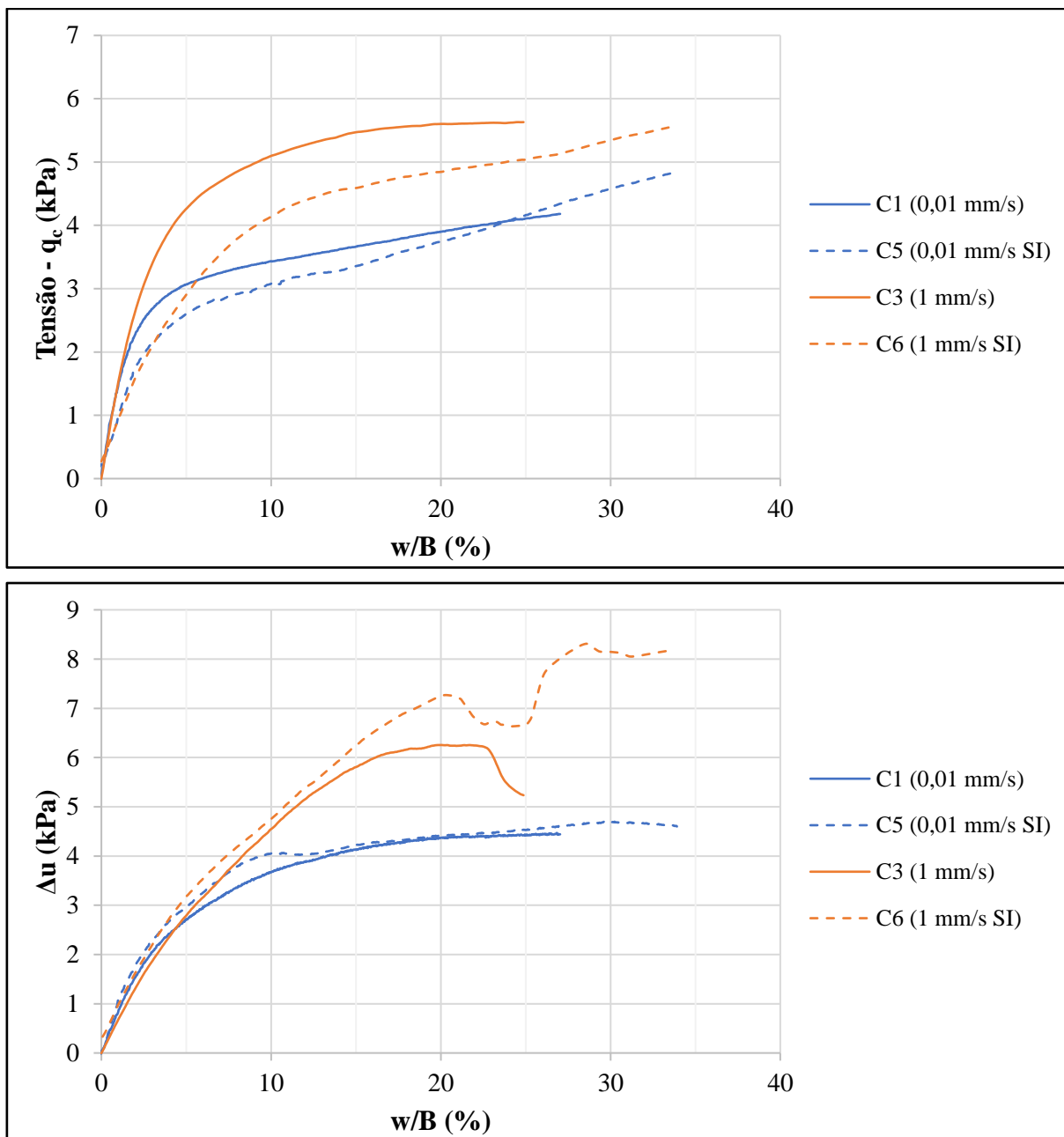


Figura 4.26 – Tensão vertical e poropressão com trecho inicial corrigido em função do deslocamento normalizado para os ensaios de compressão com e sem instalação prévia.

4.5.3 Definição da capacidade de carga à compressão (q_u)

Conforme comentado no Capítulo 2, quando não se observa ruptura nítida na curva carga *versus* deslocamento, é necessária a adoção de um critério de ruptura para a definição da capacidade de carga. Os resultados dos ensaios de compressão foram analisados utilizando 3 critérios diferentes: Vesić (1963), Vesić (1975) e NAVFAC (1986). Os três critérios foram averiguados para todos os ensaios a fim de comparação, porém, deve ser salientado que o critério de

deslocamento igual a 10% da largura (VESIĆ, 1975) só se aplica a casos onde há dificuldade de definição do ponto de inclinação nula ou constante, não sendo utilizado em casos onde a ruptura é bem definida, como os dos ensaios C3 e C4. Na Figura 4.27 são mostrados os pontos de ruptura considerados com cada critério analisado, e a Tabela 4.5 resume os valores obtidos.

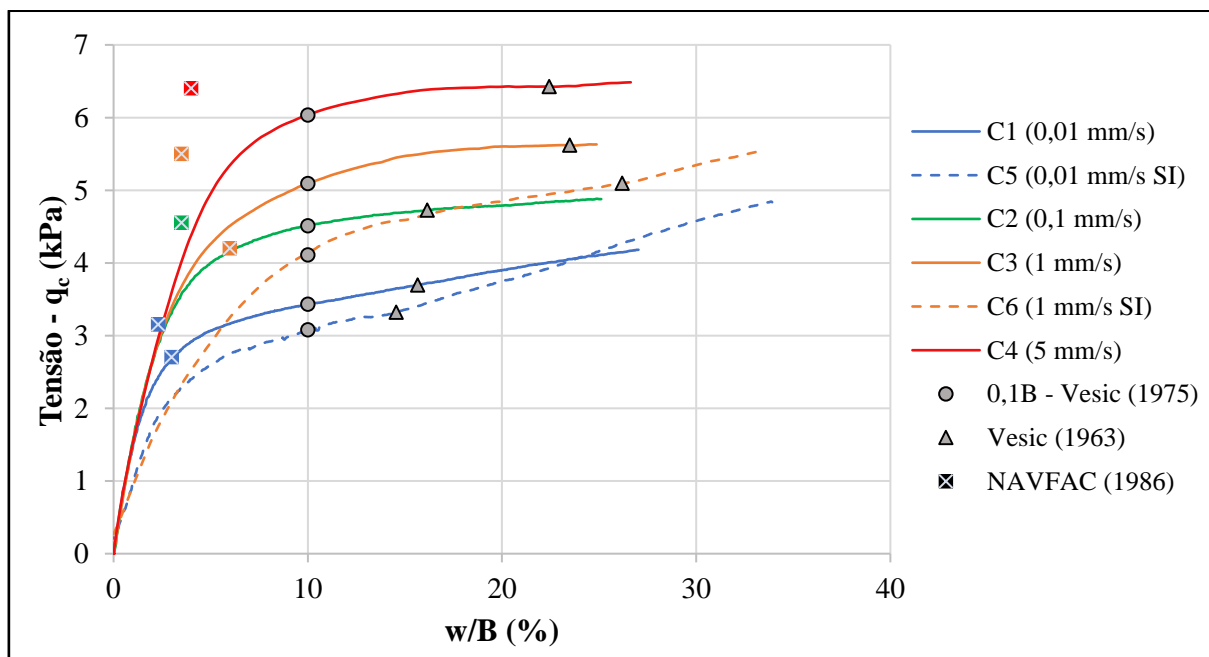


Figura 4.27 - Pontos de ruptura obtidos segundo os três critérios analisados.

Tabela 4.5 - Tensões e deslocamentos normalizados na ruptura obtidos segundo cada critério analisado.

Ensaio	Critério de ruptura				
	$w = 0,1B$ (Vesic, 1975)		Inclinação nula ou constante (Vesic, 1963)		Duas inclinações (NAVFAC, 1986)
	w/B (%)	q_u (kPa)	w/B (%)	q_u (kPa)	q_u (kPa)
C1	10	3,43	15,66	3,70	3,15
C2	10	4,51	16,15	4,72	4,55
C3	10	5,09	23,50	5,62	5,5
C4	10	6,03	22,43	6,43	6,4
C5	10	3,08	14,55	3,32	2,7
C6	10	4,11	26,20	5,09	4,2

Na Figura 4.28 foram comparadas as resistências últimas de cada ensaio segundo os três critérios, para melhor visualização. É possível perceber que não ocorreram grandes diferenças entre os pontos considerados em cada critério, principalmente nos ensaios com instalação prévia

(C1 a C4). O critério de Vesic (1963) foi o que forneceu os maiores valores de tensão de ruptura para todos os casos. Para os ensaios que apresentam ruptura bem definida, como os ensaios C3 e C4, os critérios de Vesic (1963) e NAVFAC (1986) proporcionaram resistências bastante próximas. Já para os ensaios onde se observa crescimento progressivo da resistência com o deslocamento, a diferença entre estes foi maior.

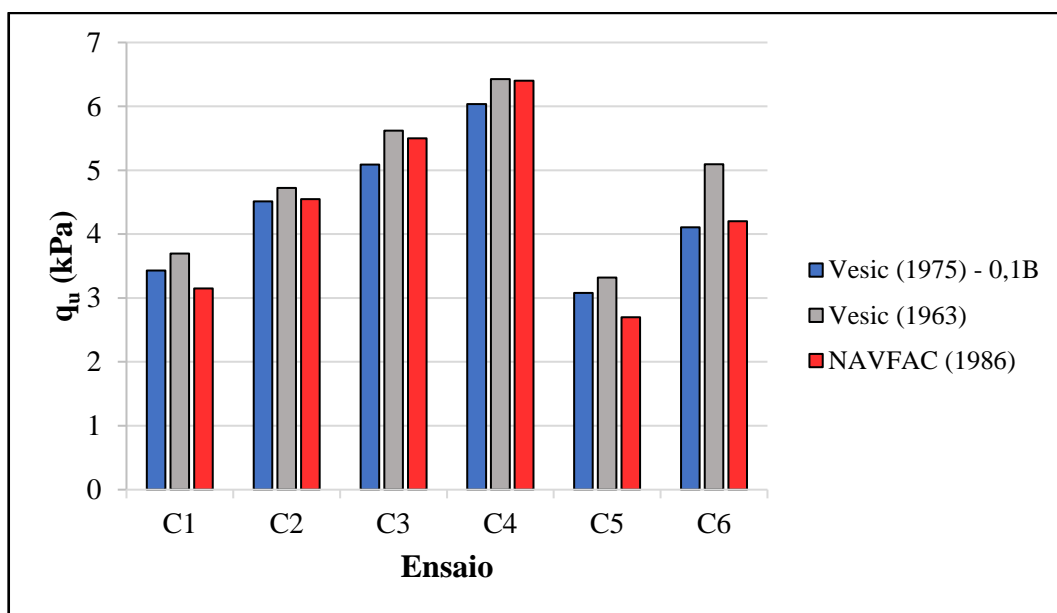


Figura 4.28 - Comparação entre tensões de ruptura obtidas segundo cada critério analisado.

Para as comparações realizadas neste trabalho, foram adotados como valores de resistência de ruptura os obtidos através do critério de Vesic (1963).

Assim como mostrado para os ensaios de arrancamento com fios de aço, na Figura 4.29 podem ser visualizados os perfis de resistência dos ensaios C1 a C6, obtidos com o penetrômetro *T-bar*. O gradiente de crescimento linear (k) médio obtido para este conjunto foi de 0,88 kPa/m.

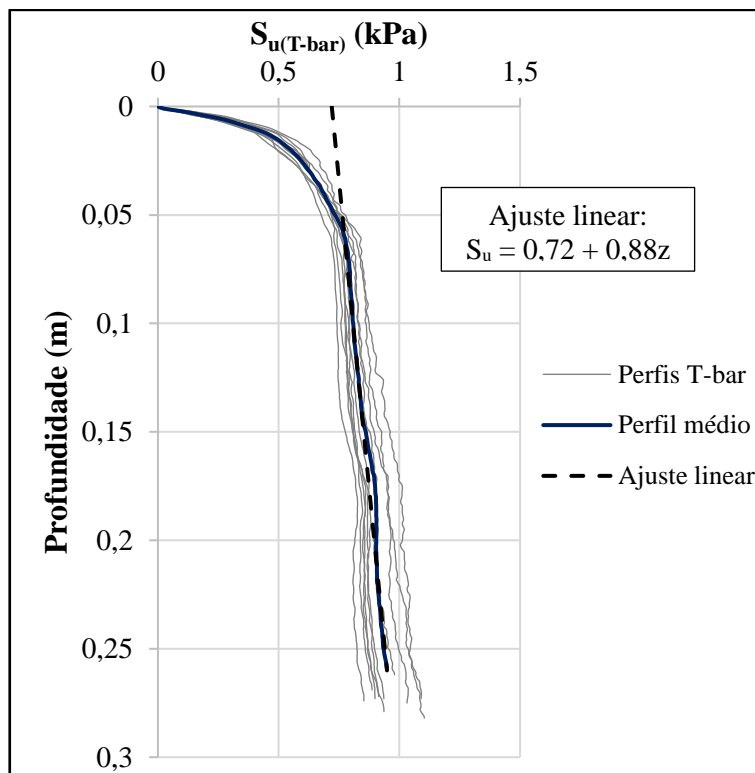


Figura 4.29 - Perfis de resistência não-drenada obtidos com o *T-bar* para os ensaios de compressão.

4.6 ENSAIOS DE ARRANCAMENTO APÓS COMPRESSÃO

A realização de ensaios de extração após a compressão monotônica foi o procedimento adotado por algumas pesquisas (*e.g.* Fagundes, 2010; White *et al.*, 2005). Estes ensaios têm como ponto inicial embutimentos relativos (w/B) de quase 35%, maiores do que os ensaios onde a placa foi deixada sob seu peso próprio, que atingiram de 9 a 12%. Assim, foi possível comparar os ensaios para verificação da influência do embutimento. Entretanto, é preciso ressaltar que os equipamentos utilizados foram diferentes (cabos de aço e haste rígida) e os efeitos do adensamento sob a placa no período de repouso, nestas diferentes condições, pode ter influência nos resultados. Diferentemente do caso onde se empregaram cabos de aço (ensaios T1 a T10), onde a fundação-modelo permanece sob ação do peso próprio e com movimento livre, neste caso a fundação permanece imóvel na posição onde cessa o ensaio de compressão, o que faz com que tanto a carga quanto a poropressão se dissipem, além desta dissipação ocorrer mais rapidamente do que quando a carga é mantida constante.

Na Figura 4.30 apresentam-se os resultados de tensão vertical média e poropressão na base da fundação em função do deslocamento normalizado, obtidos com os quatro ensaios de arrancamento realizados após os ensaios de compressão.

