

**DESCOMISSIONAMENTO DE MUDMATS POR MEIO DE
POROPRESSÃO TERMICAMENTE INDUZIDA**

FILIFE BRITTO DOS REIS

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

ABRIL DE 2022

DESCOMISSIONAMENTO DE MUDMATS POR MEIO DE
POROPRESSÃO TERMICAMENTE INDUZIDA

FILIPE BRITTO DOS REIS

"Dissertação apresentada ao PPGEC - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil".

Orientador: Fernando Saboya Albuquerque Júnior

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE - UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES - RJ

ABRIL DE 2022

FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pelo autor.

R375

Reis, Filipe Britto dos.

Descomissionamento de Mudmats por meio de Poropressão Termicamente Induzida /
Filipe Britto dos Reis. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2022.

132 f. : il.

Bibliografia: 117 - 127.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense
Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2022.

Orientador: Fernando Saboya Albuquerque Junior.

1. Resposta térmica do solo. 2. Fundações offshore. 3. Descomissionamento. I.
Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

DESCOMISSONAMENTO DE MUDMATS POR MEIO DE
POROPRESSÃO TERMICAMENTE INDUZIDA

FILIPPE BRITTO DOS REIS

"Dissertação apresentada ao PPGEC -
Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil".

Aprovado em 28 de abril de 2022.

Comissão examinadora:



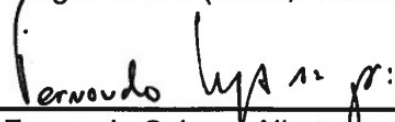
Prof. Ana Maria Vieira (D.Sc., Geotecnia) – LNEC



Eng. Ricardo Garske Borges (D.Sc., Geotecnia) – Petrobrás



Prof. Sérgio Tibiana (D.Sc., Geotecnia) – UENF



Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr (D.Sc., Geotecnia) – UENF (orientador)

AGRADECIMENTOS

Antes de qualquer outro agradeço a Deus porque Dele, por Ele e para Ele são todas as coisas e porque pela sua infinita misericórdia me permitiu chegar até aqui. Cada obstáculo e luta pelo caminho produziu em mim virtude. Em seguida agradeço minha família, meus pais Gecenir e Rosane, meu irmão Natan e minha noiva Mariana, pelo suporte e o sacrifício ao longo de todo esse tempo. É certo que nunca me esquecerei de tudo que fizeram e viverei para ser grato por isso e recompensá-los em tudo que puder.

Ao professor Fernando Saboya, sou grato pela orientação ao longo deste trabalho e por ter confiado a mim este projeto desafiador. Seu entusiasmo com o assunto e com cada resultado serviu com toda certeza para me motivar a seguir me superando. Da mesma forma agradeço ao professor Sérgio Tibana pelos conselhos e por ter compartilhado parte de seu conhecimento comigo, tendo colaborado significativamente no desenvolvimento deste trabalho.

Agradeço profundamente também a toda a equipe da Centrífuga Geotécnica da UENF: Renato, Valber, Matheus, Eberton e André. Sem o empenho e perícia de vocês este trabalho não seria possível. Também ao técnico Milton, pela parceria e por tudo que me ensinou sobre ensaios de laboratório em geotecnia. Preciso também agradecer ao meu amigo Hiden pelo companheirismo e por ter me auxiliado na execução dos ensaios triaxiais térmicos.

Por fim, agradeço a Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, onde passei os últimos 8 anos, desde a graduação até o mestrado. Nesta instituição eu cresci, adquiri conhecimento valioso e desenvolvi habilidades. Este tempo é parte importante da minha vida. Espero voltar de alguma maneira e contribuir com essa universidade em algum momento novamente.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	vii
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS.....	xv
RESUMO	xvii
ABSTRACT.....	xviii
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Considerações Iniciais e Justificativa	1
1.2 Objetivos.....	3
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	4
2.1 Resistência ao Arrancamento de Fundações Rasas Offshore em Solos Argilosos.....	4
2.1.1 Velocidade de Arrancamento.....	5
2.1.2 Geometria da Fundação	11
2.1.3 Carregamento Excêntrico	13
2.1.4 Mecanismos de Ruptura	14
2.1.5 Estimativa da Capacidade de Carga	19
2.2 Influência da Temperatura no Comportamento de Solos Argilosos Saturados	23
2.2.1 Aquecimento em Condições Drenadas	23
2.2.2 Aquecimento em Condições Não Drenadas.....	28
2.2.3 Efeitos da variação térmica na resistência ao cisalhamento.	34
3 MATERIAIS E MÉTODOS.....	39
3.1 Descrição dos Solos.....	39
3.2 Ensaio Triaxiais.....	40
3.2.1 Procedimento de preparação dos corpos de prova	40
3.2.2 Procedimento de execução do ensaio.....	43
3.3 Ensaio em Centrífuga Geotécnica.....	47
3.3.1 Centrífuga Geotécnica	47
3.3.2 Equipamentos e Instrumentação	49
3.3.3 Aparato para determinação do perfil de resistência: T-Bar	55
3.3.4 Montagem do Ensaio	56
3.3.5 Procedimento de execução do ensaio.....	61
4 RESULTADOS	63
4.1 Resultados dos Ensaio Triaxiais.....	63

4.1.1	Ensaio convencional e ensaios com aquecimento a partir de diferentes níveis de tensão.....	63
4.1.2	Calibração do Modelo Constitutivo	77
4.1.3	Ensaios com Diferentes Taxas de Aquecimento	84
4.2	Ensaios na Centrífuga Geotécnica	92
4.2.1	Ensaio de T-Bar	92
4.2.2	Ensaio de Arrancamento	93
4.2.3	Ensaios de Carga Controlada e Aquecimento.....	99
4.3	Discussão dos resultados dos ensaios em centrífuga e relação com os ensaios triaxiais térmicos	109
5	CONCLUSÃO	114
6	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	117
	ANEXO I – Caracterização dos solos	128
	ANEXO II – Amostragem após os ensaios em centrífuga.....	132

LISTA DE FIGURAS

Figura 1.1 – Sistema Submarino de Produção de Petróleo (Bai Y e Bai Q, 2010)	1
Figura 1.2 – Equipamentos de interligação PLEM apoiados em mudmats sobre uma embarcação. (Fonte: https://www.cranemaster.com/)	2
Figura 2.1 – Variação da resistência de pico com a velocidade de arrancamento para um modelo quadrado com dimensão de 30 mm de lado. (Adaptado de Lehane <i>et al.</i> , 2008).....	7
Figura 2.2 – Variação do fator de capacidade de carga (N_c) e da sucção máxima normalizada pela pressão hidrostática ($\Delta u/\Delta u_{hydro}$) com a velocidade normalizada para vários ensaios (Adaptado de Chen <i>et al.</i> , 2012).....	8
Figura 2.3 – Variação da força líquida de arrancamento normalizada pela área da fundação (q_m) e a poropressão no centro da base (u_{PPT0}) com o deslocamento normalizado pela dimensão do modelo (w/D) para fundação (a) circular (b) quadrada (Adaptado de Li <i>et al.</i> , 2014a)	9
Figura 2.4 – Resistência ao arrancamento normalizada pelo S_u na ponta da saia com velocidade normalizada (Adaptado de Li <i>et al.</i> , 2014a).....	10
Figura 2.5 – Tensões de instalação e arrancamento de diferentes modelos de mudmats (Fagundes, 2010).....	12
Figura 2.6 – Evolução da resistência líquida ao arrancamento para diferentes valores de razão de excentricidade pelo comprimento do modelo (e/L), para modelos sem saia e a uma mesma velocidade de 3 mm/s (Adaptado de Chen <i>et al.</i> , 2012).....	14
Figura 2.7 – Modos de ruptura durante o arrancamento: (a) desenvolvimento de sucção e ruptura reversa (b) atrito das saias com o solo (Adaptado de Acosta-Martínez <i>et al.</i> , 2008).....	14
Figura 2.8 – Vetores de velocidade do solo normalizado para ensaios de (a) compressão (b) tração (Adaptado de Mana <i>et al.</i> , 2012).	15
Figura 2.9 – Mecanismos de ruptura de Hill e de Prandtl (Adaptado de Mana <i>et al.</i> , 2012).....	16
Figura 2.10 – Diferentes estágios de duas fundações submetidas a um carregamento (a) não drenado (b) parcialmente drenado (Adaptado de Li, 2015).	17
Figura 2.11 – Variação do deslocamento normalizado pelo diâmetro da fundação (w/D) com tempo para ensaios submetidos a diferentes cargas constantes (Adaptado de Li <i>et al.</i> , 2014b).....	18

Figura 2.12 – Excessos de poropressão em cada ensaio e tensão aplicada representada pela linha horizontal tracejada (Adaptado de Li <i>et al.</i> , 2014a).	18
Figura 2.13 – Valores de N_c para diferentes valores de d/D e considerando a saia da fundação lisa de acordo com os teoremas de (a) limite superior e (b) limite inferior (Adaptado de Martin., 2012).	20
Figura 2.14 – Valores de capacidade de carga durante os ensaios de compressão e tração realizados com fundações circulares possuindo saias perimetrais com razão $d/D = 0,2$ (Adaptado de Mana <i>et al.</i> , 2012).	21
Figura 2.15 – Valores do fator N_c para fundações com diferentes razões de d/D submetidas à compressão e à tração, juntamente com valores de N_c de Martin (2001) (Adaptado de Mana <i>et al.</i> , 2013).	22
Figura 2.16 – Resultados de diversos estudos sobre variação volumétrica do solo quando submetido ao aquecimento (Adaptado de Loria e Coubaly, 2020).	23
Figura 2.17 – Variação na dilatação termicamente induzida em amostras de “MC Clay” (adaptado de Towhata <i>et al.</i> , 1993).	24
Figura 2.18 – Variação volumétrica de solos com diferentes valores de OCR (a) OCR = 1 (b) OCR entre 2 e 8 (adaptado de Abuel-naga <i>et al.</i> , 2007a).	25
Figura 2.19 – Variação do índice de vazios do solo submetido a um ciclo térmico durante o ensaio edométrico (adaptado de Abuel-naga <i>et al.</i> , 2007a).	26
Figura 2.20 – Efeito da temperatura sobre a tensão de pré-adensamento aparente segundo dados de diversos autores (Adaptado de Laloui e Loria, 2019).	27
Figura 2.21 – Excesso de poropressão induzida termicamente em ciclos térmicos para diferentes valores de OCR (Adaptado de Abuel-naga <i>et al.</i> , 2007b).	30
Figura 2.22 – Histerese da curva de descarregamento e recarregamento (Adaptado de Abuel-naga <i>et al.</i> , 2007b).	31
Figura 2.23 – Excesso de poropressão induzido termicamente para solos submetidos a diferentes tensões de adensamento (Adaptado de Abuel-naga <i>et al.</i> , 2007b).	32
Figura 2.24 – Deformações axiais e excesso de poropressão positiva induzidas pelo aquecimento (Adaptado de Hueckel e Pellegrini, 1991).	33
Figura 2.25 – Caminhos de tensões efetivas obtidos no ensaio com aquecimento e no ensaio convencional (Adaptado de Hueckel e Pellegrini, 1991).	33
Figura 2.26 – Ensaio de compressão triaxial drenado com a argila Pontida com tensão confinante de 0,2 MPa e OCR = 12,5 (Adaptado de Hueckel e Baldi, 1990).	35

Figura 2.27 – Ensaio triaxiais não drenados para diferentes temperaturas e tensões confinantes (p'_0) de 98 kPa e 196 kPa (Burghignoll <i>et al.</i> , 2000)	36
Figura 2.28 – Superfície de plastificação normalizada para diferentes valores de temperatura, juntamente com a representação da linha de estado crítico, CSL. (Adaptado de Cekerevac e Laloui, 2004).	37
Figura 3.1 – Foto do molde usado na preparação dos CPs (à esquerda) e ilustração do molde com o solo em corte (à direita).	40
Figura 3.2 – Ilustração em corte do consolidômetro durante a aplicação de um carregamento no conjunto do molde com o corpo de prova (não está em escala)...	41
Figura 3.3 – CP: a) após ser retirado do molde b) Posicionado sobre a base do triaxial	42
Figura 3.4 – Ilustração representando o arranjo final do CP preparado para o ensaio.	42
Figura 3.5 – Componentes principais do triaxial térmico do laboratório da centrífuga geotécnica.....	43
Figura 3.6 – Cobertor de isolamento térmico evolto na célula triaxial térmica.	44
Figura 3.7 – Caminhos de Tensões Efetivas esperados para cada um dos diferentes ensaios triaxiais de aquecimento.....	47
Figura 3.8 – Centrífuga Geotécnica da UENF	48
Figura 3.9 – Caixa de teste utilizada nos ensaios em centrífuga.	49
Figura 3.10 – Atuadores, com extensão máxima, posicionados na viga de alumínio sobre a caixa de testes.....	50
Figura 3.11 – Transdutores de poropressão posicionados para calibração.....	51
Figura 3.12 – Posições dos transdutores de poropressão (TPP) e torneiras de drenagem na parede de um dos compartimentos de ensaio da caixa de teste (dimensões em centímetros).	52
Figura 3.13 – Sensor de fio conectado ao atuador.....	52
Figura 3.14 – Sensor a <i>laser</i> posicionado no suporte (à esquerda) e o sensor mostrado em detalhe (à direita).....	53
Figura 3.15 – Um dos aquecedores utilizado no ensaio.....	53
Figura 3.16 – Modelo logo após a fabricação: a) Vista da parte de cima b) vista da parte de baixo.	54

Figura 3.17 – Modelo após a instalação dos instrumentos: a) Vista da parte superior com a indicação dos transdutores e demais componentes b) Ilustração da parte inferior e em corte com indicação da simbologia adotada para as dimensões.	55
Figura 3.18 – Arranjo final de montagem do ensaio antes do primeiro voo	56
Figura 3.19 – a) Vista superior do aquecedor fixado ao fundo de um dos compartimentos b) Vista lateral através do acrílico.	57
Figura 3.20 – a) Vista superior de um dos compartimentos após o lançamento da camada de areia e colocação do papel filtro b) Vista lateral através do acrílico.	58
Figura 3.21 – Lançamento do solo em um dos compartimentos da caixa de teste...	59
Figura 3.22 – Estrutura pronta para o início do ensaio com todos os equipamentos e instrumentação posicionados.	59
Figura 3.23 – Detalhe da célula de carga e fundação conectadas pela haste (vista superior).....	60
Figura 3.24 – Detalhe da fundação (centro) e do sensor de deslocamentos posicionado dentro do suporte de acrílico (à direita).....	60
Figura 3.25 – Vista lateral da fundação posicionada antes da cravação.	61
Figura 4.1 – Resultados do ensaio triaxial convencional: a) tensão desviadora b) poropressão.	65
Figura 4.2 – Caminhos de tensões totais (CTT) e efetivas (CTE) para o ensaio triaxial convencional.	66
Figura 4.3 – Variação da poropressão apenas durante o período de espera com tensões totais constantes antes do aquecimento.	67
Figura 4.4 – Variação da deformação axial apenas durante o período de espera com tensões totais constantes antes do aquecimento.	68
Figura 4.5 – Temperaturas medidas no termopar interno do equipamento triaxial durante o aquecimento.	70
Figura 4.6 - Excesso de poropressão positiva com a variação térmica durante o aquecimento do solo.....	70
Figura 4.7 – Excesso de poropressão induzida termicamente normalizada pela tensão efetiva média inicial (p'_i).	72
Figura 4.8 – Variação da deformação axial no tempo apenas durante o aquecimento.	72
Figura 4.9 – Foto do CP após o ensaio E2.....	74

Figura 4.10 – Deformações axiais com variação térmica apenas durante o aquecimento.	75
Figura 4.11 – Caminhos de tensões efetivas (CTE) dos ensaios de aquecimento e do ensaio convencional juntamente com a representação da LEC. O traço em vermelho indica o início do aquecimento.	76
Figura 4.12 - Simulações realizadas com o modelo NUH. a) Caminhos de tensões efetivas b) relação entre η/M_T e a temperatura.	79
Figura 4.13 – Comparativo dos resultados experimentais do ensaio E1 com a previsão do modelo NUH.	81
Figura 4.14 – Comparativo dos resultados experimentais do ensaio E3 com a previsão do modelo NUH.	82
Figura 4.15 – Comparativo dos resultados experimentais do ensaio E2 com a previsão do modelo NUH e indicação do ponto de ruptura térmica (RT).....	83
Figura 4.16 Comparativo dos resultados experimentais do ensaio E2 com a previsão do modelo NUH para as deformações axiais termicamente induzidas.	84
Figura 4.17 – Excessos de poropressão gerados apenas durante fase de tensões constantes nos dois ensaios.....	86
Figura 4.18 – Deformação axial sofrida pelo solo apenas durante fase de tensões constantes nos dois ensaios.....	87
Figura 4.19 – Evolução da temperatura de cada ensaio com o tempo durante a fase de aquecimento.	88
Figura 4.20 – Excesso de poropressão positiva com a variação térmica durante o aquecimento do solo.....	89
Figura 4.21 – Evolução das deformações axiais induzidas pelo aquecimento no tempo.	90
Figura 4.22 - Caminhos de tensões efetivas (CTE) dos ensaios E4 e E2 e do ensaio convencional juntamente com a representação da LEC. O traço em vermelho indica o início do aquecimento.....	91
Figura 4.23 – Poropressões medidas pelos transdutores durante o adensamento no ensaio de T-Bar.	92
Figura 4.24 – Perfil da resistência ao cisalhamento não drenada do solo ao longo da profundidade (z) normalizada pelo diâmetro da fundação (D) com a indicação da reta ajustada (em vermelho) e da profundidade alcançada pela extremidade da saia da fundação.	93

Figura 4.25 – Poropressões medidas pelos transdutores no ensaio de arrancamento a) durante o primeiro voo de adensamento e b) durante o segundo voo de adensamento.	94
Figura 4.26 – Recalques sofridos pelo solo em cada ensaio durante o a) primeiro adensamento e o b) segundo adensamento.	95
Figura 4.27 – a) Um dos modelos após o primeiro adensamento, onde o <i>laser</i> vermelho na horizontal indica qual a altura do aquecedor dentro do solo b) Ilustração de um dos compartimentos de ensaio, da posição do sensor <i>laser</i> e do recalque no meio da camada (não está em escala).	96
Figura 4.28 – Variação da força na escala do modelo medida durante o arrancamento da fundação com o deslocamento (w) normalizado pelo comprimento da saia (d)...	97
Figura 4.29 – Variação de poropressão média medida na base da fundação durante o arrancamento.	97
Figura 4.30 – Mecanismo de ruptura mobilizado no arrancamento juntamente com a indicação do recalque no solo que circunda a fundação (δ) registrado pelo sensor de deslocamentos a <i>laser</i>	98
Figura 4.31 – Poropressões medidas pelos transdutores durante o a) primeiro adensamento e o b) segundo adensamento em todos os ensaios de carga controlada.	100
Figura 4.32 – Recalques sofridos pelo solo em cada ensaio durante o a) primeiro adensamento e o b) segundo adensamento.	101
Figura 4.33 - Variação da temperatura, medida na base da fundação, com o tempo. Todas as curvas estão alinhadas no ponto em que o aquecedor é ligado.	101
Figura 4.34 – Resultados do ensaio de carga controlada com aquecimento E15. .	103
Figura 4.35 – Resultados do ensaio de carga controlada com aquecimento E30. .	104
Figura 4.36 – Resultados do ensaio de carga controlada com aquecimento E45. .	104
Figura 4.37 – Resultados do ensaio de carga controlada com aquecimento E60. .	105
Figura 4.38 – Resultados do ensaio de carga controlada com aquecimento E90. .	105
Figura 4.39 - relação entre tensão aplicada e poropressão de desenvolvida.	106
Figura 4.40 - Variação máxima de poropressão após o aquecimento para cada carregamento aplicado.	108
Figura 4.41 - Excesso de poropressão por variação térmica.	108

Figura 4.42 - a) CTE para um elemento de solo durante o arrancamento de uma fundação b) CTEs de um elemento de solo durante carregamentos de diferentes magnitudes e aquecimento sob uma mesma variação de temperatura..... 112

Figura 4.43 – a) SP durante um carregamento de extensão axial comparada a SP simétrica do Cam-clay modificado b) Comparativo entre os CTE do cam-clay e real. 113

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 – Resumo de diversas publicações sobre o efeito do aquecimento sobre a resistência ao cisalhamento.	38
Tabela 3.1 – Relações de escala em modelos centrífugos (Madabhushi, 2014).....	48
Tabela 3.2 – Quantidade de material para confecção do solo	58
Tabela 4.1 - Resumo de todos os ensaios triaxiais realizados.....	63
Tabela 4.2 – Dados dos CPs antes e depois do ensaio ETA.....	64
Tabela 4.3 – Dados do final da fase cisalhamento não drenado nos três CPs que seriam submetidos posteriormente ao aquecimento.	67
Tabela 4.4 – Dados acumulados no término da fase de tensões totais constantes em temperatura ambiente, logo antes do aquecimento.	69
Tabela 4.5 – Variação térmica em cada ensaio durante a fase de aquecimento.....	69
Tabela 4.6 – Valores do parâmetro F de Campanella e Mitchell (1968) para os ensaios realizados e junto com um dado encontrado na literatura.....	77
Tabela 4.7 - Parâmetro F de Campanella e Mitchell (1968) e taxas de poropressão induzida termicamente em cada simulação com o modelo NUH.	80
Tabela 4.8 – Dados do CP do ensaio E4 antes e depois do ensaio triaxial com aquecimento.	85
Tabela 4.9 – Dados do final da fase cisalhamento não drenado nos dois CPs.	85
Tabela 4.10 – Estados de tensão efetiva no término da fase de tensões totais constantes em temperatura ambiente logo antes do início do aquecimento.....	87
Tabela 4.11 – Variação térmica de cada ensaio durante a fase de aquecimento.....	88
Tabela 4.12 – Porcentagem de cada carregamento em relação a carga última e tensão aplicada.....	99
Tabela 4.13 – Tabela resumo dos resultados dos ensaios de carga controlada. ...	103
Tabela 4.14 - Taxa de redução de sucção para cada um dos ensaios.....	109

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ANP	Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
A_s	Área das saias da fundação
A_b	Área da base da fundação
α	Fator de atrito na interface do solo com as saias da fundação
α_s	Coeficiente de expansão térmica volumétrica dos sólidos do solo
α_w	Coeficiente de expansão térmica volumétrica da água
α_{st}	Coeficiente físico-químico de variação volumétrica estrutural
B	Parâmetro de Skempton
β	Taxa de aquecimento na base da fundação
CSL	<i>Critical state line</i>
c_v	Coeficiente de adensamento
D	Diâmetro da fundação
D	Diâmetro do T-bar
d	Comprimento das saias perimetrais
d ϵ	Incremento de deformação
ϵ_a	Deformação axial
ϵ_v	Deformação volumétrica
ϵ_s	Deformação distorcional
Δu	Variação de poropressão
Δu	Variação de temperatura
e	Índice de vazios
e_0	Índice de vazios inicial
F	Parâmetro de poropressão
LEC	Linha de estado crítico
λ	Inclinação da linha de compressão isotrópica
κ	Inclinação da linha de descarregamento-recarregamento
λ_T	Índice de compressão termoelastoplástica
κ_T	Índice de compressão termoelástica
M	Inclinação da linha de estado crítico

p'_o	Tensão de adensamento
NCL	<i>Normal compression line</i>
m_v	Coeficiente de compressibilidade do solo
N_b	Fator do penetrômetro T-bar
N_c	Fator de capacidade de carga de fundações
n	Porosidade
η	Razão entre a tensão desviadora e a tensão normal efetiva média
NBR	Norma Brasileira Registrada
γ_{nat}	Peso específico natural do solo
γ'	Peso específico submerso do solo
p'	Tensão normal efetiva média
p'_i	Tensão normal efetiva média inicial
OCR	<i>Overconsolidation Ratio</i>
p	Tensão normal média
q	Tensão desviadora
q_m	Tensão aplicada a fundação
S_u	Resistência do solo ao cisalhamento não drenada
S_{u0}	Resistência do solo ao cisalhamento não drenada ao nível da ponta da saia
S_{um}	Resistência do solo ao cisalhamento não drenada ao nível da superfície do solo (<i>mudline</i>)
$S_{u,s}$	Resistência não drenada média ao longo da saia da fundação
T	Temperatura
TPP	Transdutor de poropressão
TP	Termopar
u	Poropressão
σ'_v	Tensão vertical efetiva
V	Velocidade normalizada
V	Força vertical no T-bar
v	Velocidade de remoção das fundações
w	Deslocamento
w_b	Deslocamento até o <i>breakout</i>
z	Profundidade

RESUMO

Os *mudmats* constituem um tipo de fundação rasa offshore usada para suportar equipamentos submarinos assentes no leito marinho. Ao fim das atividades de exploração em determinado campo, pela necessidade de manutenção ou para atender normas ambientais, estas estruturas necessitam ser recuperadas do fundo do mar em um procedimento conhecido como descomissionamento. Durante estas operações, estes equipamentos são içados por navios-grua e, ao serem submetidos esforços de tração, ocorre na interface fundação-solo o desenvolvimento de um excesso de poropressão negativa, isto é, sucção. Esta sucção encarece e dificulta as operações de descomissionamento e diferentes métodos já foram estudados visando reduzir esta sucção. Uma metodologia ainda não investigada consiste em submeter o solo sob estas fundações ao aquecimento, baseada no fato bem documentado na literatura de que o aquecimento do solo em condições não drenadas produz um excesso de poropressão positiva. Sendo assim, este estudo tem por objetivo testar a hipótese da redução da sucção pelo aquecimento. Para isso são realizados ensaios triaxiais com aquecimento em condições não hidrostáticas de tensão em uma argila marinha. Também são realizados ensaios de modelagem física em centrífuga de modelos em escala reduzida de fundações rasas submetidas a carregamentos de tração com o solo subjacente sendo aquecido. Os ensaios triaxiais mostram que valores consideráveis de poropressão podem ser induzidos na argila estudada para variações térmicas de 35°C, além de ter sido observada a ruptura termomecânica. Os ensaios em centrífuga revelam que o procedimento de aquecimento é capaz de reduzir significativamente a sucção a depender do nível do carregamento aplicado.

Palavras-chave: resposta térmica do solo, fundações offshore, descomissionamento.

ABSTRACT

Mudmats are offshore shallow foundations used to support subsea equipment resting on the seabed. At the end of exploration activities in a given field, the need for the maintenance or to meet environmental requirements, these structures need to be recovered from the seabed in a procedure known as decommissioning. During these operations, this equipment is, in general, pulled out from the seabed using a crane barge. During the pull out, an excess of negative pore pressure, i.e., suction, may develop at the foundation-soil interface. This suction makes decommissioning operations more expensive and difficult. This calls for a method to reduce the suction to make feasible such operation. A proposed methodology not investigated, so far, is to heat the soil under these foundations. Results from literature indicate that undrained heating produces positive excess of pore pressure. Therefore, this study aims to test the hypothesis of reducing the suction by counterbalancing it by the pore pressure generated during heating. For this study, special triaxial tests are carried out with heating under non-hydrostatic stress conditions in a marine clay. Reduced physical modeling tests of pulling out shallow foundations are also carried out in the geotechnical centrifuge. These foundations are subjected to pull out loads while the underlying soil is heated. The triaxial tests show that considerable pore pressure values are induced in the clay for thermal variations of 35°C, in addition thermal failure was observed. Centrifuge tests reveal that the heating procedure is capable of significantly reducing suction depending on the applied load level.

Keywords: Soil thermal response, offshore foundations, decommissioning.

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais e Justificativa

As atividades de produção de petróleo em águas profundas exigem um complexo sistema de equipamentos e estruturas que envolvem, além dos componentes de superfície (Plataformas, por exemplo), uma variedade de equipamentos submarinos que estão em grande parte assentes em solo marinho, como *manifolds*, equipamentos de interligação, árvores de natal molhadas e outros componentes. A Figura 1.1 ilustra este sistema submarino de produção.

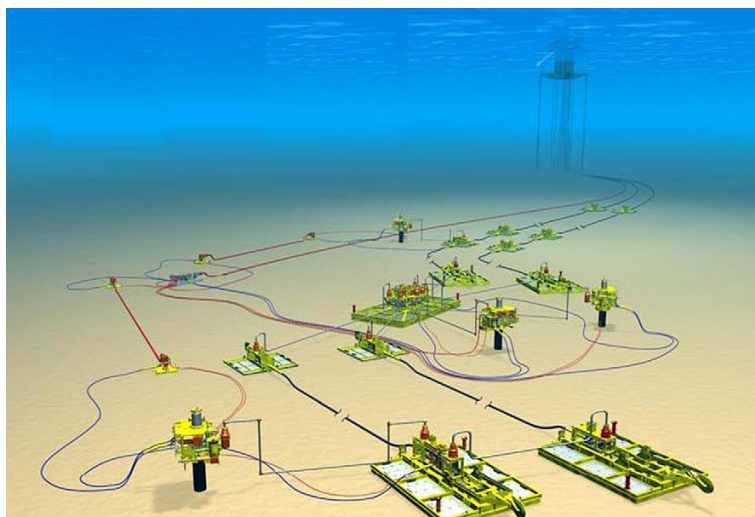


Figura 1.1 – Sistema Submarino de Produção de Petróleo (Bai Y e Bai Q, 2010)

Estes equipamentos submarinos encontram-se frequentemente apoiados sobre um tipo de fundação rasa offshore chamada de *mudmat*, uma base com formato de placa e em geral feita de aço. Estas estruturas frequentemente possuem também saias perimetrais para garantir a estabilidade em virtude de movimentos causados pela expansão térmica de dutos e Jumpers. As análises de capacidade de carga deste tipo de estrutura são um dos pontos mais relevantes nos projetos de sistemas submarinos de produção a fim de garantir a segurança do processo, uma vez que acidentes nestes contextos podem produzir grandes perdas financeiras e danos ambientais.

Quando as atividades de produção terminam em determinada área, seja pelo fim da vida útil das estruturas, por uma queda na produtividade ou por fim de um contrato, inicia-se o processo de descomissionamento da área, o que vai implicar na remoção

destas estruturas anteriormente citadas. Segundo a Resolução ANP Nº 27/2006 a desativação das atividades de produção consiste na “retirada definitiva de operação e a remoção de Instalações de produção, dando-lhes destinação final adequada, e a recuperação ambiental das áreas em que estas instalações se situam” (ANP, 2006). Isto também pode ocorrer na necessidade da troca de certo equipamento por obsolescência, manutenção ou reutilização deste em outra área.

Visto que o abandono de um campo de exploração é inerente ao processo de exploração, no projeto de uma estrutura do tipo *mudmat* deve-se buscar que a fundação apresente capacidade de suporte adequada diante das solicitações de projeto e que apresente baixa resistência ao arrancamento (White, 2005). A operação de remoção geralmente é feita por meio de cabos presos a fundação e içados por um navio-grua, sendo a capacidade deste já um fator limitador.



Figura 1.2 – Equipamentos de interligação PLEM apoiados em mudmats sobre uma embarcação. (Fonte: <https://www.cranemaster.com/>)

Há, entretanto, um grande problema associado as operações de remoção destas fundações. A aplicação de esforços de tração pode gerar um excesso que propressão negativa, i.e, pressão de sucção na base da fundação, especialmente em solos de baixa permeabilidade. Conseqüentemente, as operações de retirada de estruturas offshore que estão assentadas sobre solos argilosos e submetidas a uma condição de carregamento não drenado são dificultadas e encarecidas pela

necessidade de se empregarem grandes forças de tração devido a uma capacidade de carga a remoção não prevista.

Trabalhos de vários autores já buscaram estudar a eficiência de possíveis soluções para reduzir o surgimento de sucção, como a inserção de furos, injeção de água sob as fundações, utilização de geotêxteis permeáveis, aplicação de carregamento excêntrico, entre outros (e.g. Lieng e Bjorgen, 1995; White, 2005; Bhattacharya *et al.*, 2005; Chen *et al.*, 2012).

Uma possível solução ainda não investigada é a de submeter o solo sob o *mudmat* ao aquecimento. Diversos estudos (e.g. Campanella e Mitchell, 1968; Plum e Esrig, 1969; Houston *et al.*, 1985; Hueckel e Pellegrini, 1992; Burghignoli *et al.*, 2000; Bing *et al.*, 2014; Takai *et al.*, 2016) apontam a geração de um excesso de poropressão positiva em solos argilosos quando submetidos ao aquecimento em condições não drenadas. Sendo assim, a poropressão positiva induzida termicamente reduziria ou anularia a pressão de sucção gerada durante o arrancamento das fundações.

1.2 Objetivos

Tendo em vista o problema apresentado, este trabalho tem por objetivo geral testar a hipótese da redução da sucção gerada durante o arrancamento de fundações rasas offshore em argilas saturadas por meio do excesso de poropressão positiva gerado no aquecimento do solo.

Para isso, são estabelecidos os objetivos específicos:

- Estudar o comportamento de um solo marinho argiloso ao aquecimento em condições não drenadas e submetido a um estado não hidrostático de tensões, a fim de reproduzir condições esperadas em campo, concentrando-se na magnitude do excesso de poropressão positiva termicamente induzida e na ocorrência de ruptura termomecânica. Para isto devem ser realizados ensaios triaxiais com cisalhamento não drenado e controle de temperatura;
- Calibração de um modelo constitutivo para auxiliar na análise da resposta do solo e permitir a previsão do comportamento do mesmo em situações diversas;

- Avaliar a redução da sucção sob a base de fundações rasas submetidas a carregamento de tração mediante ao aquecimento do solo sob estas e indução de poropressão positiva, buscando compreender a interação entre os dois fenômenos e fatores de influência. Para isto devem ser realizados ensaios em centrífuga geotécnica com modelos em escala reduzida devidamente instrumentados com transdutores de deslocamento, de poropressão e sensores de temperatura.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Resistência ao Arrancamento de Fundações Rasas Offshore em Solos Argilosos

A capacidade de carga ao arrancamento ou capacidade de carga reversa se refere a resistência apresentada por fundações quando submetidas a esforços de tração. As estruturas offshore são submetidas frequentemente a esforços deste tipo durante sua vida útil, o que faz com que seja necessário que apresentem capacidade de suporte adequada a estas ações. Os *mudmats* também são submetidos a estas cargas quando necessitam ser removidos para manutenção ou descomissionamento. Entretanto neste caso a abordagem se torna diferente, pois a resistência ao arrancamento se torna um fator dificultador e encarecedor das operações de remoção.

A força necessária para a remoção destas fundações pode ser amplificada pelo desenvolvimento de um excesso de poropressão negativa na interface base da fundação com solo (i.e., sucção), especialmente em solos marinhos finos. Bouwmeester *et al.* (2009) apresentam uma coletânea de dados de operações de remoção de equipamentos submarinos onde foram registradas forças necessárias ao arrancamento de até 2,5 vezes o peso submerso da fundação, mesmo se tratando de fundações pequenas (cerca de 3 m) e que permaneceram durante um período máximo de apenas 2 horas sobre o solo. Nota-se que ao abordar o assunto da capacidade carga ao arrancamento de fundações rasas em argila, a pressão de sucção deve ser levada em consideração.

Segundo Acosta-Martínez (2010) as normas e práticas recomendadas para a estimativa da capacidade de carga de fundações rasas na indústria offshore são

baseadas nas teorias clássicas de capacidade de carga. De forma geral estas citam a necessidade de análise sobre pressões que possam surgir durante a remoção da fundação, porém sem detalhes ou orientações a respeito desta análise.

A geração de sucção na base das fundações pode ser considerada um fenômeno complexo. Ao longo das últimas décadas vários autores apresentaram estudos sobre diversos fatores que influenciam no surgimento, magnitude e dissipação desta pressão.

Os tópicos a seguir abordam os aspectos mais relevantes para este trabalho a respeito da resistência ao arrancamento de fundações e do desenvolvimento de sucção. Vale notar que o interesse na capacidade de carga reversa de fundações rasas não se dá somente devido ao problema do descomissionamento antes descrito, mas também pela possibilidade da utilização deste tipo de fundação em sistemas de ancoragem e em torres de geradores eólicos.

2.1.1 Velocidade de Arrancamento

A velocidade de carregamento é um dos fatores determinantes na capacidade de carga ao arrancamento. As condições de drenagem e conseqüentemente a magnitude das poropressões geradas estão diretamente associadas a taxa de deslocamento imposta as fundações. Devido às limitações operacionais no processo de remoção dos *mudmats*, a velocidade de arrancamento é favorável para o surgimento de um excesso de poropressão negativa. Pela extrapolação de dados de modelos reduzidos para o protótipo, Chen *et al.* (2012) estimam que, à uma taxa de deslocamentos lenta o suficiente para que não ocorra sucção, o tempo necessário para a remoção de uma fundação seria de 208 dias, obviamente algo não possível na prática.

A resposta do solo a uma determinada taxa de deslocamento é dependente principalmente do coeficiente de adensamento nas proximidades da fundação, de efeitos viscosos do solo e do comprimento dos caminhos de drenagem que são influenciados por aspectos geométricos da fundação (Lehane *et al.*, 2008; Chen *et al.*, 2012).

É interessante introduzir o conceito de velocidade normalizada (V), usado por Finnie e Randolph (1994), além de outros autores, para definir os limites entre as

condições de drenagem. O número adimensional é calculado pela Equação 2.1, e será frequentemente utilizado nos trabalhos citados a seguir.

$$V = \frac{vD}{c_v} \quad 2.1$$

Onde v é a velocidade do carregamento, D é a largura da fundação (ou diâmetro) e c_v é o coeficiente de adensamento do solo sob a fundação. Vale pontuar que as condições de drenagem não se resumem a drenadas e não drenadas, havendo entre estes dois limites as condições chamadas de parcialmente drenadas, muito frequentes, aliás.

Lehane *et al.* (2008) realizaram uma análise teórica para estimar quais os limites das condições de drenagem para fundações submetidas à compressão a partir da solução de Booker e Small (1986) do grau de adensamento em função do fator tempo sob uma placa circular rígida e rugosa. Assumindo que a ruptura da fundação deva ocorrer com um deslocamento de 2% a 10% do diâmetro da fundação, os autores concluíram que condições drenadas poderiam ser obtidas para $V < 0,01$, enquanto condições essencialmente não drenadas poderiam ser obtidas com $V > 20$. Limites próximos a estes foram encontrados por Finnie e Randolph (1994) a partir de ensaios realizados em centrífuga. Entretanto, no que se refere às fundações submetidas a tração, estes limites são muito diferentes.

No mesmo estudo citado anteriormente de Lehane *et al.* (2008), foi feita uma série de ensaios de modelagem física em centrífuga da remoção de fundações rasas assentes em argila e areia, submetidas a uma aceleração de 50g. Os modelos foram removidos com taxas de deslocamento variando em cinco ordens de magnitude (de 0,03 mm/s a 100 mm/s) cobrindo uma faixa de velocidades normalizadas de 5 a 30000, aproximadamente. Conforme pode ser observado na Figura 2.1, a resistência de pico apresentada pelas fundações em argila tende a crescer com a velocidade empregada no ensaio, o que não ocorre com aquelas que se encontram sobre areia, indicando o desenvolvimento de uma sucção na interface entre a fundação e a argila.

A sucção pode ser estimada quando comparadas as resistências obtidas em fundações sobre os diferentes solos, com mesma dimensão e sob a uma mesma taxa de deslocamento. Desta maneira os autores apontam que nenhuma sucção se desenvolveu durante a remoção das fundações sob as menores taxas de

deslocamento, isto é, condições quase completamente drenadas foram atingidas para velocidades normalizadas menores que 10, enquanto condições completamente não drenadas podem ser esperadas para velocidades normalizadas superiores a 5000.

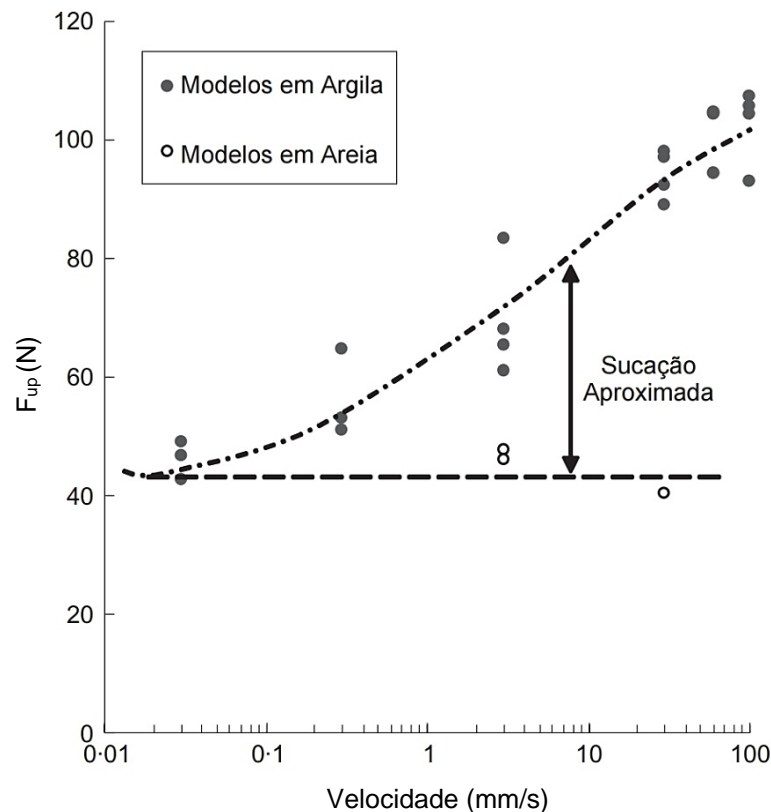


Figura 2.1 – Variação da resistência de pico com a velocidade de arrancamento para um modelo quadrado com dimensão de 30 mm de lado. (Adaptado de Lehane *et al.*, 2008)

Chen *et al.* (2012) também investigaram a influência da velocidade de arrancamento na geração de excesso de poropressão negativa e na resistência, através de ensaios com modelos retangulares (100 mm x 50 mm) em centrífuga submetidos à aceleração de 150g, com velocidade normalizada variando entre 6 e 3000, aproximadamente. Os procedimentos foram realizados sobre caulim levemente pré-adensado com perfil de resistência não drenada crescente apresentando um gradiente médio de 1,2 kPa/m. A geração de poropressão foi monitorada por meio de transdutores localizados em diferentes pontos da fundação.

A Figura 2.2 mostra a variação do fator de capacidade de carga das fundações (mais bem discutido no item 2.1.5) e da sucção com a velocidade normalizada. Percebeu-se pelos resultados obtidos um evidente aumento na resistência e na

sucção com o crescimento da velocidade de arrancamento. O acréscimo de resistência e sucção tende a ser menor em maiores velocidades. As condições completamente drenadas ou não drenadas não foram alcançadas e, em relação as últimas, os autores ressaltaram que somente se fossem empregadas velocidades normalizadas muito altas, poderiam ser alcançadas. Isto reforça a diferença significativa entre os limites das condições de drenagem na compressão e na tração, como também apontado por Lehane *et al.* (2008). Essas diferenças são explicadas pelos mecanismos de dissipação do excesso de poropressão em cada caso. Na compressão, este mecanismo é governado pela diferença de poropressão sob a fundação e em algum ponto distante no solo onde a pressão é hidrostática. Já na tração o movimento de erguimento da fundação cria caminhos preferencias de drenagem na interface da fundação com o solo, como o descolamento do solo nas extremidades da base.

Medições de poropressão em diferentes pontos da base da fundação indicaram maiores pressões no centro desta, o que pode ser explicado pelos maiores caminhos de drenagem deste ponto em relação as bordas da placa.

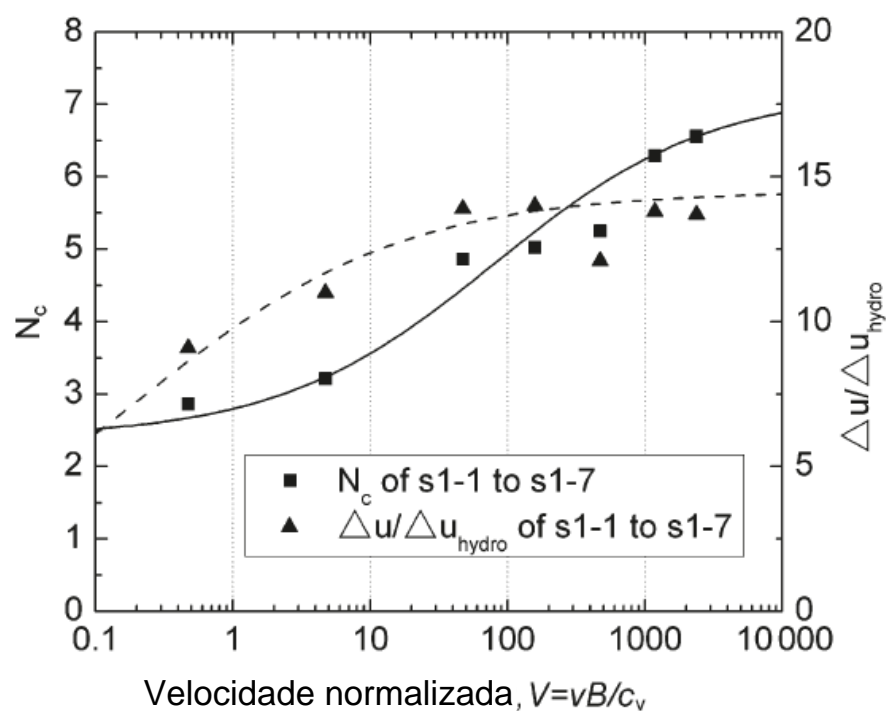


Figura 2.2 – Variação do fator de capacidade de carga (N_c) e da sucção máxima normalizada pela pressão hidrostática ($\Delta u / \Delta u_{hydro}$) com a velocidade normalizada para vários ensaios (Adaptado de Chen *et al.*, 2012).

Li *et al.* (2014a) também realizaram ensaios com modelos em centrífuga submetidos à aceleração de 200g, com formatos circulares e quadrados, ambos com a presença de saias. Foram nove diferentes valores de velocidade normalizada aplicados que variavam de 0,6 a 3784,3. A Figura 2.3 apresenta resultados obtidos pelos autores para fundações submetidas a diferentes velocidades de remoção.