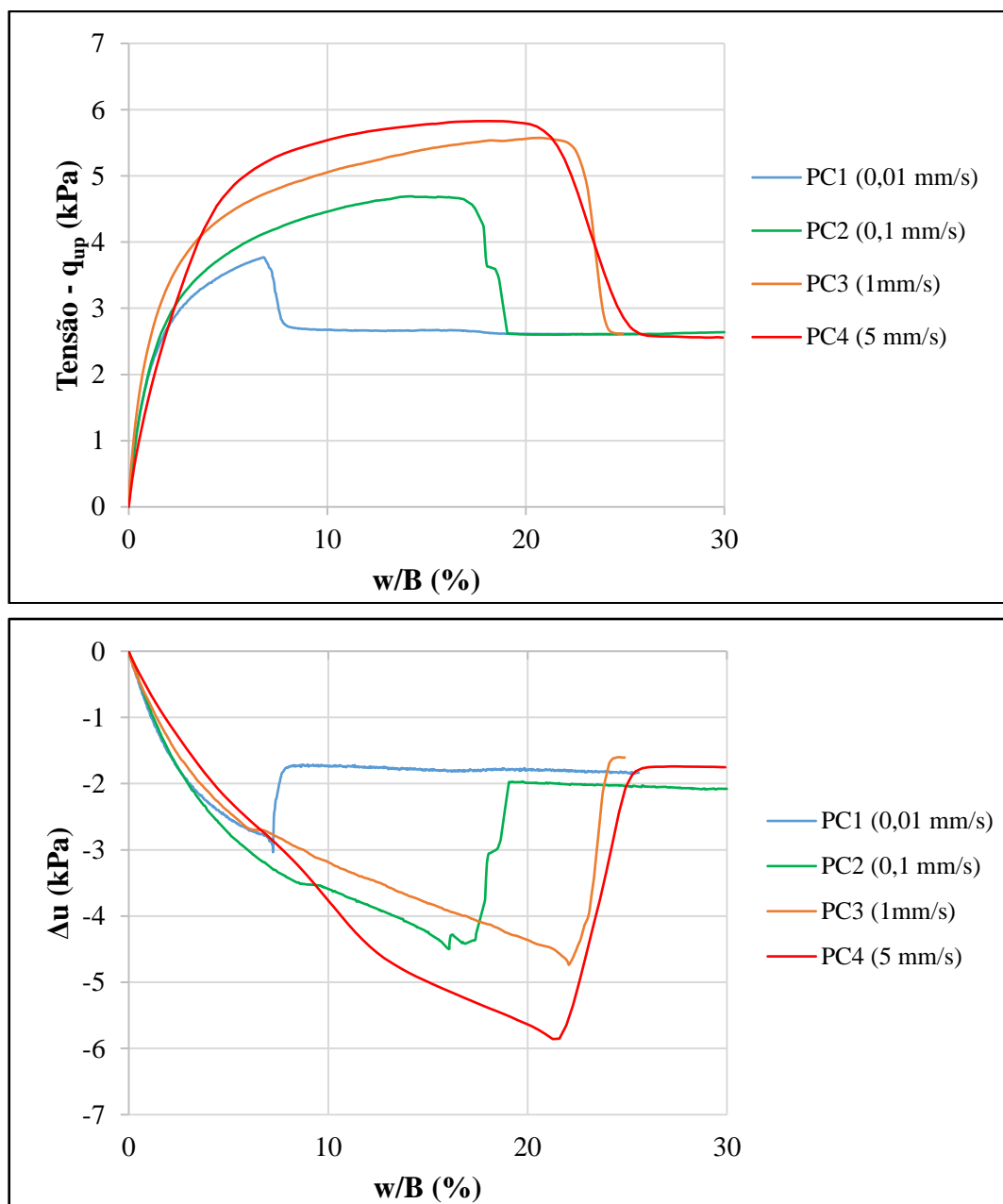


Figura 4.30 – Tensão vertical média e poropressão em função do deslocamento normalizado para os ensaios de arrancamento realizados após os ensaios de compressão.

Similarmente aos ensaios de arrancamento com fios de aço, apresentados em 4.4, pode-se notar que em todos os ensaios a poropressão apresentou crescimento progressivo junto com a tensão. A principal diferença, no presente caso, é que os deslocamentos normalizados na ruptura atingiram valores consideravelmente maiores do que nos ensaios sem compressão prévia, o que é diretamente associado ao maior embutimento inicial da fundação. Ou seja, a sucção, e, conjuntamente, a resistência, se sustentaram por maior deslocamento antes da ocorrência do rompimento.

Na Figura 4.31 se apresentam o embutimento inicial da fundação (w_i/B) e o deslocamento normalizado atingido no pico (w_p/B), em função de cada velocidade de ensaio. Assim como nos ensaios de arrancamento, é percebida uma tendência de crescimento dos valores de deslocamento normalizado no pico com o aumento da velocidade. A Figura 4.32 mostra as relações entre o embutimento no pico e o inicial (w_p/w_i) em função da velocidade, as quais são comparadas com as obtidas para os ensaios de arrancamento (T1 a T8).

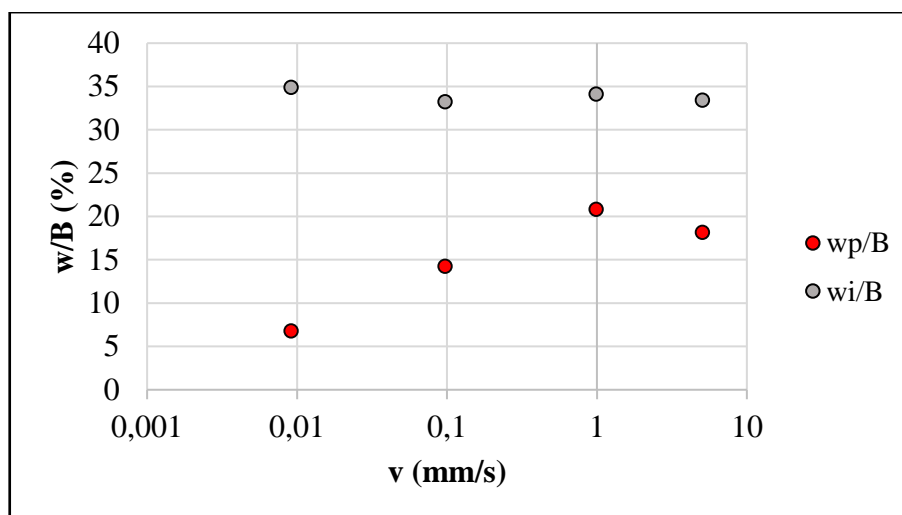


Figura 4.31 - Deslocamento normalizado na ruptura em função da velocidade de arrancamento, para os ensaios de arrancamento após compressão.

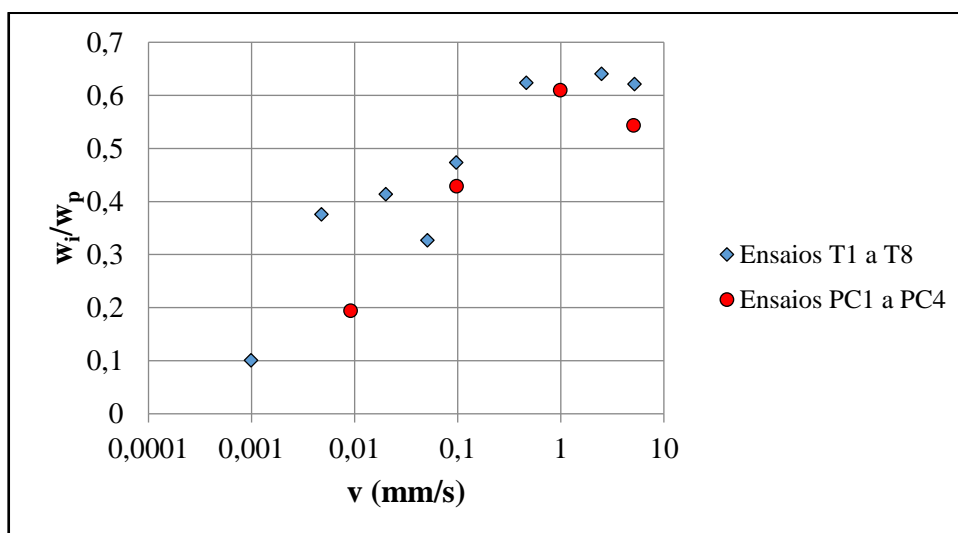


Figura 4.32 – Relação entre o deslocamento no pico de resistência e o embutimento inicial em função da velocidade de arrancamento, para todos os ensaios de arrancamento.

As relações encontradas se mostraram bastante parecidas nos dois casos, principalmente quanto à tendência de incremento com a velocidade. Para as maiores velocidades, as relações também

apresentaram valores de cerca de 60%, assim como para os ensaios T1 a T8. Nota-se que o ensaio mais rápido (PC4) demonstrou uma pequena redução no valor de w_i/w_p .

Para comparação, são apresentados na Figura 4.33 os resultados dos ensaios T5, T8, PC2 e PC4, podendo-se notar as diferenças descritas. Apesar do grande aumento dos deslocamentos normalizados, os valores da tensão e da sucção máximas líquidas se mantiveram próximos entre estes ensaios.

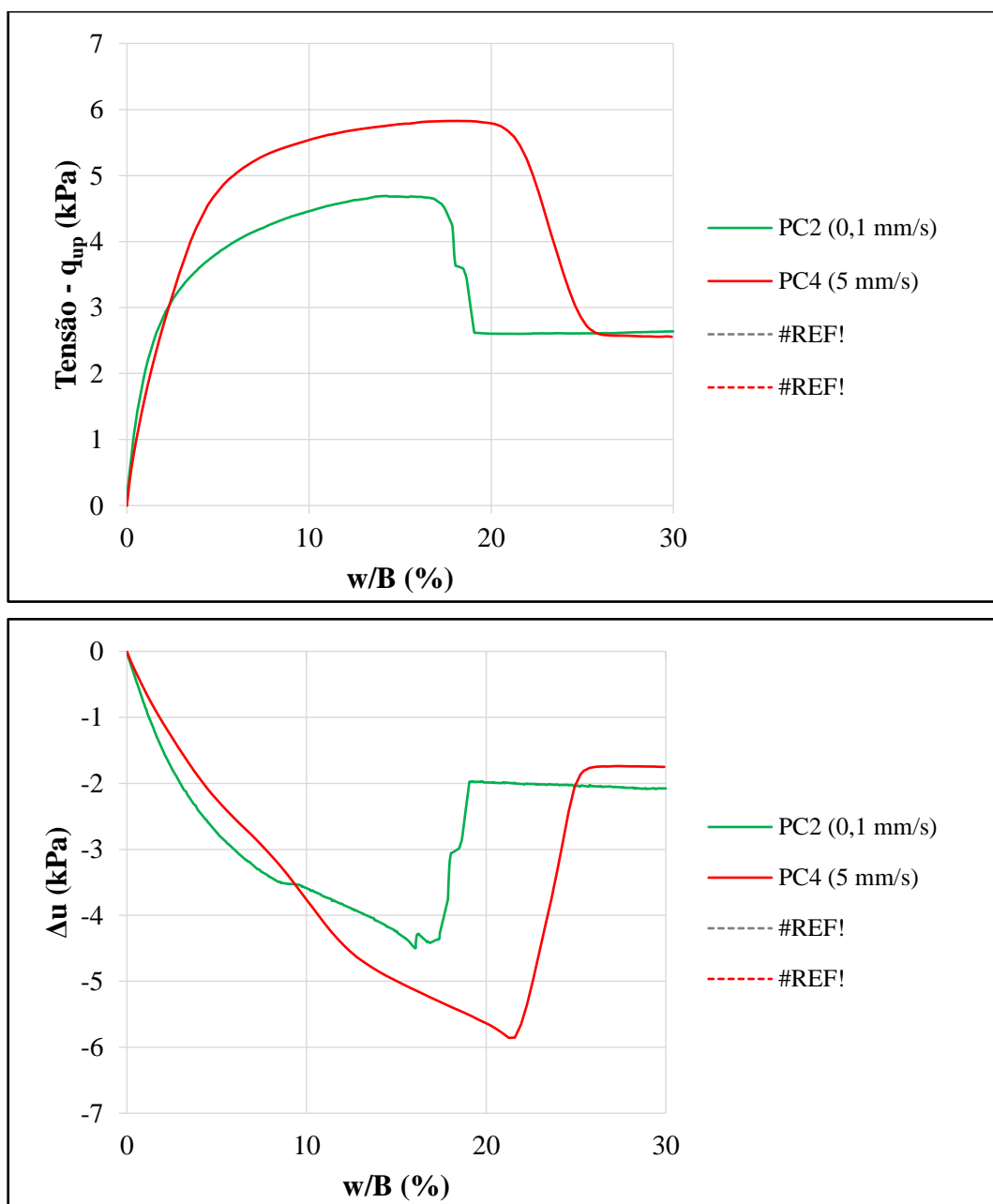


Figura 4.33 – Tensão vertical média e poropressão em função do deslocamento normalizado para os ensaios PC2, PC4, T5 e T8.

4.7 MECANISMOS DE RUPTURA OBSERVADOS

Neste tópico são expostos e analisados os mecanismos de ruptura observados durante os ensaios V1 a V6. Nos ensaios V1 e V2 foram realizados somente a instalação da fundação e posterior arrancamento. Nos outros ensaios, a fundação foi instalada, em seguida comprimida (V3 e V4), e, por fim, extraída (V5 e V6). Em cada caso foram empregadas uma velocidade lenta (0,01 mm/s) e uma velocidade rápida (5 mm/s), para comparação.

A Figura 4.34 apresenta o perfil de solo inicial, antes da instalação da fundação. Cada camada foi moldada com espessura de 1,5 cm, sendo a última camada pigmentada correspondente à profundidade de 18 cm. Algumas diferenças podem ser notadas em cada ensaio devido ao processo manual de criação das camadas intercaladas e à pequena espessura das mesmas.

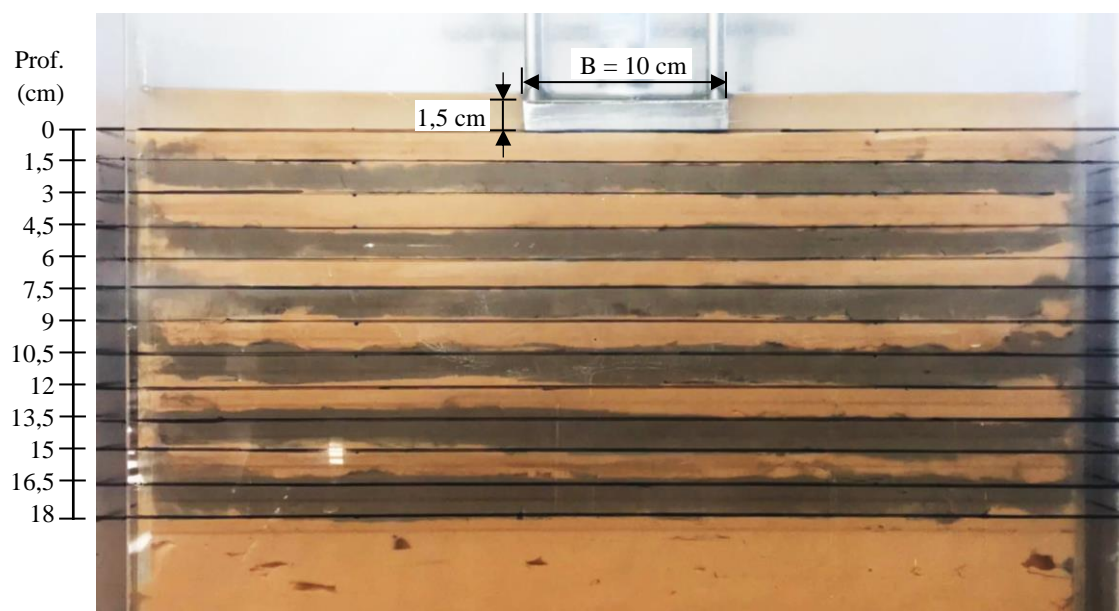


Figura 4.34 - Imagem do perfil de solo inicial.

A Figura 4.35 e a Figura 4.36 apresentam os registros realizados nos ensaios somente de instalação e arrancamento, com velocidade lenta (V1) e rápida (V2), respectivamente.