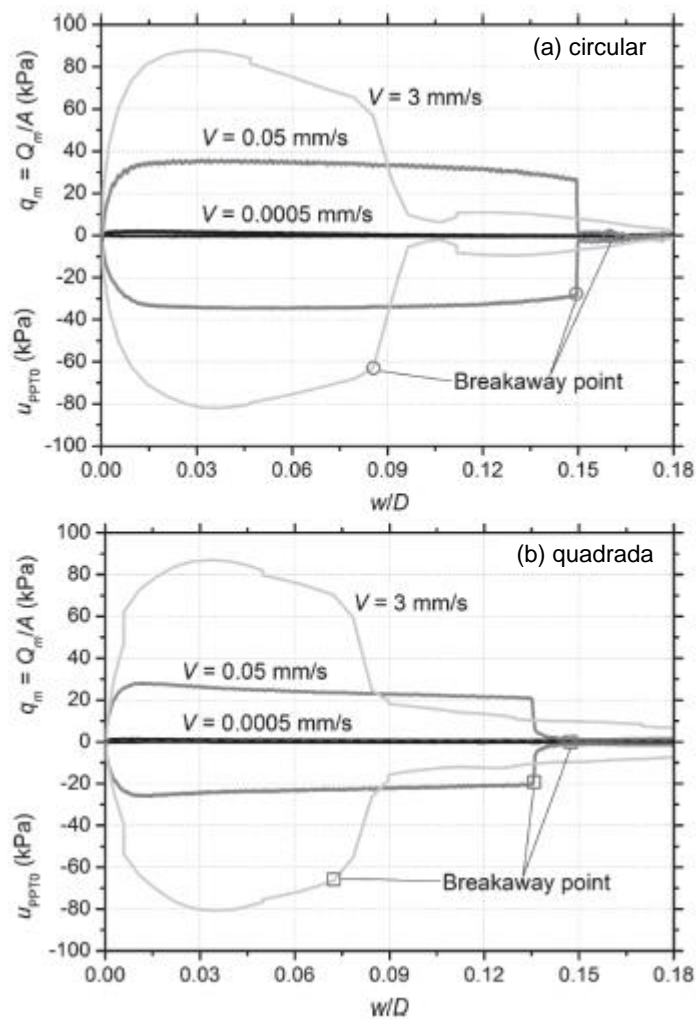


Figura 2.3 – Variação da força líquida de arrancamento normalizada pela área da fundação (q_m) e a poropressão no centro da base (u_{PPTo}) com o deslocamento normalizado pela dimensão do modelo (w/D) para fundação (a) circular (b) quadrada (Adaptado de Li *et al.*, 2014a)

De forma geral os resultados são muito próximos para as fundações circulares e quadradas, sendo esse aspecto geométrico não muito influente. Os modelos submetidos as menores velocidades apresentaram resistência da ordem de 1 kPa, sendo esta devido ao atrito das saias com o solo, indicativo da ocorrência de condições drenadas de carregamento. Já as fundações carregadas com a maior

velocidade apresentaram valores significativos de sucção com as curvas de q_m e U_{PPT0} praticamente espelhadas, indicando que condições não drenadas potencialmente foram alcançadas.

Destaca-se também o ponto de ocorrência do *breakaway* (*breakaway point*), que marca a perda abrupta de sucção e resistência, e acontece com um deslocamento relativo menor nos ensaios com maior velocidade. Este fenômeno será melhor abordado mais adiante nesta revisão. Os limites das condições de drenagem são mais bem estabelecidos a partir da Figura 2.4.

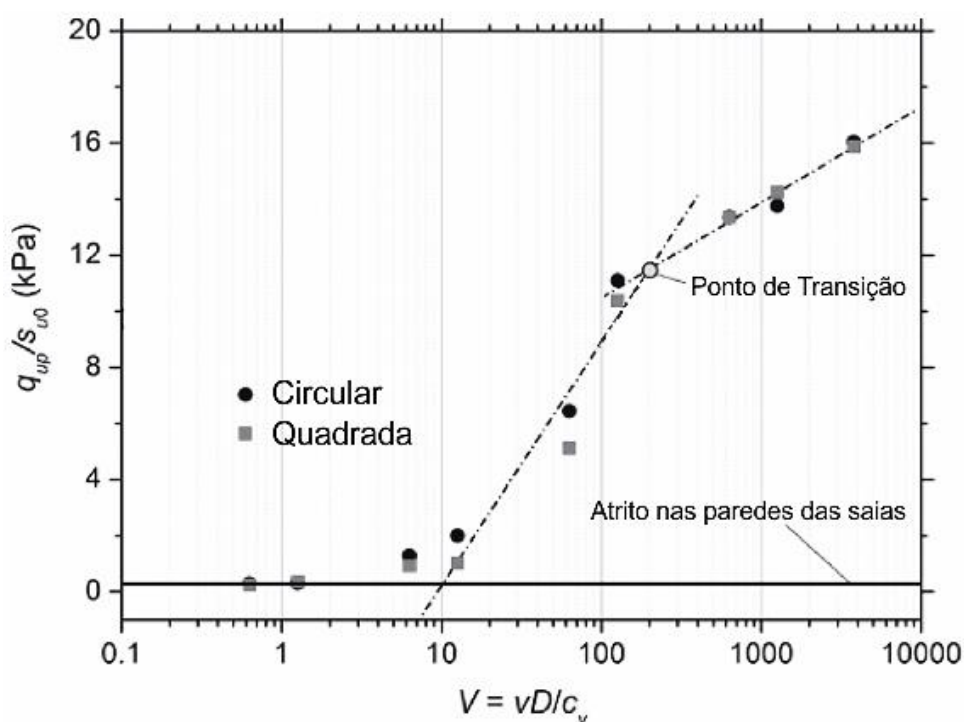


Figura 2.4 – Resistência ao arrancamento normalizada pelo S_u na ponta da saia com velocidade normalizada (Adaptado de Li *et al.*, 2014a).

O gráfico evidencia um ponto de transição entre as condições parcialmente drenadas e não drenadas quando a velocidade normalizada atinge o valor de 200. A partir deste ponto a resistência continua a crescer, porém sob uma taxa menor. Este ganho de resistência além do ponto de transição é atribuído a efeitos viscosos do solo. As condições drenadas são definidas para valores menores que 5, quando a resistência passa a ser constante. O limite de transição para condições não drenadas é uma ordem de grandeza menor que o encontrado por Lehane *et al.* (2008) e Chen *et al.* (2012), evidentemente devido a presença de saias nas fundações que prolongam os caminhos de drenagem. Naturalmente é de se esperar que, na prática,

fundações que possuam saias perimetrais sejam submetidas a carregamentos mais próximos das condições não drenadas, uma vez que os limites necessitam de valores de V menores.

A resistência não drenada do solo depende, dentre outros fatores, da taxa de deformação. Esta por sua vez é proporcional a velocidade de arrancamento aplicada a fundação normalizada pela sua largura (Lehane *et al.*, 2008). Segundo Graham *et al.* (1983), acréscimos de 5% a 20% da resistência podem ser obtidos para cada aumento em ciclo logarítmico da taxa de deformação. Diferentes autores já apresentaram relações para uma correção da resistência não drenada do solo devido aos acréscimos provenientes destes efeitos viscosos (e.g. Leroueil e Hight, 2003; Randolph *et al.*, 2005).

As evidências mostram que a velocidade de arrancamento dos *mudmats* tem uma influência significativa na resistência que estas fundações apresentam e no tipo de mecanismo de ruptura mobilizado, como se verá mais adiante.

2.1.2 Geometria da Fundação

Aspectos da geometria da fundação representam um outro importante fator de influência na capacidade de carga e na geração da pressão de sucção. Estes aspectos são geralmente a presença de perfurações e saias na fundação, assim como diferentes configurações destes.

Lieng e Bjørgen (1995) apresentaram um dos primeiros trabalhos buscando investigar o desenvolvimento de sucção na base de *mudmats*, ao mesmo tempo procurando apresentar uma medida para mitigação deste fenômeno. Os estudos avaliaram a performance de um *mudmat* com grandes perfurações e com a presença de um geotêxtil permeável em sua base. Segundo os autores, esta configuração geométrica reduziu a resistência hidrodinâmica durante o manuseio da estrutura e resultou em considerável redução da resistência ao arrancamento. Entretanto, ocorreu também significativa redução da capacidade de carga da fundação à compressão.

Nota-se, a partir disto, que no emprego de perfurações em *mudmats* como método de mitigação da sucção, uma configuração ótima deve ser buscada, a fim de que não haja consideráveis perdas na capacidade de carga à compressão.

Por meio de procedimentos experimentais com modelos reduzidos, White *et al.* (2005), Fagundes (2010) e Li *et al.* (2013) observaram que uma configuração ótima das perfurações em *mudmats* é obtida quando a fundação possui muitas perfurações de pequena dimensão. A Figura 2.5 apresenta resultados obtidos por Fagundes (2010) em ensaios com modelos diferentes tamanhos e configurações de furos, considerando para a tensão vertical a área total, onde fica claro que o modelo ótimo é o M 03.

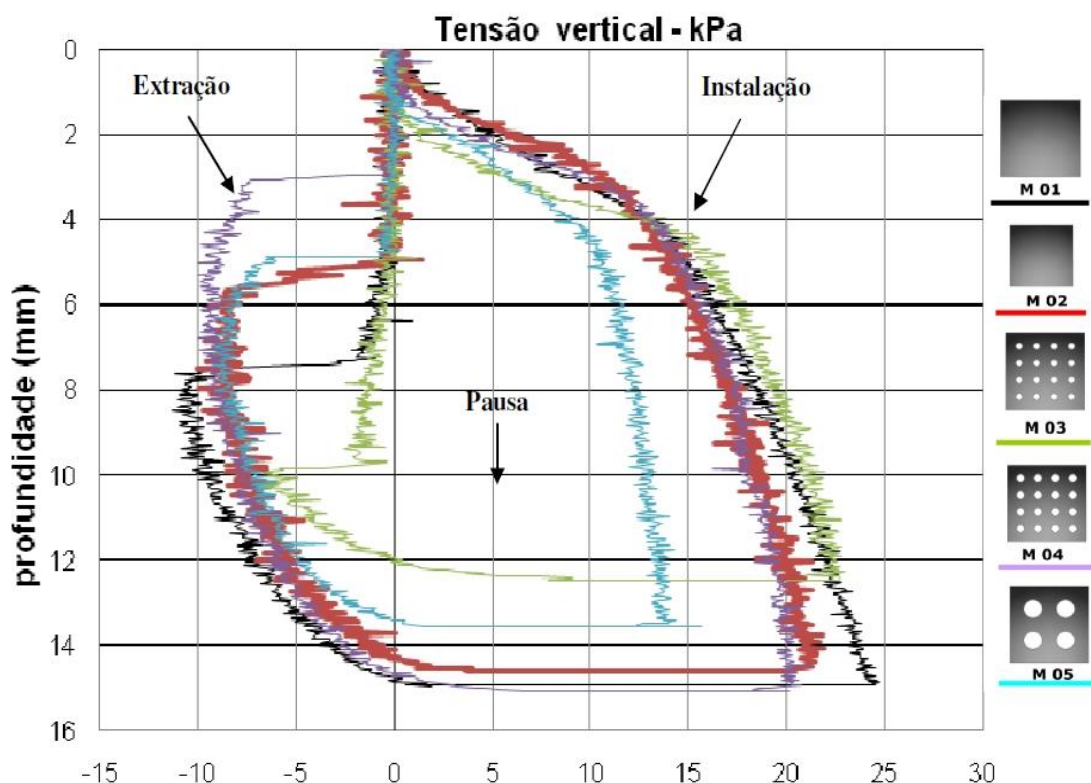


Figura 2.5 – Tensões de instalação e arrancamento de diferentes modelos de *mudmats* (Fagundes, 2010).

Ainda segundo White *et al.* (2005), a redução da resistência ao arrancamento está mais associada a largura efetiva da faixa da fundação (largura da grelha após as perfurações) do que a proporção de área perfurada.

Com o objetivo de oferecer resistência para suportar as cargas horizontais, devido a expansão térmica de *pipelines* e *jumpers*, os *mudmats* frequentemente possuem saias, embutidas no solo marinho por uma fração da largura da fundação (Gaudin *et al.*, 2017).

Gourvenec *et al.* (2009) realizaram ensaios com modelos circulares de fundações rasas possuindo saias. Os estudos mostraram que ao dobrar a razão entre o comprimento da saia e o diâmetro da fundação a resistência ao arrancamento apresentou um ganho de 150% para um mesmo deslocamento relativo. Com a presença das saias, a sucção também é mantida por mais tempo, o que é explicado pelo prolongamento dos caminhos de drenagem.

2.1.3 Carregamento Excêntrico

A aplicação de carregamentos excêntricos para remoção dos *mudmats* pode resultar em uma considerável redução da resistência ao arrancamento por facilitar a separação do solo com a base da fundação e criar caminhos preferencias de drenagem. Pela aplicação de um carregamento na borda da fundação, Reid (2007) obteve uma redução da resistência de 66%, comparada com a obtida para um carregamento sem excentricidade.

Chen *et al.* (2012) realizou ensaios com carregamentos centrados e com três valores de excentricidade diferentes. O autor constatou que com o aumento da excentricidade, a resistência de pico ao arrancamento era reduzida significativamente (Figura 2.6). Também é destacado que há o surgimento de sucção no lado do *mudmat* que está sendo erguido, enquanto no lado oposto surgem excessos de poropressão positiva, indicando um movimento de rotação da base. Este mecanismo faz com que a resistência ao arrancamento líquida (i.e., subtraído o peso da estrutura) chegue a ser menor que o peso da fundação.

Li *et al.* (2013) ao realizarem ensaios combinando diferentes medidas de mitigação da geração de sucção, apontam que a aplicação de carregamentos com excentricidade se mostra um método de redução da resistência ao arrancamento mais eficiente do que as perfurações, por permitir que a separação entre a base e o solo ocorra de forma mais rápida.

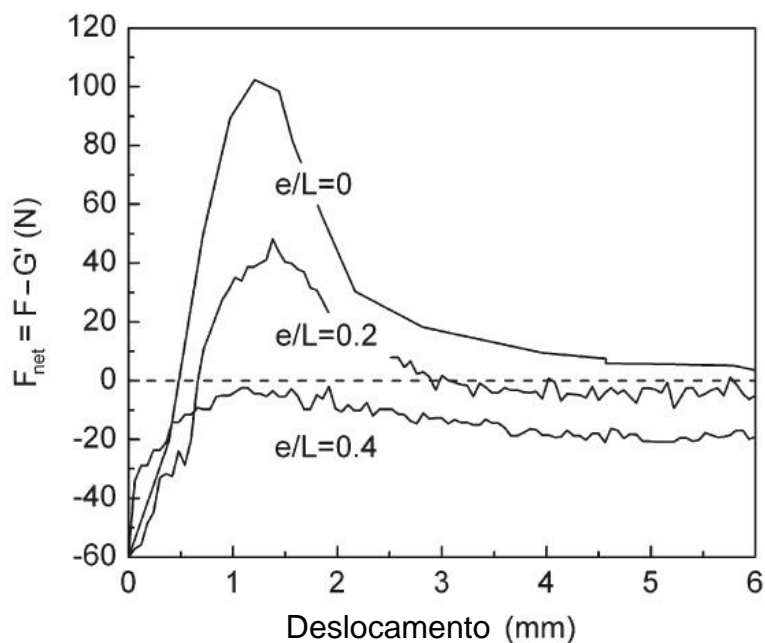


Figura 2.6 – Evolução da resistência líquida ao arrancamento para diferentes valores de razão de excentricidade pelo comprimento do modelo (e/L), para modelos sem saia e a uma mesma velocidade de 3 mm/s (Adaptado de Chen *et al.*, 2012).

2.1.4 Mecanismos de Ruptura

A resistência ao arrancamento está diretamente relacionada ao mecanismo de ruptura que se desenvolve sob a fundação. A Figura 2.7 ilustra estes mecanismos a depender do desenvolvimento ou não de sucção.

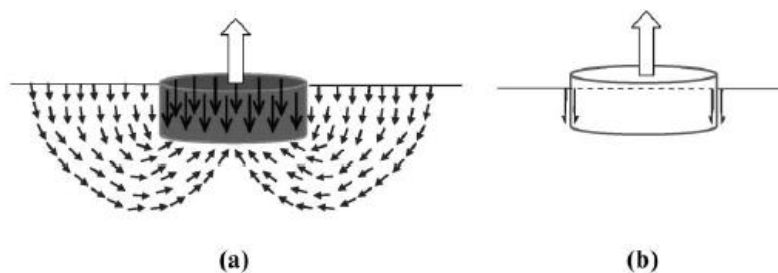


Figura 2.7 – Modos de ruptura durante o arrancamento: (a) desenvolvimento de sucção e ruptura reversa (b) atrito das saias com o solo (Adaptado de Acosta-Martínez *et al.*, 2008).

Em condições não drenadas de carregamento, a sucção faz com que o solo permaneça aderido à base da fundação, mobilizando assim um mecanismo de ruptura reverso (*reverse end bearing*). Em condições drenadas, a resistência ao arrancamento se resume ao atrito das áreas interna e externa das saias com o solo ou ao atrito da

área externa mais o peso do plug de solo, se o atrito for suficiente para segurar o plug no interior das saias.

O estudo de Mana *et al.* (2012) se dedicou a investigar o desenvolvimento dos mecanismos de ruptura em fundações submetidas à tração e à compressão. Para isso, foram realizados ensaios em centrífuga com modelos feitos pela metade e apoiados contra o acrílico da caixa de testes. As imagens obtidas durante o ensaio foram submetidas a técnica de PIV (*Particle image velocimetry*) que permite a determinação dos campos de velocidades no solo. Parte dos resultados se encontram na Figura 2.8.

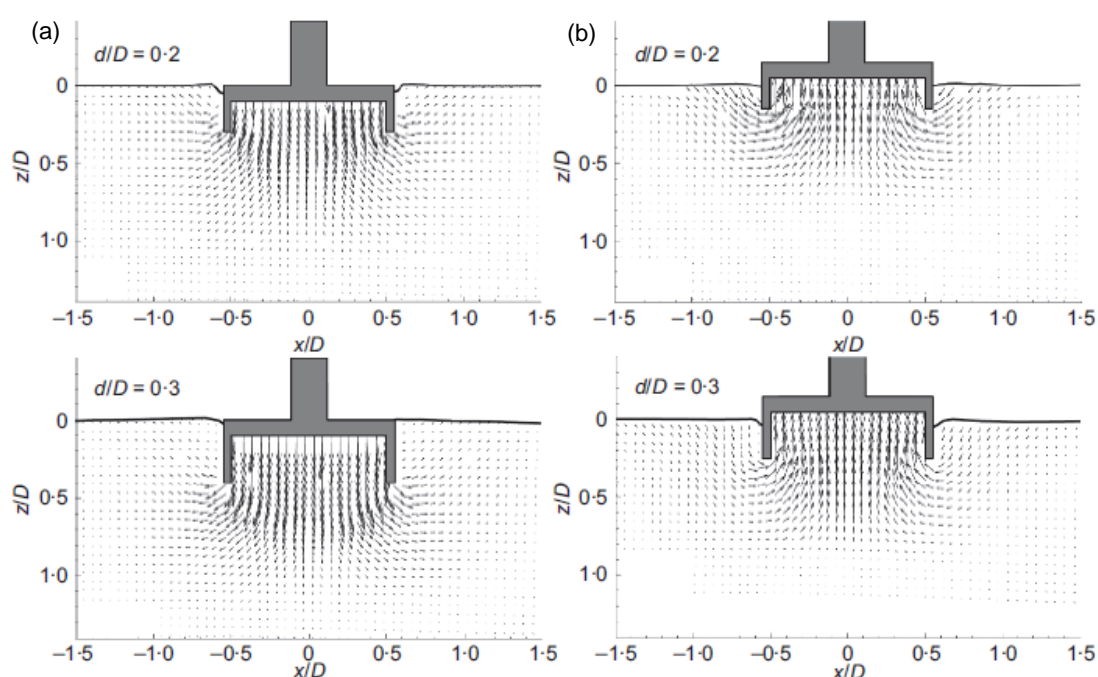


Figura 2.8 – Vetores de velocidade do solo normalizado para ensaios de (a) compressão (b) tração (Adaptado de Mana *et al.*, 2012).

A partir das imagens, nota-se que os mecanismos desenvolvidos na compressão e na tração apresentam certas diferenças. Primeiro, o mecanismo desenvolvido nos ensaios realizados a compressão é mais profundo do que o observado na tração. Outra distinção do mecanismo desenvolvido na compressão é o surgimento de uma região que se direciona para baixo no formato de cunha, característica do mecanismo de Prandtl (Figura 2.9). Na tração o mecanismo de ruptura apresenta características tanto de Hill quanto de Prandtl, com a cunha de solo um pouco desfigurada pelo fluxo de solo para o interior da fundação. Junto com este movimento também se observa a redução da altura do solo que circunda a fundação.

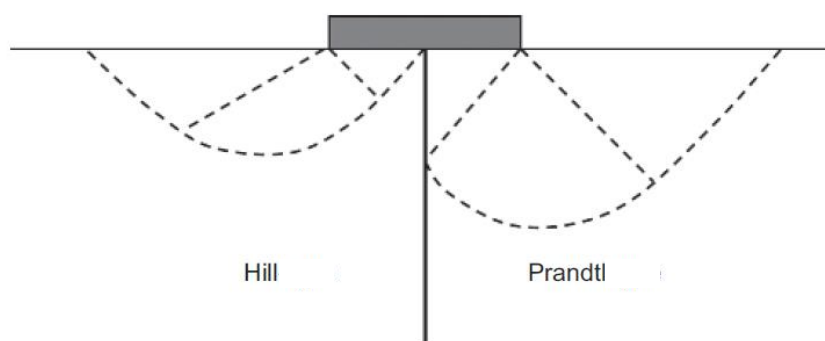


Figura 2.9 – Mecanismos de ruptura de Hill e de Prandtl (Adaptado de Mana *et al.*, 2012).

Segundo os autores, soluções analíticas indicam que o mecanismo de Prandtl é apropriado para situações em que o solo possui baixa heterogeneidade da resistência, enquanto o mecanismo de Hill se torna ótimo na situação inversa, com maior heterogeneidade. Assim, as diferenças nos mecanismos desenvolvidos em cada tipo de carregamento provavelmente se devem ao grau de heterogeneidade da resistência dentro da região envolvida na ruptura.

Uma particularidade do comportamento de fundações submetidas à tração é a ocorrência do fenômeno do *breakout*, *breakaway* ou descolamento. Este é caracterizado pela perda abrupta de sucção na base da fundação e, conseqüentemente, perda de resistência ao arrancamento. Li (2015) buscou investigar esse fenômeno através de ensaios em centrífuga similares aos descritos no anteriormente. A Figura 2.10 mostra imagens de dois ensaios em diferentes estágios.

No primeiro momento as fundações ainda não foram carregadas e há contato completo da base com o solo. Quando o carregamento se inicia, no caso não drenado, o solo é erguido juntamente com o modelo, devido ao desenvolvimento de sucção que garante a aderência. A sucção é completamente mantida até a ocorrência do *breakout*. Segundo o autor, neste caso, o fenômeno ocorre pela redução do embutimento da fundação, causado pela redução da altura de solo que circunda o modelo, como também observado por Mana *et al.* (2012), em conjunto com a formação de fissuras que facilitam o fluxo de água para a base da fundação.

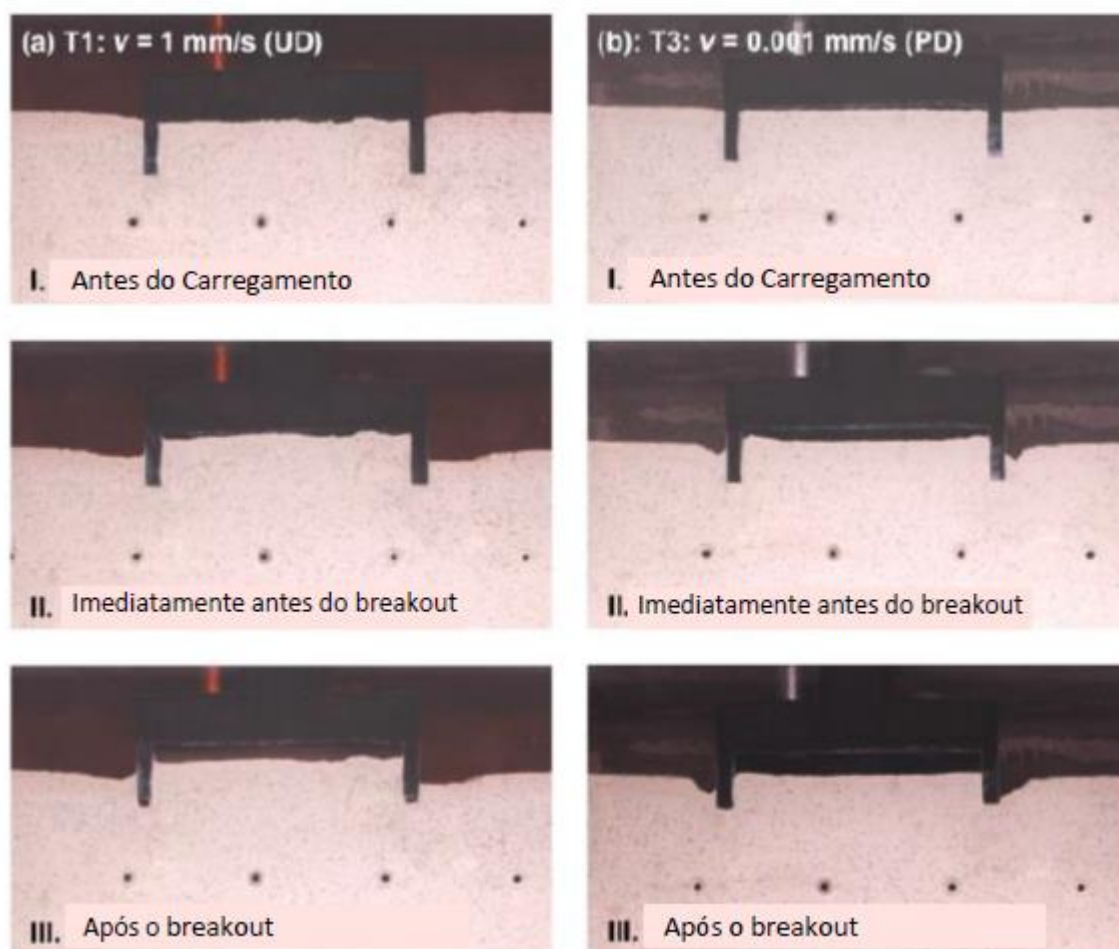


Figura 2.10 – Diferentes estágios de duas fundações submetidas a um carregamento (a) não drenado (b) parcialmente drenado (Adaptado de Li, 2015).

Já no caso do carregamento parcialmente drenado, quando a fundação começa a ser puxada, o solo começa a deslizar. Análises por PIV indicam que neste caso o mecanismo mobilizado é uma combinação da ruptura do tipo de Hill com o deslizamento do solo ao longo das saias. Ocorre a formação de um *gap* (um espaço entre a base da fundação e o solo) antes do *breakout* com fluxo de água para a base da fundação, juntamente com a redução do nível de solo ao redor da fundação que leva a uma redução do embutimento e ao surgimento de fissuras.

Estudos teóricos e numéricos (e.g., Sawicki e Mierczyński, 2003; Zhou *et al.* 2008), sugerem que o fenômeno do *breakout* é governado pelas tensões efetivas na interface da fundação com o solo. Li *et al.* (2014b) realizaram ensaios em centrífuga onde fundações eram submetidas a uma carga com valor equivalente a uma fração da carga última a compressão e que era mantida constante ao longo do ensaio. A Figura 2.11 apresenta resultados obtidos ao longo do tempo.

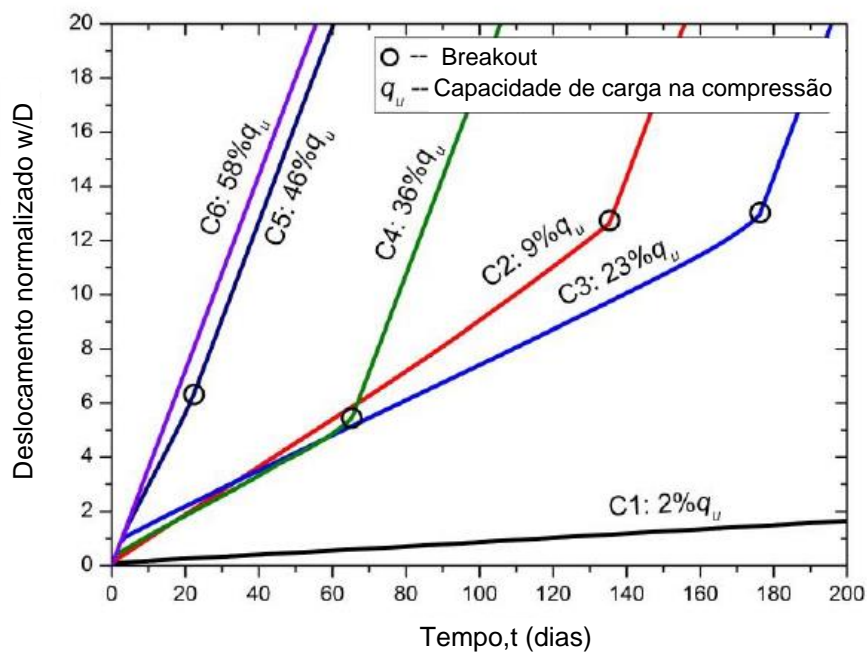


Figura 2.11 – Variação do deslocamento normalizado pelo diâmetro da fundação (w/D) com tempo para ensaios submetidos a diferentes cargas constantes (Adaptado de Li *et al.*, 2014b).

Exceto pelo ensaio com menor carregamento, os demais apresentam ocorrência do *breakout* depois de algum deslocamento sofrido. A Figura 2.12 apresenta os valores de excesso de poropressão medidos para os ensaios onde o *breakout* ocorre, assim como o valor da tensão aplicada a fundação.

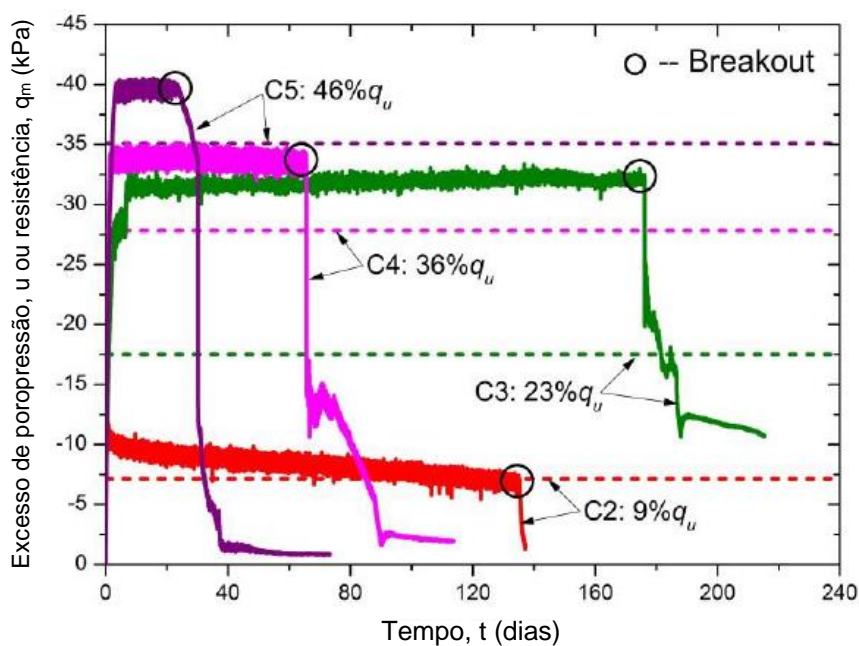


Figura 2.12 – Excessos de poropressão em cada ensaio e tensão aplicada representada pela linha horizontal tracejada (Adaptado de Li *et al.*, 2014a).

Os autores apontam que o *breakout* ocorreria quando as tensões efetivas na base da função se anulassem. Esta condição é atendida quando a sucção se iguala a tensão aplicada (que pode ser considerada a tensão total). Com o tempo a sucção tende a se reduzir enquanto a tensão é mantida constante. No ensaio C2 quando estes valores se igualam, ocorre o *breakout*, resultado que potencialmente indica que a hipótese das tensões efetivas é correta. Nos demais ensaios o fenômeno ocorre provavelmente por conta do surgimento de caminhos preferencias de drenagem, uma vez que a condição de tensões efetivas nulas não é observada.

2.1.5 Estimativa da Capacidade de Carga

De forma geral, para uma fundação rasa em solo argiloso submetida a um carregamento não drenado de tração, a capacidade de carga pode ser obtida por meio da equação 2.2. Caso a fundação esteja embutida no solo, a equação recebe um termo adicional que leva em conta o peso específico do solo e a profundidade. Para fundações possuindo saias perimetrais este termo normalmente não é usado porque o peso do plug de solo dentro das saias compensa o peso do solo adjacente.

$$q_u = N_c s_u \quad 2.2$$

Onde N_c é o fator de capacidade de carga, S_u é a resistência ao cisalhamento não drenada do solo. O problema do cálculo da capacidade de carga geralmente se concentra na determinação do fator de capacidade de carga, N_c .

Para fundações submetidas a carregamentos de compressão, uma série de estudos publicados obtiveram valores de N_c utilizando diferentes métodos (numérico, analítico e empírico) e considerando diferentes casos (forma da fundação, embutimento, rugosidade, heterogeneidade do perfil de resistência do solo, etc). A clássica solução de Prandtl (1920 apud Randolph *et al.*, 2004) apresenta um fator de capacidade de carga $N_c = 2 + \pi \approx 5,14$, para um carregamento em faixa sobre um meio rígido-plástico e homogêneo. Este fator foi posteriormente modificado por Skempton (1951), através de um método semiempírico, para levar em conta a forma da fundação (circular e retangular) e o embutimento.

Entretanto, para solos com perfil de resistência crescente, o valor de N_c aumenta com a razão de heterogeneidade de resistência do solo, kB/S_{um} , onde k é o gradiente

de resistência do solo, B a largura da fundação, e S_{um} é a resistência não drenada inicial do perfil. Davis e Booker (1973), usando a teoria da plasticidade, encontraram valores de N_c para diferentes valores de kB/S_{um} considerando uma fundação corrida superficial e rígida. Martin (2001), através dos teoremas de limite inferior e superior da teoria da plasticidade, obteve valores de N_c para fundações circulares com saias perimetrais de comprimento variado e em solos heterogêneos, considerando saias lisas ou rugosas. A Figura 2.13 apresenta alguns dos resultados encontrados pelos autores para diferentes valores de d/D , onde d é o comprimento da saia e D o diâmetro da base da fundação. Os resultados de Martin (2001) são frequentemente usados para comparação com dados obtidos em ensaios de centrífuga. Um resumo mais completo dos estudos que investigaram o valor de N_c para fundações submetidas à compressão considerando casos diversos pode ser visto em Gourvenec e Mana (2011).

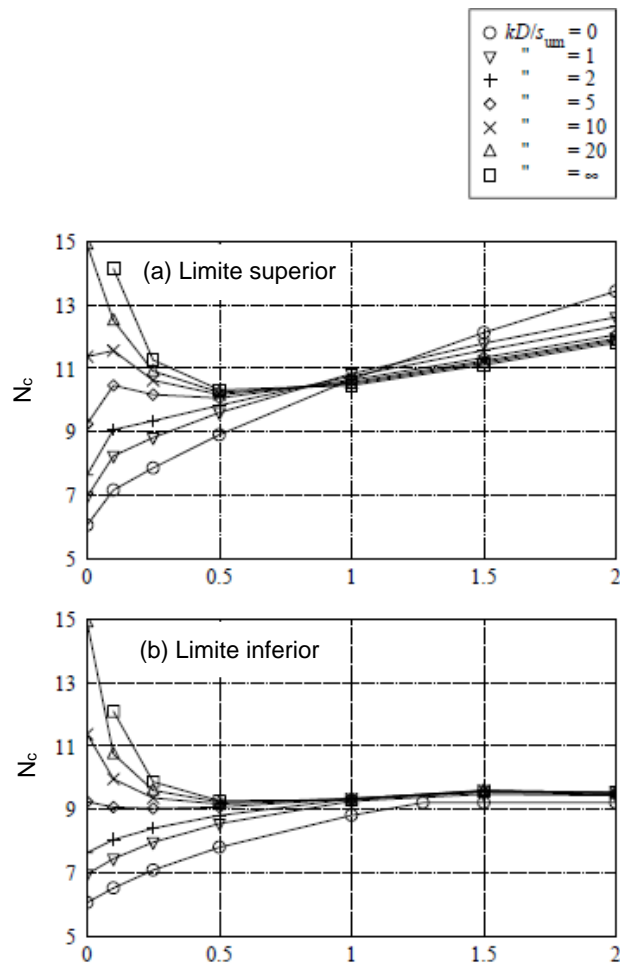


Figura 2.13 – Valores de N_c para diferentes valores de d/D e considerando a saia da fundação lisa de acordo com os teoremas de (a) limite superior e (b) limite inferior (Adaptado de Martin., 2012).

Um número bem menor de investigações pode ser encontrado sobre o valor do fator N_c para fundações submetidas à tração. Entretanto evidências importantes já foram relatadas. Caso a da fundação seja carregada em condições não drenadas e o mecanismo de ruptura reverso seja mobilizado, os fatores de capacidade de carga usados na compressão também seriam válidos para estimativa da capacidade de carga na tração.

O trabalho já citado de Mana *et al.* (2012) apresenta evidências do mencionado anteriormente. Através de ensaios em centrífuga com fundações submetidas a carregamentos de compressão e tração, foi observado que os fatores N_c são bastante similares (aproximadamente 10) para os dois tipos de carregamento, mesmo que os mecanismos de ruptura apresentem forma diferente, como mostrado na Figura 2.14.

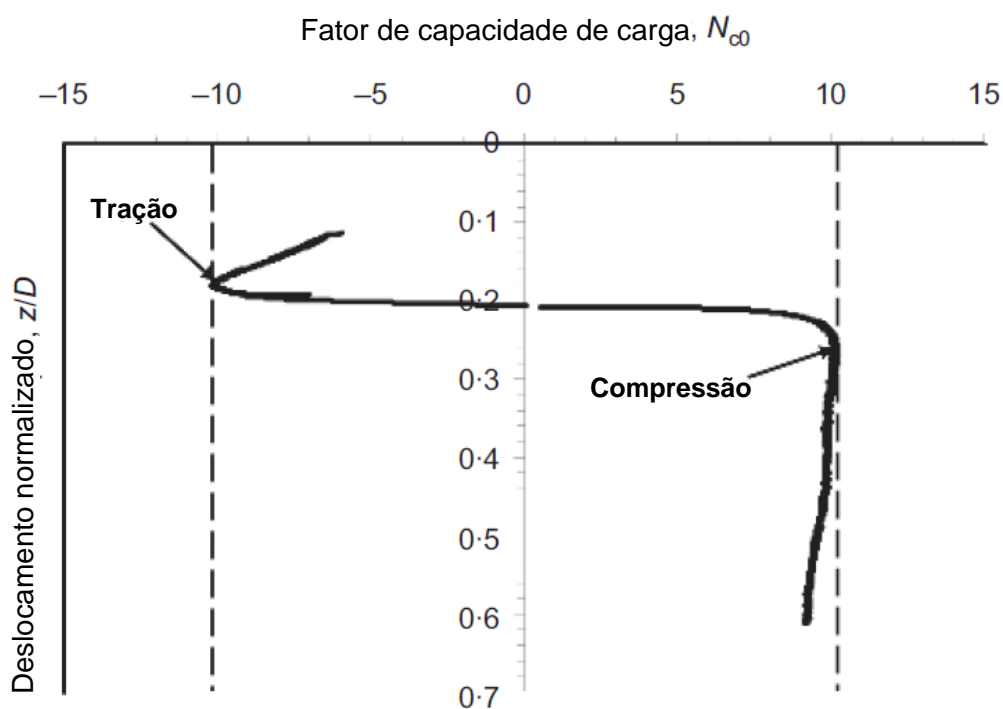


Figura 2.14 – Valores de capacidade de carga durante os ensaios de compressão e tração realizados com fundações circulares possuindo saias perimetrais com razão $d/D = 0,2$ (Adaptado de Mana *et al.*, 2012).

Ensaio semelhantes realizados por Mana *et al.* (2013) também apontam o mesmo, como mostrado na Figura 2.15, comparando os resultados com as soluções de limite inferior (LB) e superior (UB) de Martin (2001), apresentadas anteriormente.

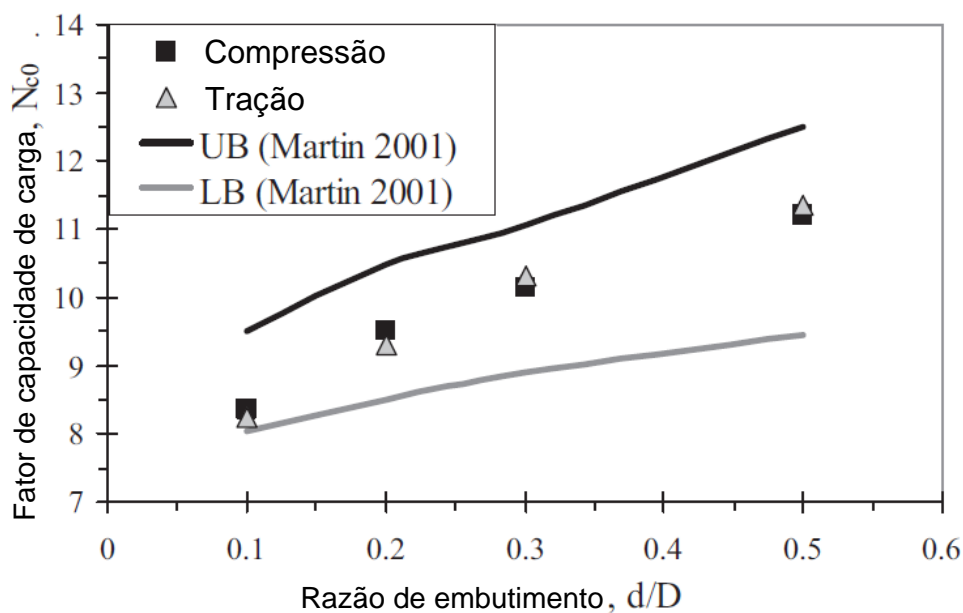


Figura 2.15 – Valores do fator N_c para fundações com diferentes razões de d/D submetidas à compressão e à tração, juntamente com valores de N_c de Martin (2001) (Adaptado de Mana *et al.*, 2013).

Considerando o exposto anteriormente, Gaudin *et al.* (2017) diz que na previsão da capacidade ao arrancamento deve-se primeiro determinar quais as condições de drenagem esperadas em função da geometria da fundação, velocidade de arrancamento e coeficiente de adensamento do solo. Sob condições não drenadas, o fator N_c deve possuir o mesmo valor das soluções obtidas para o carregamento de compressão, sendo que este pode ser corrigido em função da profundidade das saias da fundação e da heterogeneidade da resistência do solo, com o uso de formulações e gráficos que podem ser encontrados em Randolph *et al.* (2004), Chen *et al.* (2012) e outros citados anteriormente. Sob condições parcialmente drenadas, o valor de N_c deve ser reduzido e pode ser estimado através de ensaios em modelos.

Para o caso em que não há desenvolvimento de sucção sob a fundação (ilustrado na Figura 2.7.(b)), a resistência à remoção da fundação pode ser estimada por uma das equações abaixo (Mana *et al.*, 2013). A Equação 2.3 é usada quando a resistência é dada pelo atrito interno e externo das saias da fundação

$$Q_f = \alpha s_{u,s} A_s \quad 2.3$$

Onde A_s é soma da área interna e externa das saias, $S_{u,s}$ é a resistência não drenada média ao longo das saias e α é o fator de atrito da interface do solo com

fundação. Para o caso de um plug de solo permanecer preso dentro das saias, adota-se a Equação 2.4.

$$Q_f = \gamma' d A_b + 0,5 \alpha s_{u,s} A_s \quad 2.4$$

Onde γ' é o peso específico submerso do solo, d é o comprimento da saia e A_b é a área da base da fundação.

2.2 Influência da Temperatura no Comportamento de Solos Argilosos Saturados

2.2.1 Aquecimento em Condições Drenadas

O aquecimento do solo, quando em condições drenadas, provoca variação volumétrica. A resposta do solo nessas condições permite conhecer melhor o comportamento do seu esqueleto sólido com a variação de temperatura. Vale ressaltar que a resposta deste material ao aquecimento é peculiar se comparada à de outros materiais. A Figura 2.16 a seguir ilustra isso. Nota-se, a partir dela, o comportamento diversificado do solo quando aquecido, podendo apresentar contração ou expansão volumétrica. Alguns dos estudos reunidos no gráfico são discutidos a seguir.

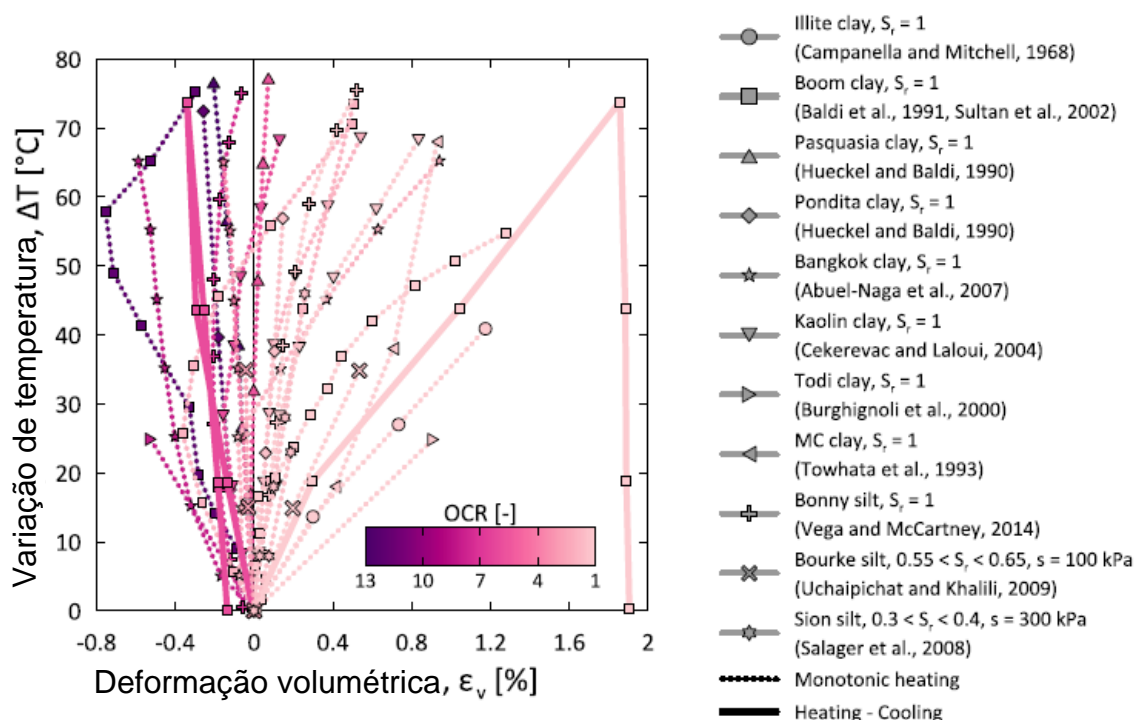


Figura 2.16 – Resultados de diversos estudos sobre variação volumétrica do solo quando submetido ao aquecimento (Adaptado de Loria e Coubaly, 2020).

Com a finalidade de investigar a variação de volume nos solos sob tensão constante e induzida por um carregamento térmico (aquecimento), Towhata *et al.* (1993) realizaram ensaios edométricos em dois tipos de argilas, submetidas a temperaturas variando entre 20°C e 90°C, com valores de OCR entre 1 e 52. Uma das argilas possuía composição semelhante à do caulim (denominada “MC Clay”), com índice de plasticidade de 29%, enquanto o outro tipo consistia em uma betonita com índice de plasticidade de 421%. As argilas normalmente adensadas, quando eram submetidas a sucessivos aumentos de temperatura, apresentavam contração volumétrica. Estas variações volumétricas se mostraram independentes do nível de tensões, crescentes com a plasticidade da argila e não recuperáveis quando a argila era submetida a um posterior resfriamento.

De forma diferente, as argilas sobreadensadas apresentaram tanto contração quanto dilatação volumétrica induzida termicamente. Amostras que foram consolidadas sob uma determinada tensão e depois submetidas a um descarregamento correspondente a um OCR específico sofreram expansão volumétrica sob aquecimento, sendo esta variação volumétrica crescente com o valor de OCR (Figura 2.17). Estes resultados são um indicativo de que as variações volumétricas induzidas termicamente são dependentes do histórico de tensões do solo. Ao realizarem incrementos de carga sob diferentes temperaturas os autores também observaram que as mostras submetidas a maiores temperaturas adensavam sob taxas mais rápidas, apesar de todas atingirem um mesmo índice de vazios final.

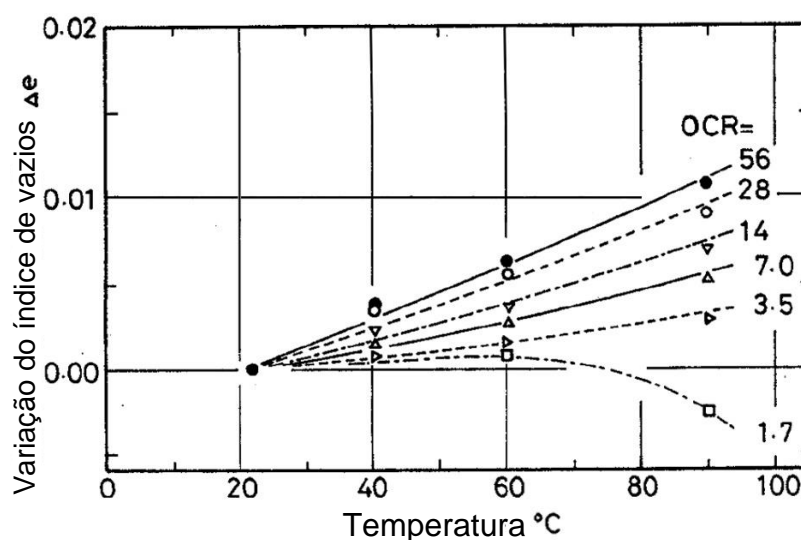


Figura 2.17 – Variação na dilatação termicamente induzida em amostras de “MC Clay” (adaptado de Towhata *et al.*, 1993).

Comportamentos semelhantes foram encontrados por Burghignoli *et al.* (2000) através da realização de ensaios de adensamento isotrópico com aplicação posterior de um ciclo térmico (temperaturas entre 20°C e 60°C) sob tensão confinante constante em solos argilosos. Os estudos mostraram que a variação do índice de vazios durante os carregamentos térmicos é menor quanto maior o tempo decorrido entre o fim do adensamento primário e o início do aquecimento, isto é, quanto maior o tempo de adensamento secundário. As variações de índices de vazios que ocorreram durante o aquecimento do solo e na subsequente fase em que a temperatura é mantida alta, são evidências do rearranjo das partículas do solo. Este seria responsável pela maior parte das deformações volumétricas. Ao se comparar a deformação de fluência (ou *creep*) de um solo submetido à temperatura constante com as deformações causadas por um carregamento térmico, os autores concluíram que o rearranjo das partículas termicamente induzido é essencialmente uma amplificação dos efeitos da fluência.

Abuel-Naga *et al.* (2007a) realizaram ensaios edométricos de aquecimento e resfriamento do solo com temperaturas de 22 °C a 90°C, sob tensão constante com diferentes valores de OCR. Os resultados são vistos na Figura 2.18.

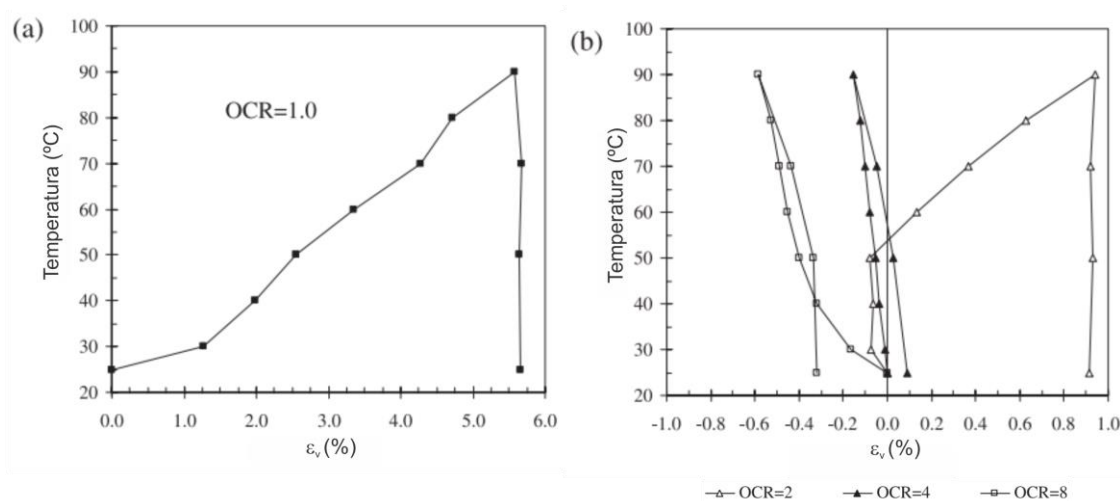


Figura 2.18 – Variação volumétrica de solos com diferentes valores de OCR (a) OCR = 1 (b) OCR entre 2 e 8 (adaptado de Abuel-naga *et al.*, 2007a).

O solo normalmente adensado apresenta contração volumétrica não recuperada com o resfriamento, que diminui conforme aumenta o valor do OCR. Os solos mais sobreadensados (OCR maior que 4) apresentam expansão volumétrica quase completamente recuperável durante o resfriamento. É interessante notar que o solo com OCR de 2, tende a expandir inicialmente até uma determinada temperatura,

quando começa a sofrer contração. Um outro efeito interessante observado pelos autores é o do sobreadensamento induzido termicamente, conforme mostrado na Figura 2.19.

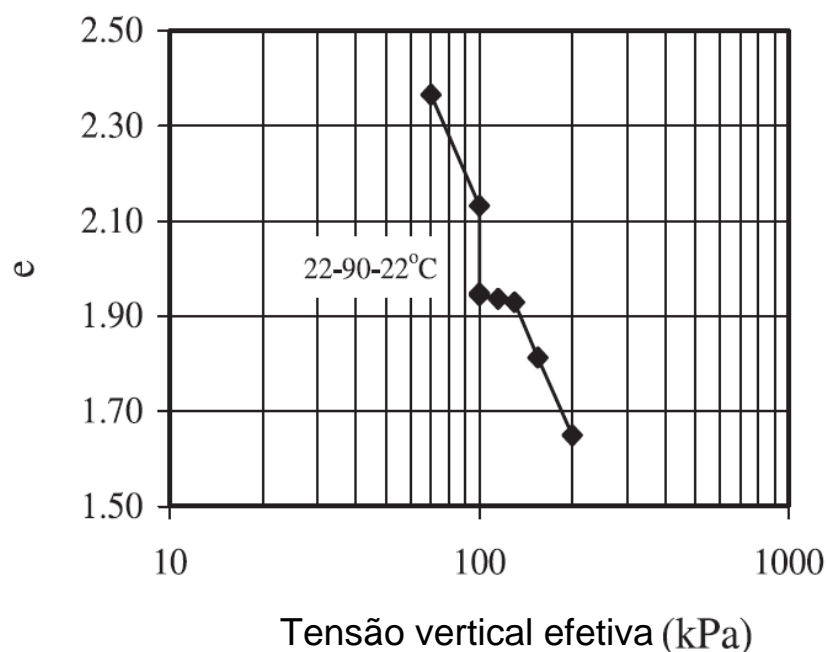


Figura 2.19 – Variação do índice de vazios do solo submetido a um ciclo térmico durante o ensaio edométrico (adaptado de Abuel-naga *et al.*, 2007a).

O solo normalmente adensado quando submetido a um ciclo de aquecimento e resfriamento sob tensão constante sofre redução de índice de vazios e passa a ter comportamento sobreadensado. Conseqüentemente, pode ser definida uma nova tensão de pré-adensamento aparente. A palavra “aparente” é utilizada neste caso pois o máximo carregamento mecânico aplicado ao solo permanece o mesmo. A tensão de pré-adensamento aparente tende a diminuir com o aumento da temperatura conforme mostrado a partir das evidências de vários estudos na Figura 2.20.

Modelos constitutivos são desenvolvidos buscando capturar esses comportamentos observados. As deformações de contração irreversíveis produzidas no aquecimento de solos normalmente adensados são consideradas termoplásticas, enquanto as deformações de expansão observadas nos solos sobreadensados são consideradas termoelásticas. A redução da tensão de pré-adensamento é normalmente incluída nos modelos através da redução do domínio elástico do solo. Modelos elastoplásticos como o de Cui *et al.* (2000), Abuel-Naga *et al.* (2007a) e outros baseados no Cam-clay modificado como de Graham *et al.* (2001) seguem esta abordagem.

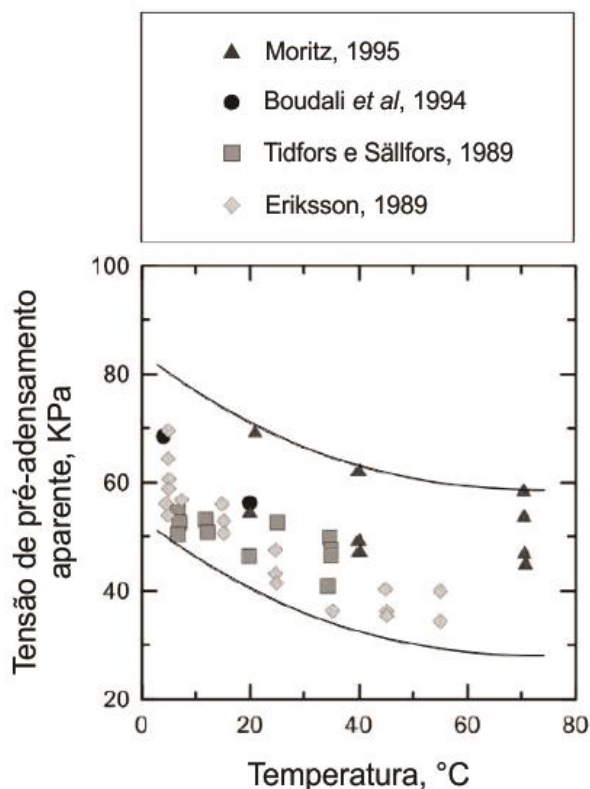


Figura 2.20 – Efeito da temperatura sobre a tensão de pré-adensamento aparente segundo dados de diversos autores (Adaptado de Laloui e Loria, 2019).

Uma outra abordagem é apresentada por Coccia e McCartney (2016a), que realizaram uma revisão crítica sobre os mecanismos e modelos propostos para explicar e descrever o comportamento volumétrico dos solos sob variações térmicas. Os autores apontam que as deformações volumétricas induzidas termicamente têm sido associadas a três diferentes mecanismos.

O primeiro mecanismo, descrito por Campanella e Mitchell (1968) e Delage *et al.* (2000) está relacionado a expansão térmica elástica dos constituintes do solo. Em condições completamente drenadas, deve haver expansão volumétrica do solo com o aquecimento, sendo esta reversível com o resfriamento. Este mecanismo explicaria o comportamento dos solos sobreadensados. Já em condições não drenadas (seja porque a drenagem foi impedida ou a taxa de aquecimento supera a capacidade de drenagem do solo) ocorre a pressurização da água nos poros devido a expansão diferencial dos constituintes do solo. Com a posterior drenagem e dissipação do excesso de poropressão, o solo irá experimentar contração volumétrica no tempo. Campanella e Mitchell (1968) relacionam esse fenômeno ao adensamento primário

induzido por carregamento, geralmente sendo chamado de “adensamento primário térmico”.

O segundo mecanismo, também descrito por Campanella e Mitchell (1968), é a redução da resistência ao cisalhamento entre as partículas do solo devido ao aumento da energia térmica no aquecimento, levando assim ao colapso da estrutura do esqueleto do solo. Este mecanismo produz deformações irreversíveis e é considerado análogo a compressão secundária. O processo continuaria até que novos contatos fossem desenvolvidos de forma a suportar as tensões termomecânicas induzidas.

O terceiro mecanismo é descrito por Paasweel (1967) e está relacionado ao efeito da redução da viscosidade da água com o aumento da temperatura. Segundo este mecanismo, uma taxa maior de deformações induzidas termicamente é esperada com maiores temperaturas devido a maior facilidade de a água fluir pelo solo, uma vez que apresenta menor viscosidade dinâmica. Este comportamento foi observado por Towhata *et al.* (1993), como mencionado anteriormente.

Pela realização de um programa experimental e a partir de dados disponíveis na literatura, os autores procuram estabelecer uma interpretação com base na aceleração do fenômeno de compressão secundária (*i.e creep* ou fluência) pelo aquecimento, onde este seria o mecanismo principal das deformações. Assim, o sinal da deformação termicamente induzida seria determinado pela direção do último carregamento aplicado. Por exemplo, um solo sobreadensado que foi submetido ao recarregamento para que se atingisse o OCR desejado, após o carregamento sofreria contração volumétrica devido à compressão secundária, sendo este fenômeno ampliado quando a amostra é submetida a um aumento de temperatura.

A partir desta interpretação, um novo modelo constitutivo para previsão das deformações volumétricas induzidas por variações térmicas para solos saturados e não-saturados é apresentado, utilizando como parâmetro o índice de compressão secundária (Coccia e McCartney, 2016b).

2.2.2 Aquecimento em Condições Não Drenadas

Na literatura científica encontra-se bem relatado o fato de que quando solos finos saturados são submetidos a um carregamento térmico durante condições não drenadas, ocorre o desenvolvimento de um excesso de poropressão positiva

crecente com a temperatura. Desde a década de 60, aproximadamente, vários estudos sobre o assunto já foram realizados, com seus resultados confirmando este fato. Um dos primeiros e mais importantes foi o já citado de Campanella e Mitchell (1968), através da realização de ensaios com o uso de um aparelho triaxial especial capaz de controlar a temperatura da amostra. As argilas (ilitas) aquecidas sob tensões hidrostáticas constantes e com drenagem impedida, apresentaram um excesso de poropressão positiva com o aumento de temperatura que desaparecia quando o solo era submetido ao resfriamento.

Os autores também fizeram importantes contribuições quanto a interpretação dos mecanismos que governam este comportamento. Assumindo que em condições não drenadas a soma das variações volumétricas dos constituintes do solo devido à temperatura e pressão deva ser igual a soma das variações volumétricas da massa de solo como um todo devido à temperatura e pressão, a equação 2.5 foi obtida.

$$\Delta u = \frac{n\Delta T(\alpha_s - \alpha_w) + \alpha_{st}\Delta T}{m_v} \quad 2.5$$

Onde n é a porosidade, α_s é o coeficiente de expansão térmica dos sólidos do solo, α_w é o coeficiente de expansão térmica da água, m_v é o coeficiente de compressibilidade da estrutura do solo e α_{st} é um coeficiente físico-químico de variação volumétrica estrutural. Este último foi inserido para levar em conta a variação volumétrica causada pela reorientação ou movimento relativo das partículas devido a mudanças nas forças entre partículas durante o aquecimento. A Equação 2.5 revela quais os principais fatores a controlar a variação de poropressão: a porosidade ou índice de vazios inicial, já que são relacionados, a diferença entre os coeficientes de expansão térmica da água e dos sólidos, a variação de temperatura imposta ao solo e a compressibilidade da estrutura do solo que é função do estado de tensões. Posteriormente Ghaaowd *et al.* (2017) estabeleceram uma relação entre α_{st} e o índice de plasticidade do solo, onde quanto maior o IP menor o valor do coeficiente. Dos parâmetros da equação, pode-se destacar como os principais mecanismos do desenvolvimento do excesso de poropressão: a diferença entre a expansão dos sólidos e da água durante o aquecimento, já que, a depender dos minerais constituintes, o coeficiente de expansão térmica do primeiro pode ser de 7 a 12 vezes menor que o do segundo (Mckinstry, 1965) e a tendência a variação volumétrica por

conta do rearranjo do partículas do solo, sendo que em solos normalmente adensados esta tendência é de compressão, colaborando para o aumento de poropressão.

Campanella e Mitchell (1968) também criaram um parâmetro de poropressão (F) definido como a variação de poropressão por unidade de variação de temperatura por unidade de tensão efetiva (Equação 2.6)

$$F = \frac{\Delta u}{p'_i \Delta T} \quad 2.6$$

Onde p'_i é a tensão efetiva quando se inicia o aquecimento. O parâmetro é útil como um recurso prático para comparação dos valores de poropressão induzidos termicamente em diferentes solos sob diferentes condições.

Outros estudos apontam diferentes aspectos desse comportamento térmico não drenado do solo. Abuel-Naga *et al.* (2007b) realizaram ensaios de aquecimento em amostras da argila mole de Bangkok. O solo foi primeiro submetido ao adensamento isotrópico (em alguns casos descarregado até um OCR específico) e depois submetido a um ciclo térmico até a temperatura de 90°C em incrementos de 10°C. Para realização dos ensaios foi utilizado um equipamento triaxial com controle de temperatura. Os resultados se encontram na Figura 2.21.

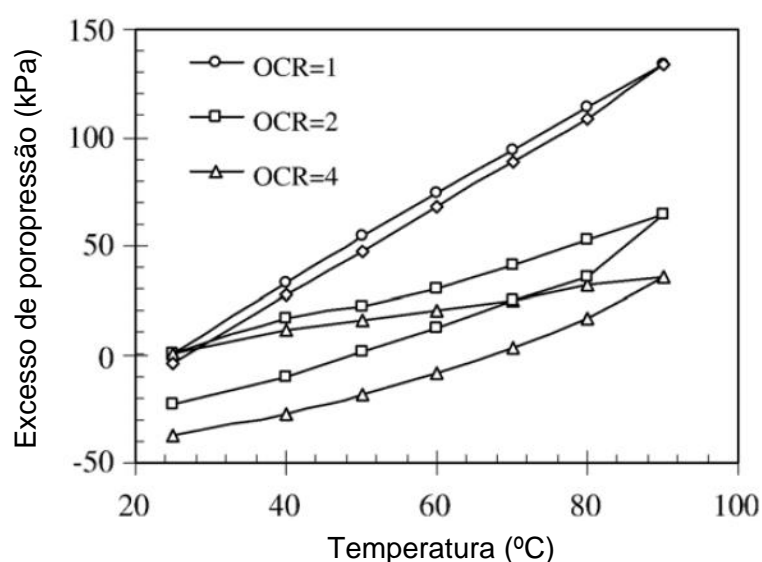


Figura 2.21 – Excesso de poropressão induzida termicamente em ciclos térmicos para diferentes valores de OCR (Adaptado de Abuel-naga *et al.*, 2007b).

A taxa de incremento de poropressão com variação da temperatura se mostrou dependente do histórico de tensões e tende a ser menor quanto maior o valor do OCR. Além disso, os solos sobreadensados apresentaram comportamento não reversível com o desenvolvimento de um excesso de poropressão negativa durante o resfriamento. Este comportamento é explicado pelos autores através da histerese apresentada pela curva de carregamento e descarregamento típica nos ensaios de adensamento (Figura 2.22).

O módulo inicial da curva de descarregamento (redução de tensões efetivas no aquecimento) para um solo normalmente adensado é muito próximo ao módulo no recarregamento, isto é, de A para C e novamente para A. Já no caso do solo sobreadensado isto não ocorre, pois o módulo no recarregamento (de C para D) é muito diferente do inicial (de B para C). Essa diferença nos módulos induz uma expansão irreversível de volume que produz a redução de poropressão observada no resfriamento. Este comportamento do solo durante o resfriamento de seguir a curva de recarregamento também é observado por Burghignoli *et al.* (2000) após submeter uma amostra sobreadensada a um ciclo térmico.

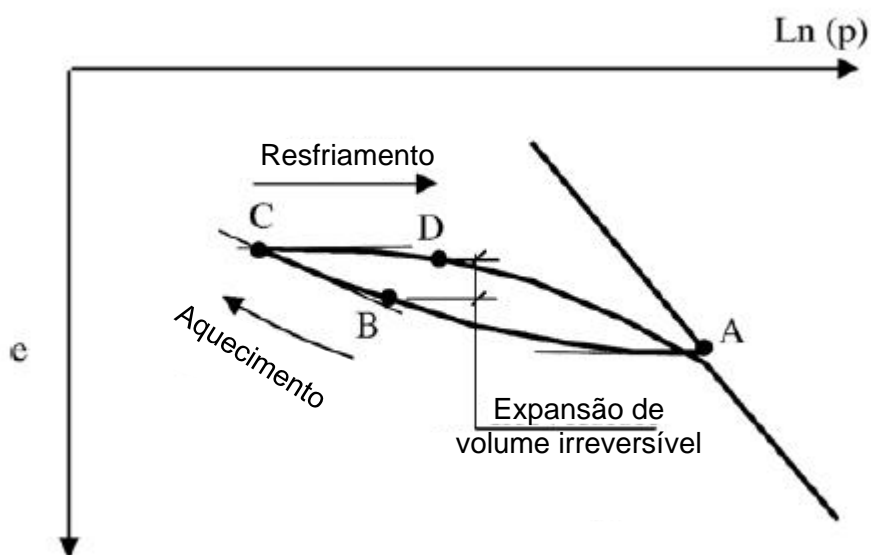


Figura 2.22 – Histerese da curva de descarregamento e recarregamento (Adaptado de Abuelnaga *et al.*, 2007b).

A tensão de adensamento hidrostático também influenciou nos resultados (Figura 2.23). Os solos aquecidos sob maiores tensões desenvolveram um excesso maior de poropressão para uma mesma variação térmica e apresentaram maior taxa de incremento de poropressão por temperatura. Isto ocorre, pois, maiores tensões

produzem uma maior restrição à tendência do solo de se expandir durante o aquecimento.

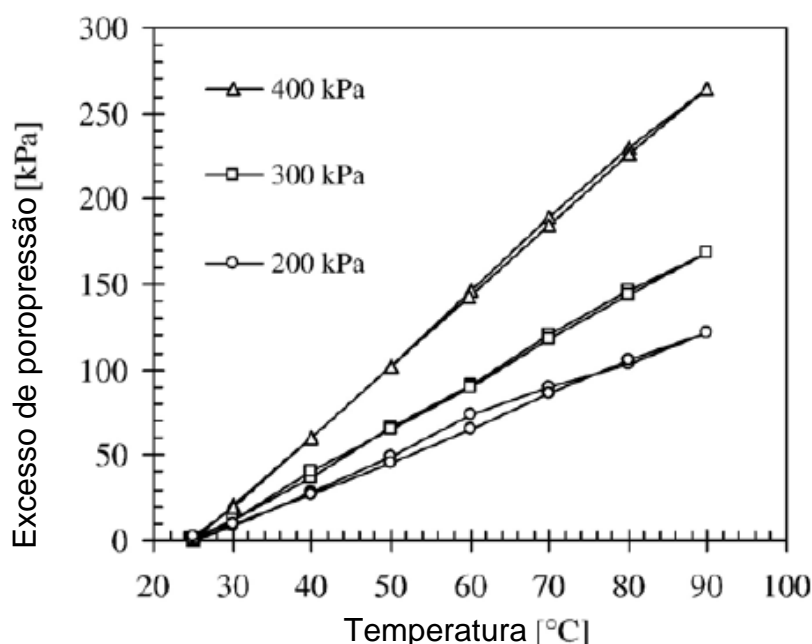


Figura 2.23 – Excesso de poropressão induzido termicamente para solos submetidos a diferentes tensões de adensamento (Adaptado de Abuel-naga *et al.*, 2007b).

O aquecimento do solo em condições não drenadas e sob um estado de tensões não hidrostático ($q/p' \neq 0$) pode levar a ocorrência do fenômeno conhecido como ruptura termomecânica, caracterizado pela ocorrência de deformações de compressão relativamente grandes e irreversíveis, além valores consideráveis de poropressão. Hueckel e Pellegrini (1991) realizaram um dos mais relevantes estudos sobre o assunto e constataram que este tipo de ruptura poderia ocorrer mesmo para estados de tensão próximos aos encontrados “in situ”. Os autores realizaram ensaios de aquecimento de amostras, através de equipamento triaxial, submetidas a um estado de tensões não hidrostático. A amostra foi submetida ao cisalhamento em condições não drenadas até um estado de tensões pré-definido que foi mantido constante por cerca de 48h, onde foi observado o desenvolvimento de algum excesso de poropressão e deformações. Após esse período, o solo foi submetido ao aquecimento em etapas até a temperatura de 92 °C. As Figuras 2.24 e 2.25 mostram os resultados encontrados.

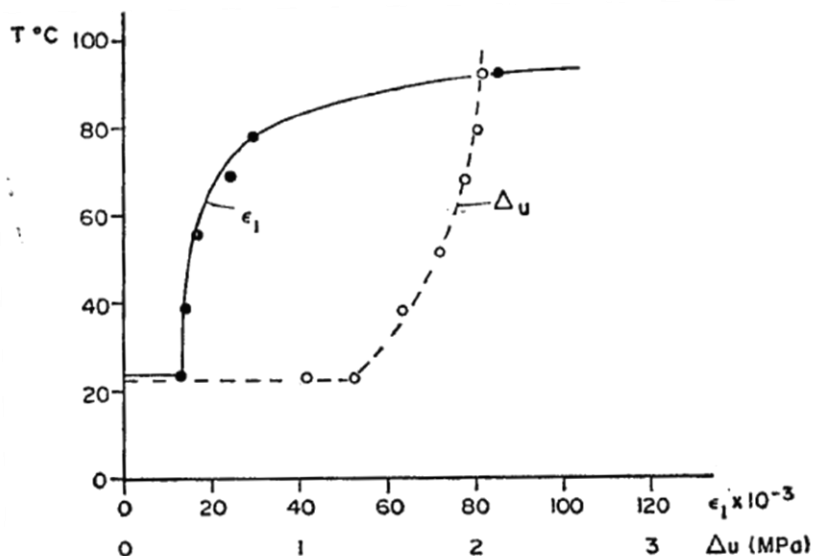


Figura 2.24 – Deformações axiais e excesso de poropressão positiva induzidas pelo aquecimento (Adaptado de Hueckel e Pellegrini, 1991).

A Figura 2.24 mostra que com o início do aquecimento deformações axiais de compressão começam a ser observadas juntamente com o desenvolvimento de um excesso de poropressão positiva. A partir de certa temperatura as deformações axiais começam a aumentar significativamente. A ruptura induzida termicamente foi observada por volta dos 90°C com uma deformação axial de 3,5%, apesar da taxa de deformações começar a crescer antes disso. Não foi observada a formação de banda de cisalhamento na amostra.

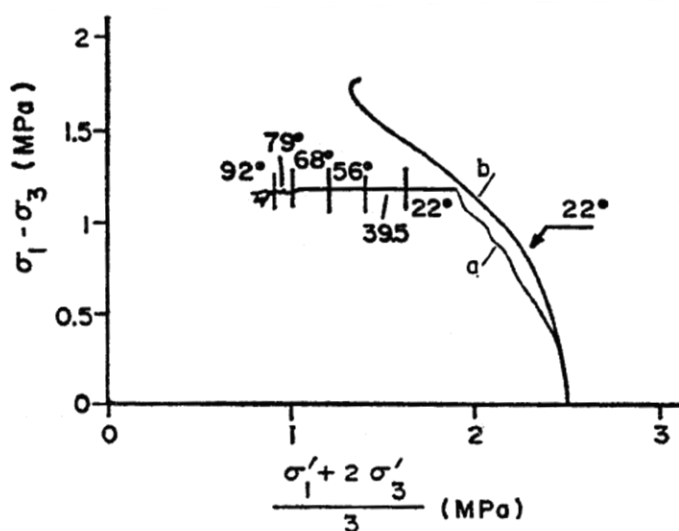


Figura 2.25 – Caminhos de tensões efetivas obtidos no ensaio com aquecimento e no ensaio convencional (Adaptado de Hueckel e Pellegrini, 1991).

A Figura 2.25 mostra o caminho de tensões efetivas do ensaio de aquecimento junto com o obtido em um ensaio convencional. O excesso de poropressão positiva induzida pelo aquecimento provoca a redução das tensões efetivas até que a ruptura seja alcançada.

Hueckel *et al* (2009) realizaram uma análise deste comportamento com base no modelo Cam-clay modificado combinado à teoria da termoplasticidade de Prager (1958) que introduz o mecanismo de redução da superfície de plastificação (SP) com o aquecimento (amolecimento térmico). Para um solo submetido a um estado de tensões próximo a superfície de plastificação a resposta pode ser inicialmente elástica ou plástica. Ao mesmo tempo dois processos ocorrem quando o aquecimento se inicia. Um deles é o descarregamento pela redução das tensões efetivas enquanto o outro é o encolhimento da superfície de plastificação com o aumento da temperatura. Caso a taxa de descarregamento, comandada pela quantidade de poropressão desenvolvida, supere a velocidade do encolhimento da SP a resposta do solo será inicialmente elástica e de expansão, por conta da expansão térmica do esqueleto do solo e da expansão também proporcionada pelo descarregamento.

No outro cenário o estado de tensões efetivas se mantém constantemente sobre a SP gerando deformações compressivas termoplásticas e endurecimento plástico que age em uma espécie de mecanismo de compensação contra a tendência a redução da SP, reduzindo a velocidade desta, sendo a taxa resultante de amolecimento igual a de desenvolvimento de poropressão. O processo continua até que a linha de estado crítico seja alcançada. Os autores ressaltam que não existe uma “temperatura característica de ruptura”, já que esta depende de todo o histórico das variáveis envolvidas no processo descrito anteriormente.

2.2.3 Efeitos da variação térmica na resistência ao cisalhamento.

Em relação aos efeitos sobre a resistência ao cisalhamento dos solos, apesar do considerável número de publicações sobre o assunto, existem questões ainda em aberto e contradições podem ser encontradas na literatura. Alguns destes estudos são apresentados em mais detalhes a seguir e comentários mais gerais são feitos ao fim desta seção.

Na investigação experimental empreendida por Hueckel e Baldi (1990) foram realizados ensaios de compressão triaxial em amostras da argila “Pontida” com

valores da razão de sobre adensamento (OCR) de 5 e 12,5. As amostras foram submetidas ao aquecimento drenado sob tensão constante e posterior cisalhamento também drenado, os resultados foram comparados com amostras cisalhadas em temperatura ambiente. As argilas sob altas temperaturas apresentaram comportamento mais dúctil e tensão desviadora máxima menor (para a argila com OCR de 12,5 a tensão foi 18% menor) se comparadas às amostras cisalhadas em temperatura ambiente (Figura 2.26). Ambas as argilas apresentaram comportamento mais próximo ao do estado normalmente adensado quando cisalhadas em maiores temperaturas com desaparecimento do comportamento dilatante, passando a exibir contração volumétrica durante o cisalhamento.

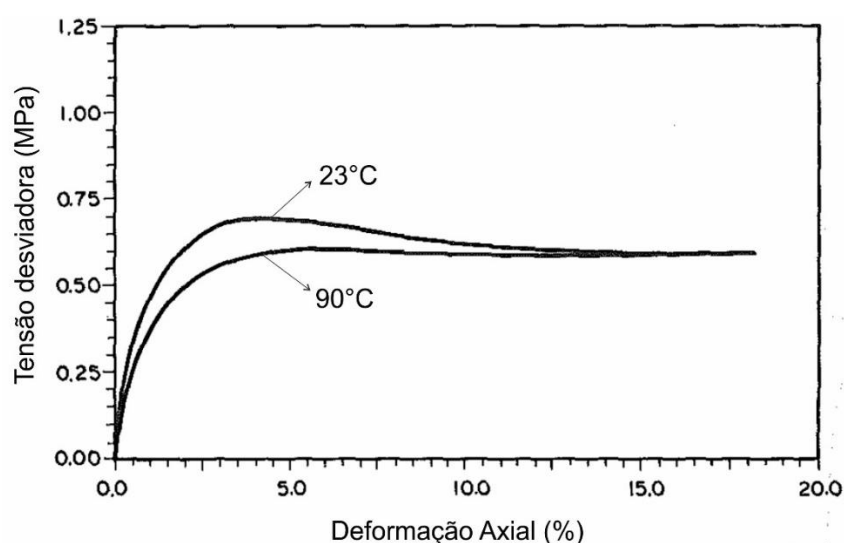


Figura 2.26 – Ensaio de compressão triaxial drenado com a argila Pontida com tensão confinante de 0,2 MPa e OCR = 12,5 (Adaptado de Hueckel e Baldi, 1990).

Burghignoli *et al.* (2000) apresentam os resultados de ensaios triaxiais não drenados realizados em solos argilosos normalmente adensados em diferentes temperaturas, onde solos cisalhados a temperaturas de 18°C e 48°C não apresentaram diferenças significativas em seus comportamentos mecânicos (Figura 2.27). Os autores destacam, porém, que os solos submetidos a um ciclo térmico de aquecimento e resfriamento (18°C-48°C-18°) apresentaram uma maior rigidez para uma faixa inicial de tensões e deformações. As amostras foram submetidas ao carregamento térmico (aquecimento) drenado antes da fase de cisalhamento.

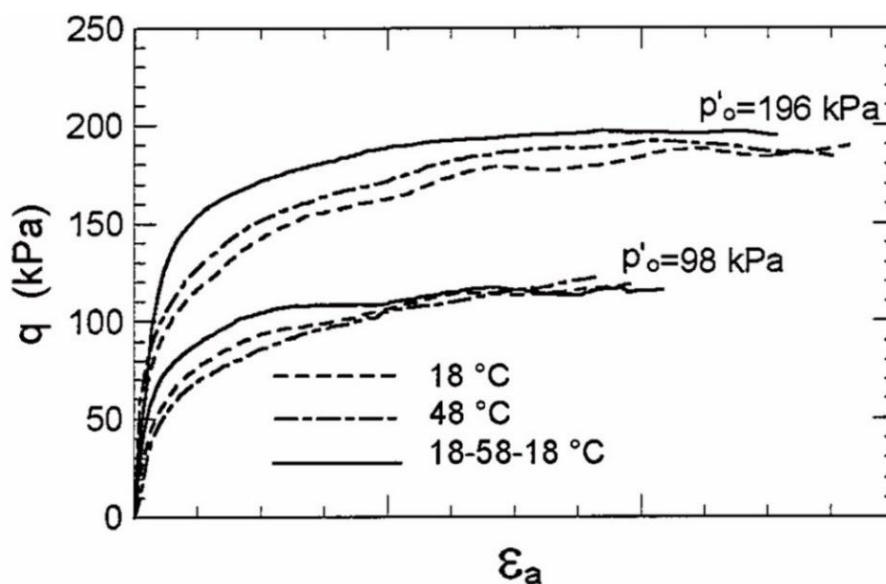


Figura 2.27 – Ensaio triaxiais não drenados para diferentes temperaturas e tensões confinantes (p'_0) de 98 kPa e 196 kPa (Burghignoll *et al.*, 2000)

Cekerevac e Laloui (2004) realizaram uma ampla investigação sobre a influência da temperatura no comportamento mecânico de argilas saturadas através de ensaios triaxiais drenados em amostras normalmente adensadas e sobreadensadas sob as temperaturas de 22°C e 90°C. Os resultados mostram maiores resistências para os ensaios em maiores temperaturas, independente do histórico de tensões de solo. Entretanto, em grandes deformações, as tensões cisalhantes obtidas em altas temperaturas tendem ao mesmo estado crítico das amostras ensaiadas com temperatura ambiente, resultado semelhante ao encontrado por Hueckel e Baldi (1990) e Abuel-Naga *et al.* (2007c).

Os autores também chegaram a importantes conclusões a respeito da evolução da superfície de plastificação do solo com a temperatura. Conforme pode ser notado na Figura 2.28, com o aumento da temperatura ocorre um encolhimento da superfície de plastificação corrente, sendo esta redução não homotética e dependente do histórico de tensões do solo. A superfície de plastificação é representada no espaço bidimensional da tensão efetiva média, p' , com a tensão desviadora, q , ambas normalizadas por p_e , que representa a tensão equivalente sobre a linha de consolidação normal (NCL) para o volume específico em que a plastificação é observada.

O fenômeno que produz este efeito é denominado de amolecimento térmico (*thermal softening*), citado na seção anterior. Ressalta-se que o amolecimento térmico

acontece mesmo que não ocorram deformações plásticas. No caso das argilas normalmente adensadas ou levemente sobreadensadas, em que o estado de tensões se encontra no limite do domínio elástico ou muito próximo deste, o aquecimento produz endurecimento plástico por conta da tendência à redução da superfície de plastificação.

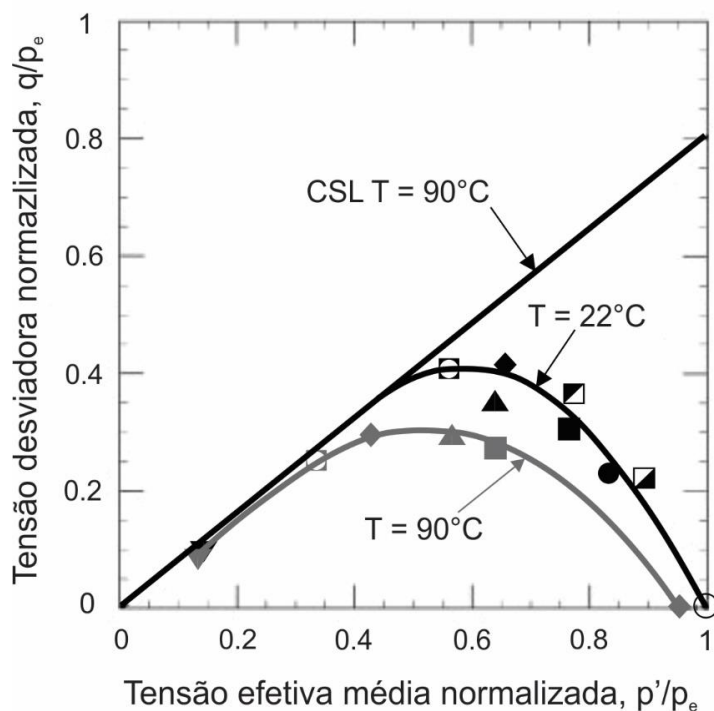


Figura 2.28 – Superfície de plastificação normalizada para diferentes valores de temperatura, juntamente com a representação da linha de estado crítico, CSL. (Adaptado de Cekerevac e Laloui, 2004).

Nota-se, a partir dos resultados de diferentes publicações expostos anteriormente, que não é possível definir uma única e clara tendência sobre a influência da temperatura na resistência ao cisalhamento dos solos argilosos saturados. Um outro exemplo bastante representativo disto se encontra nas divergências entre Hueckel e Baldi (1990) e Cekerevac *et al.* (2005), que com as mesmas condições de drenagem tanto no aquecimento quanto na fase de cisalhamento e utilizando o mesmo tipo de solo (Argila Pontida) obtiveram resultados contrários quanto a resistência ao cisalhamento e a ductilidade do solo. A Tabela 2.1 apresenta um resumo dos resultados de vários estudos sobre o assunto, indicando as condições de drenagem durante o aquecimento e o cisalhamento das amostras de solo, tornando mais explícito o ponto até aqui levantado.

Tabela 2.1 – Resumo de diversas publicações sobre o efeito do aquecimento sobre a resistência ao cisalhamento.

Publicação	Tipo de Aquecimento	Tipo de Ensaio	Resultado sobre a resistência
Sherif e Borrous (1969)	Não drenado	Compressão simples – Não drenado	Redução
Houston <i>et al.</i> (1985)	Drenado	Triaxial Não Drenado	Aumento
Hueckel and Baldi (1990)	Drenado	Triaxial Drenado	Redução
Moritz <i>et al.</i> (1995)	Não drenado	Triaxial Não Drenado	Redução
Kuntiwattanakul <i>et al.</i> (1995)	Drenado	Triaxial Não Drenado	Aumento
Rabe <i>et al.</i> (1998)	Drenado	Triaxial Não Drenado	Leve aumento
Borghignoli <i>et al.</i> (2000)	Drenado	Triaxial não drenado	Não apresenta diferença significativa
Cekerevac e Laloui (2004)	Drenado	Triaxial Drenado	Aumento
Abuel-Naga <i>et al.</i> (2007c)	Drenado	Triaxial Drenado/ Não Drenado	Aumento

As aparentes contradições e incongruências entre os resultados possivelmente revelam que o resultado dos ensaios é consideravelmente sensível à combinação de uma série de fatores. Segundo Laloui *et al.* (2014) podem ser considerados como fatores responsáveis pela discrepância dos resultados encontrados na literatura o tipo de solo, a mineralogia, razão de sobreadensamento e as condições de drenagem nas fases de aquecimento e cisalhamento. Como destacado por Hueckel e Baldi (1990) e Hueckel *et al.* (2009) o procedimento que precede o cisalhamento da amostra pode ter significativa influência nos resultados também (e.g. o histórico de aplicação de tensões e variações térmicas).

Sob a ótica do fenômeno de amolecimento térmico anteriormente descrito, solos muito sobreadensados, com o mesmo OCR, devem apresentar menor tensão desviadora máxima quando cisalhados em maiores temperaturas devido ao encolhimento da superfície de plastificação, entretanto isto não é verificado em todos os casos (e.g. Cekerevac e Laloui, 2004).

Boa parte dos estudos mostram que solos submetidos ao aquecimento drenado apresentam ganho de resistência e rigidez com o aumento de temperatura o que está

relacionado a redução no índice de vazios experimentada por estes no processo de aquecimento com a saída de água, fenômeno conhecido como adensamento térmico. Em virtude disso, estudos vêm sendo realizados buscando utilizar ciclos de aquecimento e resfriamento como técnica de melhoramento de solos argilosos (e.g., Ghaaowd, 2018).

Já os solos submetidos ao aquecimento não drenado seguido do cisalhamento também não drenado devem, na maior parte dos casos, apresentar redução de resistência devido ao acúmulo de poropressões e redução de tensões efetivas. Apesar destas observações, uma melhor compreensão do assunto ainda é necessária.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Descrição dos Solos

O programa experimental foi dividido em duas etapas. Na primeira delas foram realizados ensaios triaxiais com aquecimento, onde as amostras eram cisalhadas em condição não drenada até um estado de tensões pré-definido e então submetidas ao aquecimento. Nesta etapa foram utilizadas amostras de uma argila marinha enviada pela Petrobrás típica da costa do sudeste do Brasil. As amostras foram obtidas por meio de amostradores do tipo *Shelby* e enviadas ao laboratório pela Petrobrás em tubos de PVC. Posteriormente foram armazenadas de forma a conservar sua umidade. A argila foi extraída dos amostradores e reconstituída de forma que se pudesse obter uma massa de umidade homogênea. Parte do solo foi separado para realização de ensaios de caracterização por Huancollo (2020).

A segunda etapa consistiu na realização de ensaios de modelagem física em centrífuga geotécnica onde modelos em escala reduzida de fundações rasas eram submetidos a um carregamento de tração enquanto o solo sob a fundação era aquecido. Para estes ensaios o solo utilizado consistiu em uma mistura amplamente utilizada em ensaios no laboratório da Centrífuga Geotécnica da UENF (e.g, Melo, 2015; Fonte Boa, 2017; Leite, 2018) contendo 40% de caulim e 60% de meta caulim provenientes da Mineração de Caulim Monte Pascoal S/A. e Metacaulim do Brasil Indústria e Com. Ltda., respectivamente.

Os resultados dos ensaios de caracterização e adensamento da argila marinha, usada nos ensaios triaxiais, e da mistura de metacaulim e caulim, utilizada nos ensaios em centrífuga, se encontram no anexo I.

3.2 Ensaios Triaxiais

3.2.1 Procedimento de preparação dos corpos de prova

A partir da massa de solo obtida na reconstituição, foram retiradas amostras para moldagem dos corpos de prova (CP). O molde utilizado é o exibido na Figura 3.1. Este é composto por um cilindro bipartido, um extensor do comprimento do CP e um *top cap*. O conjunto é apoiado sobre uma base de alumínio.

O procedimento de preparação da amostra de solo no molde consiste em introduzir manualmente uma massa de solo de aproximadamente 230g dentro do cilindro bipartido em conjunto com o extensor de comprimento mediante a aplicação de leves pressões. Um papel filtro é colocado na base do molde e em seguida o conjunto é posicionado sobre a base de alumínio. Um segundo papel filtro é colocado no topo do conjunto e sobre este o *top cap* de alumínio.

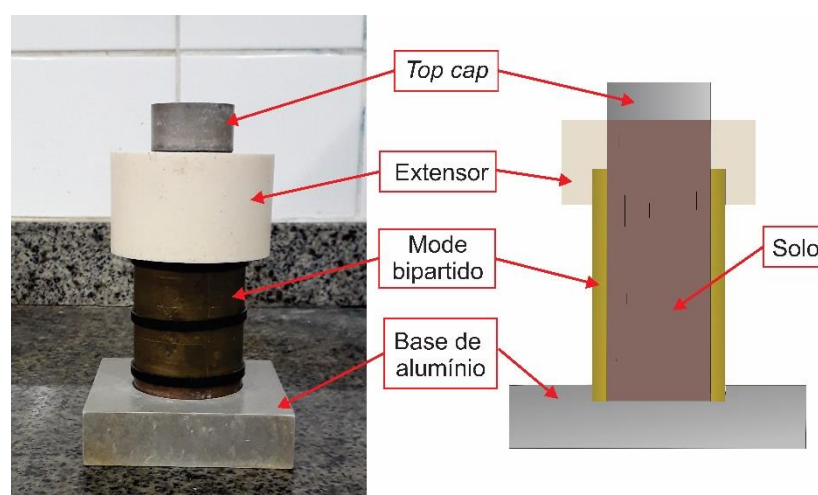


Figura 3.1 – Foto do molde usado na preparação dos CPs (à esquerda) e ilustração do molde com o solo em corte (à direita).

Depois desta etapa o conjunto é levado até o consolidômetro (Figura 3.2) onde é submetido a carregamentos axiais em etapas de 7, 15, 30, 50 e 100 kPa. Este equipamento consiste em um container dentro do qual o molde com o CP é posicionado. As cargas são aplicadas por um atuador hidráulico diretamente sobre o

top cap e medidas por uma célula de carga. Os deslocamentos também são medidos por um transdutor conectado a haste.

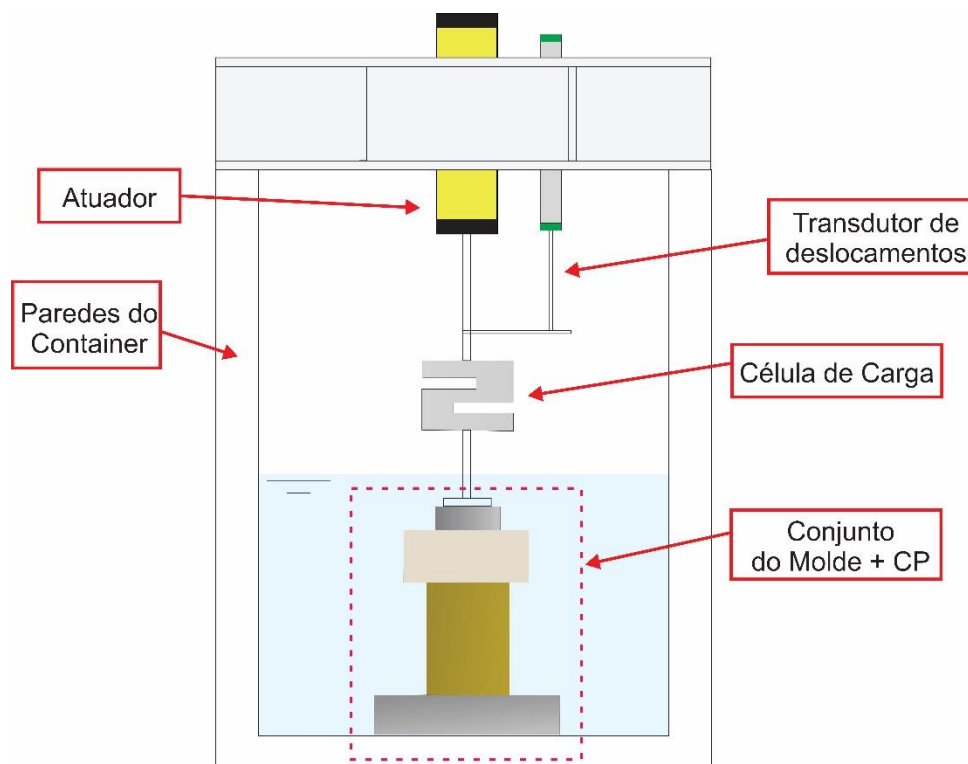


Figura 3.2 – Ilustração em corte do consolidômetro durante a aplicação de um carregamento no conjunto do molde com o corpo de prova (não está em escala).