Em ambos os ensaios foi observado que o solo abaixo e ao redor da base da fundação acompanha seu movimento até o momento do rompimento, quando a água penetra pelas laterais e preenche a interface solo-fundação. No ensaio lento, o deslocamento até o ponto de rompimento foi menor e, após este, o solo se manteve na mesma posição da situação final. Já no caso do ensaio rápido, percebeu-se que a sucção desenvolvida sustentou o movimento contínuo do solo com a fundação até as camadas retornarem praticamente à posição horizontal

inicial, e que, após o rompimento, que ocorre de forma brusca, o solo imediatamente abaixo da fundação sofreu um desprendimento abrupto, tendo um pequeno retorno, como pode ser visto nas Figuras 4.36(b) e 4.36(c).

A Figura 4.37 e a Figura 4.38 apresentam, respectivamente, os registros realizados nos ensaios de compressão com velocidade lenta e rápida. Em ambos os ensaios é possível notar o levantamento do solo ao redor das laterais da fundação, bem como a formação de cunhas de ruptura, o que indica a ocorrência de ruptura generalizada, ainda que este solo seja caracterizado como mole. No ensaio com velocidade mais rápida, percebe-se maior levantamento do solo lateral e ocorrência de maiores deformações.

Além disso, em ambos os casos foi notada uma grande ocorrência de fissurações no solo, em profundidades da ordem de $1,5$ a $2B$, onde há maior influência do bulbo de tensões. Entretanto, este fato pode estar associado à interface lisa da parede do tanque em contato com o solo.

Por fim, a Figura 4.39 e a Figura 4.40 apresentam as imagens dos ensaios de arrancamento após as compressões, com velocidade lenta e rápida, respectivamente. Similarmente ao observado para os ensaios somente de arrancamento, nota-se, nos dois casos, o deslocamento conjunto do solo com a fundação. O deslocamento até o rompimento foi maior no ensaio mais rápido, e, novamente, foi percebido que após o alívio da sucção o solo imediatamente abaixo da fundação sofreu um desprendimento abrupto, com pequena queda até a posição final. Comparando estes ensaios com os ensaios V1 e V2, notou-se um deslocamento consideravelmente maior até o ponto de rompimento, assim como visto através dos resultados de tensão-deslocamento (item 4.6).

Cabe ressaltar que, como estes ensaios foram realizados com a mesma placa quadrada de ensaios, somente deslocando-a para a parede lateral do tanque, neste caso o formato e os deslocamentos visualizados representam o que seria o corte central de uma fundação retangular com largura $B = 100$ mm e comprimento $L = 200$ mm (duas vezes a largura da fundação-modelo empregada). Entretanto, estes ensaios foram feitos qualitativamente e são úteis para a visualização dos efeitos causados no solo de fundação e comparação com os casos de compressão e arrancamento, para altas e baixas velocidades.

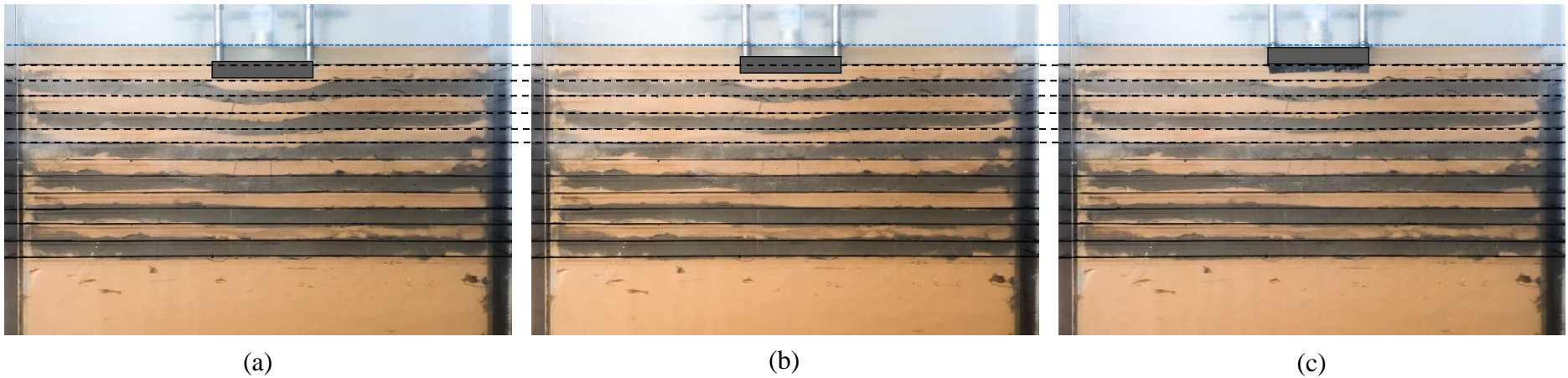


Figura 4.35 - Imagens dos ensaios de arrancamento com velocidade lenta (V1): (a) posição inicial; (b) momento anterior ao rompimento; (c) após rompimento.

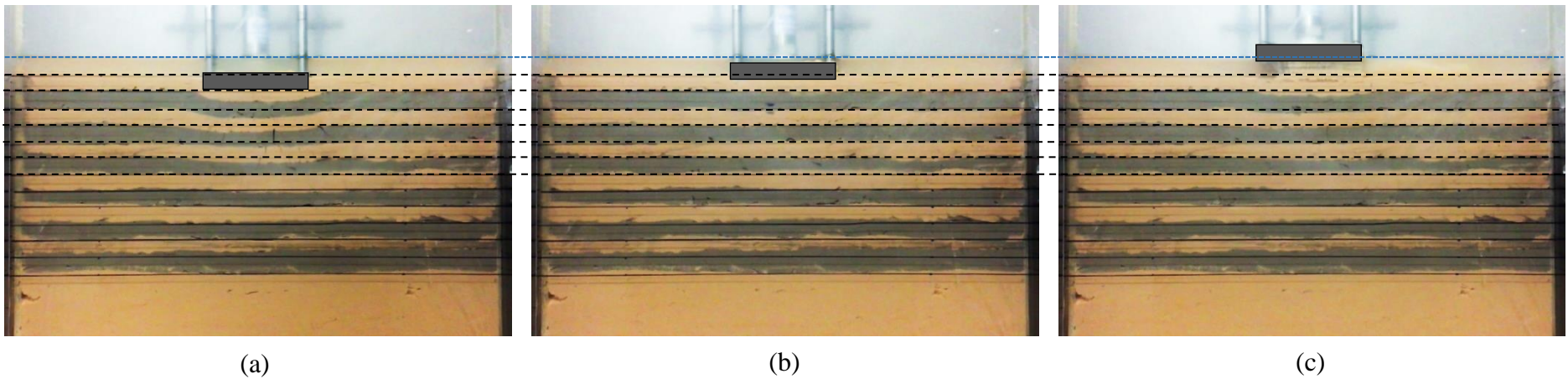
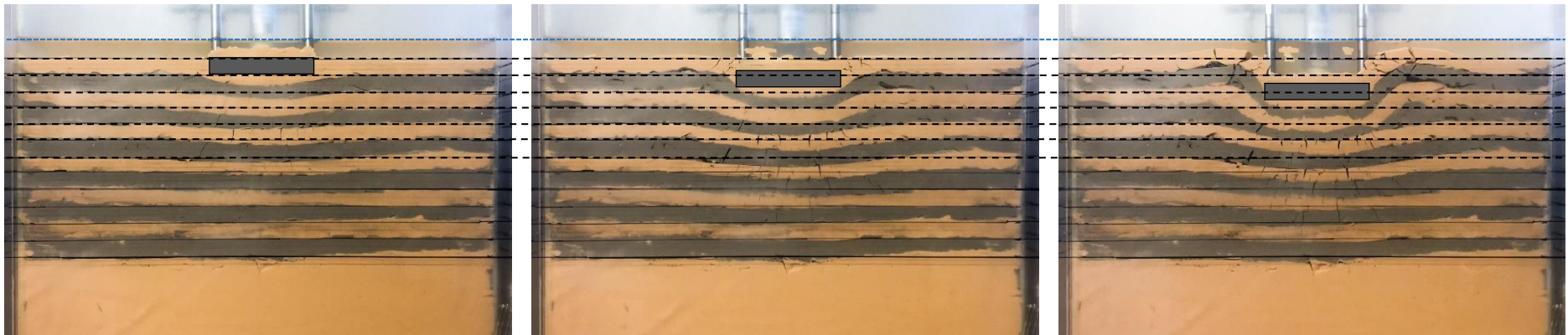


Figura 4.36 - Imagens dos ensaios de arrancamento com velocidade rápida (V2): (a) posição inicial; (b) momento anterior ao rompimento; (c) após rompimento.

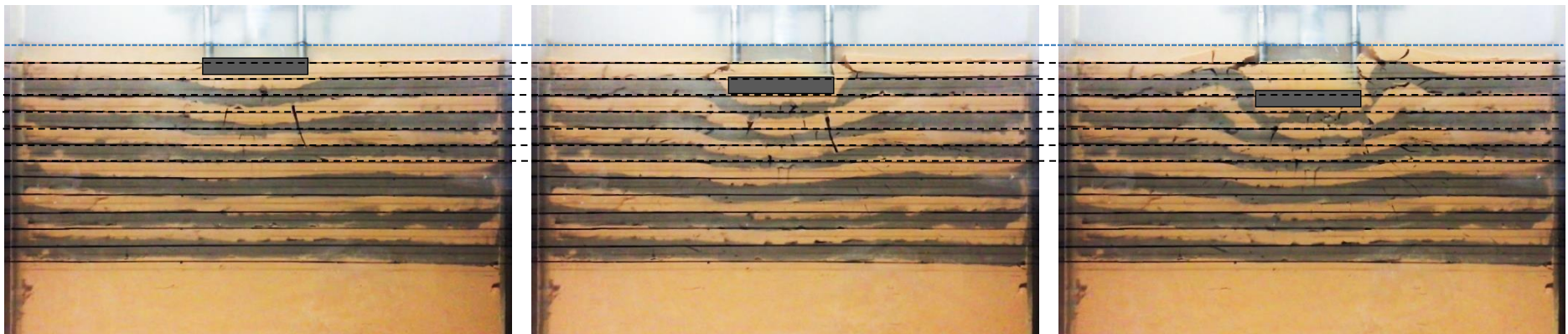


(a)

(b)

(c)

Figura 4.37 - Imagens dos ensaios de compressão com velocidade lenta (V3): (a) posição inicial; (b) metade do deslocamento total; (c) posição final.

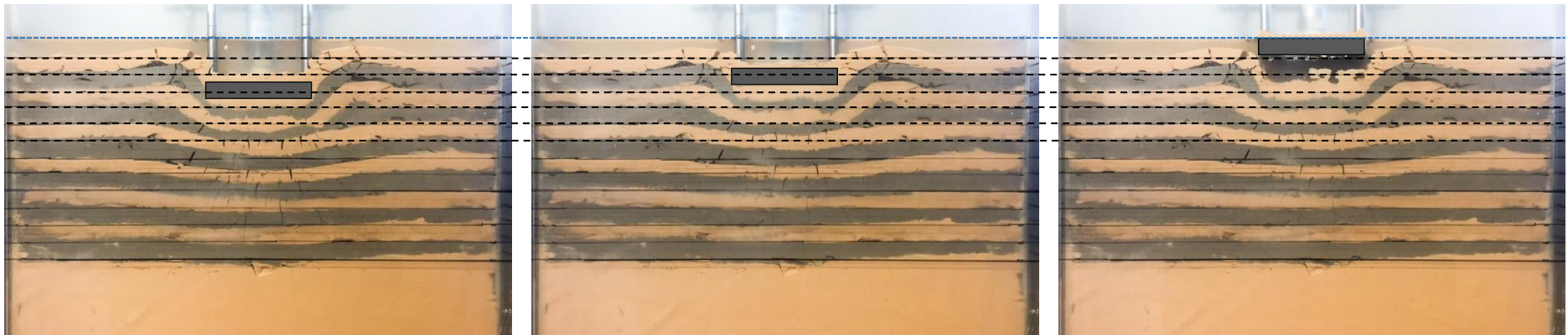


(a)

(b)

(c)

Figura 4.38 - Imagens dos ensaios de compressão com velocidade rápida (V4): (a) posição inicial; (b) metade do deslocamento total; (c) posição final.



(a)

(b)

(c)

Figura 4.39 - Imagens dos ensaios de arrancamento após compressão com velocidade lenta (V5): (a) posição inicial; momento anterior ao rompimento; (c) após rompimento.



(a)

(b)

(c)

Figura 4.40 - Imagens dos ensaios de arrancamento após compressão com velocidade rápida (V6): (a) posição inicial; momento anterior ao rompimento; (c) após rompimento.

4.8 INFLUÊNCIA DA INSTALAÇÃO DA FUNDAÇÃO NA RESISTÊNCIA NÃO-DRENADA

Para os ensaios desta pesquisa, a instalação da fundação pode ser entendida como uma pré-carga, equivalente ao peso próprio do conjunto, que foi mantida, no caso padrão, por 1 dia de repouso. Esta pré-carga gera acréscimo de tensões no solo, e, associado a este, um acréscimo de poropressão positiva, que se dissipa ao longo do tempo. Neste tópico são discutidos os aspectos relativos à consideração desta carga na variação da resistência não-drenada operacional ($S_{u,op}$) no caso estudado.

Alguns trabalhos da literatura estudaram a influência de um pré-carregamento da fundação e posterior adensamento do solo argiloso na capacidade de carga final de fundações superficiais. Zdravkovic *et al.* (2003), por exemplo, reportaram aumentos de até 50% na capacidade de carga quando foi aplicada pré-carga de 80% e permitido adensamento completo, para solo normalmente adensado. Entretanto, para solos com *OCRs* maiores que 2, foi verificado que pré-cargas de até 50% causaram ganhos de no máximo 10% na capacidade de carga.

Os trabalhos que visaram o estudo do arrancamento de *mudmats* na superfície do solo, em geral, não buscaram quantificar estes efeitos, analisando a resistência operacional com perfis obtidos, por exemplo, com *T-bar* e corrigindo os efeitos de velocidade. Ainda assim, visto que estes foram realizados, em sua maioria, em centrífugas, foi permitida a dissipação do excesso de poropressão da instalação, podendo-se considerar que o grau de adensamento sob a fundação foi superior a 90% e que, conseqüentemente, existiu um aumento da resistência na profundidade de influência. Através de ensaios com modelo reduzido e análises numéricas, Li *et al.* (2015b) quantificaram os aumentos de resistência ao arrancamento observados para diferentes níveis de pré-carga e graus de adensamento subsequente, relacionando-os com aumentos correspondentes da resistência operacional. De acordo com estes resultados, apresentados no Capítulo 2, a resistência operacional teve aumento de 10 a 20% para graus de adensamento em torno de 50%.

Visto que os ensaios do presente trabalho foram realizados a 1g, sem centrífuga geotécnica, e que a resistência da mistura utilizada, pela presença da bentonita, evolui ao longo do tempo por reações químicas entre os argilominerais e tixotropia, existe certa dificuldade de definição da influência dos efeitos de adensamento na resistência operacional sob a base da fundação, como se descreve a seguir.

Primeiramente, deve-se notar que a instalação da fundação-modelo foi executada pouco tempo após o preenchimento do tanque com a mistura, e, neste momento, a resistência não-drenada do solo é menor do que no momento do ensaio. Ensaio com *T-bar* foram feitos cerca de 1 hora após o preenchimento do tanque com argila para comparação em dois dos tanques ensaiados, e as diferenças podem ser visualizadas na Figura 4.41.