Ao fim de todo o processo, o conjunto é removido do consolidômetro e o CP é cuidadosamente extrudado do molde (Figura 3.3.(a)). As dimensões finais deste são de 76 mm de altura e 38 mm de diâmetro, produzindo uma relação altura/diâmetro de 2.

Papéis filtro seguidos de pedras porosas são posicionados no topo e na base do corpo de prova enquanto este é colocado sobre a base do equipamento Triaxial. O CP também é envolto por um papel filtro radial que permite uma saturação mais eficiente e o adensamento em menor tempo (Bishop e Henkel, 1962). Uma membrana é posicionada envolvendo o CP e parte do pedestal onde este se apoia. Um *top cap* de acrílico é posicionado de forma que a membrana envolva parte deste (Figura 3.3.(b)). Este *top cap* tem a finalidade de distribuir as tensões do carregamento axial no topo da amostra e permitir a aplicação de contrapressão pelo topo, além da aplicada pela base. Por fim, elásticos são usados para garantir aderência da membrana com a pedestal e o *top cap*. A câmara do equipamento é posicionada e

preenchida com água, estando preparada para o início do ensaio. A Figura 3.4 apresenta uma ilustração do arranjo final do CP no equipamento pronto

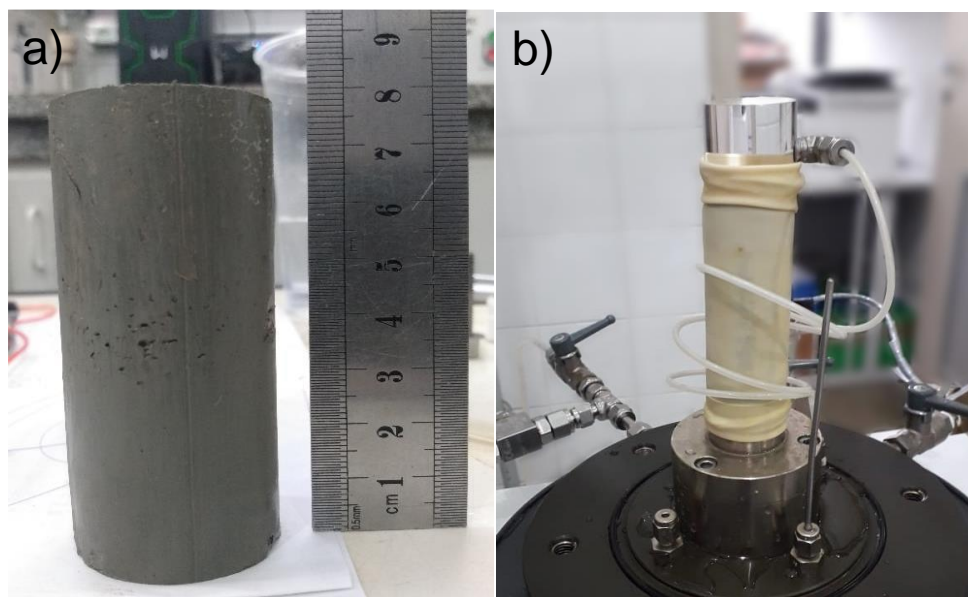


Figura 3.3 – CP: a) após ser retirado do molde b) Posicionado sobre a base do triaxial

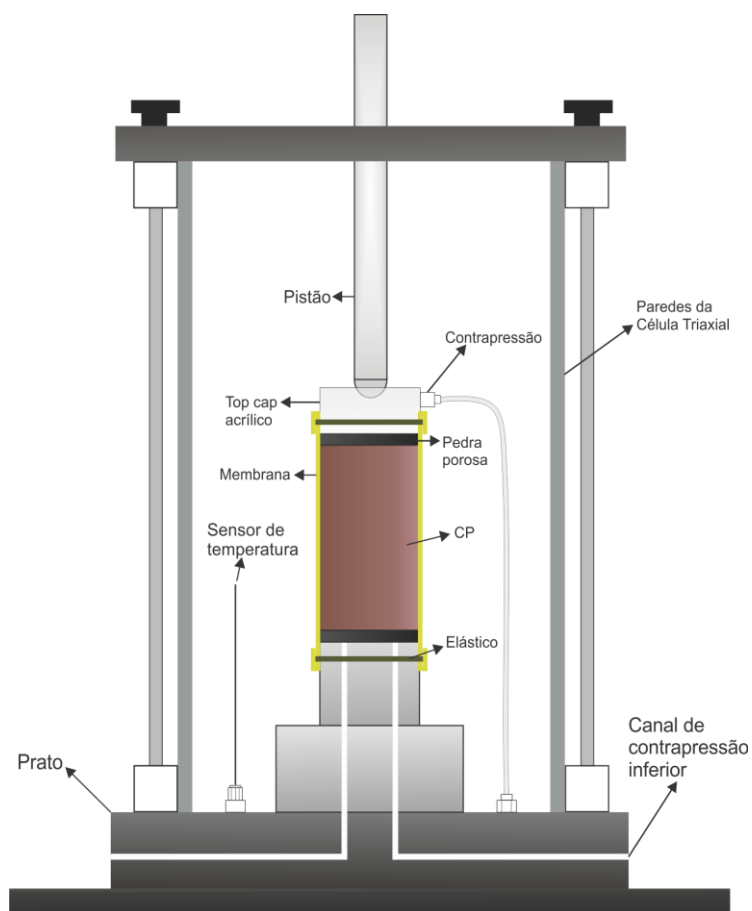


Figura 3.4 – Ilustração representando o arranjo final do CP preparado para o ensaio.

3.2.2 Procedimento de execução do ensaio

O laboratório da centrífuga geotécnica da UENF dispõe de um equipamento “triaxial térmico” (Figura 3.5). Este possui funcionalidade semelhante à de equipamentos convencionais, porém apresenta como diferencial a possibilidade de submeter as amostras durante o ensaio ao aquecimento em taxas e a temperaturas alvo pré-determinadas.

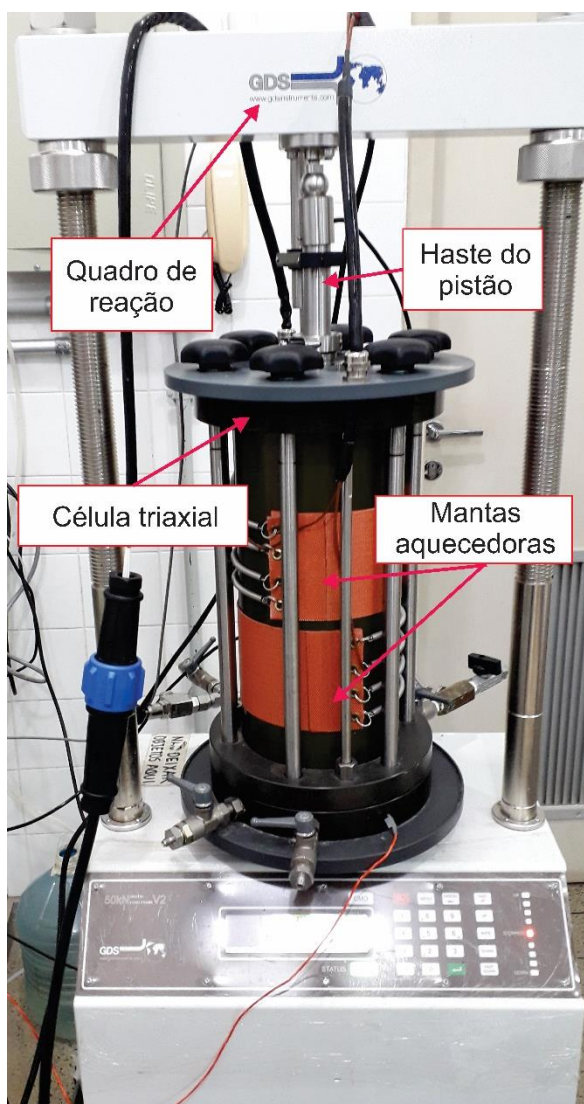


Figura 3.5 – Componentes principais do triaxial térmico do laboratório da centrífuga geotécnica

O equipamento produzido pela GDS Instruments é resistente ao calor e possui um sistema de controle de temperatura autônomo, além de três termopares: um na base do equipamento no interior da célula e dois em sua face externa nas mantas

aquecedoras. Segundo as especificações do fabricante, a célula permite um aquecimento até a temperatura máxima de 65°C e resiste a pressão máxima de 4 MPa. O equipamento possui ainda um cobertor de isolamento para evitar as perdas de calor e um melhor controle da temperatura (Figura 3.7).



Figura 3.6 – Cobertor de isolamento térmico evolto na célula triaxial térmica.

O aquecimento é imposto através das mantas aquecedoras posicionadas envolvendo parte da superfície externa da célula e controlado pelo sistema de aquecimento. Neste tipo de equipamento o calor gerado nas bandas é transferido para as paredes da célula, que por sua vez o transfere para a água no interior na célula, elevando sua temperatura e por fim aquecendo o CP. A temperatura da água de confinamento da amostra é medida por meio de um termopar interno. Já a temperatura do CP não pode ser diretamente obtida.

O programa experimental proposto consiste na realização de um ensaio de compressão triaxial convencional em temperatura ambiente e de quatro ensaios triaxiais de aquecimento a partir de um estado de tensões não hidrostático (tensão desviadora diferente de zero).

Primeiro são descritas as fases da execução do ensaio em temperatura ambiente. Este ensaio foi realizado para obtenção de dados que seriam utilizados para posterior comparação com os resultados obtidos nos ensaios com aquecimento. Cuidados foram tomados buscando seguir as recomendações da literatura consagrada no assunto (Bishop e Henkel, 1962) assim como das normas internacionais ASTM D4767-11 e BS 1377-8:1990. As etapas da realização do ensaio convencional são:

- I. Saturação: Realizada por rampa de saturação. A norma ASTM D4767-11 aconselha, para argilas de alta plasticidade, uma pressão mínima para atingir a saturação de 100% de 300KPa. O corpo de prova é considerado saturado se o valor de B (parâmetro de Skempton) é igual ou maior do que 0,98, o que foi alcançado em todos os casos.
- II. Adensamento: Adensamento hidrostático empregado em ensaios triaxiais convencionais. Ao fim do estágio de saturação a tensão de confinamento foi aumentada para 400 kPa, enquanto a contrapressão manteve em 300 kPa, resultando assim em uma tensão efetiva de adensamento sobre o CP de 100 kPa. Esta foi mantida por cerca de 24h.
- III. Cisalhamento: último estágio do ensaio em temperatura ambiente. A tensão de confinamento é mantida constante enquanto o carregamento axial cresce até a ruptura. O ensaio aqui realizado é o consolidado isotropicamente não drenado (CIU), isto é, durante a fase de cisalhamento a drenagem do CP é impedida. O cisalhamento é realizado com velocidade de 0,02 mm/min.

Visando avaliar a resposta do solo quando aquecido em condições não drenadas a partir de um estado de tensões efetivas não hidrostático foram realizados ensaios de aquecimento com o equipamento triaxial. As etapas deste tipo de ensaio são descritas a seguir, sendo que, as fases de saturação e adensamento são idênticas a

do ensaio convencional, por isso não serão descritas novamente. O mesmo procedimento é adotado em todos os ensaios de aquecimento.

- III. Cisalhamento: Após a saturação e adensamento do CP, este é submetido ao carregamento axial com velocidade constante de 0,02 mm/min em condições não drenadas. O cisalhamento segue apenas até um nível de tensão pré-definido que representa uma fração da tensão desviadora máxima determinada no ensaio convencional descrito anteriormente. Ao atingir a tensão pré-determinada o cisalhamento é interrompido. Imediatamente após a interrupção as tensões axial e radial são mantidas constantes, isto é, o estado de tensões totais é mantido e com a drenagem impedida. O próprio equipamento realiza ajustes automaticamente para que estas tensões se mantenham. Aguarda-se cerca de 20h antes do início do aquecimento para estabilização dos excessos de poropressão e de deformações axiais.
- IV. Aquecimento: Ao fim da etapa anterior, inicia-se o aquecimento sob uma taxa e temperatura máxima pré-definidas. Durante esta fase as tensões axial e radial são ainda mantidas constantes, assim como a drenagem também não é permitida. Sendo assim, o aquecimento se inicia a partir de um estado de tensões efetivas não hidrostático.

Figura 3.7 apresenta, através do caminho de tensões efetivas (CTE) esperado, o procedimento anteriormente descrito para os quatro diferentes ensaios de aquecimento a serem realizados. Em cada ensaio o aquecimento se inicia a partir de um nível de tensão distinto. Os ensaios 2 e 4 são realizados num mesmo nível de tensão, apenas mudando a velocidade do aquecimento empregada.

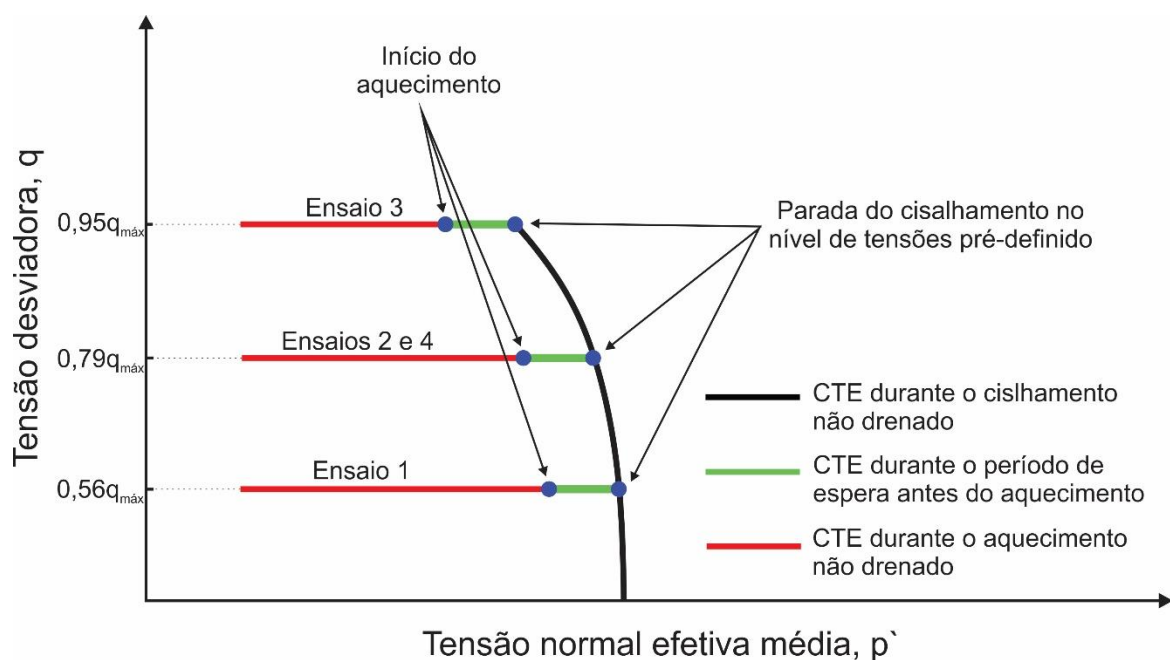


Figura 3.7 – Caminhos de Tensões Efetivas esperados para cada um dos diferentes ensaios triaxiais de aquecimento.

3.3 Ensaios em Centrífuga Geotécnica

3.3.1 Centrífuga Geotécnica

Na geotecnia ensaios com modelos reduzidos em laboratório são necessários para estudar solos que tenham um comportamento que não é bem conhecido ou sob condições incomuns.

Os níveis de tensões experimentados por um modelo reduzido são muito diferentes dos observados no protótipo, isto faz que as respostas dos dois sejam muito diferentes. Isto ocorre porque o comportamento dos solos é altamente não linear, apresentando diferente rigidez a depender do nível de tensões e deformações. A técnica da modelagem física em centrífuga pode ser usada para superar estas limitações. O princípio básico da modelagem em centrífuga consiste em submeter um modelo reduzido por um fator N a um campo de aceleração artificial (aceleração centrífuga) de valor N . Atendida esta condição, as tensões serão idênticas em pontos geometricamente equivalentes no modelo e no protótipo.

As leis de escala estabelecem relações entre as grandezas medidas no modelo com as do protótipo. Algumas relações relevantes se encontram na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 – Relações de escala em modelos centrífugos (Madabhushi, 2014)

Parâmetro	Relação de Escala Modelo/Protótipo
Gravidade	N
Comprimento	1/N
Velocidade	N
Densidade	1
Massa	1/N ³
Tensão	1
Deformação	1
Força	1/N ²
Momento Fletor	1/N ³
Tempo (difusão)	1/N ²
Tempo (fluência)	1

A Universidade Estadual Norte Fluminense (UENF) dispõe de uma centrífuga geotécnica de viga produzida pela Wyle Laboratories (Figura 3.8). Esta possui um raio de 3,5 m e tem capacidade de submeter modelos de até 1 tonelada a aceleração de 100 vezes a da gravidade (g). Na extremidade de cada braço da centrífuga há cestos onde são posicionados os modelos para realização dos ensaios. Mais detalhes da centrífuga da UENF podem ser encontrados em Saboya *et al.* (2010).



Figura 3.8 – Centrífuga Geotécnica da UENF

3.3.2 Equipamentos e Instrumentação

A caixa de teste utilizada nos ensaios é a mostrada na Figura 3.9, disponível no laboratório e já usada em programas experimentais anteriores. Esta é feita de aço, possuindo na parte frontal uma janela de acrílico que permite a visualização do seu interior facilitando os processos de montagem e monitoramento dos ensaios. Suas dimensões internas são de 50 cm de altura, 26 cm de largura e 70 cm de comprimento.

Para o estudo aqui apresentado uma estrutura de alumínio foi posicionada na parte central de caixa, fazendo com que seu espaço interior fosse dividido em três compartimentos, de forma que dois ensaios pudessem ser realizados por vez, um em cada compartimento na extremidade da caixa. O compartimento do meio, preenchido com água no mesmo nível dos adjacentes, tinha finalidade de evitar a ocorrência de fluxo por diferença de carga. Essa divisão da caixa garante que um ensaio não interfira no outro.

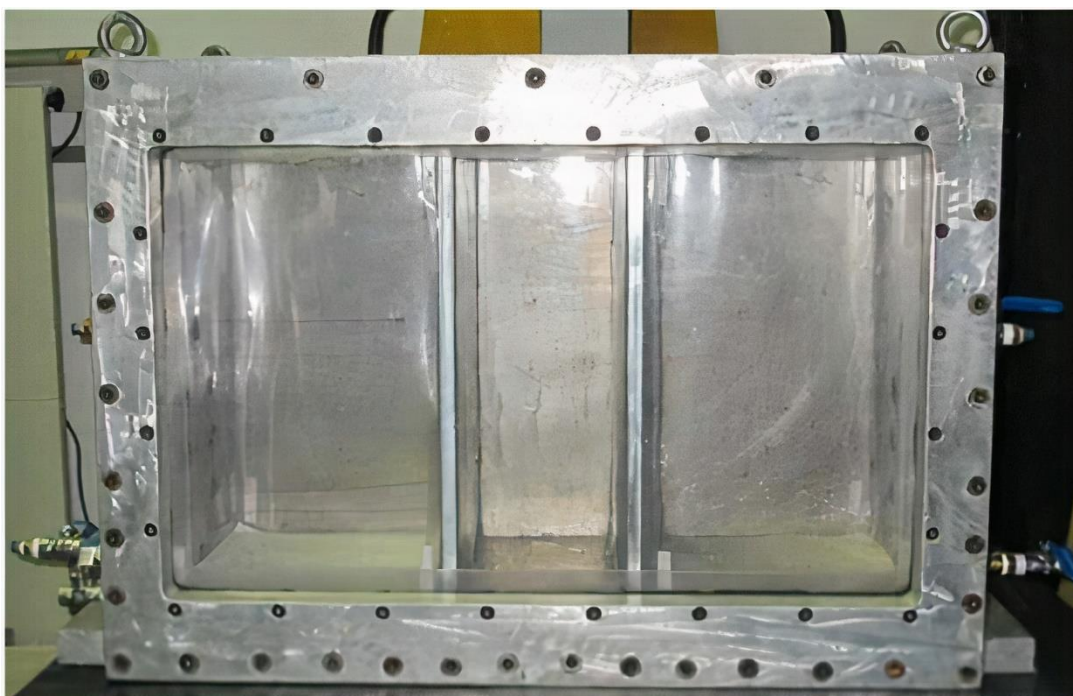


Figura 3.9 – Caixa de teste utilizada nos ensaios em centrífuga.

A caixa ainda possui torneiras em suas laterais, permitindo a drenagem durante o adensamento do solo, além de furos próprios para a instalação de transdutores de poropressão.

Para aplicar carga ou deslocamento nas fundações foram utilizados dois atuadores elétricos lineares (um para cada modelo), tanto para a cravação no solo quanto para aplicação dos carregamentos de tração. Os dois atuadores foram fixados em uma viga de alumínio acima da caixa de testes, possibilitando o movimento vertical das fundações (Figuras 3.10).

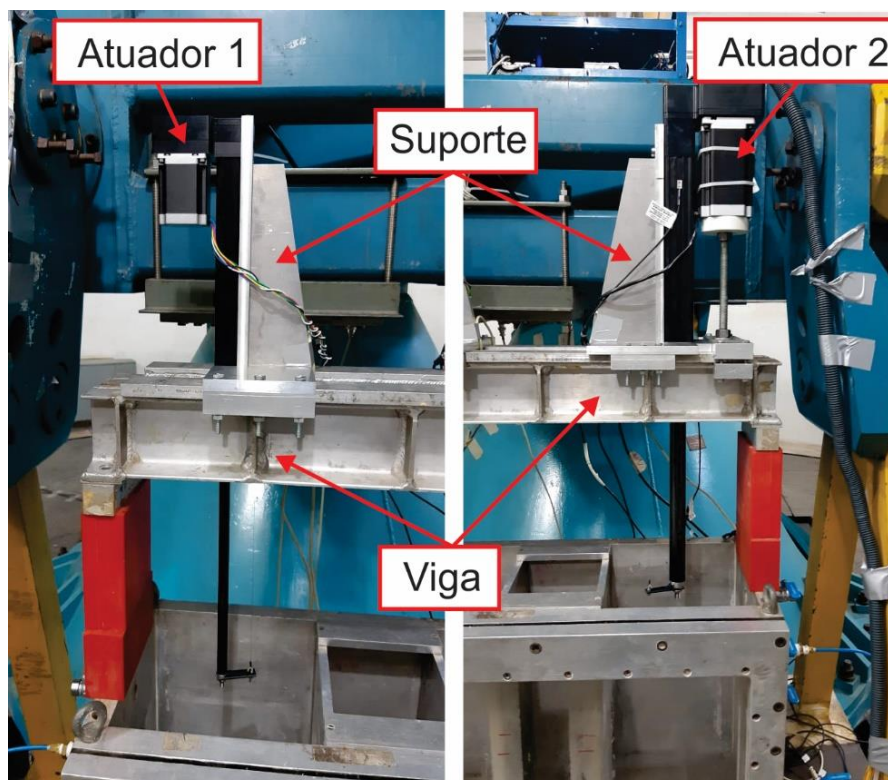


Figura 3.10 – Atuadores, com extensão máxima, posicionados na viga de alumínio sobre a caixa de testes.

Ambos os equipamentos são fabricados pela Tolomatic, possuindo algumas diferenças em suas especificações. O atuador 1 é um modelo RSA 12 BN(L)08, possuindo curso máximo de 300 mm, carga estática máxima de 570 N, fuso de 0,31 revoluções/mm e velocidade máxima de 430 mm/s, sendo movimentado por um motor de passo Nema 23 com torque de 15 kgf.cm.

Já o atuador 2 possui maiores dimensões e se trata de um RSA 24 RN10, com curso máximo de mesmo valor do modelo anterior, porém possuindo uma carga estática máxima de 6921 N, fuso de 0,1 revoluções/mm e velocidade máxima de 930 mm/s. Este é movimentado por um motor de passo Nema 34 com torque de 100 kgf.cm. Apesar das diferenças, os atuadores e motores não serão usados na sua

máxima capacidade sendo adequados para os ensaios realizados, como foi observado em testes anteriores.

Para a medição das poropressões foram usados transdutores de poropressão (TPP) em miniatura EPB-PW da TE Connectivity (Figura 3.11). Estes são especialmente projetados para aplicações em centrífuga e equipamentos de laboratório, possuindo capacidade máxima de 690 kPa (100 Psi) e uma faixa de temperaturas de operação de -40°C a 80°C , sendo apropriados para as aplicações deste trabalho.



Figura 3.11 – Transdutores de poropressão posicionados para calibração.

Para a calibração, os transdutores foram colocados no fundo da caixa de testes sob uma coluna d'água conhecida e submetidos a diferentes patamares de aceleração na centrífuga até 50g. Após o procedimento estes foram mantidos saturados, submersos em um recipiente com água, até o momento de serem instalados.

Foram utilizados ao todo 8 transdutores sendo:

- 2 nas paredes de cada compartimento da caixa de teste e em diferentes alturas, para permitir a medição da dissipação dos excessos de poropressão durante o adensamento do solo. A distribuição desses transdutores está apresentada na Figura 3.12.
- 2 em cada fundação, direcionados para a base, para que pudesse ser medida a sucção desenvolvida durante o carregamento.

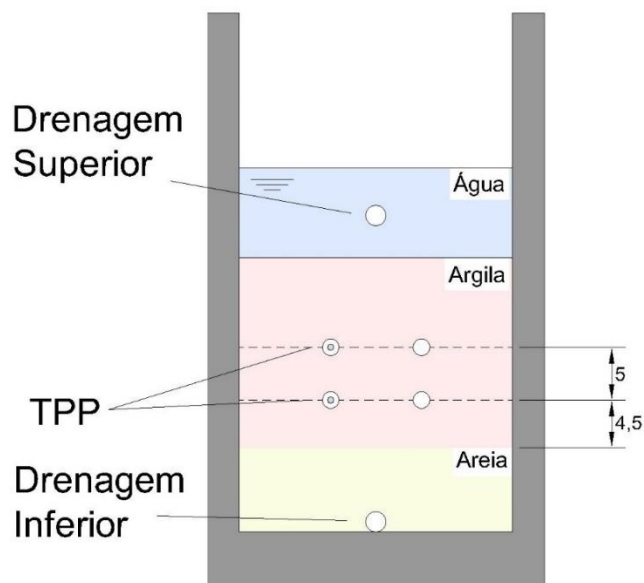


Figura 3.12 – Posições dos transdutores de poropressão (TPP) e torneiras de drenagem na parede de um dos compartimentos de ensaio da caixa de teste (dimensões em centímetros).

A medição dos deslocamentos das fundações foi feita com o uso de um sensor de fio modelo WPS-750-MK 30 da Micro-Epsilon que pode medir deslocamentos de até 750 mm (Figura 3.13).

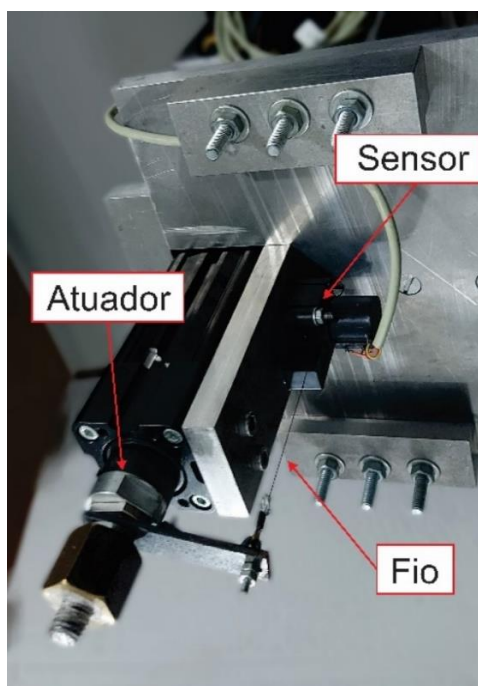


Figura 3.13 – Sensor de fio conectado ao atuador.

Já os recalques do solo durante o adensamento foram medidos por um sensor a *laser* modelo CP35MHT80 da Wenglor, capaz de medir deslocamentos de até 300 mm. Uma estrutura de aço com um recipiente de acrílico foi fixada na lateral da caixa de teste contendo o sensor de forma que este pudesse emitir o *laser* até a superfície da camada de solo (Figura 3.14).

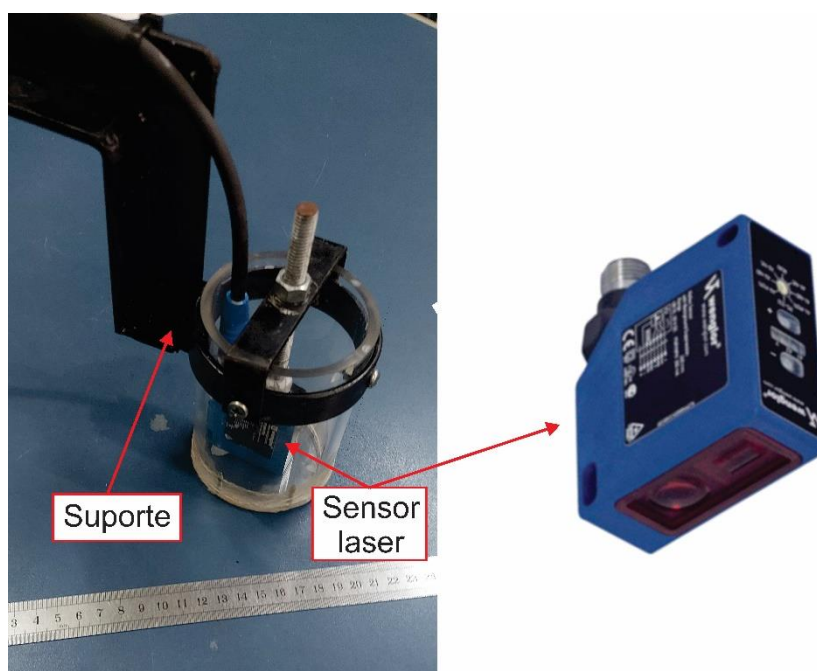


Figura 3.14 – Sensor a *laser* posicionado no suporte (à esquerda) e o sensor mostrado em detalhe (à direita).

O aquecimento do solo foi realizado através de dois aquecedores Rapid PAK 0301 (Figura 3.15) de formato cilíndrico. Estes possuem 18 cm de comprimento e 1,3 cm de diâmetro, além de 750 W de potência e 240 V.



Figura 3.15 – Um dos aquecedores utilizado no ensaio.

Para medição das temperaturas foram usados termopares (TP) da marca Ômega, modelo TT-K-36-500. Foram instalados dois sensores em cada aquecedor e dois sensores na base de cada uma das fundações.

A fim de que fossem medidos os carregamentos de compressão ou tração aplicados às fundações, foram usadas células de carga Z500 da Alfa instrumentos, que apresentam capacidade de 500 kg. Para isso o transdutor foi conectado a extremidade do atuador e a haste presa a fundação.

Para modelagem física dos elementos de fundação foram confeccionados dois modelos em escala reduzida de fundações rasas circulares com saias perimetrais que representam bem o papel do *mudmat* em instalações offshore. Cada modelo consiste em uma peça única de alumínio com diâmetro externo (D) de 10 cm e saias com comprimento (d) de 2 cm e aproximadamente 0,17 cm de espessura (t) (Figura 3.16).

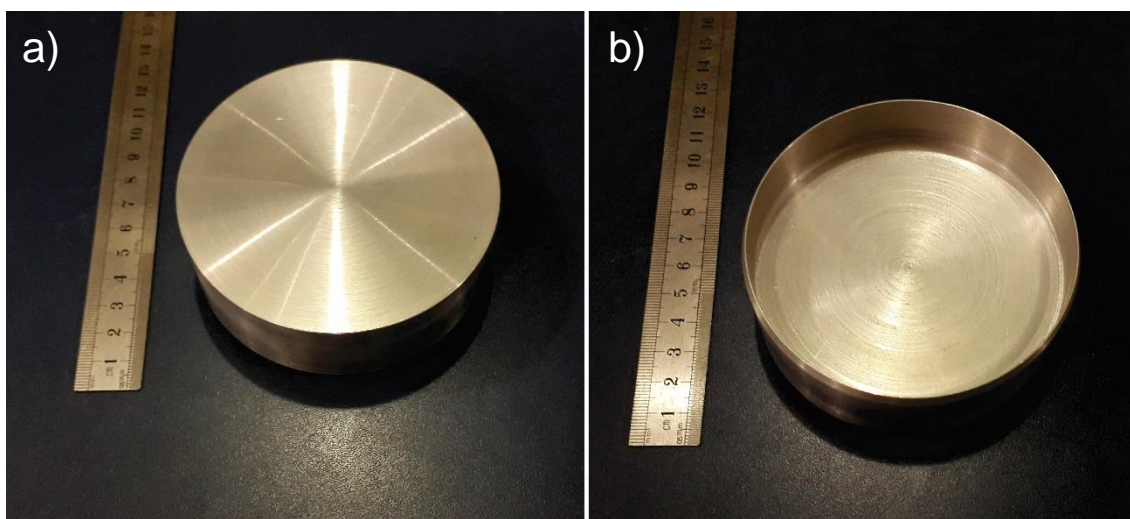


Figura 3.16 – Modelo logo após a fabricação: a) Vista da parte de cima b) vista da parte de baixo.

Foram feitas perfurações nos modelos para que pudessem ser instalados os termopares e transdutores de poropressão, de modo que esses ficassem faceando a base da fundação (Figura 3.17). A passagem dos fios dos termopares foi selada com cola epóxi Araldite, enquanto os transdutores de poropressão foram instalados através de parafusos sextavados juntamente com um o-ring, para evitar a passagem água e perda de sucção durante o ensaio. No centro da parte superior da fundação foi executado um encaixe rosqueado para que uma haste pudesse ser conectada. Uma

válvula de drenagem foi inserida no modelo com a finalidade de permitir a saída de água durante a sua cravação no solo.

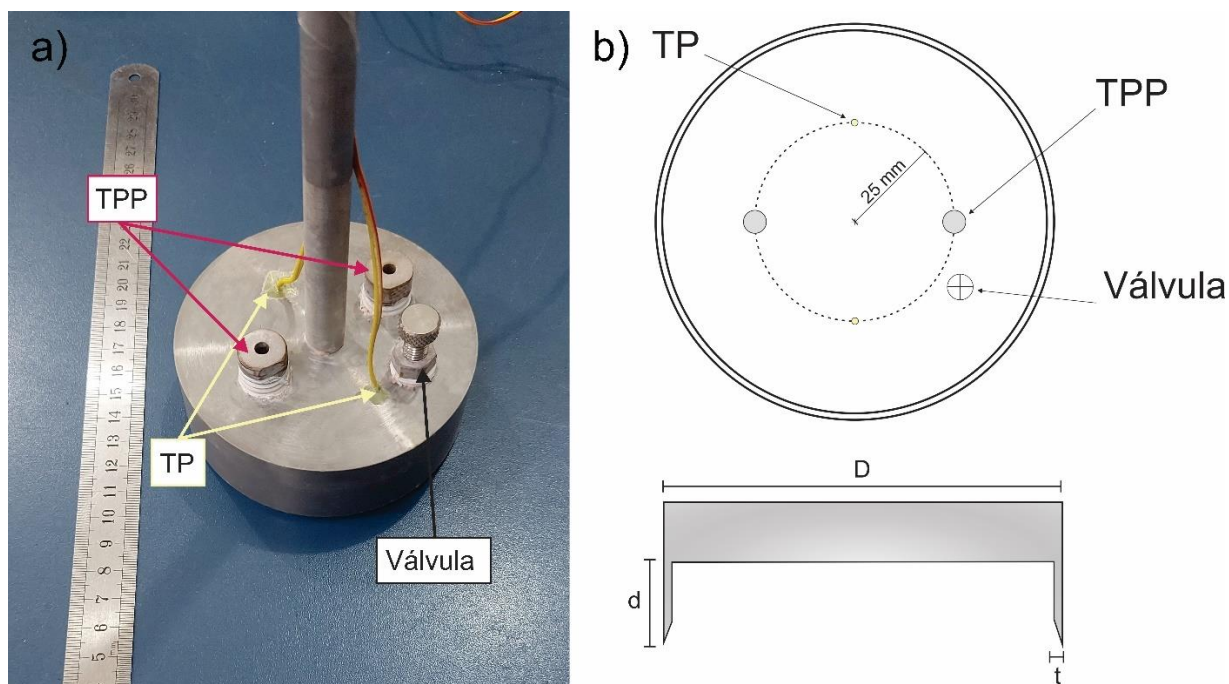


Figura 3.17 – Modelo após a instalação dos instrumentos: a) Vista da parte superior com a indicação dos transdutores e demais componentes b) Ilustração da parte inferior e em corte com indicação da simbologia adotada para as dimensões.

Os transdutores se encontram todos em um mesmo raio na base da fundação e igualmente espaçados. Esta configuração foi escolhida para que os valores de temperatura pudessem ser relacionados às medidas de poropressão durante o aquecimento. A presença de saias garante que a sucção possa ser mantida mais facilmente, o que colabora com a metodologia proposta neste estudo. O comprimento das saias foi escolhido com base em valores típicos de d/D de fundações rasas *offshore* enquanto a espessura das saias é a mínima exequível pelos equipamentos disponíveis no laboratório.

3.3.3 Aparato para determinação do perfil de resistência: T-Bar

O Penetrômetro T-bar (Stewart e Randolph, 1994) foi utilizado para fornecer o perfil de resistência ao cisalhamento não drenado ao longo da profundidade do solo. Durante a cravação do T-bar, a resistência à penetração é medida através de uma célula de carga e a resistência não drenada do solo é obtida através da Equação 3.1.

$$S_u = \frac{V}{N_b D_{TB} L_{TB}} \quad 3.1$$

Onde V é a força vertical de cravação, L_{TB} é o comprimento da barra, D_{TB} , o diâmetro e N_b um fator do penetrômetro T-Bar. Foi adotado o valor de 10,5 para N_b , baseado em soluções da teoria da plasticidade (Randolph e Houlsby, 1984; Martin e Randolph 2006) e seguindo a prática comum dos estudos com ensaio de T-bar. O penetrômetro T-bar utilizado é um modelo em miniatura com diâmetro de 7 mm e comprimento de 28 mm, cravado no solo a uma velocidade constante (v) de 20 mm/s, resultando numa velocidade normalizada, $V = vD_{TB}/C_v$, superior a 30, considerada o mínimo para que se obtenham condições não drenadas (Finnie e Randolph, 1994).

3.3.4 Montagem do Ensaio

Todos os ensaios realizados em centrífuga foram preparados seguindo um mesmo procedimento, descrito a seguir. Ao final da montagem, o arranjo pretendido para realização do ensaio é mostrado no esquema da Figura 3.18.

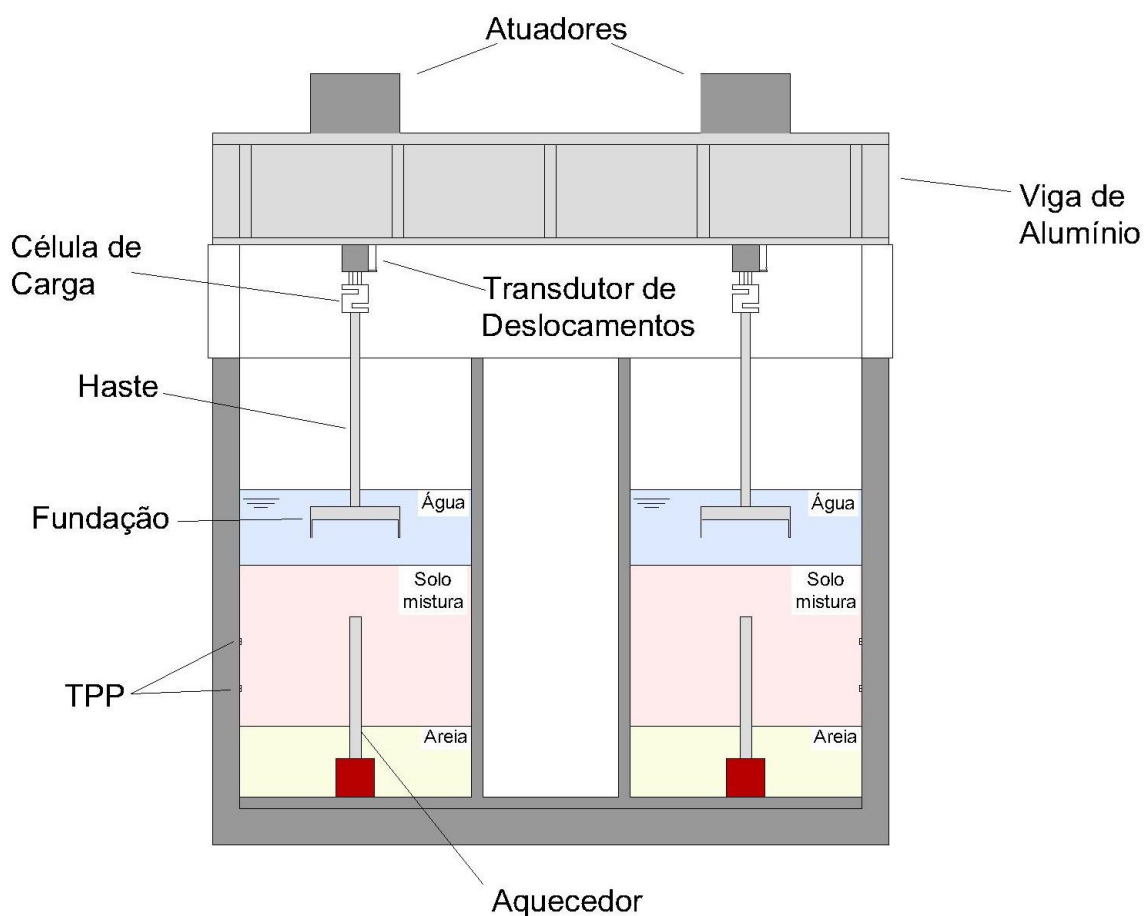


Figura 3.18 – Arranjo final de montagem do ensaio antes do primeiro voo

O procedimento se inicia com os aquecedores sendo posicionados no fundo da caixa de testes, fixados com fita dupla face e *silver tape* no centro da área da base de cada compartimento, onde posteriormente seria lançado o solo (Figura 3.19).

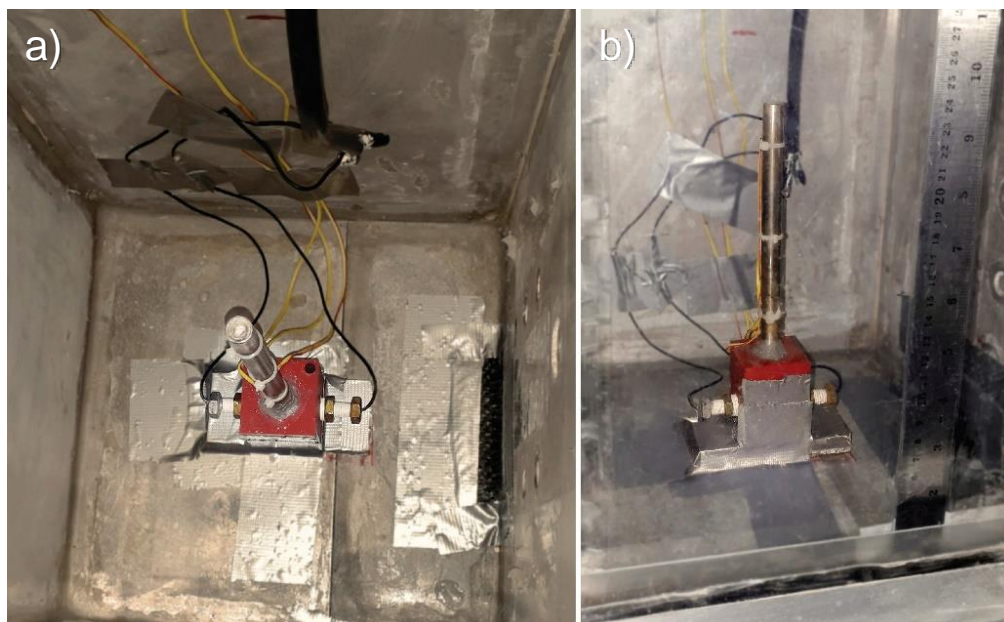


Figura 3.19 – a) Vista superior do aquecedor fixado ao fundo de um dos compartimentos b) Vista lateral através do acrílico.

Réguas de aço inox de 60 cm foram fixadas ao acrílico por dentro da caixa, para auxiliar no lançamento das camadas de solo e no monitoramento dos recalques depois de cada voo.

Posteriormente, uma camada de areia era lançada na caixa com a finalidade de promover a drenagem do solo subjacente durante a fase de adensamento e para regular o comprimento do aquecedor que seria inserido no solo (Figura 3.20). Para reduzir a ocorrência recalques da areia durante o voo da centrífuga, esta foi previamente umedecida e depositada em camadas que iam sendo sucessivamente compactadas até que a altura final fosse de 8 cm. Ao fim deste procedimento, a camada de areia era deixada submersa por cerca de 24h para garantir sua saturação.

Em seguida inicia-se a preparação da mistura de caulim e metacaulim. O objetivo é produzir uma lama com esses materiais e água, com umidade de 1,5 vezes o limite de liquidez, isto é, 73,05%. A quantidade de cada um dos materiais foi previamente calculada para que fosse possível se obter uma camada de solo de 18 cm em cada

compartimento de ensaio, levando em consideração as perdas durante a mistura e lançamento. As quantidades em massa de cada material se encontram na Tabela 3.2.

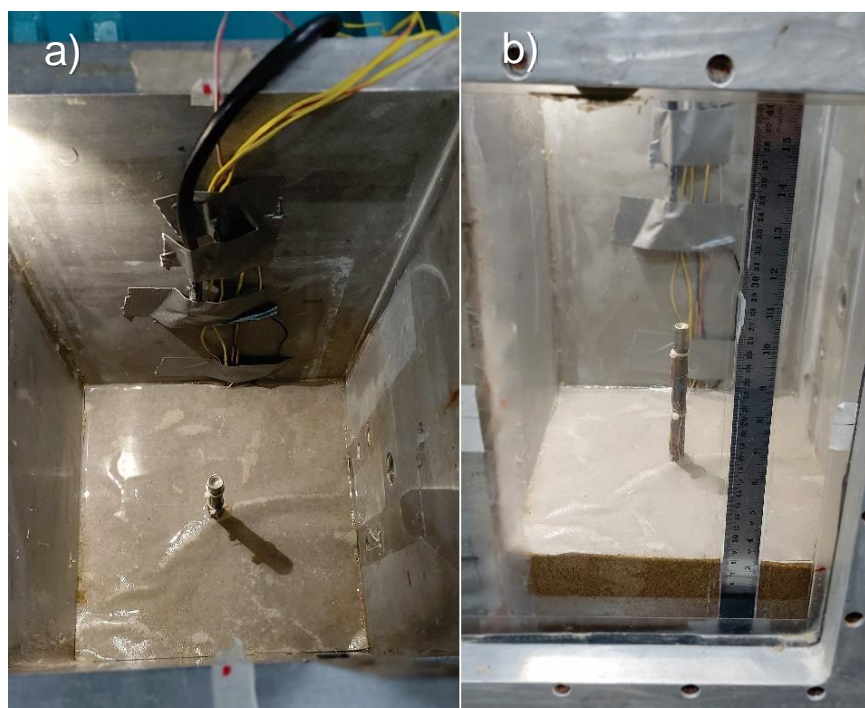


Figura 3.20 – a) Vista superior de um dos compartimentos após o lançamento da camada de areia e colocação do papel filtro b) Vista lateral através do acrílico.