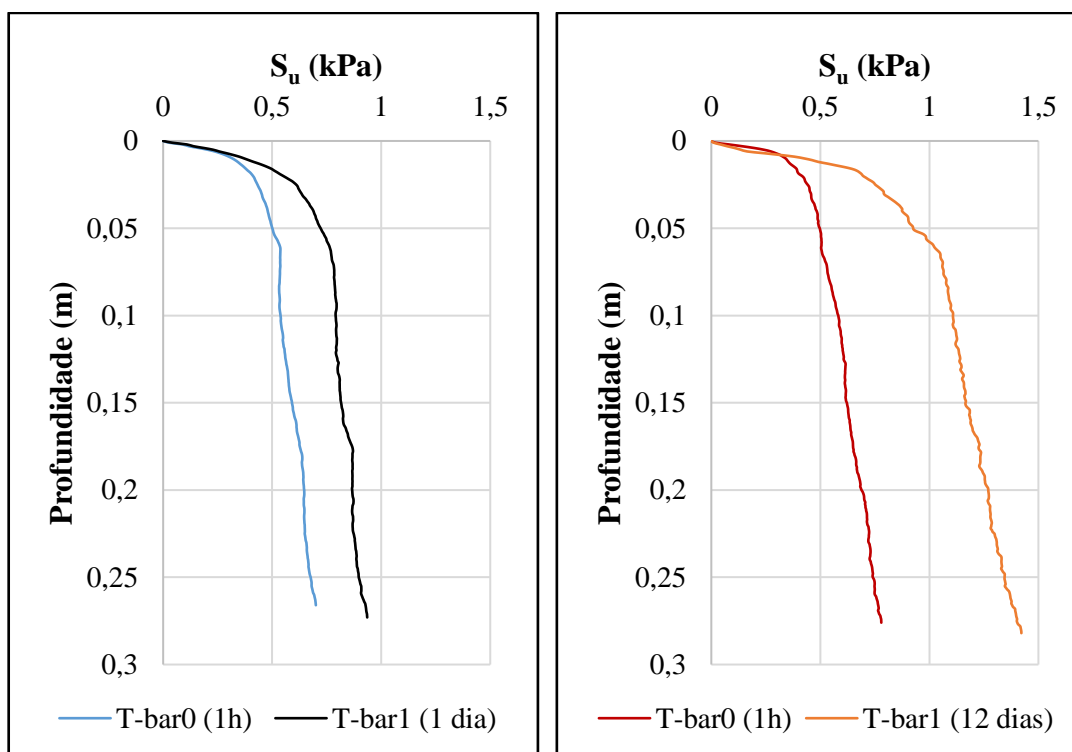


Figura 4.41 - Comparação entre perfis de S_u após 1 hora e após 1 dia e 12 dias de repouso da mistura.

Estes resultados permitem visualizar que com o maior tempo de repouso ocorre um incremento significativo da resistência, o qual aparenta ser aproximadamente constante ao longo da profundidade. Não se observam diferenças consideráveis no gradiente de crescimento linear (k), embora este comportamento possa ter ocorrido somente no caso destes ensaios, não devendo ser generalizado.

Além da resistência do solo ser menor no momento do apoio da placa-modelo e sofrer os aumentos descritos, há de se considerar que o coeficiente de adensamento da mistura apresenta valor baixo (em média $1 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$). Para o caso de aplicação de uma sobrecarga distribuída sobre toda a área do tanque (adensamento unidimensional), com drenagem somente pela superfície, o tempo estimado necessário para atingir graus de adensamento (U) médios maiores que 90% seria da ordem de meses. Após 1 dia, o grau de adensamento seria de cerca de 10%.

Já no caso da fundação apoiada, a área de aplicação do acréscimo de tensão é limitada, e o adensamento ocorrido é tridimensional, cuja solução teórica, em geral, é baseada na teoria de Biot (1941). Através das proposições de Booker e Small (1986), considerando uma placa circular de área equivalente à da empregada nos ensaios (que resulta em raio equivalente $R_{eq} = 5,64$ cm) e o coeficiente de adensamento de 1×10^{-4} cm²/s, é possível estimar que, para 1 dia de repouso, o grau de adensamento sob o ponto central da placa ($U_{z=0}$) seria de cerca de 40%. Entretanto, este grau não representa o grau de adensamento médio ao longo da profundidade.

Adicionalmente, ainda que ocorra adensamento parcial sob a base da fundação, existe dificuldade em relacionar a dissipação da poropressão com variações de tensão efetiva e de resistência não drenada, pois é notável que a mistura argilosa empregada não segue o comportamento usual de uma argila normalmente adensada.

A bentonita adicionada na mistura é um material de granulometria muito fina que possui características tixotrópicas. Mitchell e Soga (2005) definem o endurecimento tixotrópico como um processo isotérmico, reversível e dependente do tempo, que ocorre sob condições de composição e volume constantes, e durante o qual o material se enrijece quando está em repouso e amolece ou liquefaz quando amolgado. Estas transformações são desencadeadas pelo desequilíbrio de energia induzido pela sedimentação, compactação ou remoldagem do solo. Assim, existe uma tendência de flocculação das partículas e grupos de partículas e da reorganização da estrutura interna para um estado de menor energia. Seng e Tanaka (2012) também explicam que, quando o solo é amolgado, sua rigidez e resistência reduzem devido à estrutura dispersa causada pelas forças de repulsão. Quando este processo é cessado, as partículas se rearranjam gradualmente através das forças de atração e criam uma estrutura até que um estado de equilíbrio seja alcançado. Assim, pode-se entender que a mistura argilosa estudada neste trabalho se caracteriza como uma argila em processo de adensamento por peso próprio, que possui um efeito de estrutura gerado por suas propriedades reológicas, o que traz uma maior complexidade à previsão de sua resistência.

Tendo em vista as dificuldades expostas, uma tentativa de investigar experimentalmente as diferenças nos perfis de resistência foi realizada, através da execução de alguns ensaios de *T-bar* no centro do local onde a fundação foi ensaiada. Para comparação, considerou-se a posição inicial do ensaio de centro como o embutimento da fundação no ponto de rompimento dos

ensaios de arrancamento. Os resultados são apresentados na Figura 4.42 e na Figura 4.43 para os ensaios de arrancamento e compressão, respectivamente.

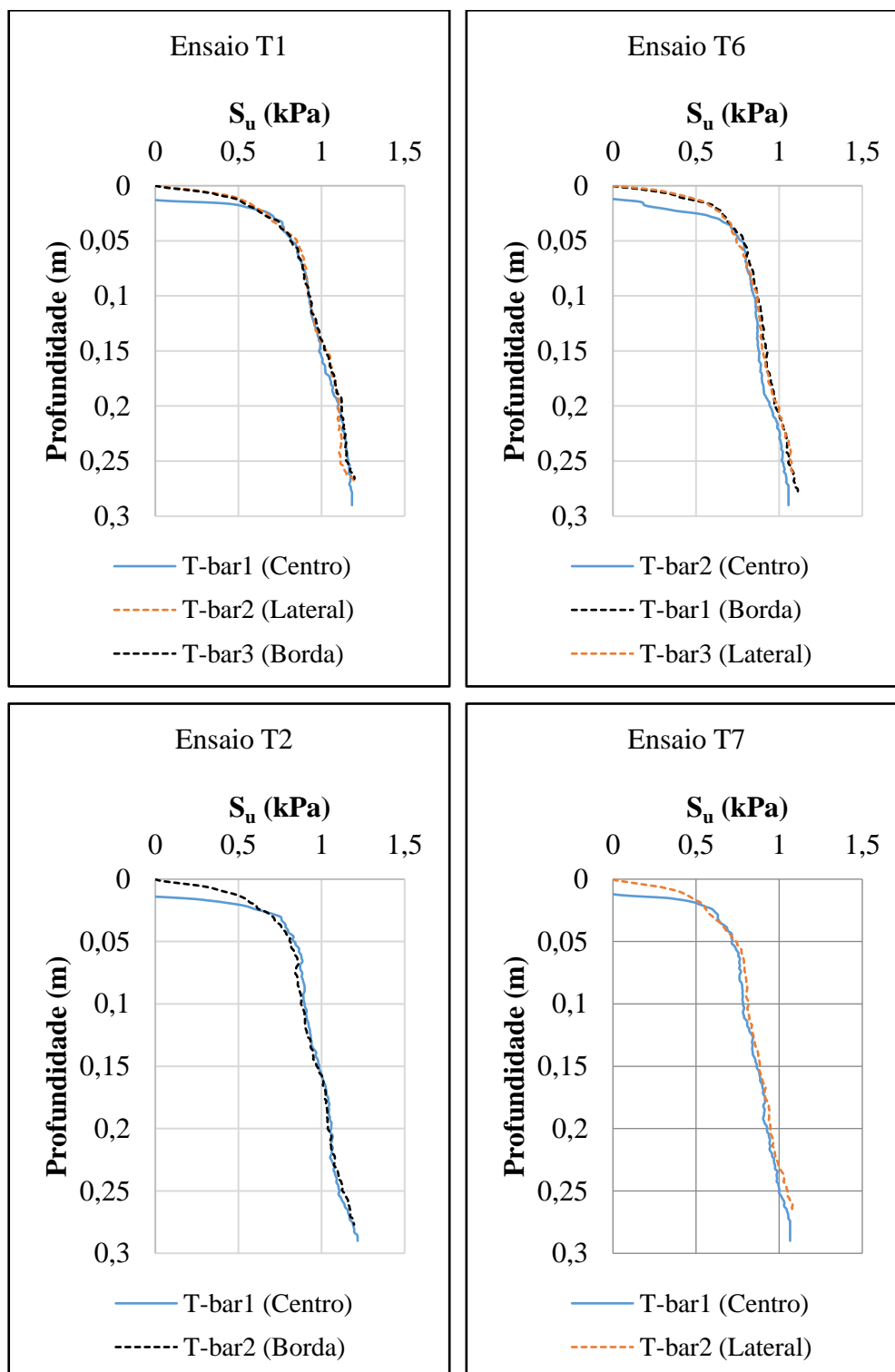


Figura 4.42 - Comparação entre resistências no centro (posição da fundação) e na borda do tanque, obtidas nos ensaios de arrancamento T1, T2, T6 e T7.

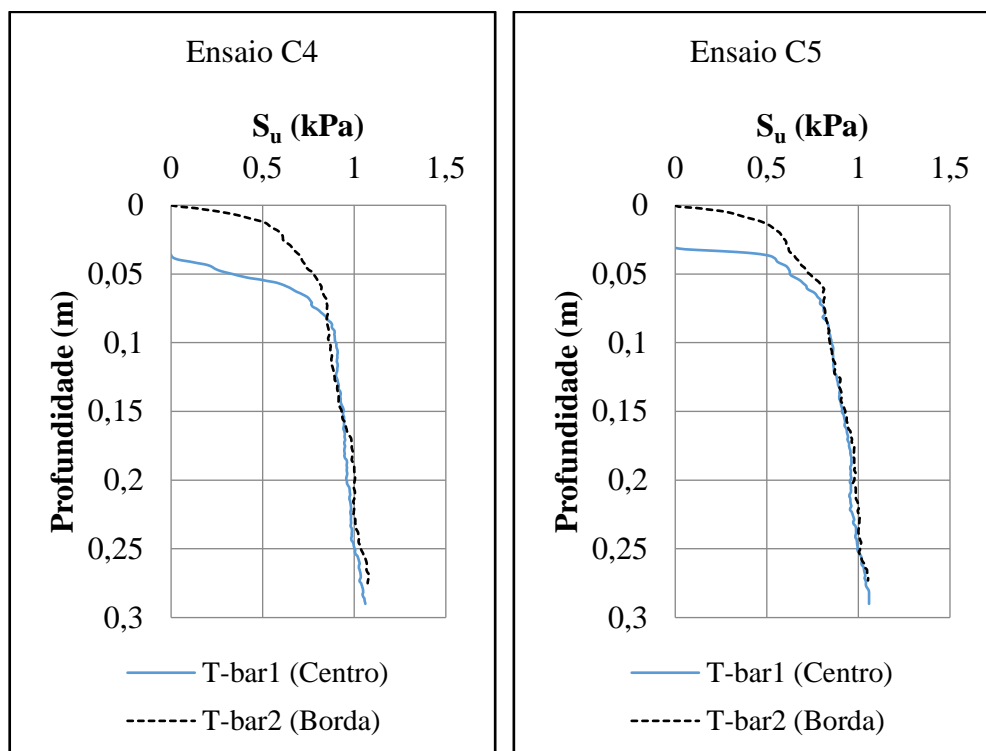


Figura 4.43 - Comparação entre resistências no centro (posição da fundação) e na borda do tanque, obtidas nos ensaios de compressão.

É possível observar que o apoio da fundação gera uma região de solo mais resistente imediatamente abaixo desta, onde se percebe um grande incremento da resistência, até que a curva atinge a mesma resistência dos ensaios vicinais e segue tendência semelhante a partir desse ponto. Não foram verificadas diferenças significativas entre os perfis em nenhum dos ensaios, mas deve ser salientado que as resistências obtidas no centro podem ser influenciadas pelos ensaios de arrancamento, podendo não representar a condição existente antes de sua execução.

Adotando como referência a capacidade de carga obtida no ensaio C5, o nível de pré-carregamento ocasionado pelo peso próprio da fundação na instalação (q_p/q_{c-u}) seria da ordem de 50%. Como discutido anteriormente e com base nos resultados apresentados, admite-se que a estrutura criada pela presença da bentonita faz com que a argila apresente resistência significativamente maior do que a de uma argila normalmente adensada sem estrutura. Dessa forma, tomando como referência as indicações de Zdravkovic *et al.* (2003), é possível entender que, para o caso estudado neste trabalho (com 1 dia de repouso), os incrementos na resistência não-drenada – e também na capacidade de carga final – gerados pela instalação da fundação e adensamento parcial seriam muito pequenos (assim como os observados para argilas pré-adensadas), podendo ser considerados desprezíveis.

4.9 NORMALIZAÇÃO DA RESISTÊNCIA AO ARRANCAMENTO E ANÁLISE DA INFLUÊNCIA DA VELOCIDADE

Neste tópico são analisadas as condições de drenagem ocorridas, as normalizações das resistências observadas e a influência da velocidade nas mesmas. Os resultados são comparados com os apresentados na revisão bibliográfica.

4.9.1 Condições de drenagem durante o arrancamento

A Figura 4.44 apresenta a sucção e a resistência ao arrancamento líquidas medidas no pico, tanto nos ensaios de arrancamento (T1 a T8) como nos ensaios de arrancamento após compressão (PC1 a PC4).

Na Figura 4.45 são apresentados os valores de sucção líquida normalizados pela resistência ao arrancamento, no momento anterior ao alívio da poropressão (rompimento), seguindo a análise realizada por Li (2015), para investigação da influência da velocidade em ensaios de *mudmats* circulares e quadrados com saias, em centrífuga.

Todos os valores se apresentaram acima de 0,85, indicando que na região do pico de resistência dos ensaios a sucção gerada contribuiu em pelo menos 85% para a resistência. Os ensaios realizados após compressão (PC1 a PC4, que tiveram maior embutimento inicial) apresentaram valores de aproximadamente 1, o que concorda com as observações de que os maiores caminhos de drenagem decorrentes do maior embutimento dificultam o alívio da sucção.

Os ensaios T4 e T5 tiveram valores acima de 90%, porém os ensaios com velocidades maiores apresentaram uma pequena redução das relações. Um ponto a ser comentado se refere a ter sido percebido em alguns ensaios, principalmente naqueles com maiores velocidades (T6, T7 e T8), que no início do carregamento as leituras de força começaram a crescer sem que se observasse aumento na poropressão. Acredita-se que isto seja devido ao uso dos fios de aço para arrancamento nestes ensaios, visto que este incremento inicial de carga corresponde ao intervalo de tensionamento dos mesmos, onde ainda não ocorre deslocamento significativo e geração de sucção. Esta característica pode ter influência nos valores de $\Delta u/q_{up}$ calculados.