Tabela 3.2 – Quantidade de material para confecção do solo

Material	Massa (kg)
Caulim	11
Metacaulim	16
Água	19

Os materiais foram misturados e homogeneizados em uma betoneira disponível no laboratório por cerca de 30 minutos. Este equipamento foi adaptado com uma tampa de acrílico para que fosse possível a aplicação de sucção durante a rotação. Ao fim do processo de mistura, o solo foi colocado em baldes, pesado e levado para ser depositado na caixa de teste. O procedimento de lançamento do solo na caixa foi feito manualmente através de grumos, com o cuidado para que não fossem deixados grandes vazios no solo (Figura 3.21). Ao final, em cada compartimento havia uma camada de 18 cm de solo, atingindo uma cota de 26 cm a partir da base da caixa. Neste ponto, uma lâmina d'água de 8,5 cm era adicionada e os suportes dos sensores de deslocamento eram fixados.



Figura 3.21 – Lançamento do solo em um dos compartimentos da caixa de teste.

Durante o lançamento do solo também era realizada a instalação dos tradutores de poropressão nas paredes da caixa nas posições indicadas na Figura 3.12. Por fim, juntamente com a viga de alumínio, eram posicionados os atuadores e presos a estes, através das hastes e células de carga, as fundações. O arranjo final, pronto para o início dos ensaios, é o exibido nas Figuras 3.22 a 3.25.

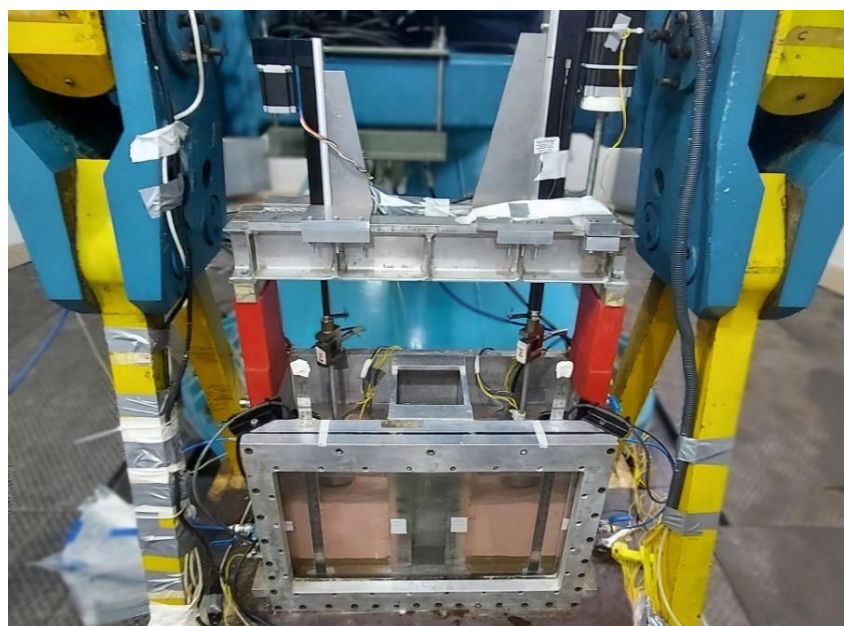


Figura 3.22 – Estrutura pronta para o início do ensaio com todos os equipamentos e instrumentação posicionados.



Figura 3.23 – Detalhe da célula de carga e fundação conectadas pela haste (vista superior).

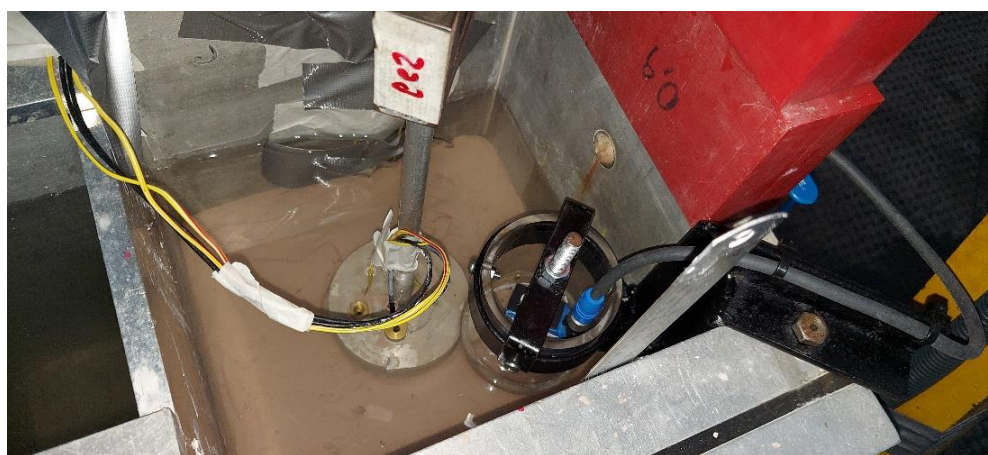


Figura 3.24 – Detalhe da fundação (centro) e do sensor de deslocamentos posicionado dentro do suporte de acrílico (à direita).



Figura 3.25 – Vista lateral da fundação posicionada antes da cravação.

3.3.5 Procedimento de execução do ensaio

Todos os testes foram realizados com aceleração centrífuga de 50g. Foram executados ao todo 6 ensaios de remoção de fundações do solo, sendo 2 a cada voo da centrífuga. A sequência seguida é apresentada a seguir:

- Um primeiro voo é realizado para promover o adensamento do solo. O objetivo é obter uma taxa média de adensamento entre 85-90%. Nesse momento as fundações encontram-se conectadas aos atuadores e submersas na lâmina d'água, porém ainda não cravadas no solo. Quando a taxa de adensamento desejada é atingida, a centrífuga é desligada.
- As fundações são instaladas no solo a 1g, com a válvula de drenagem aberta e velocidade constante de 0,1 mm/s, até que haja contato completo da sua base com o solo, o que é determinado a partir das leituras da célula de carga e dos transdutores de poropressão. Logo em seguida a válvula é fechada.
- Inicia-se um segundo voo da centrífuga e deve-se aguardar para que os excessos de poropressão sejam dissipados até que o grau médio de

adensamento seja aproximadamente igual ao do primeiro voo e que haja estabilização dos recalques.

- Completado o readensamento, segue-se para a fase de carregamento das fundações, onde dois procedimentos diferentes foram empregados:
 - O primeiro ensaio foi realizado com deslocamento controlado, onde a fundação foi submetida ao arrancamento completo do solo sob velocidade constante de 1,5 mm/s, resultando numa velocidade normalizada de 490, suficiente para garantir condições não drenadas (Li et al., 2014b). Este ensaio foi realizado para a determinação da carga última de arrancamento.
 - Os demais ensaios foram realizados com carregamento controlado, onde a fundação era submetida a um carregamento que representava uma fração da carga última. Esta carga era mantida constante a partir do *feedback* das leituras da célula de carga e do transdutor de deslocamentos. Enquanto a carga era mantida constante, o aquecedor sob a fundação era ligado, configurado para que fosse obtida uma variação térmica (ΔT) de 60 °C sob uma taxa de aquecimento aproximadamente constante de 40 °C/min. Ao todo foram realizados 5 ensaios seguindo este procedimento, cada um com um nível de carregamento diferente.

Além dos ensaios com fundações, foi realizado um ensaio de T-Bar para obtenção do perfil de resistência não drenada do solo. O ensaio seguiu todo o procedimento de preparação descrito anteriormente, com a diferença de que no ensaio de cravação do T-Bar o penetrômetro foi preso ao atuador no lugar da fundação e cravado no solo em voo ao fim da fase de adensamento.

Após a realização dos ensaios, são coletadas amostras do solo para determinação dos índices físicos finais. Os dados obtidos nesta amostragem se encontram no anexo II.

4 RESULTADOS

4.1 Resultados dos Ensaio Triaxiais

4.1.1 Ensaio convencional e ensaios com aquecimento a partir de diferentes níveis de tensão.

A Tabela 4.1 apresenta um resumo de todos os ensaios triaxiais realizados com sua identificação e particularidades. Nos ensaios identificados como E1, E2 e E3 o cisalhamento é interrompido em diferentes níveis de tensão conforme a metodologia anteriormente descrita. No ensaio E4 o aquecimento é realizado a partir de um estado de tensões próximo ao do E2, apenas com taxa de aquecimento diferente.

Tabela 4.1 - Resumo de todos os ensaios triaxiais realizados

Identificação	Taxa de aquecimento (°C/min)	Nível de tensões (% da desviadora máxima)
ETA	Realizado em temperatura ambiente	Cisalhamento até a ruptura
E1	0,06	56,3
E2	0,06	79,4
E3	0,06	95,2
E4	0,03	75,1

A seguir são apresentados os resultados do ensaio convencional em temperatura ambiente (ETA), depois são comparados os resultados dos ensaios realizados com aquecimento a partir de diferentes níveis de tensão (E1, E2 e E3). É apresentado um modelo constitutivo capaz de capturar o comportamento do solo no aquecimento em condições não drenadas. Após ser calibrado, o modelo tem suas previsões comparadas aos resultados dos ensaios E1, E2 e E3. Por fim, no item 4.1.2, o efeito da mudança na taxa de aquecimento é discutido comparando os resultados dos ensaios E2 e E4.

A Tabela 4.2 a seguir apresenta os dados iniciais (assim que removido do consolidômetro) e finais (depois do ensaio triaxial) dos CPs dos ensaios convencional e com aquecimento que são apresentados nessa seção.

Tabela 4.2 – Dados dos CPs antes e depois do ensaio ETA.

	ETA	E1	E2	E3
Dados Iniciais				
Umidade (%)	64	62	64	65
Volume (cm ³)	86,19	86,19	86,19	86,19
Densidade (g/cm ³)	1,60	1,59	1,59	1,60
Peso Específico (kN/m ³)	15,96	15,91	15,94	15,95
Peso Específico Seco (kN/m ³)	9,71	9,82	9,71	9,67
Índice de Vazios	1,77	1,74	1,77	1,78
Porosidade (%)	64	64	64	64
Dados Finais				
Umidade (%)	57	57	56	58
Volume (cm ³)	70,51	70,49	68,83	69,90
Índice de Vazios	1,27	1,25	1,24	1,26

A semelhança entre os valores obtidos para as propriedades e índices dos CPs indica que houve bom controle dos procedimentos de preparação. A maior diferença entre os índices de vazios iniciais é de 2,30 % e para os finais é de 2,42%, apenas para ilustrar o afirmado anteriormente.

O ensaio triaxial convencional em temperatura ambiente foi realizado para obtenção dos dados de referência para posterior comparação com os ensaios de aquecimento. O ensaio foi executado com o equipamento triaxial térmico, apenas com o sistema de aquecimento desativado. A Figura 4.1 apresenta a evolução da tensão desviadora e o desenvolvimento de poropressão com a deformação axial durante a fase de cisalhamento.

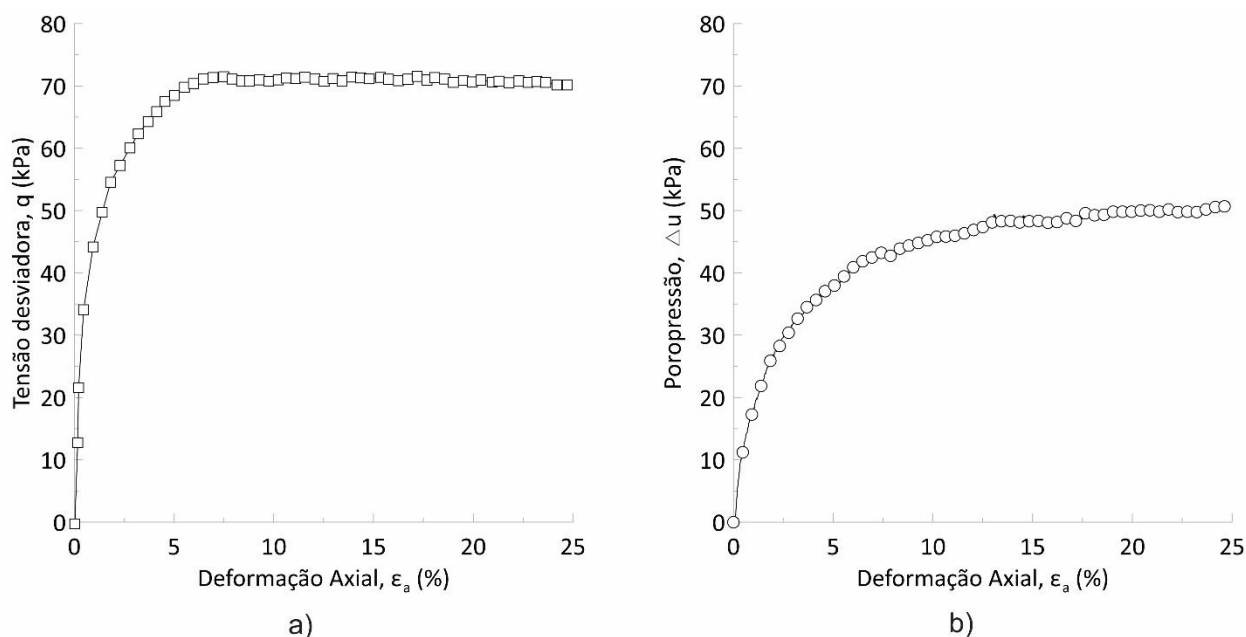


Figura 4.1 – Resultados do ensaio triaxial convencional: a) tensão desviadora b) poropressão.

As Equações 4.1 a 4.3 mostram como os valores de q (tensão desviadora), p (tensão normal total média) e p' (tensão normal efetiva média) são definidos neste trabalho.

$$q = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad 4.1$$

$$p = \frac{\sigma_1 + 2\sigma_3}{3} \quad 4.2$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad 4.3$$

De posse dos resultados apresentados anteriormente obtém-se os caminhos de tensões efetivas (CTE) e totais (CTT) para o ensaio (Figura 4.2).

Para obtenção de uma envoltória de ruptura, será considerado como critério de ruptura o estado crítico do solo, atingido em grandes deformações, quando não há mais variações de tensão desviadora e poropressão. Sendo assim é razoável considerar que este ponto é atingido em 25% de deformação axial. Para o ensaio triaxial convencional a envoltória do estado crítico, chamada também de Linha de

Estado Crítico (LEC), no espaço q x p' tem inclinação de 0,95, o que equivale a um ângulo atrito do solo de $24,4^\circ$.

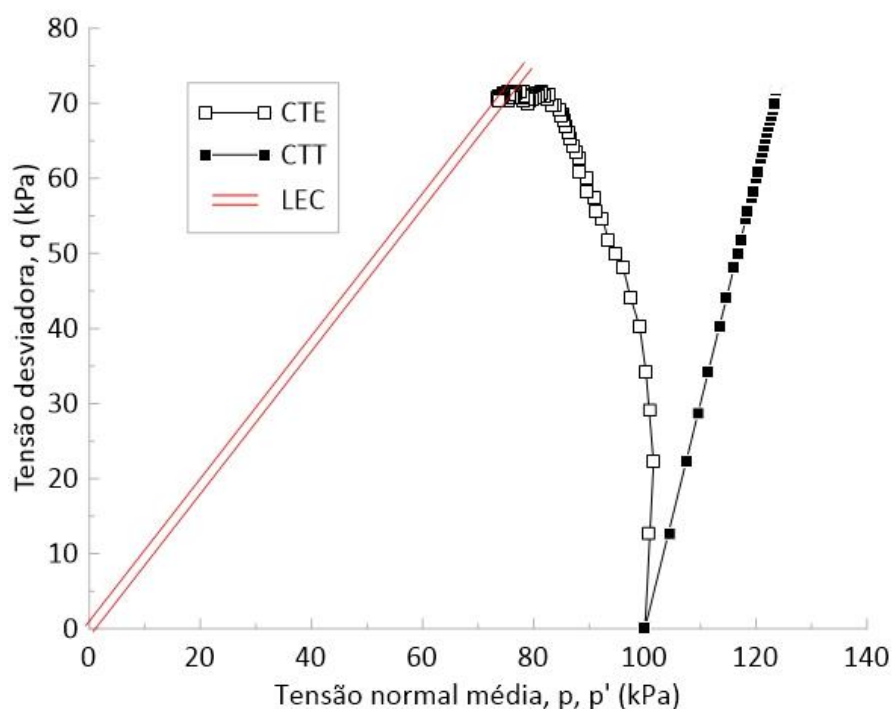


Figura 4.2 – Caminhos de tensões totais (CTT) e efetivas (CTE) para o ensaio triaxial convencional.

Os ensaios de aquecimento não drenado do solo a partir de diferentes níveis de tensão (ou estados de tensão efetiva) foram realizados com o objetivo de avaliar a resposta de uma argila nestas condições, especialmente no que se refere a indução de poropressões e deformações axiais, e para entender melhor o desenvolvimento da ruptura termomecânica. Ao final são apresentados os resultados obtidos através da calibração de um modelo constitutivo.

Primeiro, os CPs são submetidos ao cisalhamento em condições não drenadas até uma fração da tensão desviadora máxima ($q_{\text{máx}}$). Quando esta tensão é atingida, o carregamento é interrompido. A Tabela 4.3 apresenta os dados para cada um dos ensaios ao final desta fase de cisalhamento.

Tabela 4.3 – Dados do final da fase cisalhamento não drenado nos três CPs que seriam submetidos posteriormente ao aquecimento.

	E1	E2	E3
Tensão desviadora (kPa)	40,0	56,0	67,5
Tensão normal efetiva média (kPa)	98,2	89,6	81,3
q/p'	0,41	0,63	0,83
$q/q_{\text{máxima}}$ (%)	56,3	79,4	95,2
Deformação axial (%)	0,43	1,83	4,37
Poropressão, kPa	15,1	29,0	41,25

Logo que o cisalhamento do CP é interrompido, o estado de tensões totais obtido em cada ensaio é mantido constante em temperatura ambiente e em condições não drenadas por cerca de 20h antes do início do aquecimento do solo. Durante este período foram registradas variações nos valores de poropressão e a ocorrência de deformações axiais em todos os ensaios. Conforme se vê na Figura 4.3, um excesso de poropressão positiva se desenvolve com o tempo nos ensaios E1 e E2. Este comportamento está associado à ocorrência de um *creep* não drenado no CP após interrupção do cisalhamento, o que também foi observado por Hueckel e Pellegrini (1991) em ensaios do mesmo tipo.

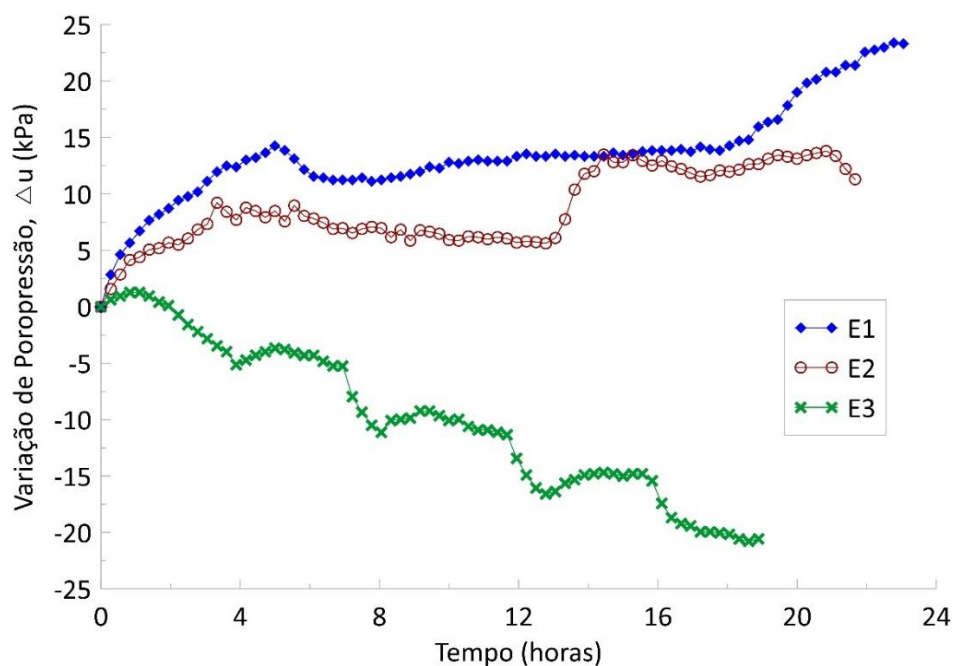


Figura 4.3 – Variação da poropressão apenas durante o período de espera com tensões totais constantes antes do aquecimento.

O ensaio E3 apresenta um comportamento distinto dos outros com variação negativa da poropressão (ou seja, o valor da poropressão desenvolvida durante o cisalhamento não drenado, mostrado na Tabela 4.3, diminuiu). O comportamento observado provavelmente está relacionado ao fato deste CP ter atingido um nível de tensões muito próximo ao da ruptura, levando a mobilização de um mecanismo de ruptura. Após a realização do ensaio convencional foi observado que o CP apresentou a forma de “barril” como descrito por Lade (2016) e sem a formação de um plano de ruptura bem definido. Segundo o autor, este modo de deformação é mais pronunciado em solos que apresentam tendência a contração durante o cisalhamento, que é o caso no presente estudo. No ensaio E3 o cisalhamento deve ter se aproximado deste ponto onde a distribuição de deformações se torna não uniforme.

Durante esta fase do ensaio todos os CPs apresentaram deformações axiais de compressão (valores positivos), conforme observado na Figura 4.4. A taxa de deformação axial no tempo ($d\varepsilon/dt$) é mais alta no início, tendendo a se reduzir com o tempo. As taxas iniciais (medidas nos primeiros 30 min da fase) foram de 0,008 %/min, 0,013 %/min e 0,016 %/min para os ensaios E1, E2 e E3, respectivamente. Além das taxas, o valor final da variação da deformação axial é maior quanto mais alto o nível de tensões ao qual o CP foi submetido. Note que o ensaio E3, apesar da variação negativa de poropressão, sofre deformações axiais de compressão como os outros.

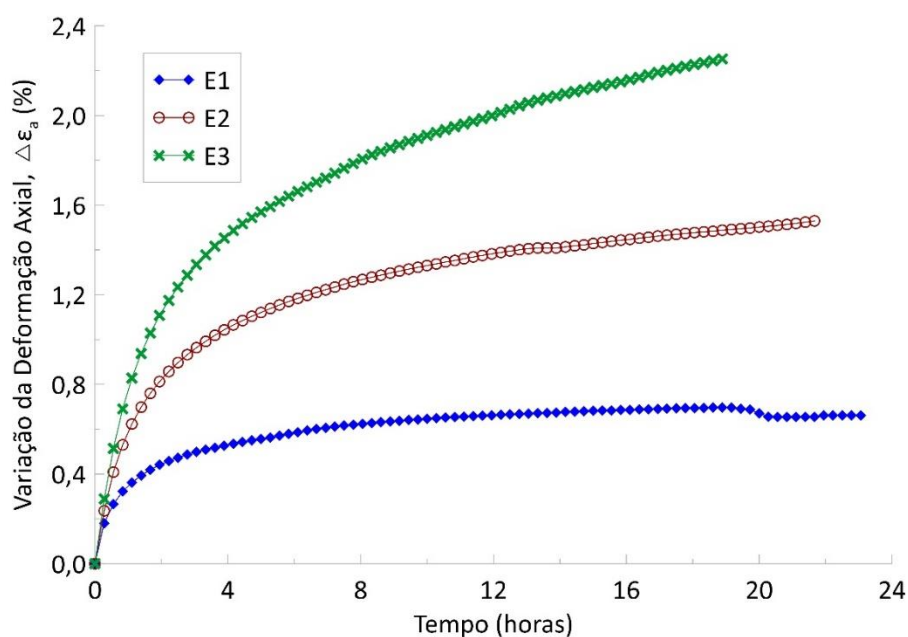


Figura 4.4 – Variação da deformação axial apenas durante o período de espera com tensões totais constantes antes do aquecimento.

A Tabela 4.4 reúne os dados acumulados (isto é, valores do final do cisalhamento não drenado mais a variação sofrida durante o período de espera antes do aquecimento) de cada ensaio ao final desta fase de tensões totais constantes em temperatura ambiente, logo, esta também é a condição inicial de cada CP no início do aquecimento.

Tabela 4.4 – Dados acumulados no término da fase de tensões totais constantes em temperatura ambiente, logo antes do aquecimento.

	E1	E2	E3
Tensão normal efetiva média, kPa	74,9	78,3	101,6
q/p'	0,53	0,70	0,66
Deformação axial (%)	1,12	1,36	6,62
Poropressão, kPa	38,5	40,1	20,9

O estágio seguinte do ensaio consistiu em aquecer o solo em condições não drenadas e sob tensões totais constantes. As temperaturas foram definidas de forma que o solo fosse submetido a uma variação térmica de aproximadamente 35°C com uma velocidade de 0,6 °C/min, que é o limite do equipamento, determinado em testes anteriores. A temperatura alvo é atingida no tempo especificado, entretanto, esta continua sendo elevada até um valor de pico e então depois é reduzida até a temperatura alvo novamente, sendo mantida em um patamar constante. Este é um procedimento natural do sistema de aquecimento, para garantir que a temperatura alvo seja alcançada no tempo determinado. Nos ensaios, após a temperatura alvo ser atingida, o sistema de aquecimento foi mantido por 1h30min ligado. Sendo assim, na prática, a velocidade média de aquecimento se manteve a mesma previamente determinada, porém a variação térmica imposta aos solos foi maior que 35°C, como mostrado na Tabela 4.5. A evolução das temperaturas ao longo do tempo é apresentada na Figura 4.5.

Tabela 4.5 – Variação térmica em cada ensaio durante a fase de aquecimento.

	E1	E2	E3
Temperatura alvo (°C)	58,0	61,5	53,0
Temperatura máxima (°C)	61,6	65,2	56,3
Máxima variação térmica (°C)	38,6	38,5	33,6

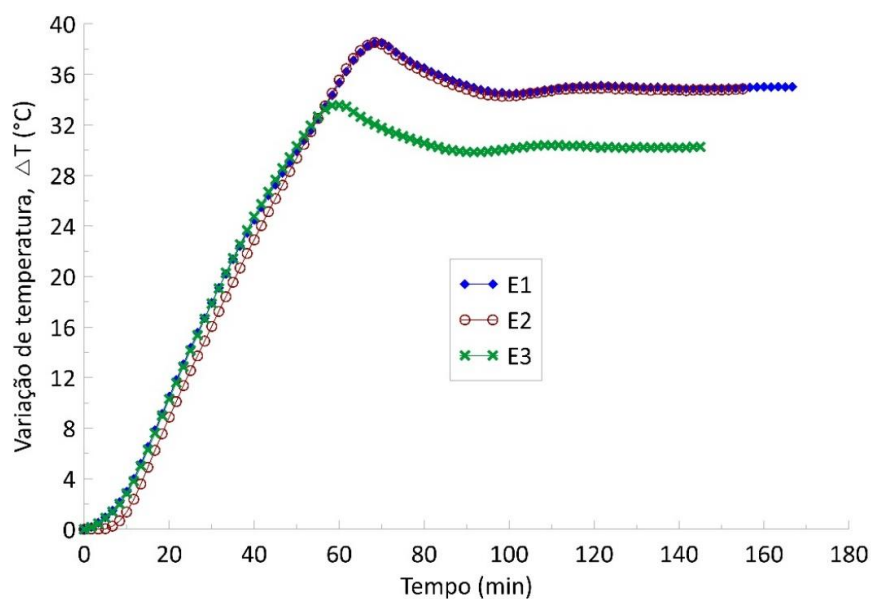


Figura 4.5 – Temperaturas medidas no termopar interno do equipamento triaxial durante o aquecimento.

A variação de temperatura no ensaio E3 foi um pouco inferior as dos outros ensaios por conta de um problema na entrada dos valores no momento da configuração do programa. Foi observado nos três ensaios que o aumento de temperatura levou ao desenvolvimento de um excesso de poropressão positiva (Figura 4.6).

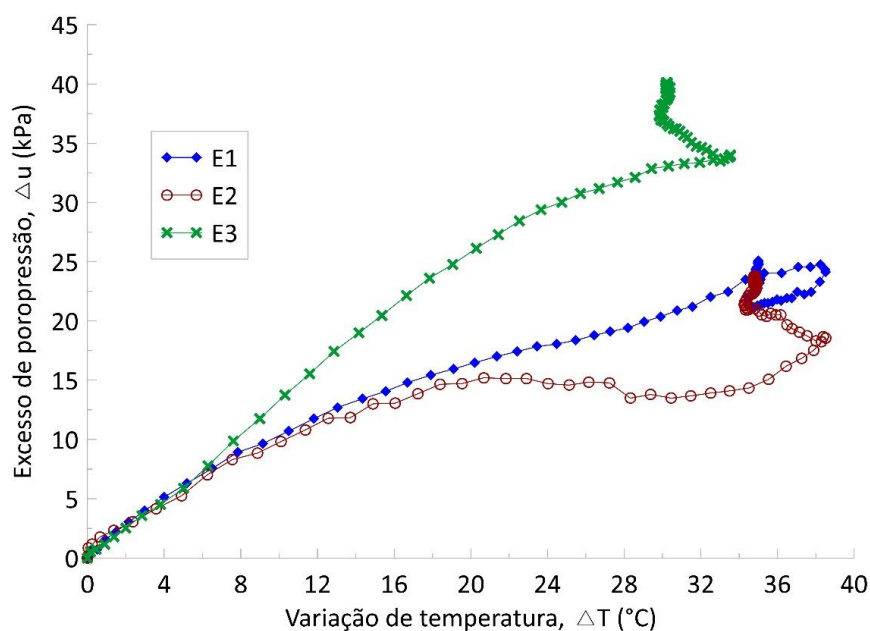


Figura 4.6 - Excesso de poropressão positiva com a variação térmica durante o aquecimento do solo.

Como discutido através da bibliografia, os principais mecanismos responsáveis por esse desenvolvimento de poropressão são a diferença entre os coeficientes de expansão térmica da água e dos sólidos do solo e a tendência dos solos normalmente adensados de sofrerem uma compressão volumétrica no aquecimento por conta do colapso da estrutura sólida do solo.

O excesso de poropressão continua a se desenvolver mesmo com a leve redução da temperatura após o pico e por algum tempo durante o patamar constante, até que enfim se estabiliza em um determinado valor. Esta variação de poropressão sem aumento de temperatura pode ser atribuída ao fato de o CP não ter entrado ainda em equilíbrio térmico. Por conta do método de aquecimento escolhido, onde a temperatura é elevada continuamente, pode não haver tempo suficiente para que o solo como um todo atinja a temperatura indicada. É mais provável que isto tenha ocorrido de maneira mais acentuada nos ensaios E2 e E3, já que no ensaio E1 a poropressão acompanha a redução de temperatura e se estabelece num valor próximo ao obtido ainda durante o aquecimento quando o ΔT atingiu os 34°C.

O ensaio E3 apresentou o maior valor de excesso de poropressão induzida termicamente, enquanto os ensaios E1 e E2 apresentaram valores finais próximos. A poropressão induzida representa entre 30 e 40% da tensão efetiva média inicial, conforme mostrado na Figura 4.7.

No gráfico normalizado as curvas de cada ensaio se tornam mais próximas, especialmente no trecho inicial, com as divergências em cada ensaio começando a aparecer depois de um incremento de temperatura de aproximadamente 15°C. Quanto maior p' , maior a rigidez da estrutura do solo e conseqüentemente menor o coeficiente de compressibilidade m_v , o que segundo a Equação 2.5 de Campanella e Mitchel (1968) faz com que o excesso de poropressões devido a variação térmica seja maior.

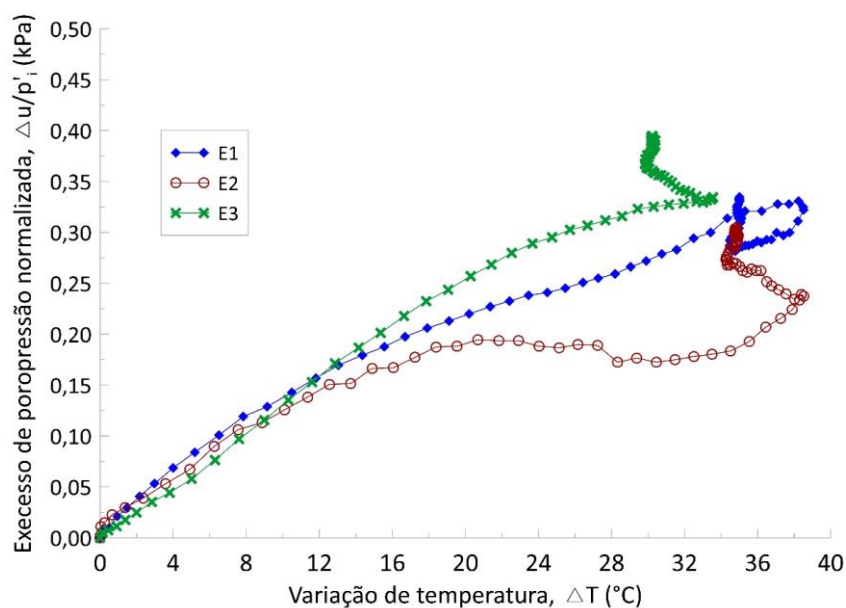


Figura 4.7 – Excesso de poropressão induzida termicamente normalizada pela tensão efetiva média inicial (p'_i).

Deformações axiais de compressão também foram induzidas pelo aquecimento (Figura 4.8). Diferente do que ocorreu durante a fase de tensões constantes em temperatura ambiente, a magnitude das deformações não foi maior quanto mais alto o estado de tensões. Por exemplo, o ensaio E2, submetido a um nível de tensões intermediário apresentou os maiores valores de deformação axial.

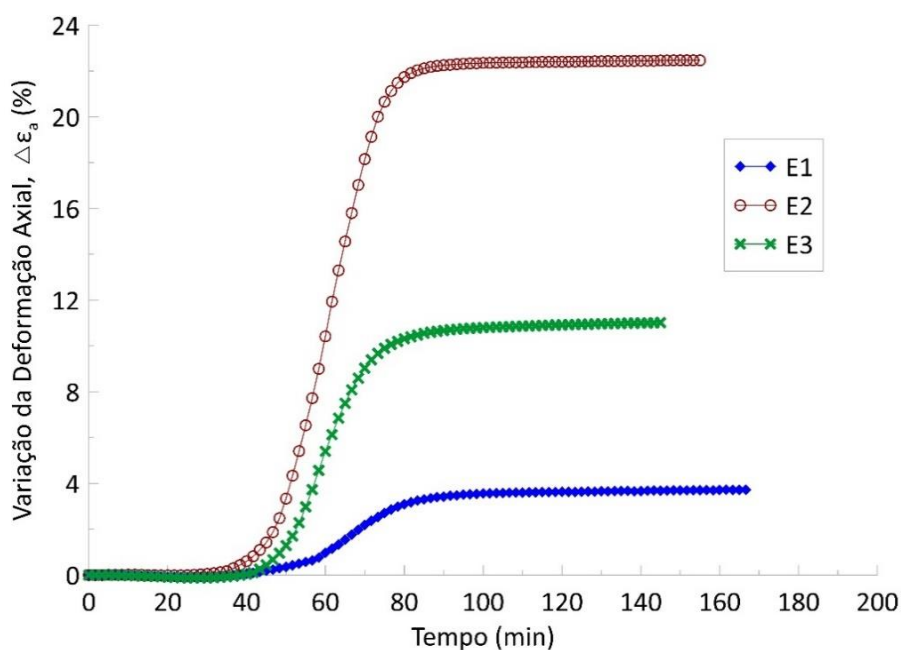


Figura 4.8 – Variação da deformação axial no tempo apenas durante o aquecimento.

Assim que o aquecimento é iniciado é observada uma pequena variação negativa da deformação axial indicando expansão do CP. Esta pode ser considerada uma resposta elástica inicial, conforme descrita por Hueckel *et al.* (2009), causada pela expansão térmica dos constituintes do solo. Entretanto, logo em seguida esta é sobreposta pela ação de outros mecanismos. Do ponto de vista termoelastoplástico, conforme explicado por Hueckel *et al.* (2009), o estado de tensões efetivas dos ensaios realizados se encontra sobre ou muito próximo a superfície de plastificação (SP). Com o aquecimento e a tendência a redução da SP pelo amolecimento térmico (*thermal softening*), ocorre endurecimento plástico (*strain hardening*) e deformações axiais de compressão.

Depois de algum incremento de temperatura a taxa de deformações axiais no tempo começa a crescer rapidamente, permanecendo aproximadamente constante durante algum tempo e depois diminuindo quando as deformações se estabilizam em um certo valor. O ensaio E2 apresentou a maior taxa de deformação axial no tempo, com um valor de aproximadamente 0,71%/min, seguido pelo E3, com 0,40%/min, e por fim o E1, com 0,12%/min. Os valores são consideravelmente maiores que os observados na fase de tensões totais constantes em temperatura ambiente que antecede o aquecimento, inclusive superiores a taxa de deformação durante o cisalhamento (aproximadamente 0,03 %/min).

Os ensaios E2 e E3 apresentaram as deformações axiais mais significativas, com valores de 22% e 11%, respectivamente, enquanto o ensaio E1 apresentou uma deformação de apenas 3,7%. Isto é bem ilustrado para o ensaio E2 através da Figura 4.9, onde a linha em vermelho marca a altura inicial do CP antes do ensaio, lembrando que até o início do aquecimento este CP havia sofrido deformações de apenas 1,36% conforme se vê na Tabela 4.4.



Figura 4.9 – Foto do CP após o ensaio E2.

Como é observado na Figura 4.10 a taxa de deformações começa a crescer a partir de uma dada temperatura. É no ensaio E2 que isto acontece mais cedo, após aproximadamente 18°C de variação térmica. Já nos ensaios E3 e E1, isto ocorre por volta dos 26°. As deformações continuam a acontecer após a redução da temperatura e se estabilizam pouco depois que a temperatura chega ao patamar constante.

A ruptura termomecânica ocorreu no ensaio E2, uma vez que valores consideráveis de deformação axial de compressão foram registrados e um comportamento similar ao descrito por Hueckel e Pellegrini (1991) para a argila Pontida.

A curva obtida no ensaio E3 tem forma similar à do ensaio E2, porém a deformação axial induzida pelo aquecimento foi cerca de metade da observada no ensaio E2. Por conta disso, pode-se dizer que a ruptura termomecânica esteve próxima neste ensaio, mas não foi alcançada. Outros fatores também podem ter contribuído para que as deformações neste ensaio fossem tão menores que no E2. Um seria o fato de que para atingir nível de tensões do ensaio, o CP teve de ser submetido a maiores deformações axiais. Logo antes do aquecimento estas eram cerca de 4,9 vezes maiores que as do ensaio E2 (Tabela 4.4). Conseqüentemente, no início do aquecimento, já se encontravam instaladas no CP do ensaio E3 valores

significativos de deformações distorcionais se comparadas a dos outros ensaios. Outro fator que pode ter contribuído é o fato deste ensaio ter sido realizado com uma variação térmica menor (cerca de 5°C).

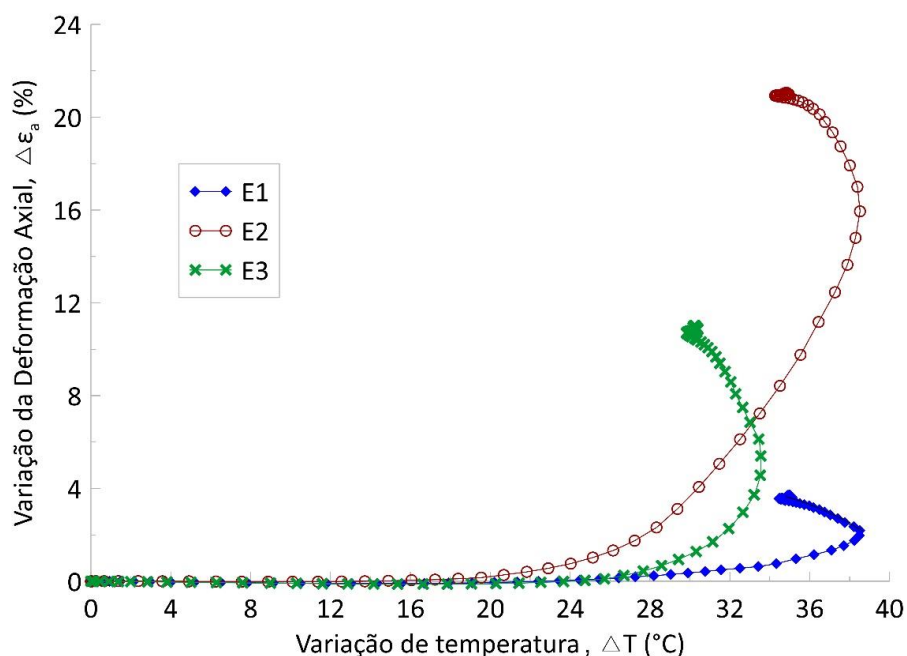


Figura 4.10 – Deformações axiais com variação térmica apenas durante o aquecimento.

No ensaio E1, a ruptura termomecânica não foi alcançada. Apesar de valores significativos de excesso de poropressão terem sido observados (muito próximos a do ensaio E2), as deformações induzidas no aquecimento são baixas se comparadas a dos outros ensaios. Além disso a curva na Figura 4.9 apresenta mudança brusca de direção quando a temperatura é reduzida, não indicando que estaria caminhando para a estabilização dentro do intervalo de temperaturas do ensaio, como a forma observada por Hueckel e Pellegrini (1991).

Os caminhos de tensões efetivas (CTE) dos ensaios são mostrados na Figura 4.10, junto com o resultado do ensaio convencional e a linha de estado crítico, onde o traço em vermelho sobre os CTE indica o início do aquecimento.

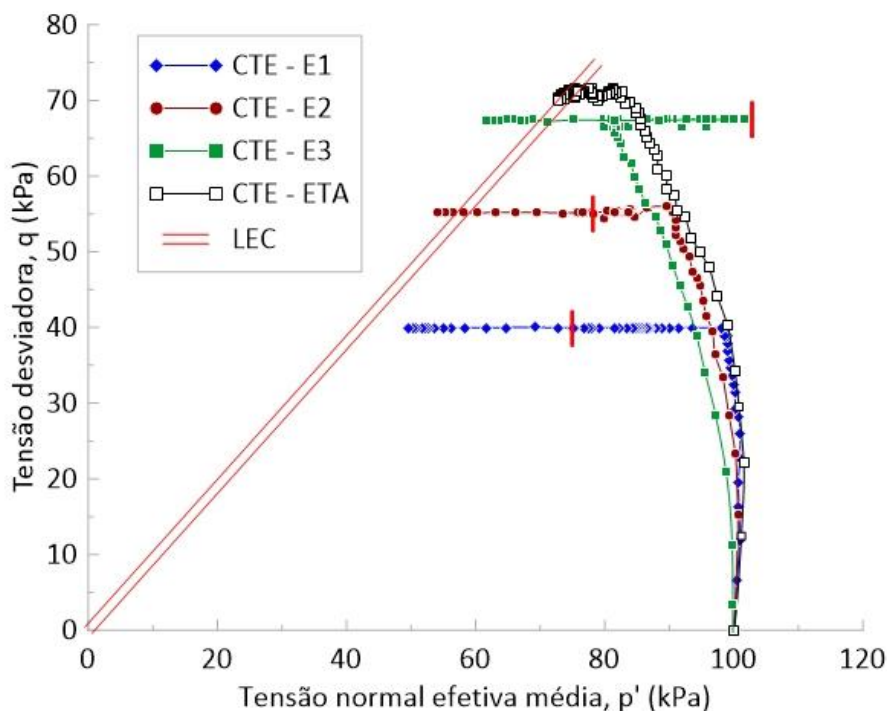


Figura 4.11 – Caminhos de tensões efetivas (CTE) dos ensaios de aquecimento e do ensaio convencional juntamente com a representação da LEC. O traço em vermelho indica o início do aquecimento.

Nos ensaios E2 e E3, a LEC é alcançada. Para o ensaio E2 isso ocorre quando uma temperatura de $63,0\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($\Delta T = 36,4^{\circ}\text{C}$) é atingida. Até este ponto foram induzidos termicamente $19,8\text{ kPa}$ de excesso de poropressão e aproximadamente $21,1\%$ de deformação axial. Já o CTE do ensaio E3 alcança a LEC para uma temperatura de $49,4\text{ }^{\circ}\text{C}$ ($\Delta T = 26,7^{\circ}\text{C}$) com $31,2\text{ kPa}$ de poropressão e apenas $0,25\%$ de deformação axial produzidos pelo aquecimento.

É importante ressaltar que a LEC reproduzida na Figura 4.11 é a obtida através do ensaio em temperatura ambiente. Concluiu-se que no ensaio E3 não ocorre a ruptura termomecânica, ou seja, o estado crítico não foi induzido pelo aquecimento. Logo, o CTE alcançar a LEC determinada em temperatura ambiente não necessariamente indica que o estado crítico foi atingido. Como se verá posteriormente nas análises realizadas através do modelo constitutivo, uma abordagem que considera a inclinação da LEC como variável e função da temperatura seja talvez mais adequada.

Por conta da redução de poropressão durante o estágio de tensões constantes em temperatura ambiente, o CTE do ensaio E3 se afasta da linha de estado crítico. Entretanto, é interessante notar que durante o aquecimento foi produzido um excesso de poropressão superior ao observado nos outros ensaios. Isso mostra que quando o aquecimento é realizado a partir de um estado de tensões não hidrostático ($q/p' \neq 0$), o excesso de poropressão termicamente induzida não é apenas uma função do incremento de temperatura e que o estado de tensões efetivas e a distância deste para a LEC são fatores importantes na determinação da magnitude e da taxa de incremento de poropressões. Este último ponto pode ser avaliado também por meio do parâmetro de poropressão criado por Campanella e Mitchell (1968) calculado através da Equação 2.6. Os valores calculados são apresentados na Tabela 4.6 juntamente com um dado da literatura para comparação.

Tabela 4.6 – Valores do parâmetro F de Campanella e Mitchell (1968) para os ensaios realizados e junto com um dado encontrado na literatura.

Ensaio	Parâmetro F (1/°C)
E1	0,009
E2	0,009
E3	0,016
Abuel-Naga <i>et al.</i> , 2007b	0,010

O mesmo valor de F foi obtido para os ensaios E1 e E2, além de ser muito próximo ao obtido por Abuel-Naga *et al.* (2007b) para a argila mole de Bangkok que possui mesmo índice de plasticidade da argila marinha utilizada neste estudo. Já o valor do parâmetro para o ensaio E3 é cerca de 1,7 vezes maior que o obtido nos outros ensaios, evidenciando que um valor maior de poropressão por unidade de temperatura por tensão efetiva foi obtida neste caso.

4.1.2 Calibração do Modelo Constitutivo

Considerando a importância do estado de tensões efetivas e sua posição em relação a linha de estado crítico no desenvolvimento de poropressões termicamente induzidas, foi calibrado um modelo constitutivo termoelastoplástico baseado no Cam-clay modificado (MCC). Modelos constitutivos são úteis para previsão do

comportamento do solo, podendo ser usados em análises numéricas de problemas geotécnicos.

O modelo escolhido é o “*Non-isothermal unified hardening model*” de Yao e Zhou (2013) que, por praticidade, será chamado de “modelo NUH”. Optou-se pela calibração deste modelo por serem necessários poucos parâmetros, facilmente obtidos nos dados experimentais disponíveis, e pelos próprios autores abordarem a ruptura termomecânica pela ótica do modelo. Para calibração foram usados os resultados experimentais deste trabalho e os de Huacullo (2020) que realizou ensaios triaxiais de aquecimento drenado seguido de cisalhamento não drenado no mesmo solo usado neste programa experimental.

Por se basear no Cam-clay modificado, o modelo NUH adota como forma das superfícies de plastificação (SP) uma elipse. O modelo utiliza duas SPs, uma interna chamada de “superfície corrente” e outra externa denominada “superfície de referência”, sendo esta última equivalente a superfície de plastificação do MCC. A segunda superfície foi introduzida pelos autores para melhor capturar o comportamento de solos sobreadensados como resistência de pico, dilatância, amolecimento, entre outros. Para solos normalmente adensados, que é o caso neste estudo, as duas superfícies se tornam uma. Para mais detalhes do funcionamento do modelo NUH, o trabalho dos autores pode ser consultado. A seguir apenas os pontos mais relevantes para este estudo são tratados.

Os autores discutem, a partir do modelo, o cenário em que estados críticos são induzidos pelo aquecimento em condições não drenadas. A Figura 4.12 mostra simulações realizadas com o modelo NUH de um solo normalmente adensado submetido ao aquecimento a partir diferentes níveis de tensão com uma variação de temperatura de 20 °C a 90 °C.

M_T é a inclinação da linha de estado crítico que no modelo é função da temperatura, como se vê na Figura 4.12.(a). De forma geral o aumento de temperatura leva a um aumento do valor de M_T . Já η é igual a razão q/p' e define o estado atual do solo. O estado crítico é alcançado quando η/M_T é igual a 1. Conforme o aquecimento se inicia, e com ele o desenvolvimento de poropressão, a tensão efetiva se reduz fazendo com que a razão η/M_T cresça, se aproximando de 1.

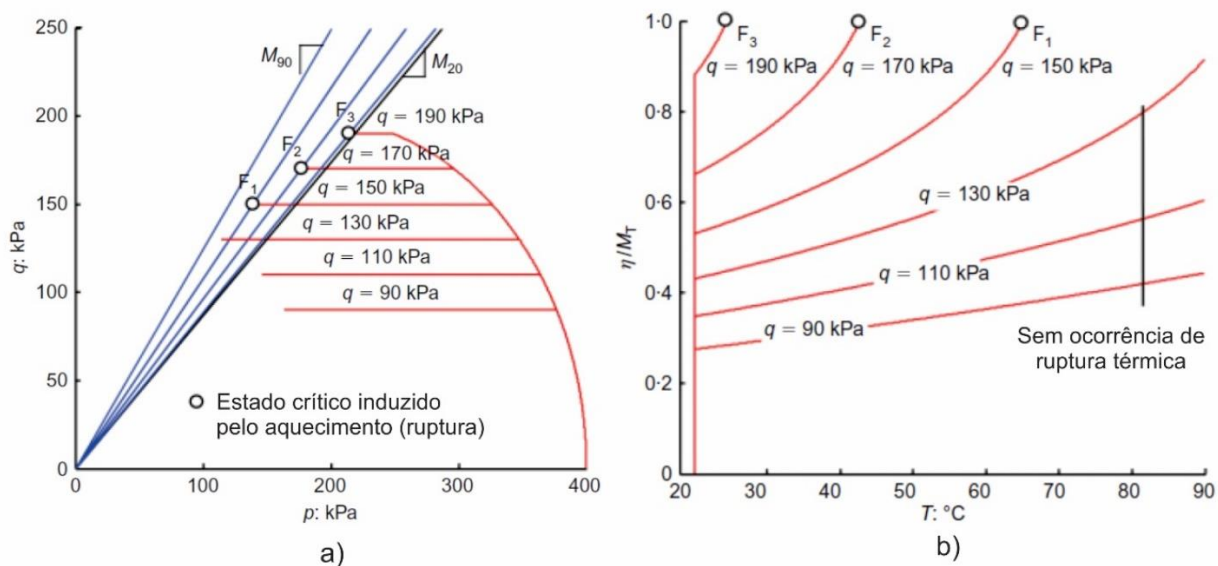


Figura 4.12 - Simulações realizadas com o modelo NUH. a) Caminhos de tensões efetivas b) relação entre η/M_T e a temperatura.

A ruptura não ocorre para todos os estados de tensão dentro da variação térmica imposta. Apenas o aquecimento dos estados com maiores valores de tensão desviadora (150, 170 e 190 kPa) leva a ruptura em diferentes valores de temperatura a qual depende do nível da tensão desviadora como é ilustrado na Figura 4.12.(b). Estados de tensão maiores, mais próximos da LEC, atingem a ruptura para menores valores de temperatura.

O modelo prevê que as taxas de indução de poropressão positiva por variação de temperatura sejam maiores quanto maiores os valores de p' e de q , sendo que este último apresenta maior influência. A Tabela 4.7 mostra os valores do parâmetro F e a taxa em $\text{kPa}/^\circ\text{C}$ de poropressão positiva durante o aquecimento (obtida simplesmente pela divisão de Δu no aquecimento pelo ΔT) calculados para cada uma das simulações mostradas na Figura 4.12.

A influência do estado de tensões fica clara a partir dos dados na tabela. Além disso, nota-se que a diferença entre as taxas de um ensaio e outro se torna menor quanto menor o nível de tensões dos ensaios.

Tabela 4.7 - Parâmetro F de Campanella e Mitchell (1968) e taxas de poropressão induzida termicamente em cada simulação com o modelo NUH.

Tensão desviadora, q (kPa)	$q/q_{\text{máx}}$ (%)	Parâmetro F (1/°C)	Taxa em kPa/°C
190	97,3	0,030	7,43
170	87,0	0,018	5,43
150	76,8	0,010	4,25
130	66,6	0,010	3,41
110	56,3	0,009	3,31
90	46,1	0,008	3,16

Os parâmetros necessários para calibração do modelo e a forma como foram obtidos são descritos abaixo:

- A inclinação da linha de estado crítico (M) em uma temperatura de referência. O valor adotado é o determinado no ensaio triaxial convencional de 0,95.
- A inclinação de Hvorslev (M_H). Segundo os autores, para argilas, este valor varia entre 0,5M e 0,9M. Foi adotado o valor de 0,57.
- Índice de compressão elastoplástica (λ). Parâmetro obtido através dos resultados do adensamento hidrostático nos ensaios triaxiais de Huacullo (2020). Adotado o valor 0,27.
- Índice de descarregamento elástico (κ). Obtido através dos ensaios triaxiais em amostras sobreadensadas realizados por Huacullo (2020). O valor utilizado no modelo foi de 0,07.
- Índice de compressão termoelastoplástica (λ_T). Parâmetro que relaciona temperatura a deformações volumétricas de compressão. Foi obtido através de um ajuste aos dados de Huacullo (2020) de aquecimento drenado do solo. O valor obtido foi de 9×10^{-4} .
- Índice de compressão termoelástica (κ_T). Relaciona as deformações de expansão elástica à temperatura. Segundo os autores pode ser estimado

usando a relação $\kappa_T = -(\kappa/\lambda)\lambda_T$. O valor obtido usando esta relação foi de $-2,5 \times 10^{-4}$.

Para condições não drenadas a condição de variação volumétrica nula, expressa na Equação 4.4, deve ser entendida

$$d\varepsilon_v^e + d\varepsilon_v^p + dV_W = 0 \quad 4.4$$

Isto é, a soma dos incrementos de deformação volumétrica elástica e plástica mais a variação volumétrica térmica da água deve ser igual a zero. A formulação de cada um desses termos se encontra no artigo. Impondo esta condição os valores de poropressão induzidos pela temperatura podem ser estimados. Através da lei de fluxo expressa na Equação 4.5 as deformações distorcionais plásticas ($d\varepsilon_d^p$) podem também ser calculadas.

$$\frac{d\varepsilon_d^p}{d\varepsilon_v^p} = \frac{2\eta}{M_T^2 + \eta^2} \quad 4.5$$

Com essas informações foram calculadas previsões com o modelo. Estas foram comparadas aos resultados dos ensaios E1, E2 e E3. As Figuras 4.13 e 4.14 apresentam os resultados obtidos para os ensaios E1 e E3 apenas durante a elevação de temperatura.

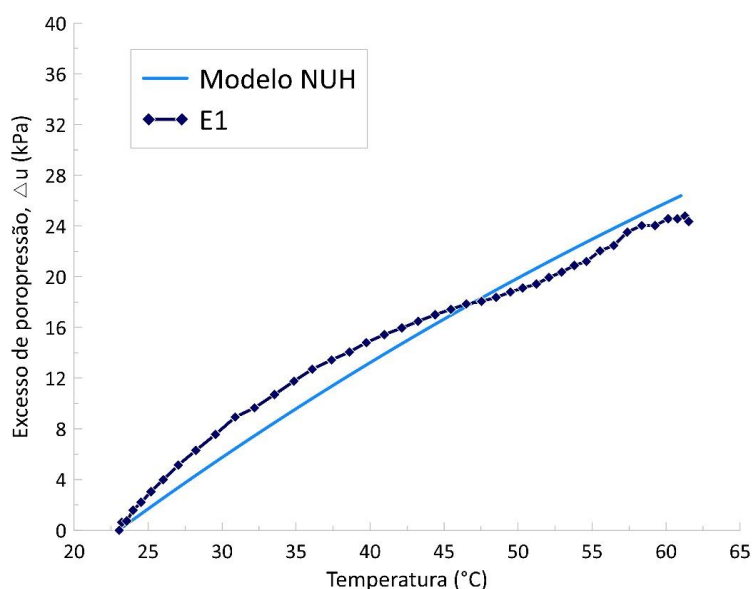


Figura 4.13 – Comparativo dos resultados experimentais do ensaio E1 com a previsão do modelo NUH.

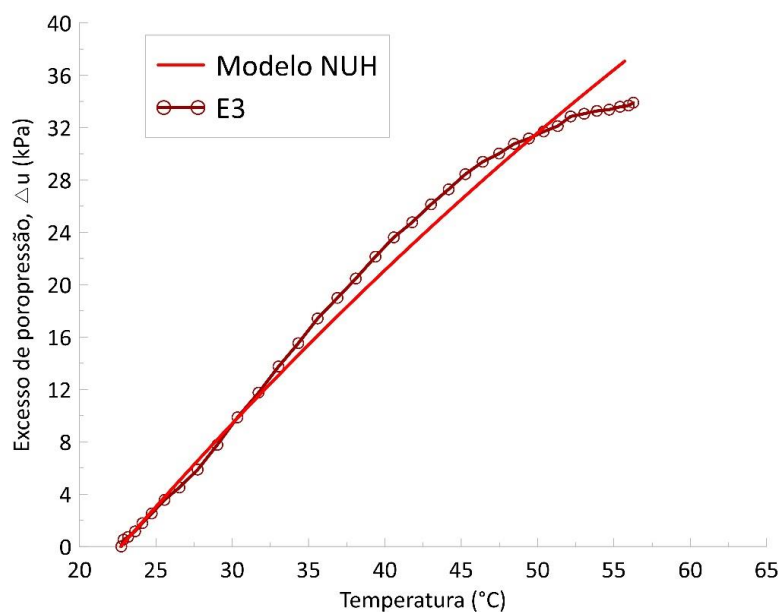


Figura 4.14 – Comparativo dos resultados experimentais do ensaio E3 com a previsão do modelo NUH.

A previsão do modelo apresenta boa concordância com os resultados experimentais dos dois ensaios. Em ambos o modelo subestima os valores de poropressão nas temperaturas finais. No patamar de temperatura constante, aos 58°C (onde supostamente o solo atingiu equilíbrio térmico), o ensaio E1 apresenta um valor de excesso de poropressão final de 24,9kPa. Para esta mesma temperatura o modelo estima um valor de Δu de 25,0 kPa. No caso do ensaio E3, em temperatura constante, aos 53°C, o valor de excesso de poropressão final é de 39,9 KPa. Para esta temperatura o modelo prevê um excesso de poropressão de 35,2 kPa, isto é, um valor 11,8% menor. É importante ressaltar que o modelo não prevê que ocorra uma ruptura termomecânica em nenhum dos dois ensaios. Na simulação do ensaio E1 o valor final da razão η / M_T é igual a 0,7, distante ainda do estado crítico, já para o ensaio E3 este valor de 0,92, ou seja, para ΔT imposto, o solo ficou próximo a ruptura. Estes resultados estão de acordo com as observações feitas sobre os resultados dos ensaios. No ensaio E3 é observado um Δu no aquecimento consideravelmente maior que no E1, mesmo que nos dois o estado crítico não tenha sido alcançado. Isto ressalta a influência do nível de tensão desviadora aplicada, a qual no ensaio E3 é 68,8% maior que no E1. Esta observação é coerente com o que prevê o modelo.

Já para as simulações do ensaio E2, o modelo indica que a ruptura termomecânica ocorre. Os resultados são mostrados na Figura 4.15.

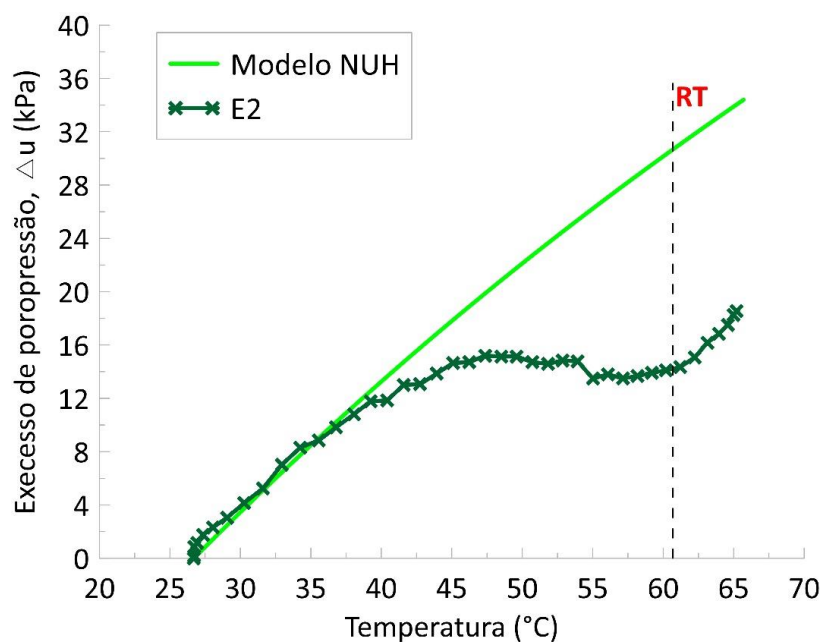


Figura 4.15 – Comparativo dos resultados experimentais do ensaio E2 com a previsão do modelo NUH e indicação do ponto de ruptura térmica (RT).

Conforme pode ser visto no gráfico, o modelo é capaz de capturar bem o comportamento do solo até aproximadamente a temperatura de 40 °C, depois disso ele superestima os valores de excesso de poropressão. Esta redução considerável no valor de Δu ocorrida no ensaio E2 não é observada nos demais ensaios, podendo até mesmo ser considerada um comportamento atípico ou resultado da ruptura térmica. Hueckel e Pellegrini (1991) observaram comportamento similar. Segundo os autores, aparentemente próximo a LEC, o solo passa a apresentar deformações plásticas dilatantes, fazendo com que a poropressão se reduza. Este comportamento não seria capturado pelo Cam-clay modificado (no qual o modelo NUH se baseia) por adotar uma lei de fluxo associada.

De acordo com a simulação a ruptura aconteceu na temperatura de 60,7 °C ($\Delta T = 34$ °C) quando o valor de M_T era de 1,16. Durante a fase de temperatura constante (61,5 °C) no ensaio E2, foi medido um valor de excesso de poropressão de 23,7 kPa. Para esta mesma temperatura o modelo prevê um Δu de 31,4 kPa, valor este 32,5% maior que o experimental.

O modelo NUH também foi capaz de prever de maneira razoável as deformações axiais induzidas termicamente no ensaio E2, superestimando os valores (Figura 4.16).

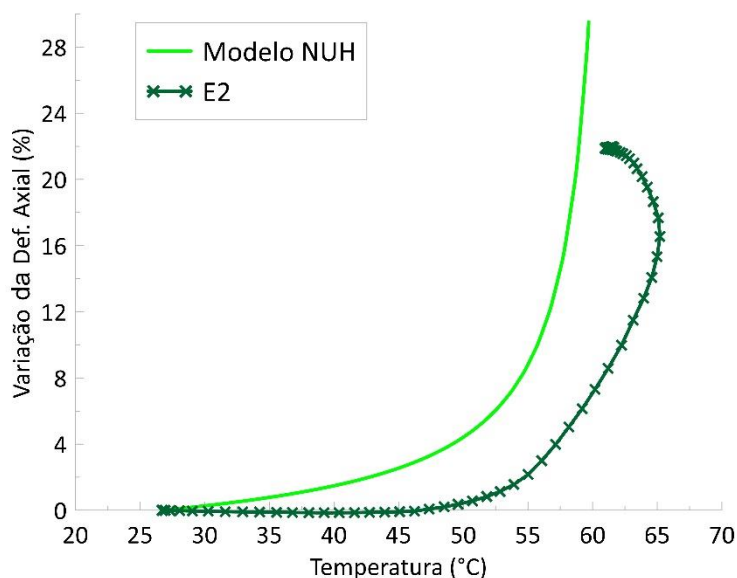


Figura 4.16 Comparativo dos resultados experimentais do ensaio E2 com a previsão do modelo NUH para as deformações axiais termicamente induzidas.

Nos ensaios E1 e E2, onde a razão $q/q_{\text{máx}}$ foi de 56,3% e 79,4%, respectivamente, os dados experimentais mostram que as taxas de poropressão induzida termicamente são muito próximas. Já no E3, onde a razão de $q/q_{\text{máx}}$ foi de 95,2% esta taxa é consideravelmente maior. Isto também é coerente com o que prevê o modelo NUH, conforme por ser visto na Tabela 4.7, onde os valores do parâmetro F começam a se diferenciarem dos demais quando valores de q mais próximos da ruptura são aplicados ao solo.

O modelo NUH, utilizando poucos parâmetros, conseguiu prever com boa precisão os resultados dos ensaios de aquecimento com exceção dos valores de poropressão induzidos termicamente no ensaio E2, quando a ruptura termomecânica ocorre.

4.1.3 Ensaios com Diferentes Taxas de Aquecimento

Com o objetivo de avaliar a influência da taxa de aquecimento no solo em condições não drenadas foi realizado mais um ensaio, denominado E4, aquecido sob um nível de tensões próximo ao do ensaio E2, porém com velocidade menor. Os dados referentes ao ensaio E2 serão repetidos aqui para facilitar a comparação dos resultados.

A Tabela 4.8 apresenta os dados iniciais e finais do CP do ensaio E4. Neste ensaio uma velocidade de aquecimento de 0,3 °C/min foi empregada, metade da utilizada nos demais testes de aquecimento.

Tabela 4.8 – Dados do CP do ensaio E4 antes e depois do ensaio triaxial com aquecimento.

<i>Dados Iniciais</i>	
Umidade (%)	64
Volume (cm ³)	86,19
Densidade (g/cm ³)	1,60
Peso Específico (kN/m ³)	16,0
Peso Específico Seco (kN/m ³)	9,81
Índice de Vazios	1,74
Porosidade (%)	64
<i>Dados Finais</i>	
Umidade (%)	57
Volume (cm ³)	68,87
Índice de Vazios	1,22

A semelhança entre os valores obtidos para as propriedades e índices do CP do ensaio E4, apresentado na Tabela 4.8, e do CP do ensaio E2 na Tabela 4.2 deixa evidente mais uma vez que houve bom controle dos procedimentos de preparação dos CPs. A Tabela 4.9 mostra um resumo do estado dos ensaios na interrupção do cisalhamento.

Tabela 4.9 – Dados do final da fase cisalhamento não drenado nos dois CPs.

	E4	E2
Tensão desviadora (kPa)	53,3	56,0
Tensão normal efetiva média (kPa)	83,8	89,6
q/p'	0,64	0,63
$q/q_{\text{máxima}}$ (%)	75,1	79,4
Deformação axial (%)	2,32	1,83
Poropressão, kPa	33,9	29,0

Como nos demais ensaios, durante a fase de tensões totais constantes em temperatura ambiente, foi observado o desenvolvimento de um excesso de poropressão positiva (Figura 4.17) e deformações axiais de compressão (Figura 4.18).

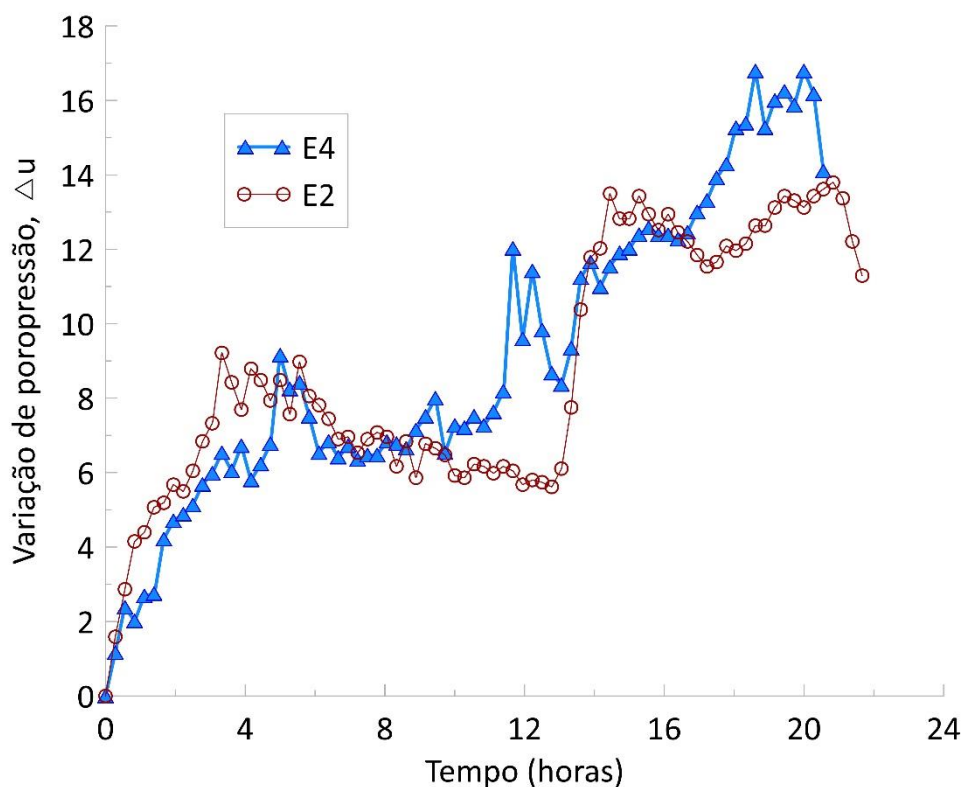


Figura 4.17 – Excessos de poropressão gerados apenas durante fase de tensões constantes nos dois ensaios

Tanto o desenvolvimento de poropressão quanto o de deformações axiais são muito similares nos dois testes. Isto é um indicativo de boa repetibilidade entre os ensaios, o que permite concluir que as possíveis diferenças entre os resultados dos ensaios na fase de aquecimento são devido a alteração da velocidade de aquecimento.

Maiores taxas de deformação axial são observadas no início do período de tensões totais constantes (Figura 4.18), tendendo a se reduzirem com o tempo, especialmente a partir das 4h, indicando uma tendência a estabilização das deformações, como observado nos demais ensaios. As taxas de deformação iniciais são muito próximas nos dois ensaios, com valor médio de 0,013 %/min. A variação total da deformação axial durante esta fase foi de 1,54% para o ensaio E4 e 1,47% para o E2.

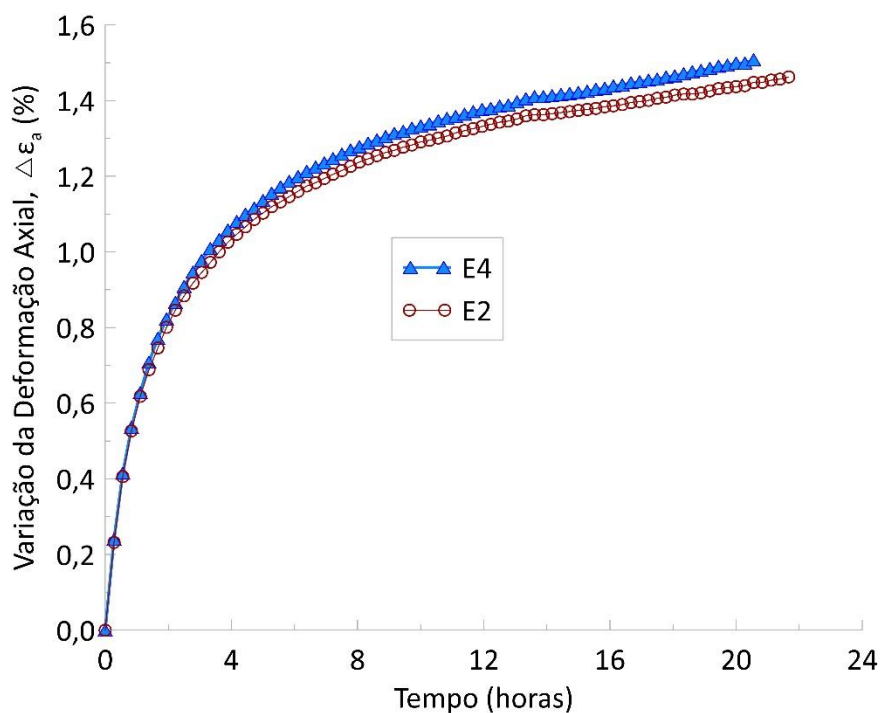


Figura 4.18 – Deformação axial sofrida pelo solo apenas durante fase de tensões constantes nos dois ensaios

Ao final do período a variação no excesso de poropressão registrada foi de 13,9 kPa no ensaio E4 e 11,0 kPa no E2. Os novos estados de tensão efetiva se encontram na Tabela 4.10.

Tabela 4.10 – Estados de tensão efetiva no término da fase de tensões totais constantes em temperatura ambiente logo antes do início do aquecimento.

	E4	E2
Tensão desviadora, q (kPa)	52,5	55,2
Tensão normal efetiva média, p' (kPa)	69,8	78,3
q/p'	0,75	0,71

Posteriormente, os CPs são submetidos ao aquecimento. A Figura 4.19 mostra a variação da temperatura nos dois ensaios. Nela é possível perceber com clareza as diferenças nas velocidades de aquecimento adotadas em cada caso. Um resumo dos dados do estágio de aquecimento se encontra na Tabela 4.11.

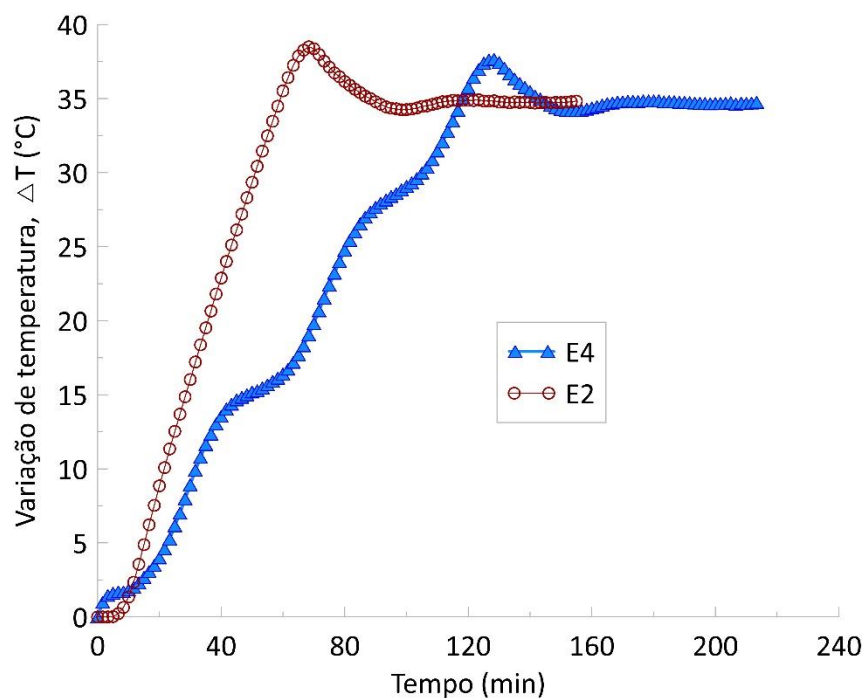


Figura 4.19 – Evolução da temperatura de cada ensaio com o tempo durante a fase de aquecimento.

Tabela 4.11 – Variação térmica de cada ensaio durante a fase de aquecimento.

	E4	E2
Velocidade média de aquecimento (°C/min)	0,3	0,6
Temperatura alvo (°C)	60,9	61,5
Temperatura máxima (°C)	63,9	65,2
Máxima variação térmica (°C)	37,7	38,6

Assim como observado nos demais ensaios, durante o aquecimento foi observado o surgimento de um excesso de poropressão positiva (Figura 4.29). A evolução desta poropressão varia, mas de forma geral é crescente ao longo do tempo. O ensaio E2 apresenta um incremento de poropressão mais rápido, entretanto os dois ensaios terminam com valores próximos. As variações totais de poropressão positiva obtidas ao final do aquecimento foram de 21,6 kPa e 23,7 kPa nos ensaios E4 e E2, respectivamente.

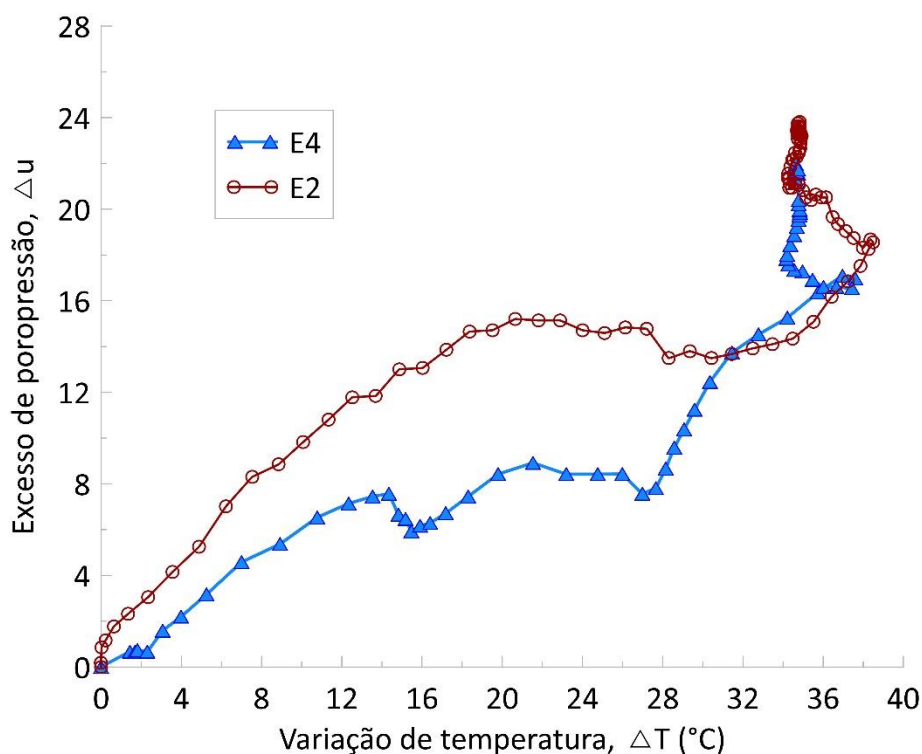


Figura 4.20 – Excesso de poropressão positiva com a variação térmica durante o aquecimento do solo.

Até pouco antes do incremento de 30°C (60°C de temperatura medida), a poropressão gerada no ensaio E2 é consideravelmente maior que a gerada no ensaio E4. Depois desse ponto se tornam próximas e continuam a crescer mesmo com a redução e posterior patamar de temperatura constate. Até a temperatura de pico, o ensaio E4, com velocidade de aquecimento mais lenta, apresentou uma taxa média de geração de poropressão por incremento de temperatura de 0,57 kPa/°C, enquanto o E2 apresentou uma taxa de 0,61 kPa/°C, o que representa um aumento de apenas 7%.

Foram observadas também deformações axiais de compressão com valores significativos induzidas pelo aquecimento (Figura 4.21). Considerando apenas a fase de aquecimento, o ensaio E4 apresentou uma deformação axial de 23,6%, enquanto no ensaio E2 foi registrada uma deformação de 22,5%. Nota-se que os valores foram muito próximos, isto é, parecem não ser afetados pela velocidade de aquecimento.

Nos primeiros minutos do aquecimento os dois CPs apresentam baixas taxas de deformação no tempo que tendem a aumentar consideravelmente a partir dos 50 min e depois se reduzem novamente, com a estabilização das deformações. Entretanto o

ensaio E2 sofre maior quantidade de deformação em um período mais curto, isto é, com maior taxa.

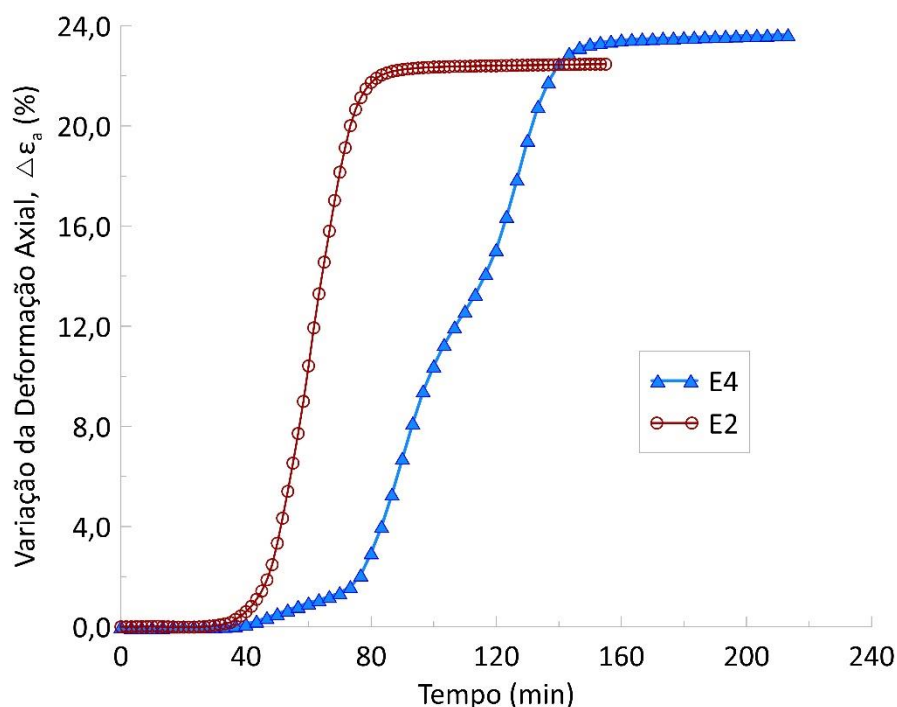


Figura 4.21 – Evolução das deformações axiais induzidas pelo aquecimento no tempo.

A taxa de deformação obtida no ensaio E2 durante a faixa em que esta é aproximadamente constante foi de 0,71 %/min. Já para o ensaio E4 o valor desta foi de 0,32 %/min. Logo, o ensaio com maior velocidade de aquecimento apresentou uma taxa de deformação cerca de 2,2 vezes maior que a obtida no ensaio com menor velocidade. Da observação desses resultados conclui-se que nos dois ensaios a ruptura termomecânica foi induzida. As considerações feitas no item 4.1.1 também são válidas aqui.

A Figura 4.22 mostra os CTE de cada ensaio juntamente com o obtido no ensaio convencional. Como é mostrado no gráfico, a envoltória de ruptura é alcançada nos dois ensaios com aquecimento do solo, por meio da geração de um excesso de propressão positiva e redução de p' .

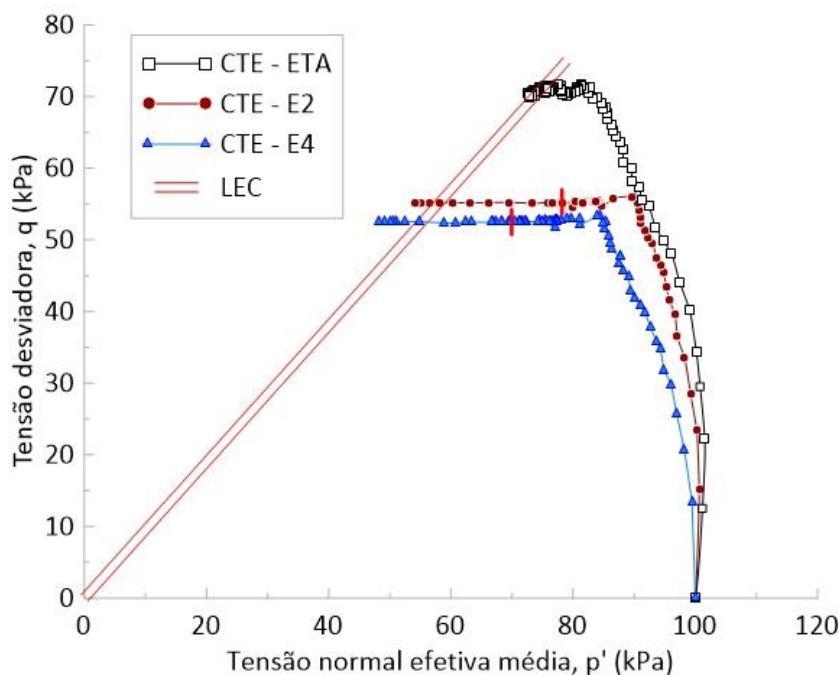


Figura 4.22 - Caminhos de tensões efetivas (CTE) dos ensaios E4 e E2 e do ensaio convencional juntamente com a representação da LEC. O traço em vermelho indica o início do aquecimento.

Nota-se também que até o ponto de parada do cisalhamento, os CTE são próximos, apesar da trajetória do ensaio E4 se afastar um pouco das outras, tendo sido interrompida em um estado de tensões com p' menor, o que fez com que o patamar de tensões totais constantes também se deslocasse mais no sentido da envoltória de ruptura. A envoltória é alcançada no ensaio E4 quando a temperatura é de aproximadamente $58\text{ }^{\circ}\text{C}$ e a deformação total do ensaio até o momento é de 17% . Já no ensaio E2 a temperatura é próxima a máxima e a deformação total é de aproximadamente $21,1\%$.

De forma geral a mudança na velocidade de aquecimento não influenciou significativamente nos resultados. Os valores finais de poropressão, deformação axial e taxa de incremento de poropressão com a temperatura sofreram variação inferior a $9,8\%$ com a velocidade sendo dobrada do ensaio E4 para o E2. Inclusive o parâmetro F , se calculado para o ensaio E4, resulta no mesmo valor do ensaio E2, isto é, $0,009\text{ }/^{\circ}\text{C}$. Entretanto a taxa de deformações no tempo e a velocidade da geração de poropressão (Δu induzida por minuto) foram maiores para o ensaio E2.

Os dados também serviram para mostrar repetibilidade do ensaio E2 através do ensaio E4 e trazer confiabilidade a seus resultados. Além disso, os resultados

reforçam a conclusão do item anterior do papel desempenhado pelo estado de tensões na resposta do solo ao aquecimento em condições não drenadas e sob um estado de tensões não hidrostático.

4.2 Ensaios na Centrífuga Geotécnica

4.2.1 Ensaio de T-Bar

Antes da cravação do T-bar, o solo é submetido ao adensamento em voo sob a aceleração centrífuga de 50g. Durante o voo são observados os excessos de poropressão em duas profundidades diferentes na camada de solo (Figura 4.23), através dos transdutores instalados nessas posições. Estes excessos são calculados a partir da diferença nos valores da pressão medida no transdutor e a hidrostática, uma vez que é conhecida a coluna d'água. Um dos pontos está mais próximo do meio da camada, na posição $z/H = 1$, e o outro está mais próximo do fundo, em $z/H = 1,5$, onde z é a profundidade em relação ao topo da camada e H é a maior distância de drenagem, igual a metade da altura da camada de solo, uma vez que se assume drenagem dupla.

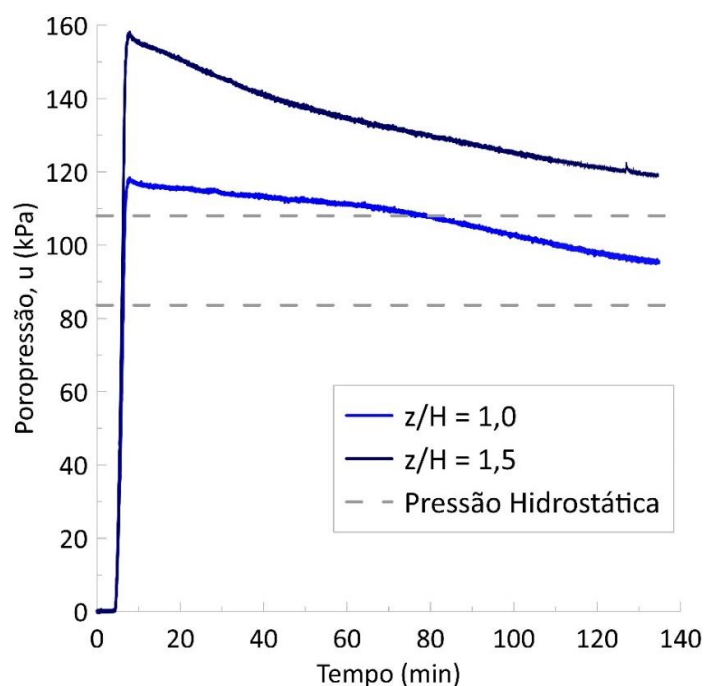


Figura 4.23 – Poropressões medidas pelos transdutores durante o adensamento no ensaio de T-Bar.

Conhecidos os excessos de poropressão dissipados nesses dois pontos da camada, é possível determinar aproximadamente o grau médio de adensamento do

solo pela Teoria do Adensamento de Terzaghi. O valor obtido ao final do adensamento esteve entre 85-90%, isto implica que nos ensaios com fundações, este mesmo grau de adensamento deva ser atingido. Medições realizados após o final dos ensaios mostram que o recalque médio da camada de solo foi 4 cm.

Ao fim do adensamento, o T-bar foi cravado no solo até uma profundidade de 13 cm (6,5 m na escala do protótipo), obtendo-se um perfil contínuo da resistência não drenada do solo (S_u) apresentado na Figura 4.24. Ajustando uma reta ao perfil, obtém-se que o ganho de resistência com a profundidade (k) é de 1,4 kPa/cm na escala do modelo e 2,8 kPa/m na escala do protótipo. Geralmente a heterogeneidade de resistência do perfil de solo é caracterizada pelo número adimensional kD/S_{um} (Randolph, 2004), onde S_{um} é a resistência não drenada ao nível da superfície do solo. Para um solo normalmente adensado, onde S_{um} é igual a 0, a razão de heterogeneidade do solo tende para o infinito, que é o caso do presente estudo.

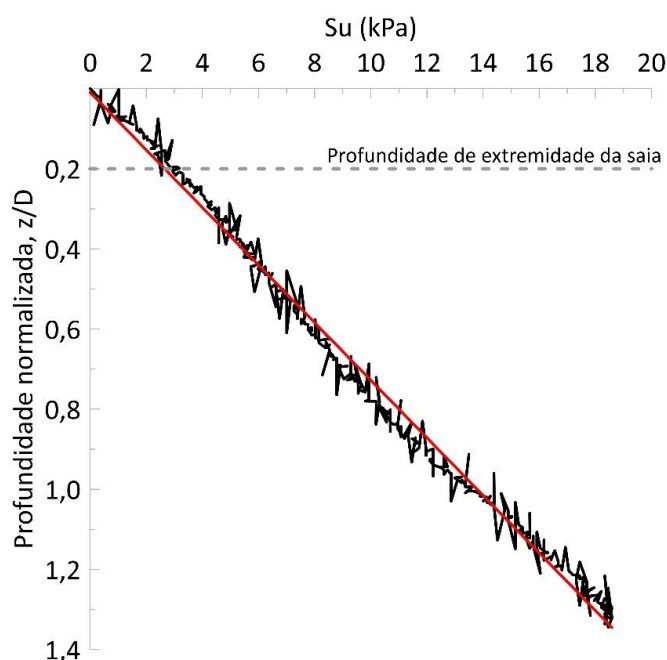


Figura 4.24 – Perfil da resistência ao cisalhamento não drenada do solo ao longo da profundidade (z) normalizada pelo diâmetro da fundação (D) com a indicação da reta ajustada (em vermelho) e da profundidade alcançada pela extremidade da saia da fundação.

4.2.2 Ensaio de Arrancamento

Um ensaio de deslocamento controlado foi realizado com o arrancamento completo da fundação para determinação da carga última à remoção. Antes da

realização do ensaio de arrancamento em si, são realizados dois voos de adensamento, um antes e outro após a cravação da fundação no solo. A Figura 4.25 mostra a evolução das poropressões medidas no solo em duas profundidades diferentes nos dois voos de adensamento. No segundo voo nota-se que as taxas de adensamento tendem a se estabilizarem mais rapidamente. As posições dos transdutores em relação a camada de solo são recalculadas por conta dos recalques, sendo que o transdutor do meio passa a se encontrar na posição $z/H = 0,64$ e o transdutor mais abaixo agora se encontra na posição $z/H = 1,36$.

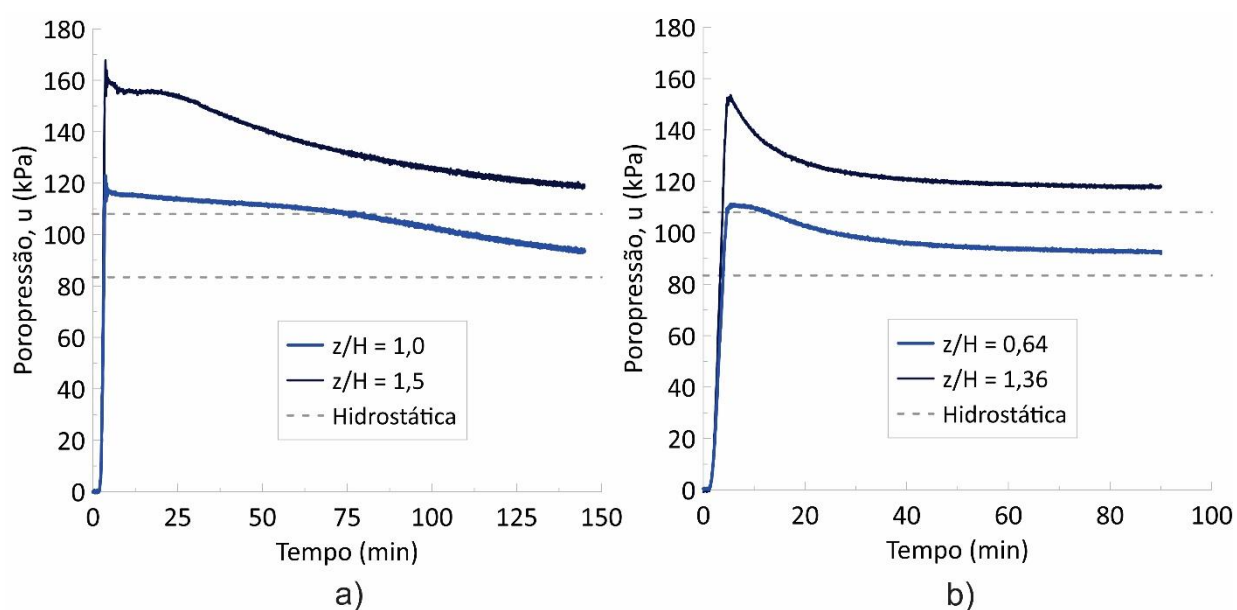


Figura 4.25 – Poropressões medidas pelos transdutores no ensaio de arrancamento a) durante o primeiro voo de adensamento e b) durante o segundo voo de adensamento.