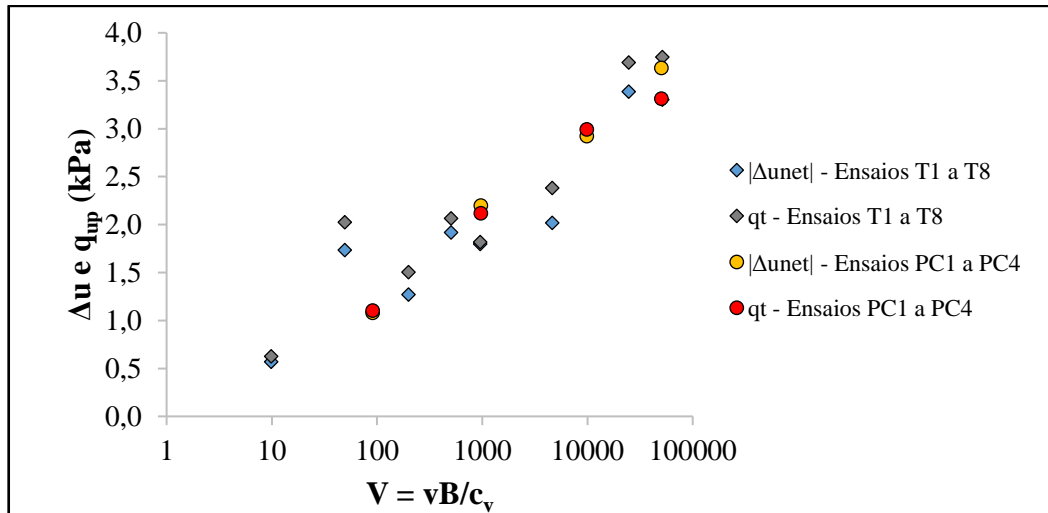


Figura 4.44 – Sucção e resistência ao arrancamento líquidas no pico obtidas nos ensaios de arrancamento.

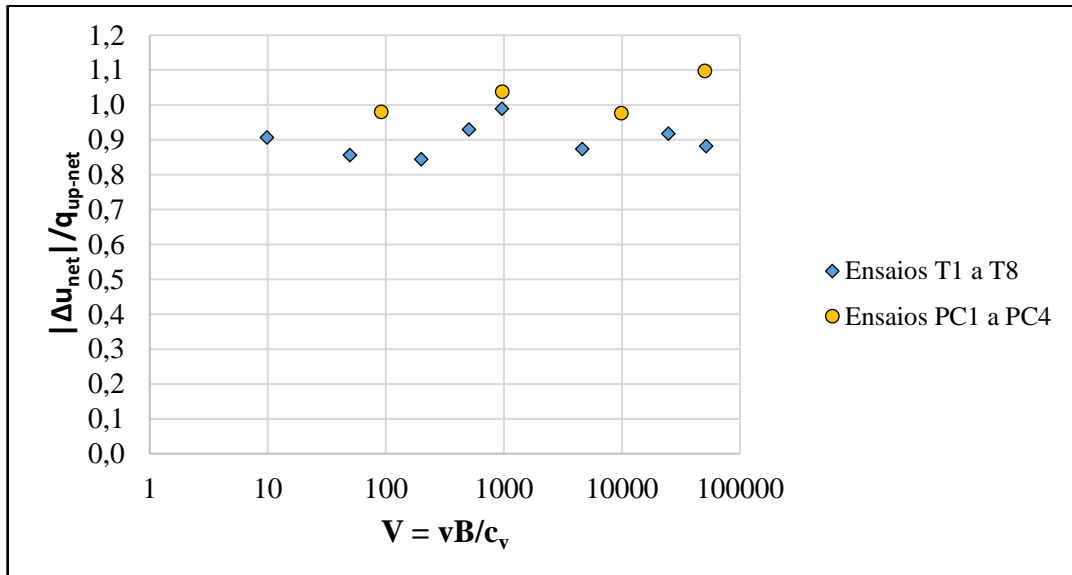


Figura 4.45 - Sucção gerada normalizada pela resistência ao arrancamento.

Na Figura 4.46 os resultados dos ensaios T1 a T8 são comparados com os obtidos por Li (2015). Nos ensaios de Li (2015), percebe-se que para velocidades normalizadas menores que cerca de 70 foi observada a redução nos valores de $|\Delta u_{net}|/q_{up-net}$. Acima desta velocidade, todos os ensaios apresentaram valores acima de 0,9. Ainda assim, segundo Li (2015), a média das medições dos três transdutores de pressão instalados no modelo não permite uma definição precisa da transição de comportamento, e a velocidade de transição para o comportamento não-drenado foi definida como $V = 200$, a partir da mudança na tendência de crescimento de q_{up}/S_{u0} .

No caso do presente trabalho, notou-se que ensaio mais lento (T1) não seguiu a tendência esperada de diminuição do valor de $|\Delta u_{net}|/q_{up-net}$, porém, este ensaio apresentou comportamento inesperado da poropressão, atingindo um pico significativamente maior do que a tensão vertical e depois reduzindo a um valor de cerca de 91% desta, como pode ser visualizado na Figura 4.19. Os ensaios T2 e T3 ($V = 50$ e 250 , respectivamente), apresentaram relações de $0,86$ e $0,85$, não demonstrando as grandes reduções observadas nos ensaios de Li (2015). Principalmente por ter sido empregada uma fundação sem saias, seria de se esperar a observação de maiores reduções nos ensaios mais lentos. De toda forma, é possível considerar o comportamento observado como não-drenado para velocidades normalizadas acima de $V = 500$, havendo certa incerteza abaixo deste valor.

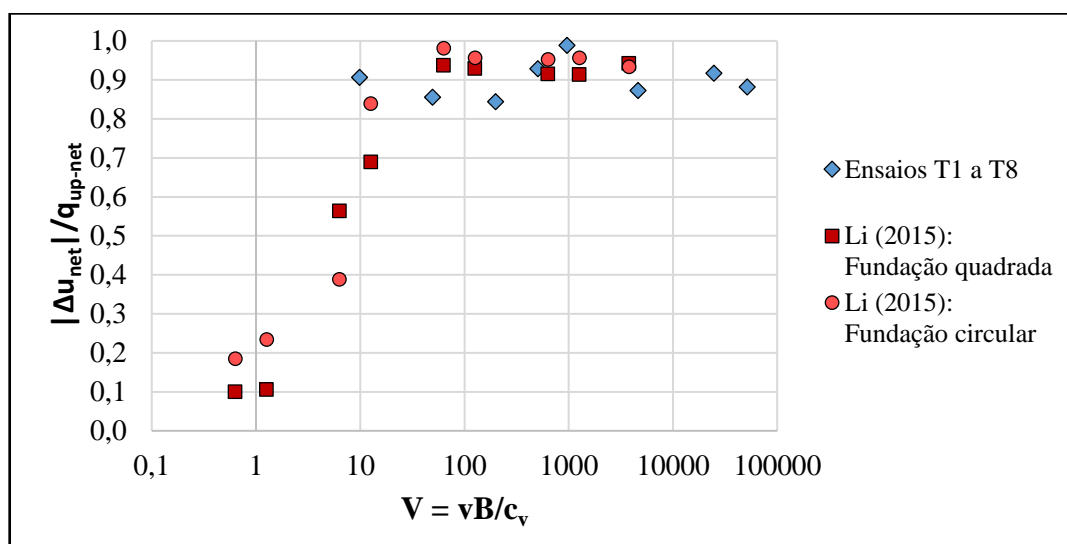


Figura 4.46 - Comparação com os resultados de Li (2015) para fundações com saias laterais.

Comparando os trabalhos de Lehane *et al.* (2008) e Chen *et al.* (2012), que empregaram com placas sem saias, pode ser notada certa indefinição quanto às condições de drenagem ocorridas durante o arrancamento. Dos resultados de Lehane *et al.* (2008), nota-se que praticamente nenhuma sucção foi gerada sob a base das âncoras para velocidades normalizadas (V) menores que 10, indicando a ocorrência de comportamento drenado. Por outro lado, segundo os autores, a menor taxa de crescimento das forças de arrancamento observadas para $V > 5000$ sugeriu que os efeitos de drenagem parcial não são significativos acima deste valor, a partir do qual os efeitos viscosos passam a ser dominantes, o que significa ter atingido comportamento não-drenado. Entretanto, como citado no Capítulo 2, deve ser destacado que nos ensaios de Lehane *et al.* (2008) as âncoras apresentaram embutimentos pequenos na camada de argila – da ordem

de 1,6 a 3,3% da largura da âncora, o que pode influenciar na capacidade de desenvolvimento e sustentação da sucção durante o carregamento. Chen *et al.* (2012), por sua vez, mostraram que houve geração de sucção mesmo no ensaio mais lento realizado ($V = 0,4$), indicando que não foram atingidas condições de drenagem completa.

Um último aspecto a ser notado diz respeito à capacidade dos transdutores de pressão empregados de determinar as condições ocorridas. Li (2015) descreveu que todos os transdutores de pressão e de tensão total localizados em diferentes posições na base da fundação apresentaram respostas similares, e em suas comparações foram empregados os valores do transdutor de pressão localizado no centro. Porém, tal fato pode ser devido à presença das saias, que aumentam os caminhos de drenagem e possivelmente resultam em distribuições de pressões uniformes sob a base. Chen *et al.* (2012), ao ensaiar *mudmats* retangulares sem saias, afirmaram que a poropressão medida por dois transdutores nas bordas apresentou valores menores do que os do transdutor localizado no centro. Já no trabalho de Lehane *et al.* (2008), a estimativa da sucção foi realizada a partir da diferença entre a força de arrancamento da âncora apoiada sobre areia e sobre argila, e entende-se que neste caso os comportamentos estimados seriam representativos da condição média ocorrida.

Portanto, deve ser levado em consideração que apesar das observações deste trabalho, com o transdutor de pressão no centro do modelo, terem indicado ocorrência de comportamentos não-drenados ou bastante próximos deste, a distribuição das pressões sob a base pode ser desigual, e um maior número de sensores seria necessário para a determinação da condição média ao longo da área da fundação.

4.9.2 Normalização das resistências e fatores de capacidade de carga

4.9.2.1 Resistências normalizadas por S_{u0}

A maioria dos trabalhos de referência realizou a normalização das resistências à extração das fundações com relação à resistência não-drenada tomada no nível da base da fundação (S_{u0}). Seguindo estes procedimentos, os resultados obtidos neste trabalho foram normalizados pelas resistências não-drenadas na profundidade da base da fundação anteriormente à realização dos ensaios, como pode ser visto na Figura 4.47. Destaca-se que estas resistências foram tomadas da extrapolação do ajuste linear dos perfis de S_u com a profundidade, o que será discutido mais adiante.

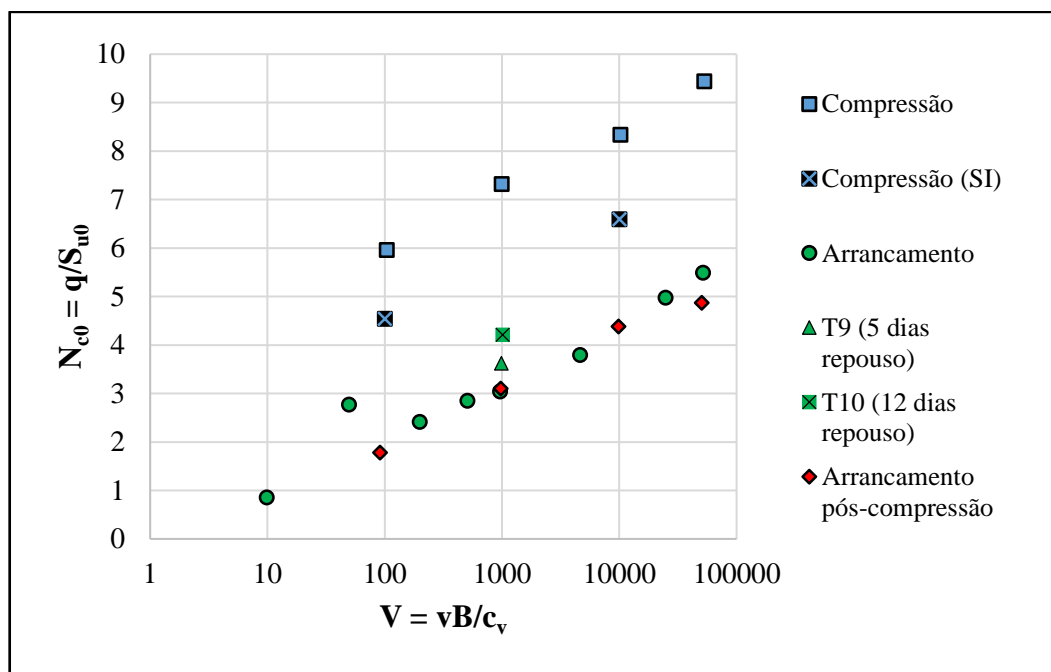


Figura 4.47 – Resistências normalizadas pela resistência não-drenada no nível da base da fundação (S_{u0}).

A resistência à extração dos ensaios de arrancamento corresponde ao valor de pico líquido (descontando o peso próprio). A resistência dos ensaios de compressão correspondeu aos valores de q_u obtidos com o critério de ruptura de Vesic (1963). Nos ensaios de compressão com instalação prévia da fundação, foi somado à carga máxima o valor da carga remanescente da instalação. Estes valores foram, 6,22, 6,64, 5,53 e 5,09 N para os ensaios C1, C2, C3 e C4, respectivamente. Mesmo sendo bastante pequena, foi realizada a correção da parcela de sobrecarga em todos os casos.

A principal característica notada na Figura 4.47 diz respeito às resistências normalizadas dos ensaios de compressão e de arrancamento terem apresentado tendências de crescimento com a velocidade normalizada aproximadamente iguais entre as velocidades $V = 100$ e $V = 50000$.

Os ensaios de arrancamento após compressão (PC1 a PC4) demonstraram valores de magnitude muito próximas às dos ensaios somente de arrancamento (T1 a T8), além da mesma tendência. Porém, acredita-se que esta coincidência tenha ocorrido somente para os tempos de repouso e intervalo adotados neste trabalho. Possivelmente, maiores tempos de intervalo entre o fim do ensaio de compressão e o arrancamento, permitindo maior dissipação das tensões e poropressões no solo, ocasionariam o aumento dos valores de resistência normalizada. Como pode ser observado nos ensaios com velocidade normalizada $V = 1000$, os com maior tempo de repouso (T9 e T10) mostraram aumentos nos valores de N_{c0} , em comparação com o ensaio

para 1 dia de repouso (T5), o que sugere que os maiores graus de adensamento ocorridos para vários dias de repouso influenciam nos resultados.

O ensaio de compressão com menor velocidade ($V = 100$) apresentou valor de $N_{c0} = 5,95$, muito próximo dos valores teóricos em torno de 6 para fundação quadrada na superfície apresentados no Capítulo 2. Dos ensaios de arrancamento, pode-se perceber que aqueles com maiores velocidades ($V = 25000$ e 50000) atingiram valores de N_{c0} entre 5 e 6, comparáveis com os fatores de capacidade usualmente utilizados em compressão.

A grande diferença observada entre a magnitude dos valores obtidos para compressão e arrancamento provavelmente se deve à utilização das resistências S_{u0} na condição inicial e em profundidades semelhantes para as situações de compressão e arrancamento, que são consideravelmente diferentes. Além disso, ressalta-se que as análises dos ensaios de compressão dependem do critério de ruptura adotado para obtenção de q_u , podendo não representar, efetivamente, a ruptura plástica do solo para a qual o fator de carga é definido.

4.9.2.2 Correção de $S_{u,op}$ e comparação com outros trabalhos da bibliografia

No caso da Figura 4.47, a resistência não-drenada não foi corrigida de forma a considerar os aumentos da resistência mobilizada pela fundação durante o movimento por efeitos viscosos. De acordo com as disposições apresentadas no Capítulo 2, isto pode ser feito através da expressão (Chen *et al.*, 2012):

$$S_{u,op} = S_{u0} \left[1 + \mu \log \left(\frac{v/3B}{\gamma_{ref}} \right) \right] \quad (\text{Equação 4.1})$$

Onde v é a velocidade da fundação, S_{u0} é a resistência no nível da base da fundação determinada através dos ensaios *T-bar* e γ_{ref} é a taxa de deformação de referência de $0,0001 \text{ s}^{-1}$, abaixo da qual se considera que os efeitos viscosos podem ser desprezados.

Dessa forma, apresentam-se na Figura 4.48 os fatores N_c calculados com $S_{u,op}$ para os ensaios de arrancamento, e estes são comparados com os fatores obtidos por Chen *et al.* (2012) e os fatores N_u estimados por Lehane *et al.* (2008). Pode ser percebido que, apesar dos ensaios deste trabalho terem sido realizados em laboratório a 1g, a tendência de crescimento dos fatores de carga com a velocidade se mostrou bastante similar às dos trabalhos citados.

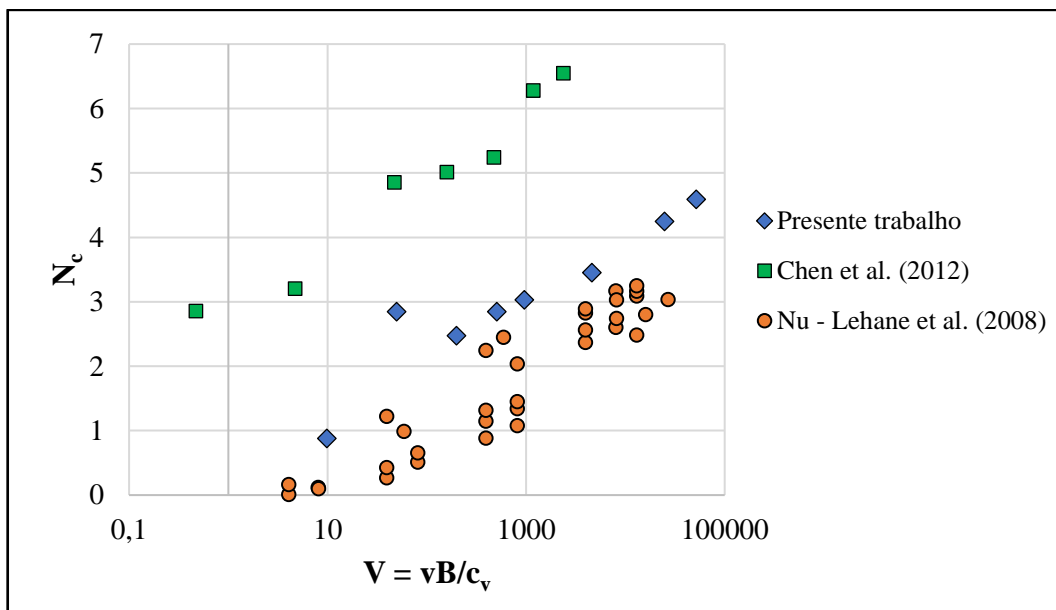


Figura 4.48 –Fatores de capacidade de carga calculados com a resistência não-drenada operacional e comparação com resultados de outros trabalhos.

Em comparação com a Figura 4.47, nota-se que os fatores de carga corrigidos com a resistência não-drenada operacional apresentam redução, principalmente nos ensaios de alta velocidade, onde a taxa de deformação cisalhante da fundação se torna mais que uma ordem de grandeza maior do que a taxa de referência adotada.

Dado que as tendências se mostraram semelhantes, a diferença observada nos resultados é relacionada aos valores absolutos dos fatores de carga.

No trabalho de Lehane *et al.* (2008), além da diferente geometria do problema, os embutimentos das âncoras na camada de argila foram bastante pequenos, como já comentado. Assim, mesmo para velocidades normalizadas muito altas, os fatores N_u se apresentaram significativamente menores do que os valores de N_c convencionais, não ultrapassando cerca de 3,2. Nos ensaios considerados por Chen *et al.* (2012) como próximos da condição não drenada ($V > 1000$), os fatores de carga se apresentaram entre 6 e 7.

Já nos resultados deste trabalho, os maiores valores de N_c atingidos foram entre 4 e 5. Apesar das baixas magnitudes de cargas e pressões medidas e as dificuldades enfrentadas no modelo 1g, acredita-se que estas diferenças sejam devidas: (i) à não ocorrência de adensamento completo dos excessos de poropressão em 1 dia de repouso; (ii) ao baixo gradiente normalizado de resistência (κ), em comparação com os valores de 2 a 3,6 dos ensaios de Chen *et al.* (2012),

que podem incrementar significativamente os valores de N_c (conforme mostrado em 2.4.3; e (ii) à utilização de resistências não-drenadas tomadas na extrapolação linear dos perfis, que resulta no emprego de resistências maiores do que caso fossem tomadas diretamente no perfil de S_u . Este aspecto é discutido no tópico seguinte.

4.9.2.3 Fatores de capacidade de carga à compressão N_c^* analisados ao longo da profundidade

A normalização dos resultados de resistência deste trabalho é dificultada pelo grande incremento de resistência não-drenada que é observado em pequenas profundidades. Dos perfis de S_u ensaiados, pode ser visto que, em geral, o ponto onde estes passam a ter aumento linear com a profundidade se situa em torno de 5 a 6 cm de profundidade, o que representa mais de metade da largura da fundação modelo. Este comportamento provavelmente é relacionado à mobilização incompleta do mecanismo de ruptura dos ensaios *T-bar* até estas profundidades.

Assim, apesar de ser possível a consideração arbitrária da extrapolação da tendência linear até a profundidade da base da fundação como o valor de resistência neste ponto (como feito, usualmente, por ensaios em centrífuga), deve-se notar que esta pode ser errônea no caso deste trabalho, resultando em valores de S_u sobrestimados e, conseqüentemente, redução da resistência normalizada e dos fatores de capacidade de carga (N_c) calculados.

A partir dos valores de S_{um} e k médios determinados a partir dos ensaios de *T-bar*, o gradiente normalizado de resistência calculado para a fundação modelo tem valor $\kappa' = kB/S_{um} \approx 0,22$, que é pequeno. De acordo com as proposições de Davis e Booker (1973) e as profundidades equivalentes (z_{eq}) onde deve ser tomado o valor de resistência não-drenada para cálculo da capacidade de carga de fundações em perfis com crescimento linear, mostradas na Figura 2.23, é visto que para gradientes (κ) pequenos o fator de capacidade de carga N_c^* tem pouca variação e a profundidade equivalente seria de aproximadamente $0,17B$ - ou seja, 1,7 cm abaixo da base da fundação, para este caso. Somando este valor ao embutimento inicial da fundação (w_i) nos ensaios, tem-se que as profundidades para tomada de $S_{u,eq}$ seria entre 2,5 e 3 cm, valores que também se encontram dentro da faixa inicial onde se observa a maior heterogeneidade descrita.

White *et al.* (2005) também apresentam ensaios realizados a 1g onde a heterogeneidade do perfil de resistência não-drenada criou dificuldades na definição dos fatores de capacidade de carga. Neste caso, os autores analisaram a evolução de N_c^* com a profundidade, considerando, a cada ponto de avanço da fundação, a resistência não-drenada S_u do perfil determinado com o *T-bar*. Com isso, os autores determinaram o N_c^* de pico obtido em cada ensaio de compressão

realizado. Fagundes (2010) também avaliou as curvas de N_c^* em função da penetração para os *mudmats* maciços ensaiados através desta análise.

Este procedimento foi realizado para os ensaios C5 e C6, os quais foram realizados sem instalação prévia da fundação, sendo possível relacionar os resultados de q_c diretamente com as resistências obtidas nos ensaios *T-bar* (nos ensaios com instalação prévia, existe certa indefinição do perfil de S_u abaixo da fundação após o tempo de repouso, como mostrado em 4.8). A cada ponto foi considerada a resistência a $0,17B$ (1,7 cm) abaixo da fundação para a normalização, e foi descontada a parcela de sobrecarga (Equação 4.2).

$$N_c^* = \frac{q_c - \gamma' w}{S_{u,eq}} \quad (\text{Equação 4.2})$$

As curvas obtidas são mostradas na Figura 4.49. Para comparação, foram traçadas curvas considerando a normalização pelas resistências tomadas na extrapolação linear do perfil de resistência até a superfície, como adotado nas análises do tópico 4.9.2.2.

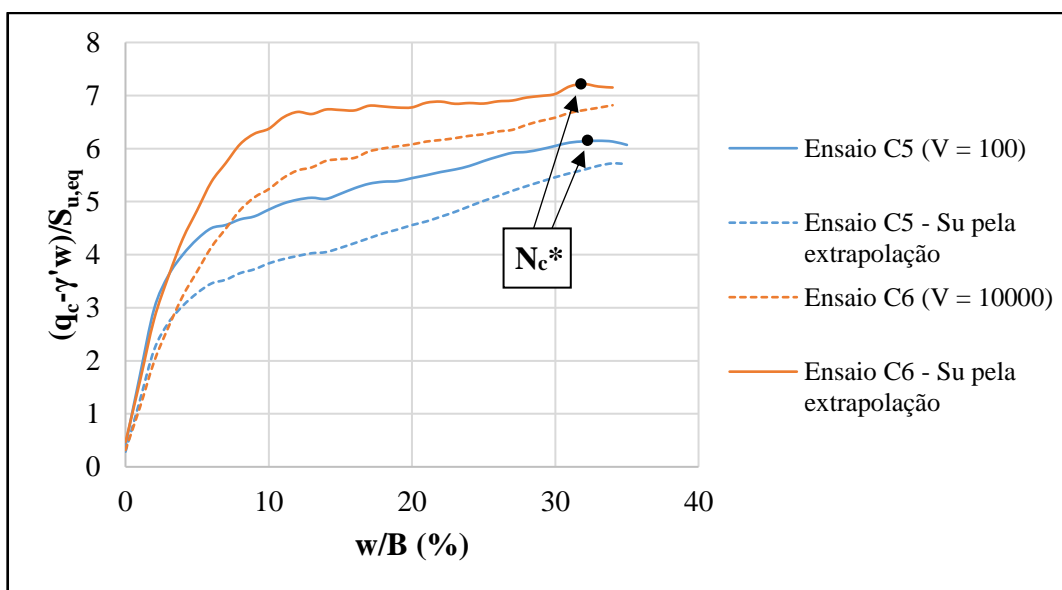


Figura 4.49 – Curvas de resistência normalizada obtidas para os ensaios C5 e C6.

Os valores de pico de N_c^* observados foram de 6,15 e 7,22, respectivamente, para os ensaios C5 e C6, e estes valores foram atingidos a embutimentos normalizados de cerca de 32%. Para *mudmat* quadrado com largura de 100 mm, igual à deste trabalho, White *et al.* (2005) obtiveram N_c^* de 7,1. A velocidade de atuação empregada pelos autores foi de 2 mm/s, e apesar de não terem sido avaliadas as velocidades normalizadas, acredita-se que estas seriam altas,

comparáveis às do ensaio C5. Fagundes (2010), por sua vez, reportou valores de N_c^* de 6,7 e 7,45 para modelos com larguras de 2,4 e 3 mm, respectivamente, utilizados em centrífuga, com velocidade normalizada $V = 100$, considerando que foram atingidos maiores embutimentos ($z/d^* \approx 0,5$, sendo $d^* = 4B/\pi$).

Assim, considera-se que houve boa concordância dos valores obtidos neste trabalho com os da bibliografia, ainda que existam as dificuldades de avaliação do perfil de resistência da mistura argilosa. É importante, também, destacar que este tipo de análise é independente da adoção de um critério de ruptura para definição da carga máxima.

Como discutido, pode ser observado na Figura 4.49 que quando se adotam as resistências a partir da extrapolação linear, os valores de N_c^* apresentam valores menores do que quando estas são tomadas no perfil original, levando em conta o trecho de incremento inicial. As curvas traçadas com as extrapolações não apresentaram pico, mas é possível notar a tendência de atingir os mesmos valores das curvas de linha cheia, caso o deslocamento fosse maior, o que ocorreria a partir do ponto em que o perfil de resistência se iguala ao ajuste linear.

Estes aspectos podem explicar os valores de N_c menores do que o esperado, mostrados no tópico anterior, entendendo-se que estes teriam aumento significativo caso não se observasse a heterogeneidade superficial de resistência ou esta tivesse pouca influência comparada à largura da fundação. Estas características influenciam menos em pesquisas que trabalham com grandes profundidades – como as de hidrojateamento (e. g. Lourenço, 2016) – mas são relevantes na análise de fundações superficiais, como no caso do presente trabalho.

Por fim, comenta-se, novamente, que o fato de terem sido adotadas as resistências não-drenadas obtidas com a mini-palhetta como os valores de referência também pode ter impacto nestes resultados. Conforme discutido em 4.3, se fossem utilizadas as resistências obtidas com o mini *T-bar*, empregando o fator de resistência teórico médio $N_{T-bar} = 10,5$ (como feito na maioria das pesquisas) e levando em conta a influência dos efeitos viscosos, as resistências não-drenadas sofreriam redução, o que ocasionaria aumento nos fatores N_c calculados.

5 CONCLUSÕES

A partir da análise e discussão dos resultados deste trabalho, foi possível obter as conclusões descritas neste capítulo.

a) Quanto às características da mistura argilosa empregada para os ensaios

A mistura composta por caulim e bentonita na proporção de 85%-15% e 120% de umidade guarda semelhanças com as argilas marinhas estudadas, possuindo granulometria, limites de liquidez e plasticidade próximos dos médios observados em campo. Os resultados obtidos se mostraram dentro da faixa de valores estudados pelas pesquisas anteriores do LEGG/UFRGS.

Os ensaios de adensamento realizados apresentaram resultados satisfatórios, observando-se que todos convergiram para a mesma linha de compressão virgem. O coeficiente de adensamento médio determinado teve valor muito próximo do obtido por Gauer (2015), porém, a dificuldade de empregar baixas tensões verticais nestes ensaios e a variabilidade dos pontos observada nesta faixa levaram a uma incerteza na determinação de seus valores nestas condições.

Nas misturas empregadas nos tanques de ensaio, não foram observadas grandes diferenças de umidade ao longo da profundidade. A reutilização das misturas argilosas após os ensaios foi possível através da quebra das estruturas formadas durante o tempo de repouso e remistura, desde que a umidade atendesse o critério de tolerância adotado. Devido aos efeitos de tixotropia, a mistura reutilizada apresenta características e resistências não-drenadas próximas para os mesmos tempos de repouso.

b) Quanto às resistências não-drenadas observadas

Nos perfis de resistência não-drenada determinados foi observada a presença de um crescimento acentuado junto à superfície e aumento linear da resistência com a profundidade, assim como é típico de sedimentos argilosos marinhos.

Os valores de resistência não-drenada obtidos com os ensaios de mini-palheta com rotação de 5,4°/min foram adotados como referência. Os penetrômetros *T-bar* e *Ball*, que foram confeccionados para esta pesquisa, apresentaram resultados satisfatórios e permitiram a melhor

avaliação da resistência através de perfis contínuos, em comparação com os pontos discretos proporcionados pelos ensaios de palheta. Foi notada certa dispersão entre os dados, decorrentes principalmente de mudanças dos sacos de caulim e bentonita e do processo manual de enchimento e aplainamento do tanque. Os fatores de resistência N_{T-bar} e N_{Ball} calibrados a partir das resistências de mini-palheta tiveram valores coerentes, próximos das soluções teóricas e também de fatores determinados experimentalmente para argilas marinhas.