O adensamento também pode ser avaliado a partir dos recalques do solo medidos pelos sensores a *laser* que foram instalados na caixa de testes, onde valores positivos indicam redução da altura da camada de solo (Figura 4.26).

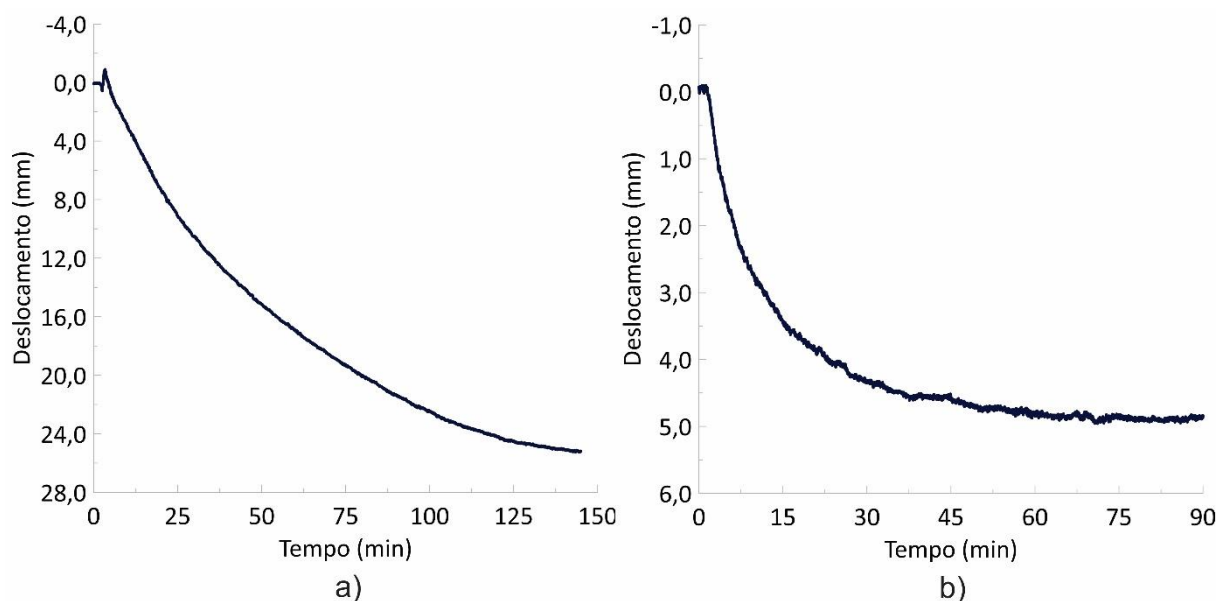


Figura 4.26 – Recalques sofridos pelo solo em cada ensaio durante o a) primeiro adensamento e o b) segundo adensamento.

É notável que os recalques no segundo voo de adensamento foram consideravelmente menores que os observados no primeiro, não passando dos 4,5 mm. Após o primeiro voo de adensamento, quando a centrífuga é parada, é observado o surgimento de um excesso de poropressão negativa. À medida que esta poropressão se dissipa o solo apresenta um pequeno inchamento, da ordem de 4 mm. No segundo voo de adensamento os recalques medidos se resumem a recompressão deste inchamento.

A Figura 4.27.(a) mostra a vista lateral de um dos modelos após o primeiro voo de adensamento, juntamente com a projeção de um *laser* na horizontal que indica a altura do aquecedor dentro do solo. Nota-se que o solo apresenta uma pequena inclinação para o centro da caixa por conta da direção radial da aceleração centrífuga. O sensor de deslocamentos realiza as medidas em um ponto mais alto no solo, como é ilustrado na Figura 4.27.(b). Por isso, imediatamente após finalizar o voo da centrífuga, o recalque médio é verificado no centro da camada de solo, o qual teve valor de aproximadamente 4 cm.

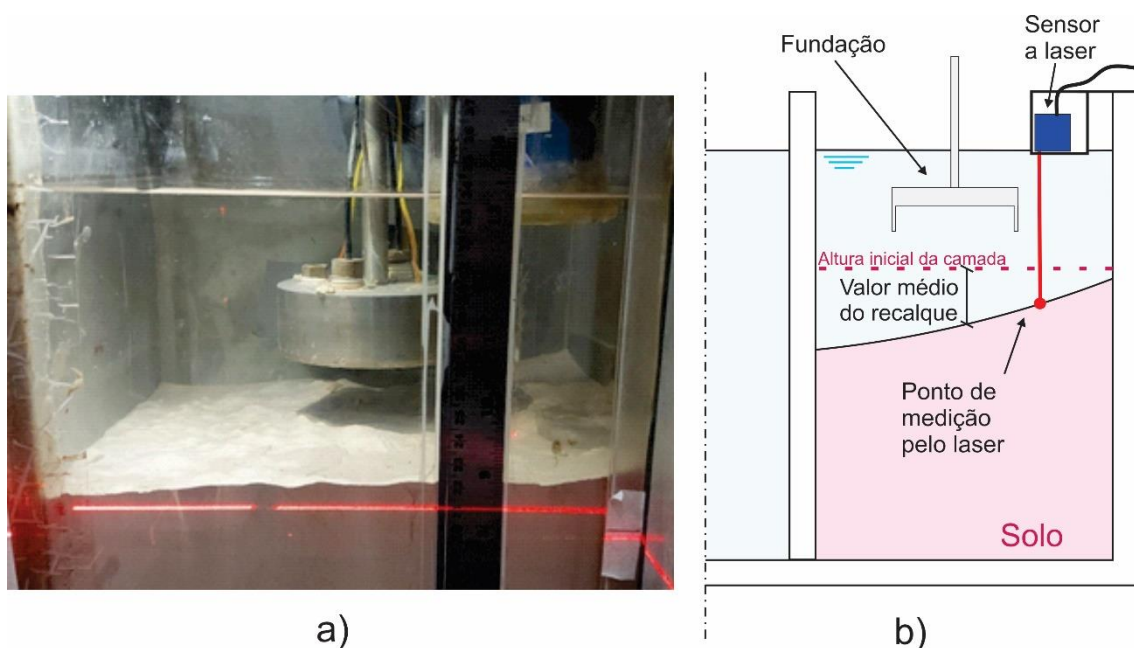


Figura 4.27 – a) Um dos modelos após o primeiro adensamento, onde o *laser* vermelho na horizontal indica qual a altura do aquecedor dentro do solo b) Ilustração de um dos compartimentos de ensaio, da posição do sensor laser e do recalque no meio da camada (não está em escala).

No segundo voo de adensamento, quando a taxa de adensamento pretendida foi atingida, as fundações foram submetidas ao arrancamento com velocidade normalizada de 490. Os resultados do ensaio de arrancamento são apresentados nas Figuras 4.28 e 4.29.

Algumas observações têm que ser feitas a respeito dos resultados que serão apresentados. O valor da força nos resultados é o obtido depois de subtraído o peso submerso da fundação. O excesso de poropressão é o valor médio entre as medidas dos dois transdutores na base subtraindo a pressão hidrostática, ou seja, trata-se de variação de poropressão, onde os valores negativos indicam surgimento de sucção.

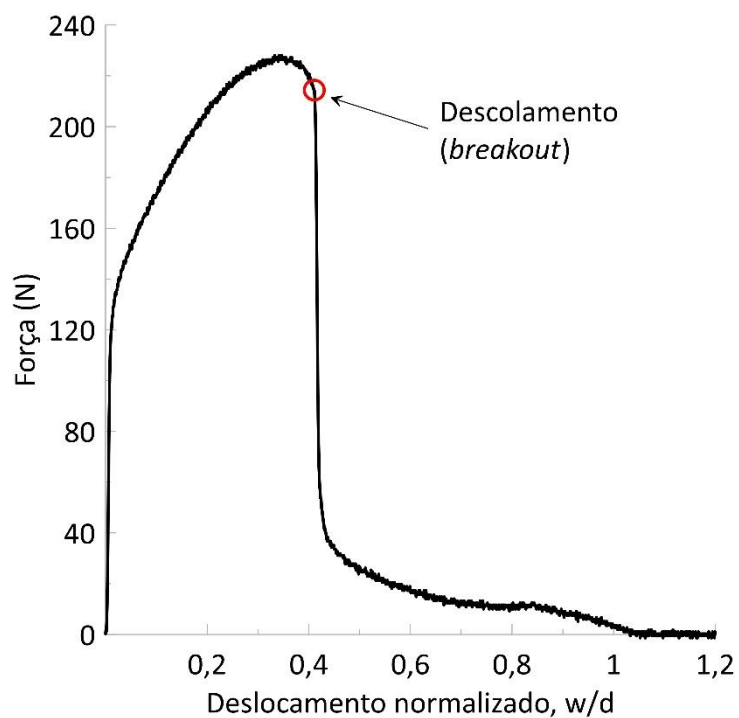


Figura 4.28 – Variação da força na escala do modelo medida durante o arrancamento da fundação com o deslocamento (w) normalizado pelo comprimento da saia (d).

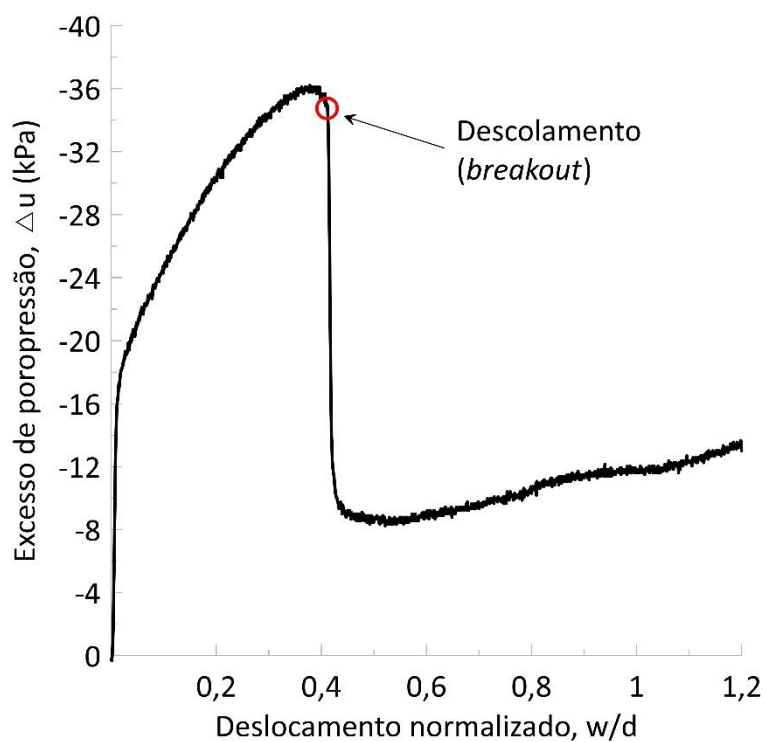


Figura 4.29 – Variação de poropressão média medida na base da fundação durante o arrancamento.

Nota-se, com o deslocamento da fundação, o desenvolvimento de um excesso de poropressão negativa em sua base, como esperado. Foi observada a ocorrência do descolamento ou *breakout*, o qual se caracteriza por uma perda abrupta de sucção juntamente com uma queda na carga de arrancamento. A clara similaridade entre as curvas nas Figuras 4.28 e 4.29 indica que a sucção é responsável pelos valores da carga medida.

Os valores máximos da força de arrancamento e de excesso de poropressão foram de 228,0 N (570 kN na escala do protótipo) e 36,0 kPa, respectivamente. O deslocamento medido quando o *breakout* ocorreu (w_b) foi de aproximadamente 8,20 mm, o que corresponde aos deslocamentos normalizados de 0,41 para w_b/d e 0,08 para w_b/D , sendo d o comprimento da saia e D o diâmetro da base.

Após o ensaio, através de uma inspeção visual, constatou-se uma pequena elevação do solo sob a fundação que havia estado confinado no interior das saias perimetrais. Além disso, foi possível observar uma redução da altura do solo que circunda a fundação, a qual também foi registrada pelo sensor de deslocamentos a *laser* durante o arrancamento. Estas observações somadas ao fato ter sido empregada uma alta velocidade de deslocamento e ao padrão das curvas discutido anteriormente, são evidências de que condições não drenadas foram alcançadas e, conseqüente, um mecanismo de ruptura reverso foi mobilizado (Figura 4.30) tal como descrito por Mana *et al.* (2014) e Li *et al.* (2014b).

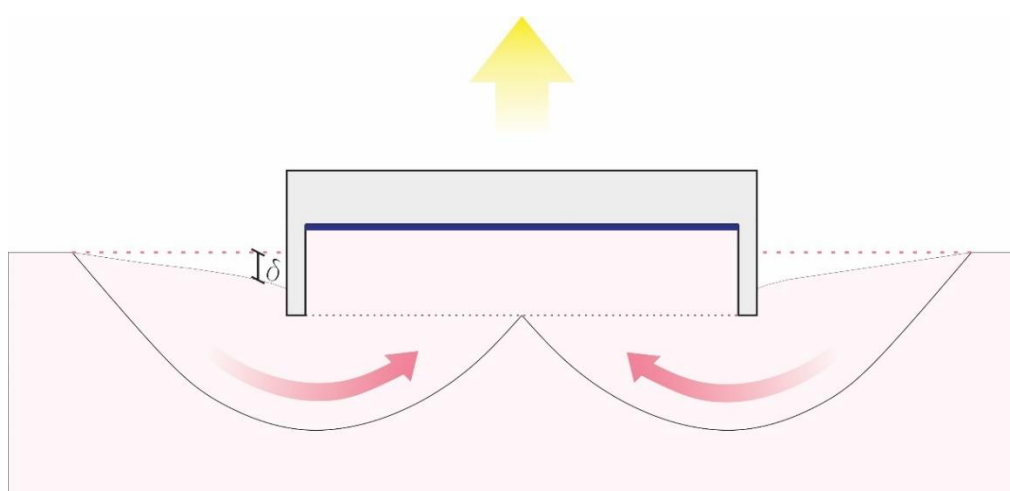


Figura 4.30 – Mecanismo de ruptura mobilizado no arrancamento juntamente com a indicação do recalque no solo que circunda a fundação (δ) registrado pelo sensor de deslocamentos a *laser*.

O valor do fator de capacidade de carga da fundação, determinado através da Equação 2.2, foi de 11,1, o qual se encontra entre as soluções de limite inferior e superior de Martin (2001) onde os valores são de 10,6 e 13,0, respectivamente (valores obtidos através dos gráficos).

Logo após o descolamento, a força de arrancamento segue se reduzindo até chegar a zero. Este trecho pode ser atribuído a resistência provocada pelo atrito lateral das saias perimetrais com o solo, uma vez que esta carga residual se iguala a zero quando w/d é igual a 1. A poropressão também continua a se reduzir linearmente após o descolamento devido a redução da pressão hidrostática com o movimento ascendente da fundação.

4.2.3 Ensaios de Carga Controlada e Aquecimento

Uma vez que a carga máxima ao arrancamento foi determinada no ensaio de referência descrito anteriormente, foram realizados os ensaios com carga controlada, onde o nível da carga aplicada representa uma fração da carga última. Com a aplicação do carregamento ocorre o desenvolvimento de sucção, conforme já visto no ensaio de arrancamento completo, depois disso o solo sob a fundação é aquecido. Sendo assim, primeiro produz-se a sucção e depois induz-se termicamente a geração de um excesso de poropressão positiva para se contrapor a primeira.

Por praticidade os ensaios seguintes serão identificados por EX, sendo que na posição onde está o X virá escrito o carregamento aplicado em N. Foram realizados ao todo 5 ensaios, identificados por E15, E30, E45, E60 e E90. A Tabela 4.12 mostra os carregamentos em cada ensaio e a tensão aplicada (q_m), definida como a carga dividida pela área da base da fundação.

Tabela 4.12 – Porcentagem de cada carregamento em relação a carga última e tensão aplicada.

Ensaio	% da carga última	q_m (kPa)
E15	7	2,0
E30	13	4,1
E45	20	6,1
E60	26	8,2
E90	39	12,3

Como feito nos itens anteriores, primeiro é descrito o procedimento de adensamento do solo em voo. A Figura 4.31 apresenta os valores de poropressão medidos pelos transdutores em cada ensaio durante o primeiro e segundo adensamentos, sendo que as medições dos tradutores na posição $z/H = 1,5$ nos ensaios E45 e E60 não são mostradas no primeiro adensamento por terem apresentado problemas. Em todos os ensaios o grau de adensamento médio esteve entre 85% e 90%.

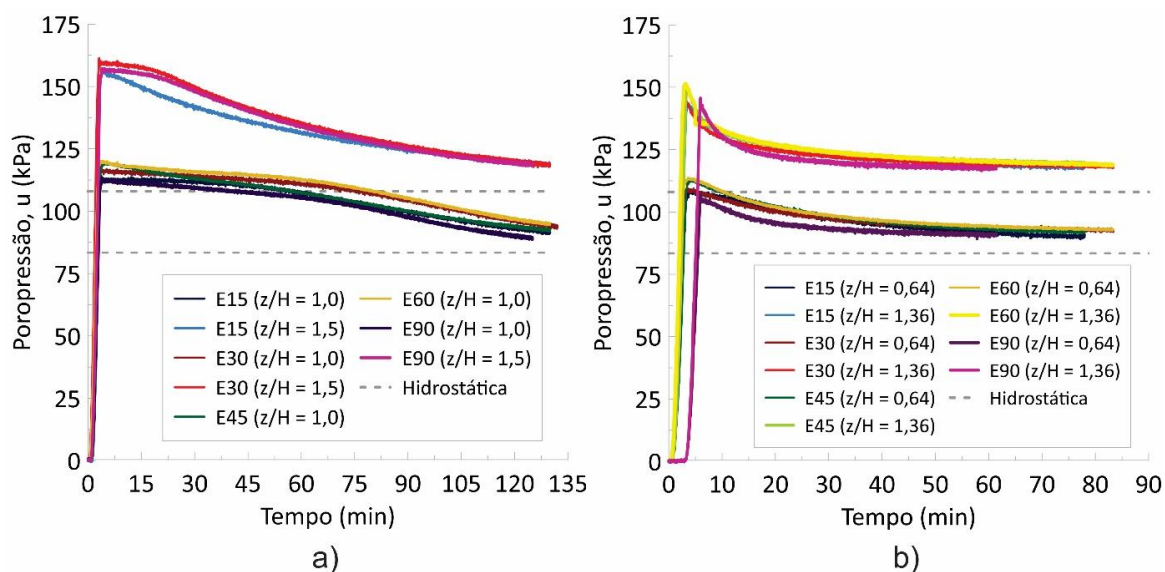


Figura 4.31 – Poropressões medidas pelos transdutores durante o a) primeiro adensamento e o b) segundo adensamento em todos os ensaios de carga controlada.

Na Figura 4.32 é possível observar a tendência a estabilização dos deslocamentos ao final da fase de adensamento, o que é importante para garantir que estes não interfiram significativamente durante o carregamento das fundações. No início do primeiro adensamento foram medidos deslocamentos negativos em alguns ensaios (com destaque para o ensaio E30), o que indica uma elevação do solo. Isto ocorre porque neste primeiro voo há expulsão rápida de água ou ar presos em vazios maiores formados durante o processo de lançamento do solo, fazendo com que pequenas elevações se formem em sua superfície. Logo após, a medição dos recalques segue normalmente.

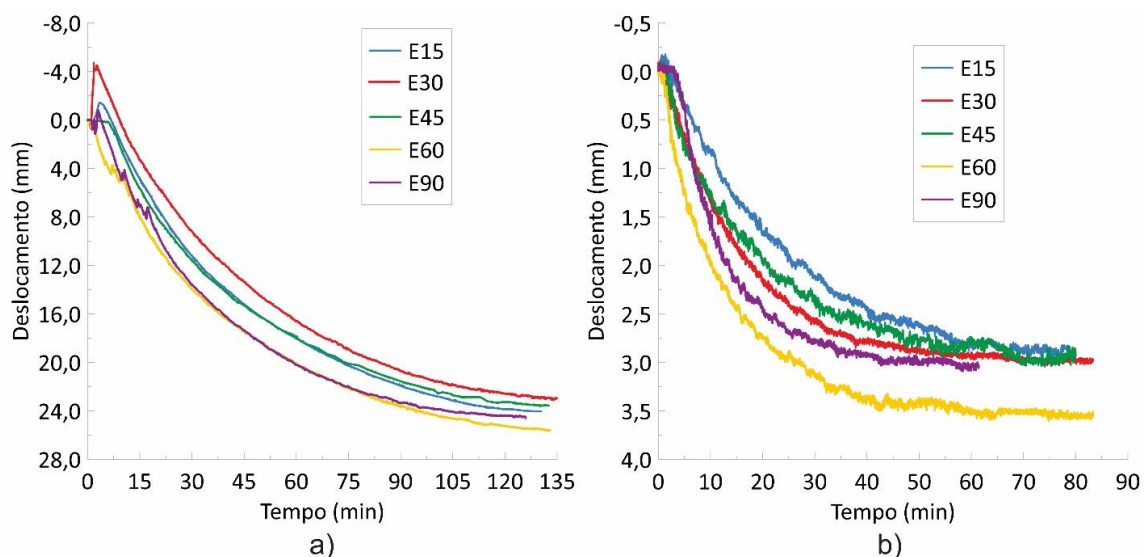


Figura 4.32 – Recalques sofridos pelo solo em cada ensaio durante o a) primeiro adensamento e o b) segundo adensamento.

No segundo voo da centrífuga, quando as taxas de adensamento atingiram os valores desejados, prosseguiu-se para a fase de carregamento das fundações. A carga aplicada é mantida constante enquanto o aquecedor sob a fundação é ativado. A variação de temperatura medida pelos termopares na base da fundação se encontra na Figura 4.32 para cada um dos ensaios, sendo que todas as curvas estão alinhadas com o momento em o aquecedor foi ativado

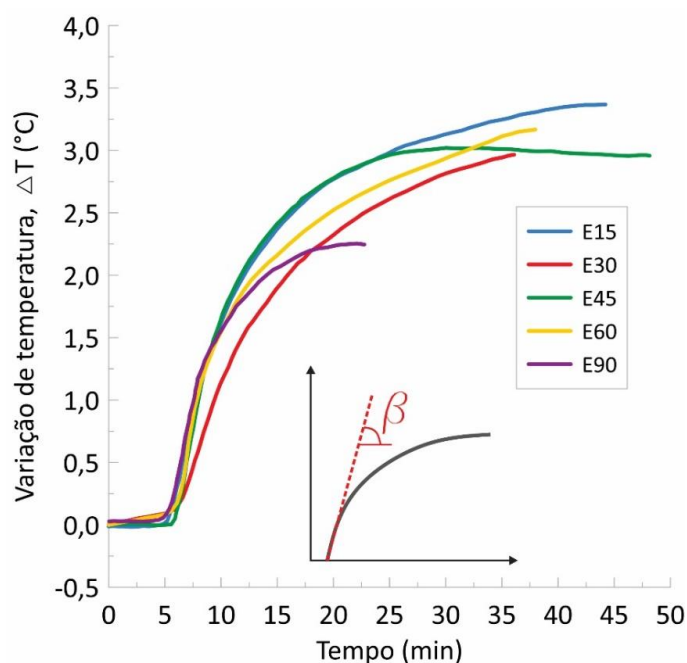


Figura 4.33 - Variação da temperatura, medida na base da fundação, com o tempo. Todas as curvas estão alinhadas no ponto em que o aquecedor é ligado.

O gradiente de temperatura imposto no solo pelo aquecedor provoca fluxo de calor, entretanto, alguns minutos são necessários para que os transdutores comecem a registrar algum efeito devido a distância do aquecedor para base da fundação, que está entre 15 e 20 mm. A similaridade entre as curvas indica boa repetibilidade, pelo menos no que se refere ao aquecimento da base da fundação.

Um parâmetro β foi obtido ajustando uma reta tangente ao trecho inicial da curva, quando as taxas de aquecimento são aproximadamente constantes, como ilustrado na própria figura. Os valores obtidos para esse parâmetro são apresentados na Tabela 4.13, juntamente com outros resultados dos ensaios que serão discutidos mais adiante. Os valores de β são relativamente próximos e consideravelmente menores que a taxa de variação de temperatura do aquecedor ($40^\circ\text{C}/\text{min}$), pelo menos duas ordens de grandeza. É notável também que a média da variação máxima de temperatura registrada na base das fundações foi de $3,1^\circ\text{C}$, um valor bem pequeno se comparado a variação térmica do aquecedor ($\Delta T = 60^\circ\text{C}$). Estes resultados dependem principalmente das propriedades térmicas do solo, condições de contorno (e.g., isolamento térmico) e da configuração geométrica da fundação e do aquecedor (e.g., posição relativa entre os dois e a geometria da fundação).

As Figuras 4.34 a 4.38 apresentam a evolução com o tempo dos deslocamentos sofridos pela fundação e do excesso de poropressão na base da mesma durante a fase de carregamento e aquecimento. Primeiro, com a aplicação da carga na fundação ocorre o desenvolvimento de sucção a qual se mantém aproximadamente constante com a manutenção do carregamento. Enquanto a carga é mantida o sensor de deslocamentos preso ao atuador registra os movimentos da fundação. Estes deslocamentos irão naturalmente acontecer para que o atuador mantenha constante o carregamento pré-definido. Após um período de espera de alguns minutos, para que alguma tendência seja observada na poropressão e nos deslocamentos, o aquecimento é iniciado, indicado nos gráficos pela linha tracejada em vermelho.

No caso das três fundações submetidas aos menores carregamentos relativos (Figuras 4.34, 4.35 e 4.36) a taxa de deslocamentos no tempo antes do início do aquecimento é muito baixa, próxima a zero, diferente do que ocorre nos ensaios E60 e E90, submetidos as maiores cargas. Em todos os ensaios nota-se uma redução da sucção após o início do aquecimento e, no caso dos ensaios E15, E30 e 45, também

se observa um aumento significativo da taxa de deslocamentos, sendo que nos dois ensaios com menor carregamento o gráfico de deslocamentos é aproximadamente bilinear. Um resumo destes dados se encontra na Tabela 4.13. Os gráficos deixam evidente que há relação entre a redução da sucção e o aumento da taxa de deslocamentos, especialmente nos ensaios com menor carregamento.

Tabela 4.13 – Tabela resumo dos resultados dos ensaios de carga controlada.

Ensaio	ΔT (°C)	β (°C/min)	Δu após o carregamento (kPa)	Valor de Δu após o aquecimento (kPa)	Taxa de deslocamentos após o aquecimento (mm/min)
E15	3,4	0,36	- 2,7	4,3	0,003 / 0,010*
E30	3,0	0,30	- 4,8	- 1,0	0,004 / 0,024*
E45	3,0	0,40	- 6,5	-3,4	0,022
E60	3,1	0,41	- 8,8	- 7,0	0,044
E90	2,1	0,39	- 13,5	- 12,3	0,111

*São mostradas duas taxas porque neste ensaio a curva de deslocamentos é bilinear.

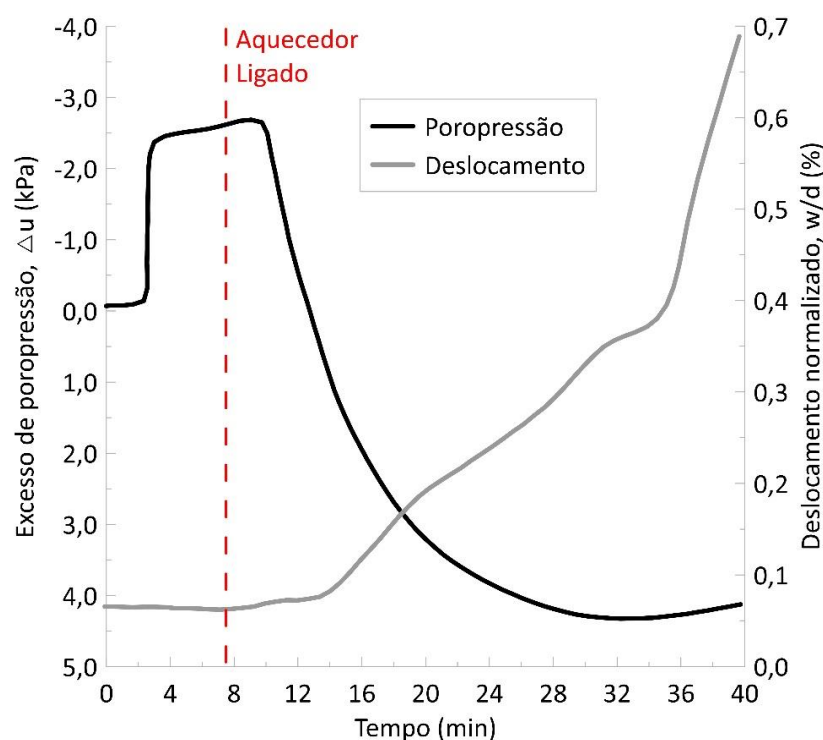


Figura 4.34 – Resultados do ensaio de carga controlada com aquecimento E15.

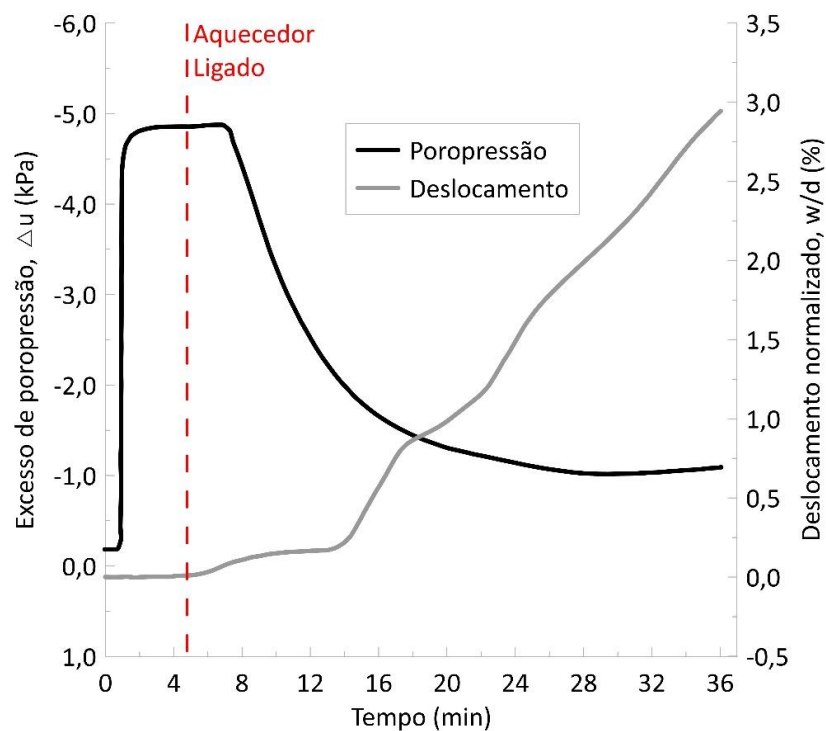


Figura 4.35 – Resultados do ensaio de carga controlada com aquecimento E30.

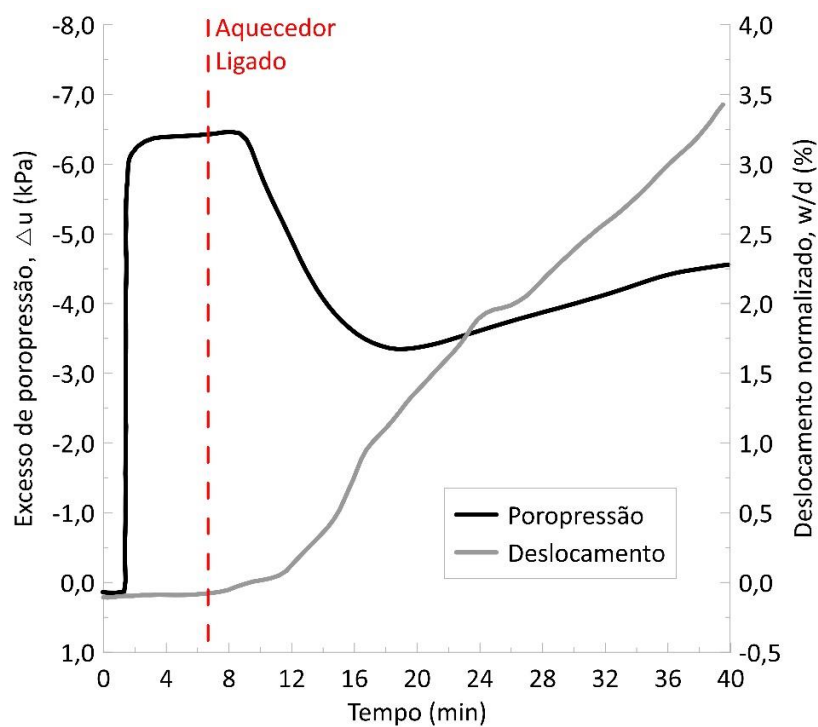


Figura 4.36 – Resultados do ensaio de carga controlada com aquecimento E45.

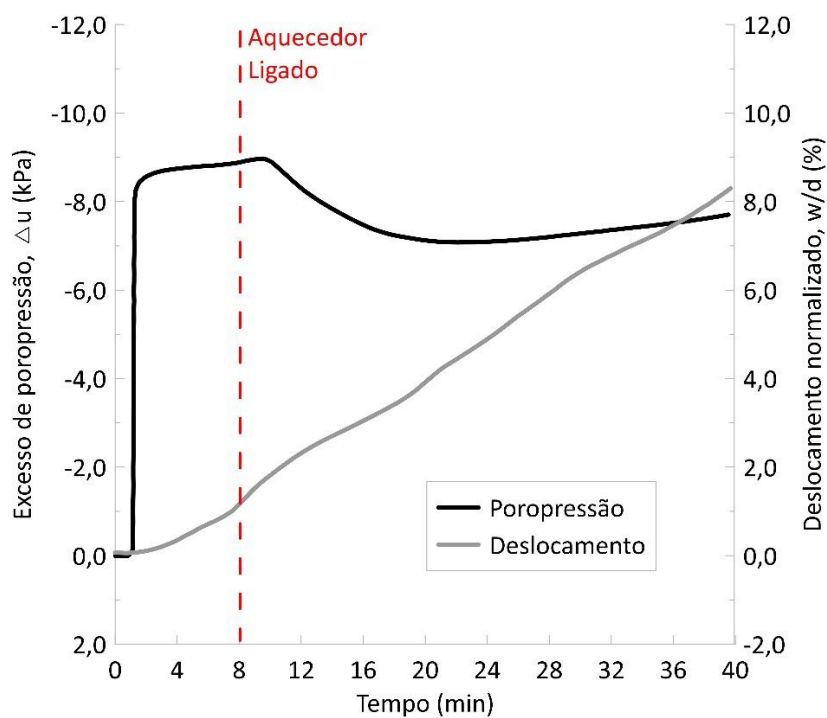


Figura 4.37 – Resultados do ensaio de carga controlada com aquecimento E60.

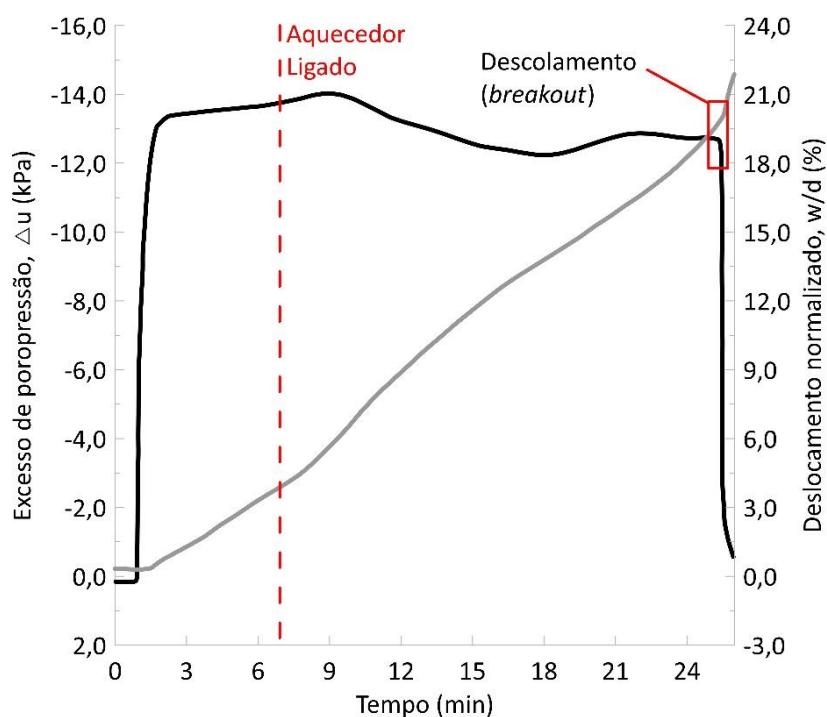


Figura 4.38 – Resultados do ensaio de carga controlada com aquecimento E90.

O valor da sucção desenvolvida quando o carregamento é aplicado é um pouco superior a tensão aplicada. Esta proporcionalidade também é observada quando os dados são comparados com os do ensaio para determinação da carga última (Figura 4.39).

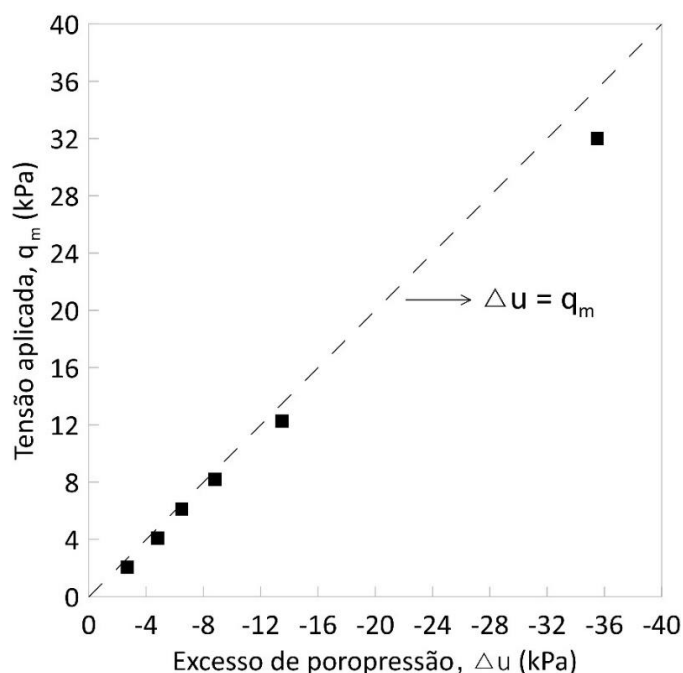


Figura 4.39 - relação entre tensão aplicada e poropressão de desenvolvida.

É possível que quando o carregamento é aplicado, parte do mecanismo de ruptura de Hill (Figura 2.9) seja mobilizado combinado ao escorregamento das saias, como descrito por Li *et al.* (2014b). Ao mesmo tempo um fluxo de água começa acontecer em direção a base da fundação afim de que o equilíbrio hidrostático seja estabelecido, por causa da diferença de pressão causada pela sucção. Este processo faz com que a sucção tenda a ser dissipada com o tempo, enquanto o atuador se movimenta para manter o carregamento constante. O excesso de poropressão positiva induzida pela temperatura deve acelerar esse processo, fazendo com que a taxa de deslocamentos aumente. Outro efeito produzido pelo aquecimento que deve acelerar a dissipação da sucção é a redução da viscosidade dinâmica da água, o que facilita o fluxo pelo solo com a redução da permeabilidade.

A taxa de deslocamentos após o aquecimento apresenta certa proporcionalidade com o carregamento aplicado e basicamente dobrou de valor quando a carga foi aumentada em aproximadamente 10% da carga última. Nota-se que no ensaio E90 ocorre o descolamento da fundação, marcado por um aumento da taxa de deslocamentos até o valor limite, previamente especificado por precaução (1,1 mm/min), e pela perda abrupta de sucção, após o modelo ter sofrido um deslocamento de aproximadamente 3,1 mm, o que representa cerca 37,80 % do deslocamento necessário até o descolamento no ensaio de arrancamento completo.

Este resultado poderia indicar que o procedimento de aquecimento do solo foi capaz de induzir a ocorrência do descolamento para um carregamento cerca de 60% menor que a carga última, especialmente porque quando o fenômeno ocorre o valor da sucção média na base da fundação (aproximadamente 12,5 kPa), por conta do aquecimento, é quase o mesmo da tensão aplicada, o que resulta em tensões efetivas nulas na interface da fundação com solo, condição que levaria a ocorrência do descolamento, conforme evidências experimentais de Li *et al.* (2014b).

Apesar do observado, nos demais ensaios o fenômeno não ocorre, ainda que nestes o valor de Δu se reduza até ser menor que a tensão aplicada. Embora haja um aumento significativo na taxa de deslocamentos nos ensaios E15 e E30, o descolamento não deve ter ocorrido porque não há perda abrupta de sucção (especialmente no E30), além disso, a taxa de deslocamentos observada nestes ensaios é ainda muito menor que o valor limite.

Mesmo com a não ocorrência do *breakout* constata-se uma considerável redução da sucção sob as fundações, ainda que o ΔT medido na base destas seja pequeno, destacando-se o caso do ensaio E15 em que a sucção medida pelos transdutores não só é completamente anulada como são medidos valores positivos de poropressão. É importante ressaltar que nos ensaios com menor carregamento o atrito lateral das saias da fundação tem papel importante, apesar da anulação da sucção, como no ensaio E15. A Equação 2.3 permite realizar uma estimativa da força de atrito mobilizada, adotando um valor de $\alpha = 0,6$, obtido através dos ensaios em centrífuga com estacas de sucção realizados por Melo (2015) com o mesmo tipo de solo deste trabalho. Obtém-se um valor de Q_f de aproximadamente 12 N, muito próximo ao carregamento aplicado no ensaio E15, sendo que este atrito pode ter um valor ainda maior devido ao aumento de $S_{u,s}$ durante adensamento adicional sofrido pelo solo enquanto o carregamento é mantido.

A Figura 4.40 mostra a variação de poropressão máxima medida após o aquecimento (Δu_H). Fica evidente que quanto menor o carregamento aplicado maior a redução de sucção observada.

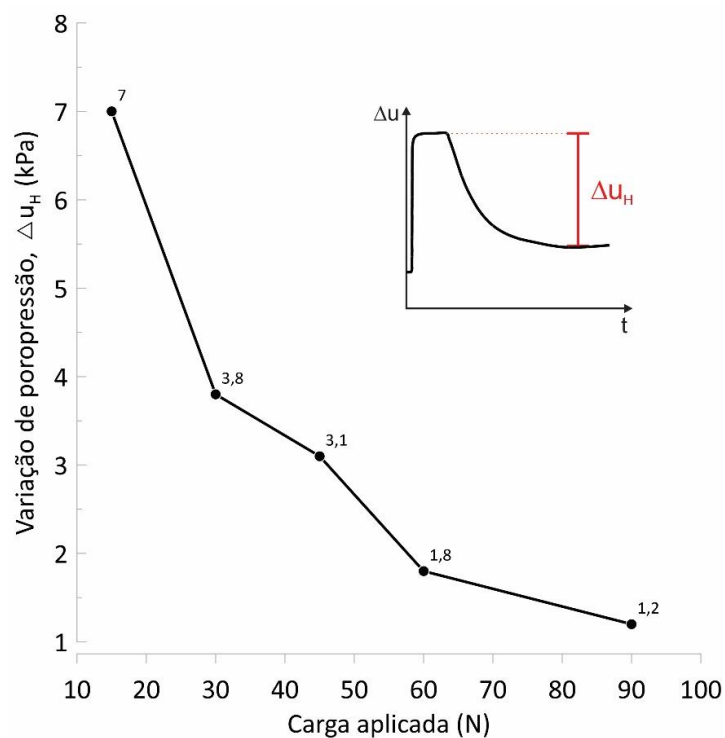


Figura 4.40 - Variação máxima de poropressão após o aquecimento para cada carregamento aplicado.

A Figura 4.40 mostra a relação entre o excesso de poropressão e a variação da temperatura na base da fundação. O aumento da temperatura leva a uma redução da poropressão negativa, conforme já observado.

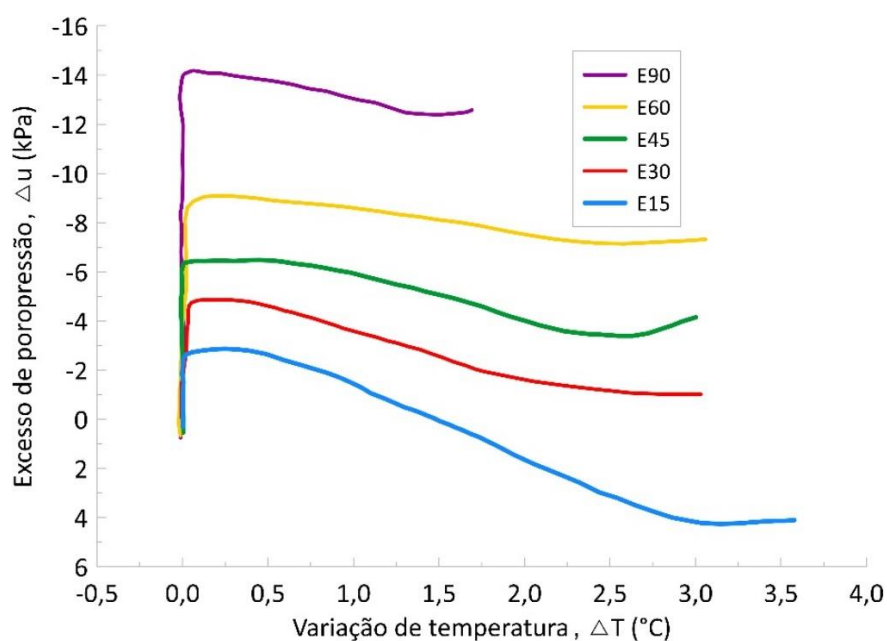


Figura 4.41 - Excesso de poropressão por variação térmica.

A relação entre a poropressão e a variação térmica é aproximadamente linear durante um certo intervalo de ΔT . Este intervalo coincide com o trecho do gráfico da Figura 4.33 em que a taxa de aquecimento é aproximadamente constante.

É possível então determinar uma taxa de redução de sucção por variação da temperatura, que é apresentada para cada ensaio na Tabela 4.14. Estas taxas permitem estimar que para maiores ΔT valores consideráveis de sucção poderiam ser reduzidos. Os dados evidenciam que esta taxa é menor quanto maior o carregamento aplicado, com exceção do ensaio E90. Neste ensaio ocorreram os maiores deslocamentos e possivelmente também o maior fluxo de água para a base da fundação. Sendo assim é possível que um espaço preenchido com água (*gap*) pudesse ter se formado na interface da fundação com o solo, interferindo na medição da variação térmica pelos termopares na base. O comportamento aparentemente atípico também é observado na Figura 4.33, onde o ΔT é menor se comparado ao dos outros ensaios. Sendo assim, a taxa calculada para o ensaio E90 pode não ser representativa.