Os ensaios com velocidade variada (*Twitch*) e ensaios *T-bar* com diferentes velocidades de cravação permitiram analisar a influência da velocidade na resistência não-drenada. Os resultados apresentaram tendências semelhantes a resultados encontrados na bibliografia, e verificou-se uma taxa de aumento por efeitos viscosos de 10% a cada ciclo logarítmico de velocidade.

Investigações da resistência não-drenada realizadas em diferentes tempos de repouso e na posição de ensaio da fundação indicaram que as resistências da mistura argilosa utilizada no trabalho depende predominantemente de efeitos de endurecimento tixotrópico e reações químicas progressivas entre os argilominerais, que acarretam na formação de um solo com estrutura e resultam em resistências maiores do que os de uma argila normalmente adensada.

c) Quanto ao comportamento da fundação modelo submetida a esforços de arrancamento com diferentes velocidades

Através das curvas de tensão-deslocamento e poropressão-deslocamento da fundação nos ensaios de arrancamento, foi visto que a sucção gerada durante o arrancamento seguiu comportamento similar ao da tensão vertical na base, mostrando que a sucção sustenta o movimento conjunto do solo com a fundação, assim como indicado pelos trabalhos da bibliografia. O rompimento ocorre bruscamente, e, após este, a força de extração se reduz ao peso próprio da fundação. Também foi observado grande crescimento no deslocamento normalizado até o ponto de ruptura com o aumento da velocidade de ensaio.

Nos ensaios de arrancamento com as maiores velocidades empregadas no trabalho, a força de extração atingiu valores da ordem de 3 vezes o peso próprio do conjunto da fundação, o que mostra que os sistemas utilizados para a recuperação dos equipamentos *offshore* devem ser capazes de suportar esforços significativamente maiores do que o peso próprio dos mesmos.

Os ensaios realizados com maior número de dias de repouso permitiram concluir que o adensamento do solo sob a base da placa tem influência considerável nos resultados, podendo ter impacto nos valores de N_c calculados.

d) Quanto aos ensaios de compressão e posterior arrancamento da fundação modelo

Nos ensaios de compressão realizados, também foram observados aumentos expressivos da tensão e das poropressões com o aumento da velocidade. Em geral, os critérios de ruptura avaliados para definição da resistência última não mostraram grandes diferenças, com exceção dos ensaios onde se observou crescimento progressivo da resistência com o deslocamento, como nos ensaios sem instalação prévia.

Os ensaios de arrancamento após a compressão demonstraram valores de deslocamento normalizado no ponto de rompimento significativamente maiores do que os dos ensaios somente de arrancamento, mostrando que o maior embutimento inicial tem grande influência na capacidade de sustentação da sucção e da resistência à extração da fundação.

e) Quanto aos mecanismos de ruptura observados

Com relação aos mecanismos de ruptura em compressão, foi possível observar o desenvolvimento de mecanismos mais próximos de ruptura generalizada e localizada, ao contrário de puncionamento, que seria o caso esperado para uma argila mole.

O principal aspecto notado nos ensaios de arrancamento foi o alívio abrupto da sucção ocorrido nos ensaios com altas velocidades, que ocasiona o desprendimento brusco do solo abaixo da fundação.

f) Quanto às condições de drenagem observadas durante o carregamento e os fatores de capacidade de carga calculados

Para os ensaios de arrancamento realizados, foram consideradas condições não-drenadas para velocidade normalizada $V > 500$, tendo sido observadas incertezas na faixa de velocidades normalizadas mais baixas que esta. De toda forma, as relações entre a sucção e a resistência à extração líquidas no pico se mostraram parecidas com as obtidas por Li (2015) para *mudmats* com saias em centrífuga.

O baixo nível de tensões efetivas com o qual se trabalha nos modelos a 1g resulta em valores pequenos de forças e pressões, o que pode dificultar a comparação dos valores absolutos de resistência normalizada com trabalhos da literatura. Entretanto, apesar destas dificuldades, foi possível obter tendências de comportamento muito similares às encontradas em experimentos feitos em centrífuga.

Adotando valores de S_{u0} tomados na extrapolação do trecho linear dos perfis de *T-bar*, foram observados valores de N_{c0} de 5 a 6 nos ensaios de arrancamento, comparáveis com os fatores de capacidade de carga à compressão usuais, nos ensaios de maior velocidade.

Foi percebido que, no caso estudado, a normalização das resistências é dificultada pela heterogeneidade dos perfis de resistência não-drenada da mistura argilosa, onde se observa grande incremento de resistência na porção superficial até que se atinja um crescimento linear com a profundidade.

A análise dos fatores de carga N_c^* nos ensaios de compressão, calculados com a resistência não-drenada equivalente (Davis e Booker, 1973) tomada diretamente dos perfis de *T-bar*, resultou em valores maiores e aparentemente coerentes, mostrando que, além da resistência não-drenada adotada, a análise também é influenciada pelo critério de ruptura considerado.

Por fim, conclui-se que foi possível observar a grande influência da velocidade de arrancamento na resistência medida, o que mostra que os processos de recuperação de equipamentos submarinos apoiados sobre *mudmats* devem possuir controles adequados e evitar a aplicação de esforços com alta velocidade. A ocorrência de esforços dinâmicos pode levar a resistências que excedem a capacidade do sistema utilizado e dos cabos de arrancamento, acarretando dificuldades e prejuízos.

Indica-se que estudos mais aprofundados são necessários para investigação do comportamento da mistura composta por caulim e bentonita, principalmente quanto à evolução de sua resistência com o tempo por suas características particulares descritas.

REFERÊNCIAS

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 10905 (MB-3122)**: Solo – Ensaio de palheta in situ. Rio de Janeiro: ABNT, 1989. 9 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12007**: Solo - Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: ABNT, 1990. 15 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações. Rio de Janeiro: ABNT, 2010. 91 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a. 8 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6458**: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm - Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro: ABNT, 2016b. 10 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo - Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016c. 5 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo - Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016d. 3 p.

ABNT - ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181**: Solo - Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016e. 12 p.

ACOSTA-MARTINEZ, H. E. **Physical modelling of shallow skirted foundations under transient and sustained uplift**. PhD Thesis. Perth: University of Western Australia, 2010. 193 p.

ACOSTA-MARTINEZ, H. E.; GOURVENEC, S.; RANDOLPH, M. F. An experimental investigation of a shallow skirted foundation under compression and tension. **Soils and Foundations**, v. 48, n. 2, p. 247-254, 2008.

ACOSTA-MARTINEZ, H. E.; GOURVENEC, S.; RANDOLPH, M. F. Centrifuge study of capacity of a skirted foundation under eccentric transient and sustained uplift. **Géotechnique**, v. 63, n. 4, p. 317-328, 2012.

ANP - AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS. **Resolução ANP N° 27**, 2006. Disponível em: <<http://legislacao.anp.gov.br/?path=legislacao-anp/resol-anp/2006/outubro&item=ranp-27--2006>>. Acesso em: 17/04/2019.

ANP - AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCOMBUSTÍVEIS. **Anuário estatístico brasileiro do petróleo, gás natural e biocombustíveis 2018**, 2018. Disponível em: <<http://www.anp.gov.br/publicacoes/anuario-estatistico/anuario-estatistico-2018>>. Acesso em: 19/04/2019.

API - AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **RP 2A-WSD**: Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms - Working Stress Design. 21st ed., Errata and Supplement 1. Washington (DC): API, 2002.

API - AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE. **RP 2GEO**: Recommended Practice - Geotechnical and Foundation Design Considerations. 1st ed., Addendum 1. Washington (DC): API, 2011.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D2435/D2435M - 11**: Standard test methods for one-dimensional consolidation properties of soils using incremental loading. West Conshohocken: ASTM International, 2011. 15 p.

ASTM - AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **D4648/D4648M - 16**: Standard test method for laboratory miniature vane shear test for saturated fine-grained clayey soil. West Conshohocken: ASTM International, 2016. 7 p.

ATKINSON, J. H. Non-linear stiffness in routine design. **Géotechnique**, v. 50, n. 5, p. 487-508, 2000.

BIOT, M. A. General theory of three-dimensional consolidation. **Journal of Applied Physics**, v. 12, p. 155-164, 1941.

BJERRUM, L. Problems of soil mechanics and construction on soft clays. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 8., 1973. **Proceedings [...]**. Moscow: ISSMGE, 1973. p. 111-159.

BOOKER, J. R.; SMALL, J. C. The behaviour of an impermeable flexible raft on a deep layer of consolidating soil. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, v. 10, n. 1, p. 311-327, 1986.

BOUWMEESTER, D.; PEUCHEN, J.; VAN DER WAL, T.; SARATA, B; WILLEMSE, C. A.; VAN BAARS, S; PEELLEN, R. Prediction of breakout force for deep water seafloor objects. In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, 2009. **Proceedings [...]**. Houston: OTC, 2009. Paper 19925.

BRUM JR, S. A.; SABOYA JR, F.; TIBANA, S.; REIS, R. M. Performance of torpedo piles using scaled models in geotechnical centrifuge. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 15., 2010. **Anais [...]**. Gramado: ABMS, 2010. p. 8-15.

BS - BRITISH STANDARD. **BS 1377-7**: Methods of test for soils for civil engineering purposes - Part 7: Shear strength tests (total stress). 1990. 48 p.

CARNEIRO, F. L. **Análise dimensional e teoria da semelhança e dos modelos físicos**. Rio de Janeiro: Editora UFRJ, 1993. 258 p.

CASSIDY, M. J. Experimental observation of the penetration of spudcan footings in silt. **Géotechnique**, v. 62, n. 8, p. 727-732, 2012.

CERATO, A. B.; LUTENEGGER, A. J. Scale effects of shallow foundation bearing capacity on granular material. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 133, n. 10, p. 1192-1202, 2007.

CHANDLER, R. J. The in-situ measurement of the undrained shear strength of clays using the field vane. In: **ASTM STP 1014**. Philadelphia: ASTM, 1988. p. 13-44.

CHANDLER, J.; WHITE, D.; TECHERA, E. J.; GOURVENEC, S.; DRAPER, S. Engineering and legal considerations for decommissioning of offshore oil and gas infrastructure in Australia. **Ocean Engineering**, p. 10, 2017.

CHEN, R.; GAUDIN, C.; CASSIDY, M. J. Investigation of the vertical uplift capacity of deepwater mudmats in clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 49, no. 7, p. 853-865, 2012.

CHUNG, S. F.; RANDOLPH, M. F. Penetration resistance in soft clay for different shaped penetrometers. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION (ISC), 2., Porto, 2004. **Proceedings [...]**. Rotterdam: Millpress, 2004. p. 671-677.

CHUNG, S. F.; RANDOLPH, M. F.; SCHNEIDER, J. A. Effect of penetration rate on penetrometer resistance in clay. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 132, n. 9, p. 1188-1196, 2006.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações diretas: Projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140 p.

COLLIAT, J.-L. Anchors for deepwater to ultradeepwater moorings. In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, Houston, 2002. **Proceedings [...]**. Houston: OTC, 2002. Paper 14306, p. 6-9.

CRAIG, W. H.; CHUA, K. Extraction forces for offshore foundations under undrained loading. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 116, n. 5, p. 868-884, 1990.

DAS, B. M. **Shallow foundations: Bearing capacity and settlement**. 2nd ed. Boca Raton: CRC Press, 2009. 325 p.

DAVIS, E. H.; BOOKER, J. R. The effect of increasing strength with depth on the bearing-capacity of clays. **Géotechnique**, v. 23, n. 4, p. 551-563, 1973.

DEAN, E. T. R. **Offshore geotechnical engineering: Principles and practice**. London: Thomas Telford Limited, 2010. 506 p.

DEJONG, J. T.; YAFRATE, N. J.; DEGROOT, D. J. Evaluation of undrained shear strength using full-flow penetrometers. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, ASCE, v. 137, n. 1, p. 14-26, 2011.

EINAV, I.; RANDOLPH, M. F. Combining upper bound and strain path methods for evaluating penetration resistance. **International Journal in Numerical Methods in Engineering**, n. 63, p. 1991-2016, 2005.

FAGUNDES, D. F. **Modelagem física de estruturas offshore assentes em leito marinho**. Dissertação (Mestrado). Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2010. 141 p.

FINNIE, I. M. S.; RANDOLPH, M. F. Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON BEHAVIOUR OF OFFSHORE STRUCTURES, 7., 1994. **Proceedings [...]**. Cambridge, MA: Pergamon, 1994. p. 217-230.

FISHER, R.; CATHIE, D. Optimisation of gravity based design for subsea applications. In: BGA INTERNATIONAL CONFERENCE ON FOUNDATIONS, Dundee, 2003. **Proceedings [...]**. London: Thomas Telford Limited, 2003. p. 283-296.

FONINI, A. **Comportamento mecânico de uma areia cimentada: Análise experimental e micromecânica**. Tese (Doutorado). Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2012. 201 p.

FOPPA, D. **Novo método para cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais assentes sobre camada de reforço em solo-cimento**. Tese (Doutorado). Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2016. 229 p.

GARNIER, J.; GAUDIN, C.; SPRINGMAN, S. M.; CULLIGAN, P. J.; GOODINGS, D.; KONIG, D.; KUTTER, B.; PHILLIPS, R.; RANDOLPH, M. F.; THOREL, L. Catalogue of scaling laws and similitude questions in geotechnical centrifuge modelling. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 7, n. 3, London, p. 1-23, 2007.

GAUDIN, C.; LI, X.; TIAN, Y.; CASSIDY, M. J. About the uplift resistance of subsea structures. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 19., Seoul, 2017. **Proceedings [...]**. Seoul: ISSMGE, 2017. p. 2281-2284.

GAUER, E. A. **Influência da velocidade de rotação da mini palheta na resistência de um solo siltoso**. Dissertação (Mestrado). Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2010. 126 p.

GAUER, E. A. **Efeitos de velocidade em ensaios de palheta**. Tese (Doutorado). Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2015. 273 p.

GOURVENEC, S. Failure envelopes for offshore shallow foundations under general loading. **Géotechnique**, v. 57, n. 9, p. 715-728, 2007.

- GOURVENEK, S.; FENG, X. Frontiers in deepwater geotechnics: Optimising geotechnical design of subsea foundations. **Australian Geomechanics**, v. 49, n. 4, p. 81-99, December, 2014.
- GOURVENEK, S.; RANDOLPH, M.; KINGSNORTH, O. Undrained bearing capacity of square and rectangular footings. **International Journal of Geomechanics**, v. 6, n. 3, p. 147-157, 2006.
- GRAHAM, J.; CROOKS, J. H. A.; BELL, A. L. Time effects on the stress-strain behaviour of natural soft clays. **Géotechnique**, v. 33, n. 3, p. 327-340, 1983.
- GUIMARÃES, P. F. **Estudo da influência de uma parcela viscosa nas resistências saturadas**. Dissertação (Mestrado). Rio de Janeiro: UFRJ, 2000. 194 p.
- HACHICH, W.; FALCONI, F. F.; SAES, J. L.; FROTA, R. G. Q.; CARVALHO, C. S.; NIYAMA, S. **Fundações: teoria e prática**. 2ª. ed. São Paulo: PINI, 1998. 751 p.
- HANSEN, J. B. A revised and extended formula for bearing capacity. Danish Geoteknisk Institut. **Bulletin n. 28**, Copenhagen, 1970. p. 5-11.
- HILL, R. **The mathematical theory of plasticity**. Oxford: Oxford University Press, 1950.
- HOUSE, A. R.; OLIVEIRA, J. R. M. S.; RANDOLPH, M. F. Evaluating the coefficient of consolidation using penetration tests. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 3, p. 17-26, 2001.
- ISO - INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Petroleum and natural gas industries: Specific requirements for offshore structures: Part 4: Geotechnical and foundation design considerations**. Geneva: ISO, 2003.
- ISO - INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. **Petroleum and natural gas industries: Specific requirements for offshore structures: Part 8: Marine soil investigations**. Geneva: ISO, 2014.
- JEANJEAN, P.; WATSON, P. G.; KOLK, H. J.; LACASSE, S. The new API Recommended Practice for Geotechnical Engineering: RP 2GEO. In: GOURVENEK, S.; WHITE, D. **Frontiers in Offshore Geotechnics II**. London: Taylor and Francis Group, 2011.
- JUNG, J. G. **Estudo do jateamento em solos argilosos e sua aplicação à engenharia de fundações offshore**. Dissertação (Mestrado). Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2012. 181 p.
- LAI, H. S. **Análise estatística de fundação rasa em argila para manifolds submarinos**. Dissertação (Mestrado). Rio de Janeiro: COPPE/UFRJ, 2009. 97 p.
- LEHANE, B. M.; GAUDIN, C. Effects of drained preloading on the performance of shallow foundations on overconsolidated clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON

OFFSHORE MECHANICS AND ARCTIC ENGINEERING, 24., Halkidiki, 2005. **Proceedings** [...]. Halkidiki, Greece: ASME, 2005. p. 891-896.

LEHANE, B. M.; GAUDIN, C.; RICHARDS, D.; RATTLE, M. J. Rate effects on the vertical uplift capacity of footings founded in clay. **Géotechnique**, v. 58, n. 1, p. 13-21, 2008.

LEHANE, B. M.; JARDINE, R. J. Effects of long-term preloading on the performance of a footing on clay. **Géotechnique**, v. 53, n. 8, p. 689-695, 2003.

LEHANE, B. M.; O'LOUGHLIN, C. D.; GAUDIN, C.; RANDOLPH, M. F. Rate effects on penetrometer resistance in kaolin. **Géotechnique**, v. 59, n. 1, p. 41-52, 2009.

LI, X. **The uplift of offshore shallow foundations**. PhD Thesis. Perth: University of Western Australia, 2015. 206 p.

LI, X.; GAUDIN, C.; TIAN, Y.; CASSIDY, M. J. Rate effects on the uplift capacity of skirted foundations on clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON PHYSICAL MODELLING IN GEOTECHNICS, 8., Perth, Australia, 2014. **Proceedings** [...]. London: Taylor & Francis Group, 2014a. p. 473-479.

LI, X.; GAUDIN, C.; TIAN, Y.; CASSIDY, M. J. Effect of perforations on uplift capacity of skirted foundations in clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 51, p. 332-345, 2014b.

LI, X.; GAUDIN, C.; TIAN, Y.; CASSIDY, M. J. Comparative study of compression and uplift of shallow foundations. **Computers and Geotechnics**, 69, p. 38-45, 2015a.

LI, X.; GAUDIN, C.; TIAN, Y.; CASSIDY, M. J. Effects of preloading and consolidation on the uplift capacity of skirted foundations. **Géotechnique**, v. 65, n. 12, p. 1010-1022, 2015b.

LI, X.; TIAN, Y.; CASSIDY, M. J.; GAUDIN, C. Sustained uplift of skirted foundation in clay. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON OCEAN, OFFSHORE AND ARCTIC ENGINEERING (OMAE), 33., San Francisco, 2014. San Francisco: ASME, 2014. p. 1-8.

LIENG, J. T.; BJØRGEN, H. P. New flow-through mudmat design for Heidrun subsea structure. In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, Houston, 1995. **Proceedings** [...]. Houston: OTC, 1995. Paper 7671, p. 289-299.

LIU, Z.; LACASSE, S.; NADIM, F.; GILBERT, R. Reliability of API and ISO guidelines for bearing capacity of offshore shallow foundations. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON GEOTECHNICAL SAFETY AND RISK, 5., 2005. **Proceedings** [...]. Rotterdam, Netherlands: IOS Press, 2015. p. 803-809.

LOURENÇO, D. E. **Hidrojateamento em Solos Argilosos**. Tese (Doutorado). Porto Alegre: PPGE/UFRGS, 2016. 191 p.

LUNNE, T.; ANDERSEN, K. H.; LOW, H. E.; RANDOLPH, M. F.; SJURSEN, M. Guidelines for offshore in situ testing and interpretation in deepwater soft clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 48, p. 543-556, 2011.

MANA, D. S. K. **Numerical & experimental investigation of offshore shallow skirted foundations**. PhD Thesis. Perth: The University of Western Australia, 2013. 298 p.

MANA, D. S. K.; GOURVENEC, S.; RANDOLPH, M. F. Experimental investigation of reverse end bearing capacity of offshore shallow foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 50, p. 1022-1033, 2013.

MANA, D. S. K.; GOURVENEC, S.; RANDOLPH, M. F.; HOSSAIN, M. S. Failure mechanisms of skirted foundations in uplift and compression. **International Journal of Physical Modelling in Geotechnics**, v. 12, n. 2, p. 47-62, 2012.

MARTIN, C. M. Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 15., Istanbul, 2001. **Proceedings [...]**. Istanbul: Balkema, 2001. p. 743-746.

MARTINS, C. F. **O descomissionamento de estruturas de produção offshore no Brasil**. Monografia (Especialização). Vitória: UFES, 2015. 42 p.

MATIAS, V. L. N. F. **Perforation effect in the bearing capacity of shallow foundations**. Dissertação (Mestrado). Coimbra, Portugal: Universidade de Coimbra, 2016. 62 p.

MEYERHOF, G. G. The ultimate bearing capacity of foundations. **Géotechnique**, v. 2, p. 301-332, 1951.

MEYERHOF, G. G. Some recent research on the bearing capacity of foundations. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1, n. 1, p. 16-26, 1963.

MITCHELL, J. K.; SOGA, K. **Fundamentals of soil behaviour**. 3rd Edition. Hoboken: John Wiley & Sons, 2005. 558 p.

MOTTA, V. F. **Curso de Teoria da Semelhança**. 1^a ed. Porto Alegre: Editora UFRGS, 1972. 154 p.

NAVFAC - Naval Facilities Engineering Command. **Design Manual 7.01: Soil Mechanics**. Alexandria, VA: NAVFAC, 1986.

NETTO, Y. A. **Estudo experimental das características de compressibilidade e adensamento de uma argila mole**. Dissertação (Mestrado). Rio de Janeiro: PUC-Rio, 2006. 106 p.

OLIVEIRA, J. R. M. S. **Modelagem em centrífuga de um problema de interação solo estrutura**. Tese (Doutorado). Rio de Janeiro: UFRJ, 2005.

O'LOUGHLIN, C. D.; RANDOLPH, M. F.; RICHARDSON, M. Experimental and theoretical studies of deep penetrating anchors. In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, Houston, 2004. **Proceedings [...]**. Houston: OTC, 2004. Paper 16481, p. 3-6.

PASSINI, L. B. **Instalação e capacidade de carga axial de estacas modelo fluidizadas em solos arenosos**. Tese (Doutorado). Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2015. 292 p.

PECK, R. B.; HANSEN, W. E.; THORNBURN, T. H. **Foundation Engineering**. 2nd Edition. John Wiley & Sons, 1974. 486 p.

PETROBRAS. **Relatório interno**, 2011. 11 p.

PRANDTL, L. Über die härte plastischer körper. **Nachr. Kgl. Ges. Wiss. Göttingen, Math Phys. Klasse.**, 1920 *apud* VELLOSO e LOPES, 2010.

PUECH, A.; IORIO, J.-P.; GARNIER, J.; FORAY, P. Experimental study of suction effects under mudmat type foundations. In: CANADIAN CONFERENCE ON MARINE GEOTECHNICAL ENGINEERING, 4., vol. 3, St John's, 1993. **Proceedings [...]**. St John's: Canadian Geotechnical Society, 1993. p. 1062-1080.

RANDOLPH, M. F. Characterisation of soft sediments for offshore applications. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SITE CHARACTERIZATION (ISC), 2., Porto, 2004. **Proceedings [...]**. Rotterdam: Millpress, 2004. p. 209-232.

RANDOLPH, M. F.; HOULSBY, G. T. The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. **Géotechnique**, v. 50, n. 5, p. 573-582, 1984.

RANDOLPH, M. F.; HEFER, P. A.; GEISE, J. M.; WATSON, P. G. Improved seabed strength profiling using T-bar penetrometer. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON OFFSHORE SITE INVESTIGATION AND FOUNDATION BEHAVIOUR, London, 1998. **Proceedings [...]**. London: Society for Underwater Technology, 1998. p. 221-235.

RANDOLPH, M. F.; HOPE, S. Effect of cone velocity on cone resistance and excess pore pressures. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM ON ENGINEERING PRACTICE AND PERFORMANCE OF SOFT DEPOSITS, Osaka, 2004. **Proceedings [...]**. Osaka: Japanese Geotechnical Society, 2004. p. 147-152.

RANDOLPH, M. F.; JAMIOLKOWSKI, M. B.; ZDRAVKOVIĆ, L. Load carrying capacity of foundations. In: SKEMPTON MEMORIAL CONFERENCE, v. 1, London, 2004. **Proceedings [...]**. London: Thomas Telford Limited, 2004. p. 207-240.

RANDOLPH, M. F.; CASSIDY, M. J.; GOURVENEC, S.; ERBICH, C. T. The challenges of offshore Geotechnical Engineering. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND GEOTECHNICAL ENGINEERING, 16., Osaka, 2005. **Proceedings [...]**. Osaka: ISSMGE, 2005. p. 123-176.

RANDOLPH, M. F.; GAUDIN, C.; GOURVENEK, S. M.; WHITE, D. J.; BOYLAN, N.; CASSIDY, M. J. Recent advances in offshore geotechnics for deep water oil and gas developments. **Ocean Engineering**, n. 38, p. 818-834, 2011.

RANDOLPH, M. F.; GOURVENEK, S. **Offshore Geotechnical Engineering**. New York: Spon Press, 2011. 527 p.

REID, M. **Re-deployable subsea foundations**. Diploma Thesis. UK: University of Cambridge, 2007 *apud* Chen *et al.*, 2012.

REISSNER, H. Zum erddruckproblem. In: INTERNATIONAL CONGRESS FOR APPLIED MECHANICS, 1., 1924. **Proceedings [...]**. Delft, 1924. p. 295-311 *apud* VELLOSO E LOPES, 2010.

ROCHA, C. M. **Atenuação de cargas estáticas em linhas de ancoragem**. Dissertação (Mestrado). Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2014. 209 p.

ROCHA, M. M.; SCHNAID, F.; CONSOLI, N. **Considerações sobre leis de semelhança em modelos reduzidos para estudos geotécnicos**. Relatório interno. UFRGS, Porto Alegre. 2013.

SALENÇON, J.; MATAR, M. Capacité portante des foundations superficielles circulaires. **Journal de Mécanique Theorique et Appliquée**, v. 1, n. 2, p. 237-267, 1982.

SALGADO, R. **The engineering of foundations**. New York: McGraw-Hill, 2006. 882 p.

SALGADO, R.; LYAMIN, A. V.; SLOAN, S. W.; YU, H. S. Two- and three-dimensional bearing capacity of foundations in clay. **Géotechnique**, v. 54, n. 5, p. 297-306, 2004.

SAMPA, N. C. **Atenuação de cargas dinâmicas em linhas de ancoragem de plataformas offshore**. Dissertação (Mestrado). Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2015. 186 p.

SENG, S; TANAKA, H. Properties of very soft soils: A study of thixotropic hardening and behaviour under low consolidation pressure. **Soils and Foundations**, v. 52, n. 2, p. 335-345, 2012.

SILVA, P. T. C. **Estudo de alternativas de arranjos submarinos de produção com o uso de manifolds e bombas multifásicas**: otimização da vazão e análise financeira. Projeto de Graduação. Rio de Janeiro: UFRJ, 2015. 75 p.

SKEMPTON, A. W. The bearing capacity of clays. In: BUILDING RESEARCH CONGRESS, v. 1, London, 1951. **Proceedings [...]**. London: The Congress, 1951. p. 180-189.

STEWART, D. P.; RANDOLPH, M. F. A new site investigation tool for the centrifuge. In: INTERNATIONAL CONFERENCE ON CENTRIFUGE MODELLING - CENTRIFUGE 91, Boulder, 1991. **Proceedings [...]**. Boulder: CRC Press, 1991. p. 531-538.

STEWART, D. P.; RANDOLPH, M. F. T-bar penetration testing in soft clay. **Journal of Geotechnical Engineering**, ASCE, v. 120, n. 12, p. 2230-2235, 1994.

STRACKE, F. **Fluidização de solo arenoso associada à injeção de agente cimentante para ancoragem de estruturas offshore**. Dissertação (Mestrado). Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2012. 180 p.

TANI, K.; CRAIG, W. H. Bearing capacity of circular foundations on soft clay of strength increasing with depth. **Soils and Foundations**, v. 35, n. 2, p. 37-47, 1995.

TERZAGHI, K. Discussion on pile driving formulas. **Proceedings of the ASCE**, n. 68, v. 2, p. 311-323, 1942 *apud* CINTRA *et al.*, 2011.

TERZAGHI, K. **Theoretical soil mechanics**. New York: John Wiley & Sons, 1943.

TRB - TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. **NCHRP Report 651: LRFD Design specifications for shallow foundations - Appendix F: Shallow foundations modes of failure and failure criteria**. Washington D.C.: TRB, 2010.

VAN DE RIET, B. A. M.; YENIGUL, N. B.; BURGERS, R.; PISANÒ, F. Evaluation of the intrinsic conservatism in the design codes for subsea mudmats. In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, Houston, 2017. **Proceedings [...]**. Houston: OTC, 2017. Paper 27601.

VELLOSO, D. A.; LOPES, F. R. **Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 568 p.

VESIC, A. S. Bearing capacity of deep foundations in sand. **Highway Research Record**, n. 39, p. 112-153, 1963.

VESIC, A. S. Bearing capacity of shallow foundations. In: WINTERKORN, H. F.; FANG, H.-Y. **Foundation engineering handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold Co., 1975. p. 121-147.

WATSON, P. G.; RANDOLPH, M. F.; BRANSBY, M. F. Combined lateral and vertical loading of caisson foundations. In: OFFSHORE TECHNOLOGY CONFERENCE, Houston, 2000. **Proceedings [...]**. Houston: OTC, 2000. Paper 12195.

WHITE, D. J.; MACHONOCHE, A. J.; CHEUK, C. Y.; BOLTON, M. D.; JORAY, D.; SPRINGMAN, S. M. An investigation into the bearing capacity of perforated mudmats. In: INTERNATIONAL SYMPOSIUM OF FRONTIERS IN OFFSHORE GEOTECHNICS (ISFOG), Perth, 2005. **Proceedings [...]**. London: Taylor & Francis Group, 2005. p. 459-465.

WOOD, D. M. **Geotechnical Modelling**. London: Spon Press, 2004. 504 p.

ZDRAVKOVIĆ, L.; POTTS, D. M.; JACKSON, C. Numerical Study of the effect of preloading on undrained bearing capacity. **International Journal of Geomechanics**, v. 3, n. 1, p. 1-10, 2003.

ZHOU, H.; RANDOLPH, M. F. Resistance of full-flow penetrometers in rate dependent and strain-softening clay. **Géotechnique**, v. 59, n. 2, p. 79-86, 2009.