Tabela 4.14 - Taxa de redução de sucção para cada um dos ensaios.

Ensaio	Taxa de redução de sucção (kPa/°C)
E15	2,95
E30	2,06
E45	1,68
E60	1,00
E90	1,80

4.3 Discussão dos resultados dos ensaios em centrífuga e relação com os ensaios triaxiais térmicos

Os resultados dos ensaios triaxiais realizados mostraram a relevância do estado de tensões efetivas em que o solo se encontra na magnitude das poropressões induzidas termicamente. Esta relevância do nível de tensões no solo também é observada nos ensaios em centrífuga através dos ensaios com diferentes níveis de carregamento aplicados às fundações. No momento em que a fundação é submetida à tração, a sucção se desenvolve na interface da base com o solo promovendo a aderência entre os dois. Assim, com o movimento ascendente da fundação, o solo

também é “puxado”. Isto faz com que o solo logo abaixo da fundação se encontre sob extensão axial pela redução da tensão vertical. A evidência experimental obtida nos ensaios em centrífuga mostra que sob maiores tensões de extensão (maiores carregamentos de tração na fundação) menores são as poropressões induzidas pelo aquecimento, o que é inferido pela menor redução de sucção observada na Figura 4.40.

Para melhor compreender isto, uma análise do que ocorre no solo sob a fundação durante o carregamento e aquecimento será empregada. Para isso, vamos assumir o comportamento do solo como descrito pelo modelo constitutivo Cam-clay modificado. Consideremos inicialmente uma superfície de plastificação (SP) elíptica e isotrópica na compressão e extensão, isto é, simétrica em relação ao eixo de p' . A Figura 4.42.(a) ilustra os caminhos de tensões efetivas (CTE) e totais (CTT) para um elemento de solo próximo a base de uma fundação submetida ao arrancamento completo. Antes de discutir estes caminhos de tensões é interessante pontuar que o excesso de poropressão desenvolvido durante o carregamento pode ser dividido conceitualmente em duas parcelas, uma devido a variação das tensões totais (u_p) e a outra devido a tensão desviadora (u_q). O ponto A localizado sobre a SP inicial indica o estado de tensões efetivas do solo no início do carregamento da fundação. Quando a carga é aplicada o CTE se desloca para o interior da SP em um descarregamento elástico. Assumindo que o carregamento é não drenado, não há variação de p' e a geração de poropressão negativa se dá pela variação de tensões totais, isto é, ocorre apenas a parcela u_p . O CTE atinge a SP inicial no ponto B e com a plastificação ocorre o desenvolvimento de uma u_q positiva, que leva à redução na magnitude da poropressão negativa desenvolvida até esse ponto. Assim, o CTE se aproxima da envoltória de ruptura, atingido a mesma no ponto C. O CTT mostrado certamente é diferente do obtido em uma situação real como visto em simulações numéricas de Li *et al.* (2015), entretanto a nível conceitual o CTT considerado é suficiente para exemplificar a ideia que se quer apresentar.

Os resultados dos ensaios triaxiais em conjunto com a análise produzida a partir do modelo NUH indicam que os principais fatores de influência nos valores de excesso de poropressão positiva produzida no aquecimento são o estado de tensões efetivas e a variação térmica imposta. Em relação ao estado de tensões, a resposta do solo irá depender essencialmente da distância para o estado crítico (LEC) e da magnitude

da tensão desviadora. Quanto maior ambos, maior a poropressão positiva induzida termicamente. As análises a seguir são feitas com base nessas considerações.

A Figura 4.42.(b) mostra os possíveis CTE para o mesmo elemento de solo do exemplo anterior, porém com a fundação sendo submetida a carregamentos inferiores a carga última e mantidos constantes, assim como realizado nos ensaios em centrífuga. O estado de tensões efetivas inicial é representado pelo ponto A enquanto os pontos B, C e D representam diferentes estados de tensão efetiva final, obtidos após a fundação ser submetida a diferentes níveis de carregamento de tração. Quanto maior a carga aplicada, mais o CTE se desloca para o interior da SP. Uma vez que a distância para a LEC tem papel fundamental na magnitude e na taxa das poropressões induzidas pela temperatura, o aquecimento a partir de estados de tensões efetivas mais próximos a ela deve produzir menores excessos de poropressão positiva e, conseqüentemente, menor redução de sucção, como é o caso dos CTEs de aquecimento que se iniciam nos pontos C e D.

Este aspecto do comportamento do solo no aquecimento é bem exemplificado pelos resultados do ensaio triaxial E3, no qual o estado de tensões efetivas é o mais distante da LEC e, mesmo com um ΔT similar ao dos ensaios E1 e E2, produziu um excesso de poropressão positiva de maior magnitude. Os ensaios de Hueckel e Pellegrini (1991), realizados até temperaturas de 90°C, também mostram que após ter atingido o estado crítico, incrementos de temperatura não provocam incrementos de poropressão positiva significativos.

Já no caso do estado de tensão efetiva B, obtido depois que a fundação foi submetida a um carregamento pequeno se comparado a carga última, a LEC não é alcançada, para um mesmo ΔT dos exemplos anteriores. Neste caso a magnitude das poropressões induzidas termicamente se limita principalmente pela variação térmica imposta ao solo. Assim um maior excesso de poropressão positiva seria induzida pelo aquecimento em comparação com o que ocorre no ponto D. O caso do aquecimento a partir dos pontos B e C é bem ilustrado pelos ensaios triaxiais E1 e E2, onde o primeiro não alcança a ruptura termomecânica enquanto o segundo sim, entretanto os dois apresentaram valores muito próximos de excesso de poropressão positiva produzida pelo aquecimento.

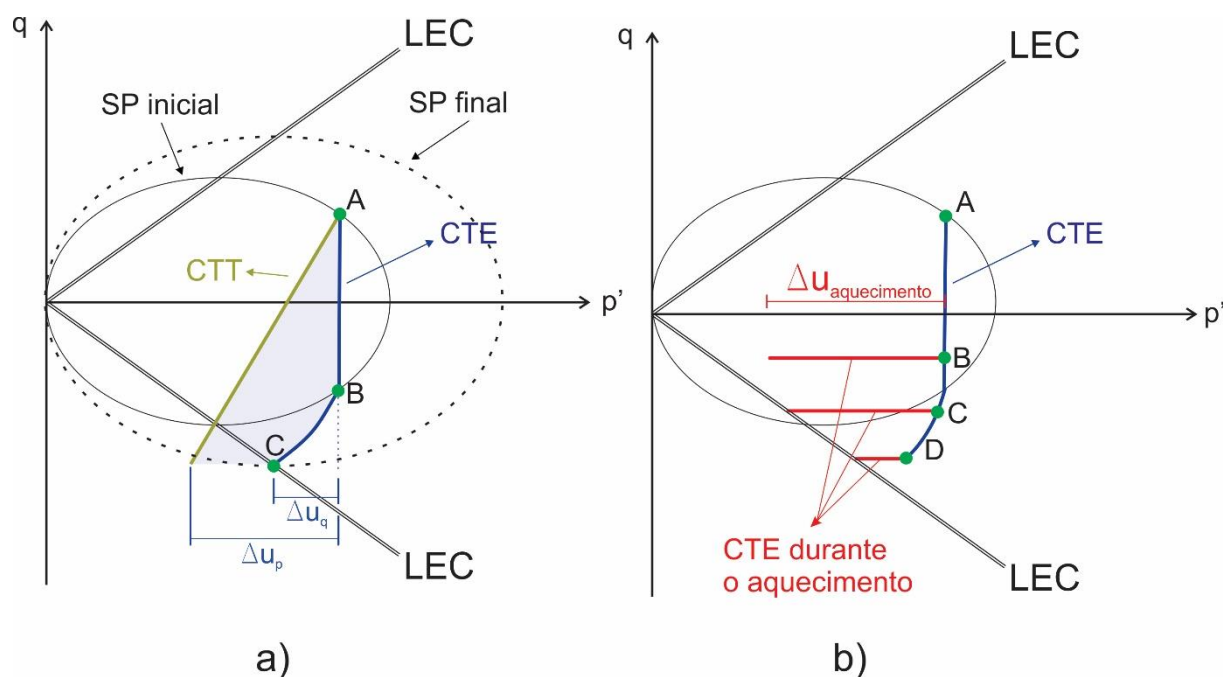


Figura 4.42 - a) CTE para um elemento de solo durante o arrancamento de uma fundação b) CTEs de um elemento de solo durante carregamentos de diferentes magnitudes e aquecimento sob uma mesma variação de temperatura.

Para as análises realizadas anteriormente foi considerada uma SP simétrica em relação ao eixo p' , para facilitar a apresentação dos conceitos. Porém, algumas observações devem ser feitas sobre esta hipótese. Um solo adensado sob um estado de tensões não hidrostático (como o k_0 , por exemplo) ao ser submetido a um carregamento de extensão apresentará uma SP assimétrica em relação ao eixo de p' . Isto é mostrado experimentalmente por Gao (2013) após a realização de uma série de ensaios triaxiais de extensão. A SP inicial para carregamentos de extensão é inclinada para dentro da SP adotada no modelo Cam-clay, como ilustrado na Figura 4.43.(a). O CTE real durante um carregamento de extensão axial também é mais inclinado em direção a LEC, conseqüentemente os estados de tensão efetiva estão mais próximos do estado crítico do que o discutido com base no Cam-clay (Figura 4.43.(b)). A clara não linearidade observada na Figura 4.40 na redução da sucção induzida termicamente é um reflexo da não linearidade do CTE real desde o início do carregamento.

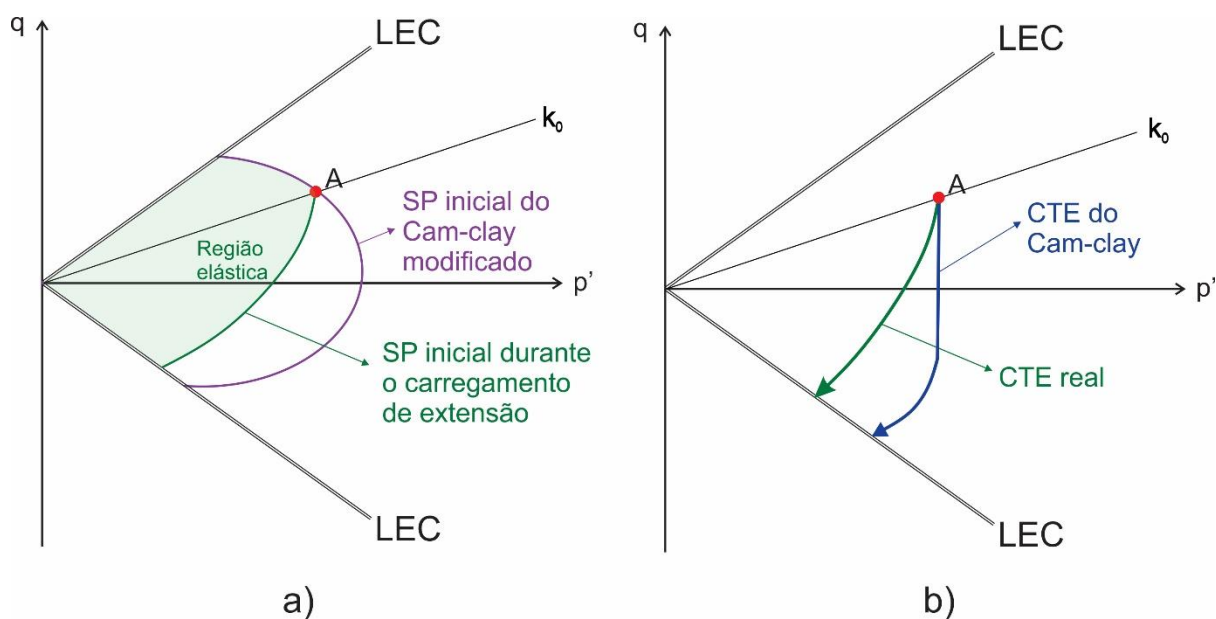


Figura 4.43 – a) SP durante um carregamento de extensão axial comparada a SP simétrica do Cam-clay modificado b) Comparativo entre os CTE do cam-clay e real.

Em relação a taxa de poropressão induzida por variação de temperatura ($\text{kPa}/^\circ\text{C}$), o modelo NUH prevê que esta deve ser maior quanto maior o valor de q e p' , sendo o primeiro mais influente. Além disso a diferença entre as taxas nos diferentes níveis de carregamento ficaria menor quanto menor o nível de tensões. Isso também foi observado através dos ensaios triaxiais onde o ensaio E3, sob maior tensão desviadora, apresentou a maior taxa de poropressão positiva por $^\circ\text{C}$, o que também pode ser avaliado pelo parâmetro F , enquanto os ensaios E1 e E2 apresentaram valores próximos. Os resultados dos ensaios em centrífuga sugerem que quanto maior o carregamento axial de extensão menor a taxa de poropressão induzida pelo aquecimento, exatamente o oposto do que é observado na compressão.

5 CONCLUSÃO

Foram realizados neste trabalho ensaios de compressão triaxial em condição não drenada com aquecimento e ensaios de modelagem física em centrífuga com fundações rasas. Os ensaios triaxiais tiveram como objetivo avaliar a resposta do solo a variação térmica em condição não drenada a partir de um estado de tensões não hidrostático. A partir dos resultados destes ensaios conclui-se que:

- I. A metodologia usada para a moldagem dos corpos de prova foi considerada adequada porque garantiu que todos os corpos de prova tivessem propriedades e índices semelhantes. Isto permitiu estudar a resposta do solo ao aquecimento não drenado em condições não hidrostáticas de tensão.
- II. Valores significativos de excesso de poropressão positiva foram induzidos termicamente na argila marinha para um ΔT de aproximadamente 38°C . A posição do estado de tensões efetivas em relação a linha de estado crítico se mostrou o mais importante fator de influência na magnitude e nas taxas de desenvolvimento de poropressão a partir do aquecimento. Estados de tensão sob maior tensão desviadora e mais distantes da LEC devem produzir excessos de poropressão maiores e sob maior taxa.
- III. A ruptura termomecânica foi atingida nos dois ensaios com estados de tensões efetivas próximos (E2 e E4), reforçando o papel destes na determinação da resposta térmica do solo. Estados críticos induzidos termicamente são acompanhados pela ocorrência de deformações axiais de compressão significativas com valores de aproximadamente 23% nos ensaios realizados.
- IV. A diferença na velocidade de aquecimento parece não influenciar de forma significativa o comportamento do solo em condições não drenadas. Os valores de poropressão, deformação axial e taxa de incremento de poropressão com a temperatura praticamente não sofreram mudança ao dobrar a velocidade de aquecimento.
- V. O modelo NUH, utilizando poucos parâmetros, conseguiu prever com boa precisão os resultados dos ensaios de aquecimento com exceção dos

valores de poropressão induzidos termicamente no ensaio E2. O modelo também auxiliou na interpretação dos resultados.

Os ensaios em centrífuga tiveram como objetivo avaliar o aquecimento do solo como método para redução da sucção desenvolvida na base de fundações rasas durante sua remoção. Os modelos foram submetidos a diferentes níveis de carregamento mantido constante a fim de que fossem produzidos excessos de poropressão negativa a serem posteriormente combatidos pelo aquecimento do solo. As seguintes conclusões podem ser obtidas a partir dos resultados e análise:

- I. O método de preparação do solo nos ensaios de centrífuga parece adequado uma vez certa repetibilidade foi observada nos diferentes ensaios referente à ao comportamento observado no adensamento e durante o aquecimento.
- II. No ensaio de deslocamento controlado, condições não drenadas foram obtidas e um mecanismo de ruptura reverso possivelmente foi mobilizado, como observado a partir das evidências experimentais. Um fator de capacidade de carga similar ao apontado na literatura para compressão foi encontrado, contribuindo com o que foi já observado em diferentes estudos sobre a equivalência dos fatores na compressão e tração.
- III. Pode-se dizer que a hipótese levantada no início deste trabalho foi comprovada, uma vez que o excesso de poropressão gerado no aquecimento do solo causou a redução da sucção e até mesmo anulação desta no ensaio com menor carregamento.
- IV. A magnitude e taxa de poropressão positiva induzida pela temperatura é maior para menores estados de extensão axial. Consequentemente o método se mostra mais eficaz quando o carregamento aplicado a fundação é menor. Entretanto para cargas muito baixas o atrito das saias perimetrais como solo pode compensar a perda de sucção.
- V. A partir do que foi apontado nos resultados dos ensaios triaxiais e pelo modelo constitutivo NUH sobre a resposta térmica do solo, foi realizada uma análise fenomenológica do comportamento de um solo durante o aquecimento não drenado sob uma fundação submetida a um

carregamento de tração. Esta análise mostra que as considerações feitas sobre a influência do estado de tensões efetivas no início do aquecimento podem ser usadas para explicar, ao menos em parte, o comportamento observado nos ensaios em centrífuga.

- VI. É sugerido para trabalhos futuros a realização de mais ensaios de modelagem física e numérica para melhor compreensão dos processos que ocorrem durante o aquecimento sob o carregamento constante, como a relação entre a transferência de calor, o fluxo de água em direção a base da fundação e o mecanismo de ruptura. Deve-se investigar também geometrias de aquecimento mais eficientes.
- VII. O método pode ser combinado a outros, como a aplicação de carregamento excêntrico que produz sucção apenas em parte da fundação (a depender da excentricidade do carregamento).

6 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Abuel-Naga, H.M., Bergado D.T., Bouazza A, Ramana GV. (2007a) Volume change behaviour of saturated clays under drained heating conditions: experimental results and constitutive modeling. *Canadian Geotechnical Journal*, 44(8):942–56.

Abuel-Naga, H.M., Bergado, D.T., Bouazza, A., Pender, M. (2007b) Thermally induced volume change and excess pore water pressure of soft Bangkok clay. *Engineering Geology*, 89 (1-2): 144-154.

Abuel-Naga, H. M., Bergado, D. T., Lim, B. F. (2007c) Effect of temperature on shear strength and yielding behavior of soft Bangkok clay. *Soils and Foundations*, 47(3): 423-436.

Abuel-Naga, H.M., Bergado, D.T., Bouazza, A., Pender, M. (2009) Thermomechanical model for saturated clays. *Géotechnique*, 59(3): 273-278.

Acosta-Martínez, H.E. (2010) *Physical modelling of shallow skirted foundations under transient and sustained uplift*. Phd Thesis. University of Western Australia, A.U., 194p.

Acosta-Martínez, H.E. (2008) An experimental investigation of a shallow skirted foundation under compression and tension. *Soils and Foundations*, 48(2): 247-254.

ANP. Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis, (2006) Resolução ANP n.º 27 de 18 de outubro de 2006. ANP. Disponível em: <http://legislacao.anp.gov.br>.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1986) Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização, NBR 6457-86. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988). Análise Granulométrica: NBR 7181. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984). Determinação da massa específica dos grãos. NBR 6508. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1984) Determinação do limite de liquidez: NBR 6459-84. Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas (1988). Determinação do limite de plasticidade: NBR 7180. Rio de Janeiro.

ASTM, American Society for Testing and Materials (2011) Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils: ASTM D4767-11, ASTM International, West Conshohocken, PA, 2011.

Atkinson, J. (2007) *The mechanics of soils and foundations*. 2. ed. London: Taylor & Francis, 448p.

Bai, Y., Bai, Q. (2010) *Subsea Structural Engineering Handbook*. 1. ed. USA: Elsevier, 911p.

Bai, B., Su, Z. (2012) Thermal Responses of Saturated Silty Clay During Repeated Heating–Cooling Processes. *Transp Porous Med*, 93: 1–11.

Bai B., Jiang S. (2017) Thermally induced pore pressure and consolidation volumetric strain for saturated soils. *Bulgarian Chemical Communications*, 49(H): 19-24.

Bing, B., Lanjie, G., Song, H. (2014) Pore pressure and consolidation of saturated silty clay induced by progressively heating/cooling. *Mechanics of Materials*, 75: 84-94.

Bishop, A.W., Henkel, D.J. (1962). *The measurement of soil properties in the triaxial*. 2 ed. London: Edward Arnold, 228p.

Bhattacharya, S., Carrington, T. M., And Hampson, K. (2005). On the mechanics of removal of installation mudmats from seabed. Report for BP- deepwater Gunalshi model test. BP.

Bouwmeester, D., Peuchen, J., Van Der Wal, T., Sarata, B, Willemse, C.A., Van Baars, S., Peelen, R. (2009) Prediction of breakout force for deep water seafloor objects. *Offshore technology conference*. Proceedings. Houston. Paper 19925.

Booker, J. R., Small, J. C. (1986) The behaviour of an impermeable flexible raft on a deep layer of consolidating soil. *International Journal for Numerical Analytical Methods Geomechanics*, 10(1): 311–327.

Burghignoli A.; Desideri A.; Miliziano S. (2000) A laboratory study on the thermomechanical behaviour of clayey soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 37: 764-780.

BS, British Standard (1990) Methods of test for Soils for civil engineering purposes - Part 8: Shear strength tests (effective stress): 1377-8:1990. 39pp 1990.

Campanella, R.G., Mitchell, J.K. (1968) Influence of temperature variations on soil behavior. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 94(3): 709-734

Cekerevac, C., Laioui, L. (2004) Experimental study of thermal effects on the mechanical behavior of a clay. *International Journal for Numerical Analytical Methods Geomechanics*, 28: 209-228.

Cekerevac, C., Laloui, L. and Vulliet, L. (2005) A novel triaxial apparatus for thermo-mechanical testing of soils. *Geotechnical Testing of Soils*, 28(2):161–170.

Chen, R., Gaudin, C., Cassidy, M. J. (2012) Investigation of the vertical uplift capacity of deepwater mudmats in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 49(7): 853-865.

Chen, S., Zdravkovic, L., H. Carraro, J. (2019) Thermally induced pore water pressure of reconstituted London clay. *7th International Symposium on Deformation Characteristics of Geomaterials*. E3S Web of Conferences. 92. 10003.

Coccia, C.J.R., McCartney, J.S. (2016a) Thermal volume change of poorly draining soils II: model development and experimental validation. *Computers and Geotechnics*, 80: 16-25.

Coccia C.J.R., McCartney J.S. (2016b) Thermal volume change of poorly draining soils II: model development and experimental validation. *Computers and Geotechnics*, 80:16–25.

Cui, Y. J., Sultan, N., & Delage, P. (2000). A thermomechanical model for saturated clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 62: 607–620.

Davis, E.H., Booker, J.R. (1973) The effect of increasing strength with depth on the bearing capacity of clays. *Géotechnique*, 23(4): 551–563.

Di Donna, A., Laloui, L. (2015) Response of soil subjected to thermal cyclic loading: experimental and constitutive study. *Engineering Geology*, 190 (1): 65-76

Delage. P, Sultan N., Cui Y.J. (2000) On the thermal consolidation of boom clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 37 (2): 343–354.

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

Finnie, I. M. S. e Randolph, M. F. (1994). Punch-through and liquefaction induced failure of shallow foundations on calcareous sediments. *Proceedings of the international conference on behaviour of offshore structures*. Boston, USA, p. 217–230.

Fonte Boa, T.M. (2017). *Modelagem Física em centrífuga geotécnica de aterros sobre solos moles melhorados com coluna de brita*. Dissertação (Mestrado), Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 160p.

Gao, Y.B. (2013) Compression and extension yield of an anisotropically consolidated soil. *Soils and Foundations*, 53(3): 431-442.

Gaudin, C., Li, X., Tian, Y., Cassidy, M.J. (2017) About the uplift resistance of subsea structures. *19th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Seoul, Korea, 17-21, September.

Gourvenec, S., Acosta-Martínez, H.E., Randolph, M.F. (2009) Experimental study of uplift resistance of shallow skirted foundations in clay under transient and sustained concentric loading. *Géotechnique*, 59(6): 525-537.

Gourvenec, S.M., Mana, D.S.K. (2011) Undrained vertical bearing capacity factors for shallow foundations. *Géotechnique Letters*, 1: 101–108.

Ghaaowd I. (2018). *Thermal Improvement of the Pullout Capacity of Offshore Piles in Soft Clays*. Phd Thesis. University of California San Diego, U.S., 162p.

Ghaaowd I., Takai A., Katsumi T., McCartney J.S. (2017) Pore water pressure prediction for undrained heating of soils. *Environmental Geotechnics*, 4(2):70-78.

Graham, J., Crooks, J. H. A. & Bell, A. L. (1983) Time effects on the stress–strain behaviour of natural soft clays. *Géotechnique* 33(3): 327–340.

Graham, J., Tanaka, N., Crilly, T., and Alfaro, M. (2001) Modified Cam-Clay Modelling of Temperature Effects in Clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 38 (3): 608–621.

Hamidi, A., Tourchi, S., Karooni, F. (2017) A critical state based thermo-elasto-plastic constitutive model for structured clays. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 9(6): 1094-1103.

Houston S.L., Houston W.N., Williams, N.D. (1985) Thermo-mechanical behavior of seafloor sediments. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 111(11): 1249-1263.

Hueckel, T., Baldi, M. (1990) Thermoplasticity of saturated clays: experimental constitutive study. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(12): 1778–1796.

Hueckel, T., Borsetto, M. (1990) Thermoplasticity of saturated soils and shales: constitutive equations. *Journal of Geotechnical Engineering*, 116(12): 1765–1777.

Hueckel, T., Pellegrini, R. (1991) Thermoplastic modeling of undrained failure of saturated clay due to heating. *Soils and Foundations*, 31(3): 1–16.

Hueckel, T., Pellegrini, R. (1992) Effective stress and water pressure in saturated clays during heating-cooling cycles. *Canadian Geotechnical Journal*, 29: 1095-1102.

Hueckel, T., Francois, B., Laloui, L. (2009) Explaining thermal failure in saturated clays. *Géotechnique* 59(3): 197–212.

Hueckel, T. (2009) Thermally and chemically induced failure in geomaterials. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 13(7–8): 831–867.

Huancollo, H.J.M (2020). *Análise experimental do comportamento termomecânico de argila marinha*. Dissertação (Mestrado), Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 140p.

Johansen, O. (1975) *Thermal Conductivity of Soils*. Ph.D. Thesis, Norway, Traduzida por USA Corps of Engineers ADA044002.

Kersten, M.S. (1949) Laboratory Research for the Determination of the Thermal Properties of Soils, ACFEL Technical Report 23.

Khalili, N., Uchaipichat, A., Javadi, A.A. (2010) Skeletal thermal expansion coefficient and thermo-hydro-mechanical constitutive relations for saturated homogeneous porous media. *Mechanics of Materials*, 42(6): 593–598.

Kuntiwattanukul, P., Towhata, I., Ohishi, K., & Seko, I. (1995) Temperature Effects on

Undrained Shear Characteristic of Clay. *Soils and Foundations*, 35(1): 147–162.

Laguros, J.G. (1969) Effect of temperature on some engineering properties of Clay soils. Especial Report 103, Highway Research Board, Washington, D.C.: 186-193.

Laloui, L., Cekerevac, C. (2003) Thermo-plasticity of clays: An isotropic yield mechanism. *Computers and Geotechnics*, 30(8): 649–660.

Laloui, L. and François, B. (2009) ACMEG-T: soil thermoplasticity. *Journal of Engineering Mechanics*, 135(9): 932–944.

Laloui, L., Olgun, C. G., Sutman, M., McCartney, J. S., Coccia, C. J., & Bowers, G. A. (2014) Issues involved with thermoactive geotechnical systems: characterization of thermomechanical soil behavior and soil-structure interface behavior. *The Journal of the Deep Foundations Institute*, 8(2): 108-120.

Laloui, L., Loria, A.F.R. (2019) Thermohydromechanical behaviour of soils and soil–structure interfaces. *in: Laloui, L., Loria, A.F.R., Analysis and Design of Energy Geostructures*. 1. ed. Londres: Academic Press, p. 209-269.

Laue, J., Springman, S.M., Nater, P., Gramiger, E., Ducksch, A. (2005) Creating Seafloor Conditions in Geotechnical Centrifuges. In: *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering: Geotechnology in Harmony with the Global Environment*, Osaka - Japan. Vol. 3, 1741-1744.

Lehane, B. M.; Gaudin, C.; Richards, D.; Rattley, M. J. (2008) Rate effects on the vertical uplift capacity of footings founded in clay. *Géotechnique*, 58(1): 13-21.

Leite, J. A. M. (2018) *Modelagem Física de Transferência e Melhoramento Térmico em Argila de Calor*. Dissertação (Mestrado), Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 148p.

Leroueil, S. & Hight, D. W. (2003) Behaviour and properties of natural soils and soft rocks. Proc. 2nd Int. *Workshop on Characterisation and Engineering Properties of Natural Soils*, Singapore 1, 29–254.

Lieng, J. T.; BjØrge, H. P. (1995) New flow-through mudmat design for Heidrun subsea structure. *Offshore technology conference*. Houston: OTC, 1995. Paper 7671, 289-299.

Li, X.; Gaudin, C.; Tian, Y.; Cassidy, M. J. (2014a) Rate effects on the uplift capacity of skirted foundations on clay. *International conference on physical modelling in geotechnics*, 8., Perth, Australia, 2014. London: Taylor & Francis Group, 473-479.

Li, X, Tian, Y, Cassidy, MJ, & Gaudin, C. (2014b) Sustained Uplift of Skirted Foundation in Clay. *Proceedings of the ASME 2014 33rd International Conference on Ocean, Offshore and Arctic Engineering*. Volume 3: Offshore Geotechnics. San Francisco, California, USA. June 8–13, 2014.

Li, X.; Gaudin, C.; Tian, Y.; Cassidy, M. J. (2013) Effect of perforations on uplift capacity of skirted foundations in clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 51: 332-345.

Li, X. (2015) *The uplift of offshore shallow foundations*. PhD Thesis, University of Western Australia, 206 p.

Loria, A. F. R., Coulibaly, J. B. (2020) Thermally induced deformation of soils: a critical overview of phenomena, challenges and opportunities. *Geomechanics for Energy and the Environment*, 25: 100193.

Martin, C.M. (2001) Vertical bearing capacity of skirted circular foundations on Tresca soil. *Proceedings of the 15th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Istanbul, 1, 27–31 Aug. 2001, 743–746.

Melo, C.M.A.R. (2015) *Avaliação da Influência da Geometria do Fuste na Capacidade de Carga das Estacas de Sucção por Modelos Centrifugados*. Tese (Doutorado), Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 238p.

Moritz, L. (1995) Geotechnical properties of clay at elevated temperatures. Report 47. Swedish Geotechnical Institute, Linköping, Sweden.

Madabhushi, S.P.G. (2014) *Centrifuge Modelling for Civil Engineers*. 1. ed. New York: CRC Press, 360p.

Mana, D.S.K., Gourvenec, S.M., Randolph, M.F., and Hossain, M.S. (2012) Failure mechanisms of skirted foundations in uplift and compression. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 12(2): 47–62.

Mana, D.S.K., Gourvenec, S.M. and Randolph, M.F., (2013) Experimental investigation of reverse end bearing of offshore shallow foundations. *Canadian Geotechnical Journal*, 50(10): 1022-1033.

Mitchell J.K., Soga K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. Hoboken, NJ: John Wiley & Sons, Inc.

Melo, C.M.A.R. (2015) *Avaliação da Influência da Geometria do Fuste na Capacidade de Carga das Estacas de Sucção por Modelos Centrifugados*. Tese (Doutorado), Campos dos Goytacazes – RJ, Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro - UENF, 238p.

McKinstry, HA. (1965) Thermal expansion of clay minerals. *Am Mineral*; 50:212–22.

Paaswell R.E. (1967) Temperature effects on clay soil consolidation. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, 93 (3): 9–22.

Prager, W. (1958) Non-isothermal plastic deformation. *Koninklijk-Nederland Akademie Van Wetenschappen Te Amsterdam*, 61(3): 176–182.

Plum, R. L., Esrig, M. I. (1969) Some Temperature Effects on Soil Compressibility And Pore Water Pressure. Special Report-Highway Research Board, 103: 231–242.

Rabe, C., Sayão, A.S.F.J., Nunes, A.L.L.S. (2003) Estudo Experimental do Efeito da Temperatura em Solos. *Revista Solos e Rochas*, 26 (01): 69-86.

Reid, M. (2007) *Re-deployable subsea foundations*. Diploma thesis, University of Cambridge, Cambridge, UK.

Randolph, M.F., Jamiolkowski, M.B., Zdravković, L. (2004) Load carrying capacity of foundations. *Proceedings of the Skempton Memorial Conference*, London, UK. Vol. 1, 207–240.

Randolph, M.F., Cassidy, M.J., Gourvenec, S., Erbrich, C.T. (2005) The challenges of offshore geotechnical engineering. *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Osaka, Japan. Vol. 1, 123–176.

Randolph, M.F., Houlsby, G.T. (1984) The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil. *Géotechnique*, 34(4): 613–623.

Martin, C.M., Randolph, M.F. (2006) Upper-bound analysis of lateral pile capacity in cohesive soil. *Géotechnique*, 56(2): 141–145.

Saboya, F., Tibana, S., Martins Reis, R., Ramires, S.R., Brum, S., Montero del Aguila, V., Domingos Vieira, J. (2010) The UENF geotechnical centrifuge facility. *Physical Modelling in Geotechnics*, London, No. 1, p. 273-278.

Sallfors, G., & Tidfors, M. (1989) Temperature Effect on Preconsolidation Pressure. *Geotechnical Testing Journal*, 12: 93–97.

Sawicki, A., Mierczyński, J. (2003) Mechanics of the breakout phenomenon. *Computers and Geotechnics*, 30 (3): 231-243.

Schofield, A., Wroth, P. (1968) *Critical state soil mechanics*. 1 ed. London: McGraw-Hill, 228p.

Sherif, M.A., Borrous, C.M. (1969) Temperature effect on unconfined shear strength of saturated cohesive soils. Special Report-Highway Research Board, 103: 2067-271.

Skempton, A. W. (1951) The bearing capacity of clays. *Proceedings of British building research congress*, Vol. 1, 180-189.

Stewart, D.P., Randolph, M.F. (1994) T-bar penetration testing in soft clay. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 120(12): 2230–2235.

Takai, A., Ghaaowd, I., McCartney, J. S., and Katsumi, T. (2016) Impact of Drainage Conditions on the Thermal Volume Change of Soft Clay. Presented at Geo-Chicago 2016, Chicago, IL, American Society of Civil Engineers, Reston, VA.

Taylor, R.N. (1995) *Geotechnical centrifuge technology*. 1.ed. Londres: R. N. Taylor, 296p.

Towhata I., Kuntiwattanukul P., Seko I., Ohishi K. (1993). Volume change of clays induced by heating as observed in consolidation tests. *Soils and Foundations*, 33 (4):170–83.

Uchaipichat A., Khalili N. (2009) Experimental investigation of thermo-hydromechanical behaviour of an unsaturated silt. *Géotechnique*, 59 (4): 339–353.

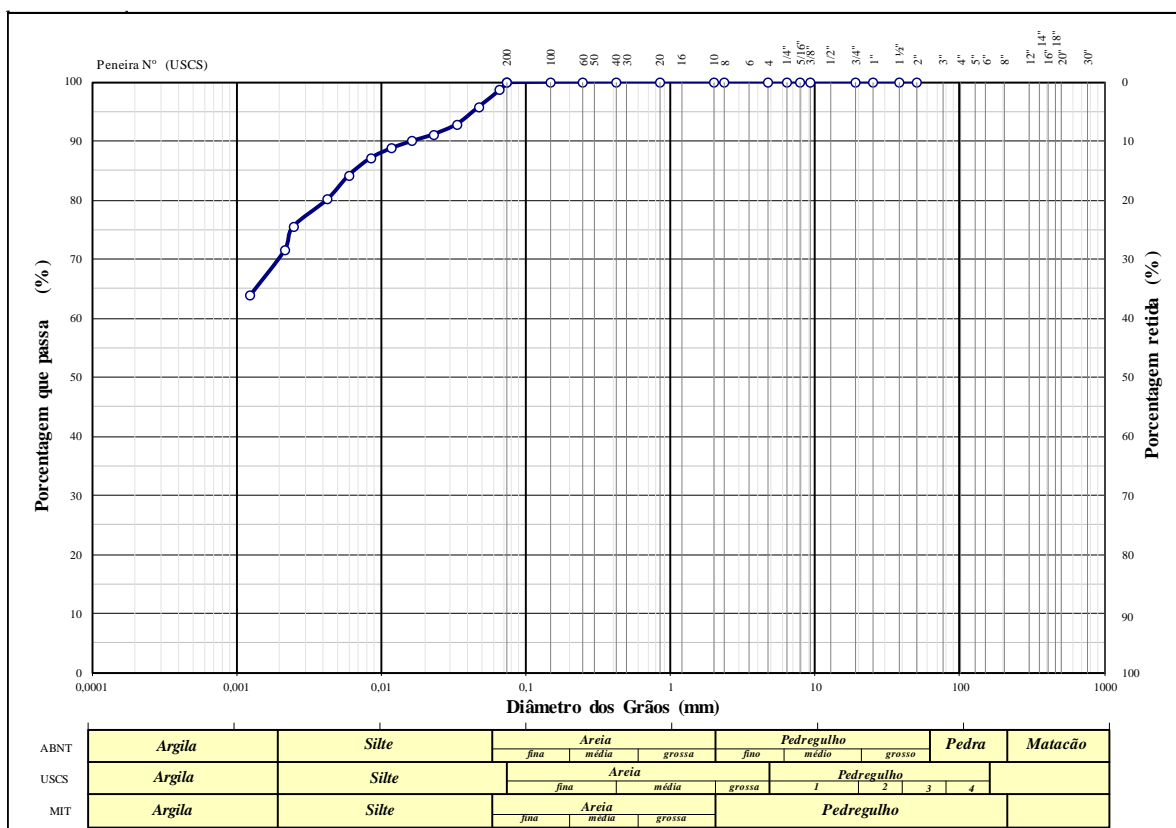
White, D. J., Machonochie, A. J., Cheuk, C. Y., Bolton, M. D., Joray, D., Springman, S. M. (2005) An investigation into the bearing capacity of perforated mudmats. International symposium of frontiers in offshore geotechnics (ISFOG), Perth, 2005. London: Taylor & Francis Group. 459-465.

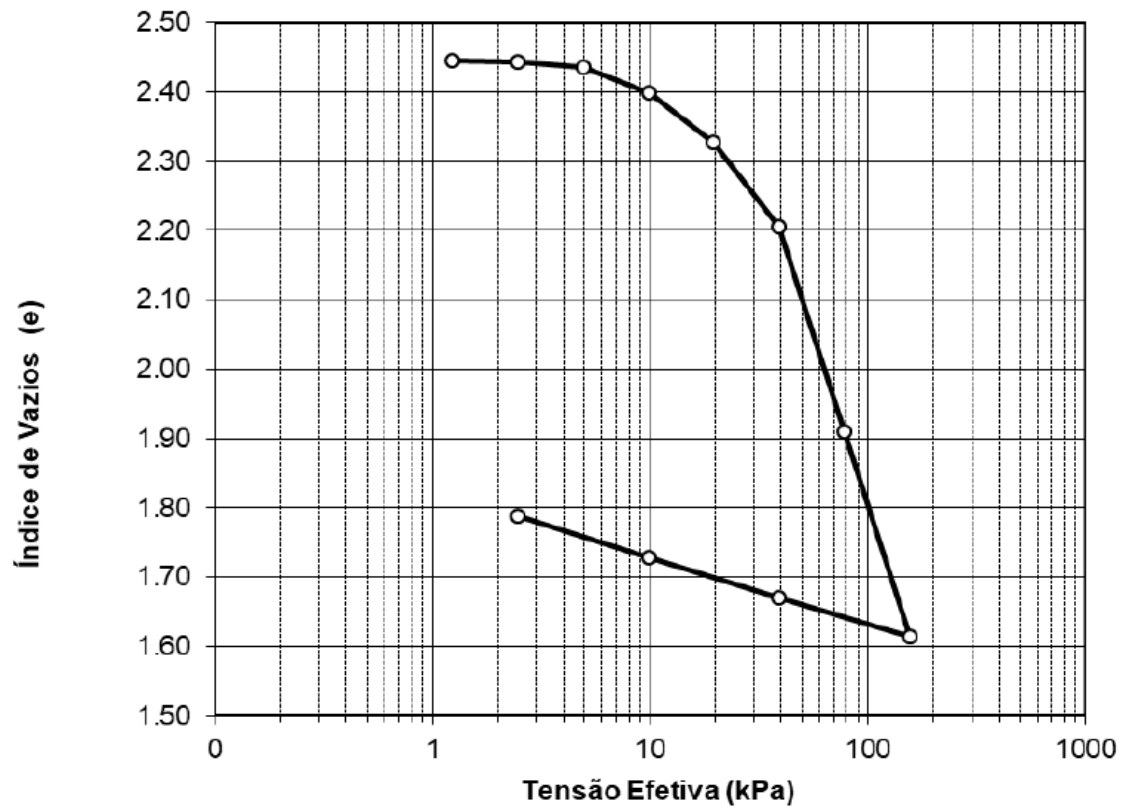
Zhou, X., Chow, Y. and Leung, C. (2008) Numerical modeling of breakout process of objects lying on the seabed surface. *Computers and Geotechnics*, 35 (5): 686-702.

ANEXO I – Caracterização dos solos

- Resultados dos ensaios de caracterização na argila marinha.

Densidade real dos grãos (g/cm ³)	2,69
Umidade Natural (%)	91,2
Umidade Higroscópica (%)	71,9
Limites de Atterberg	
Limite de Liquidez (%)	106,0
Limite de Plasticidade (%)	40,7
Índice de Plasticidade (%)	65,2

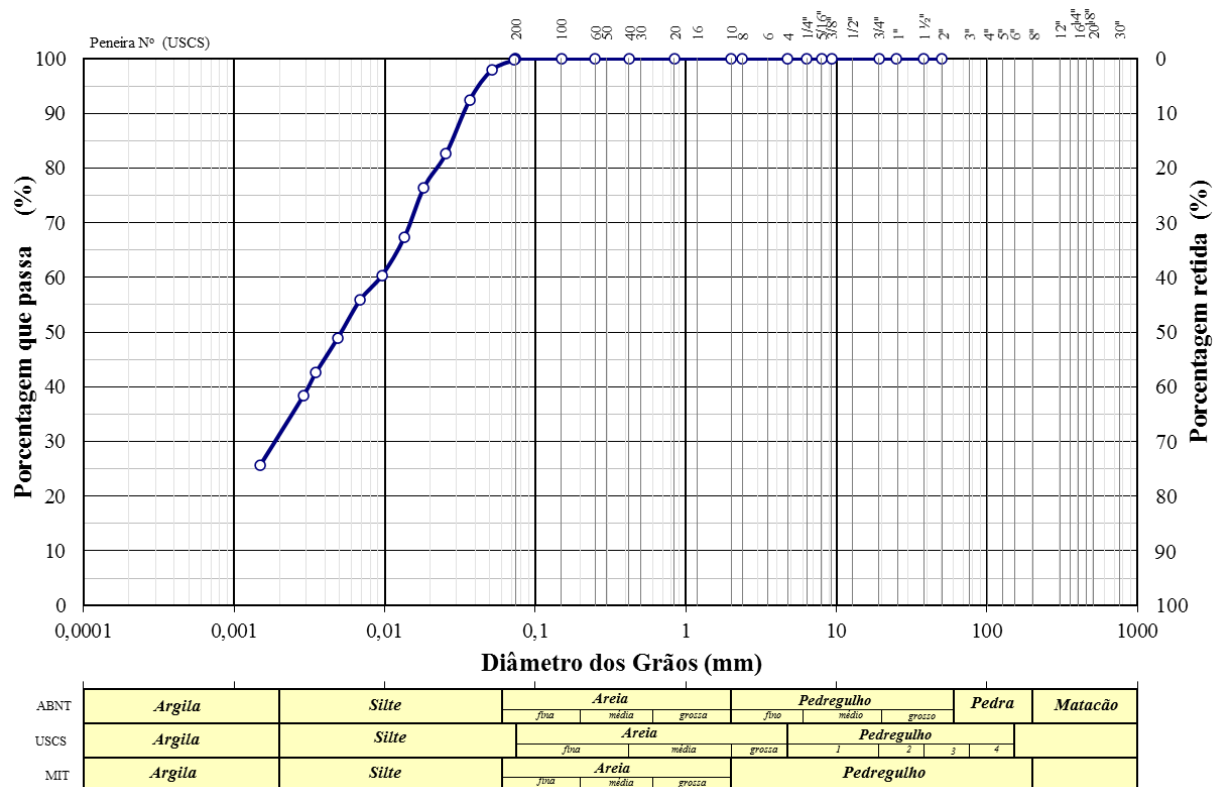


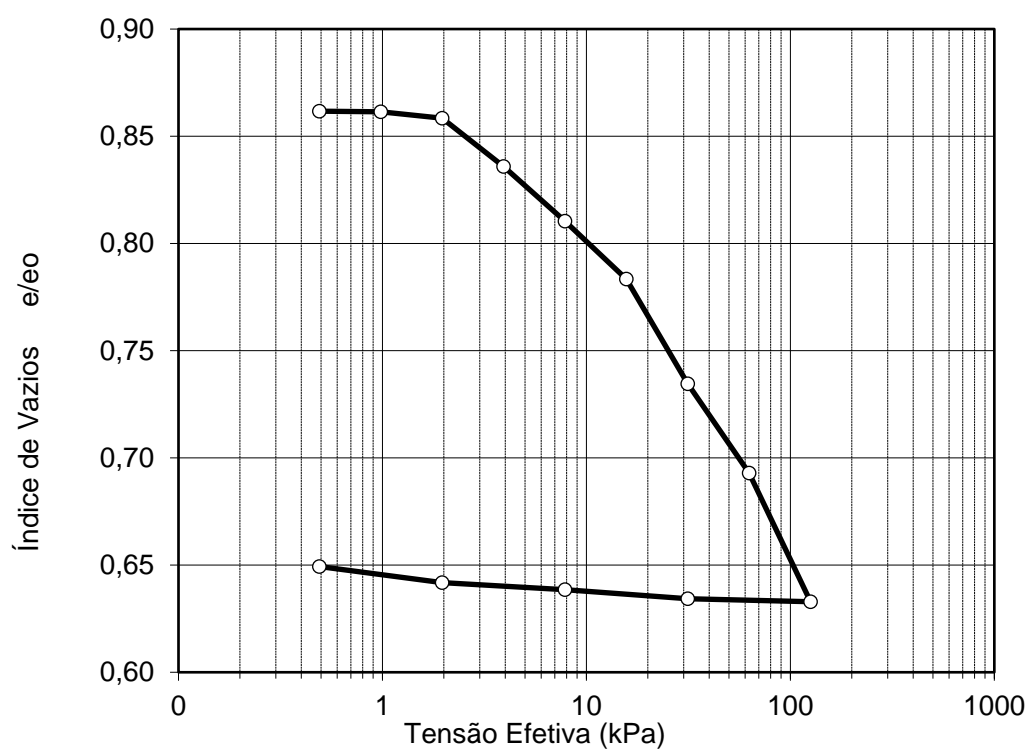


σ'_v (kPa)	C_v (m ² /s)
20	$3,41 \times 10^{-8}$
40	$1,85 \times 10^{-8}$
80	$9,75 \times 10^{-9}$
160	$9,78 \times 10^{-9}$
Média =	$1,80 \times 10^{-8}$

- Resultados dos ensaios de caracterização da mistura de caulim e metacaulim.

Densidade real dos grãos (g/cm ³)	2,44
Umidade Natural (%)	8,80
Umidade Higroscópica (%)	0,80
Limites de Atterberg	
Limite de Liquidez (%)	47,3
Limite de Plasticidade (%)	29,4
Índice de Plasticidade (%)	17,9

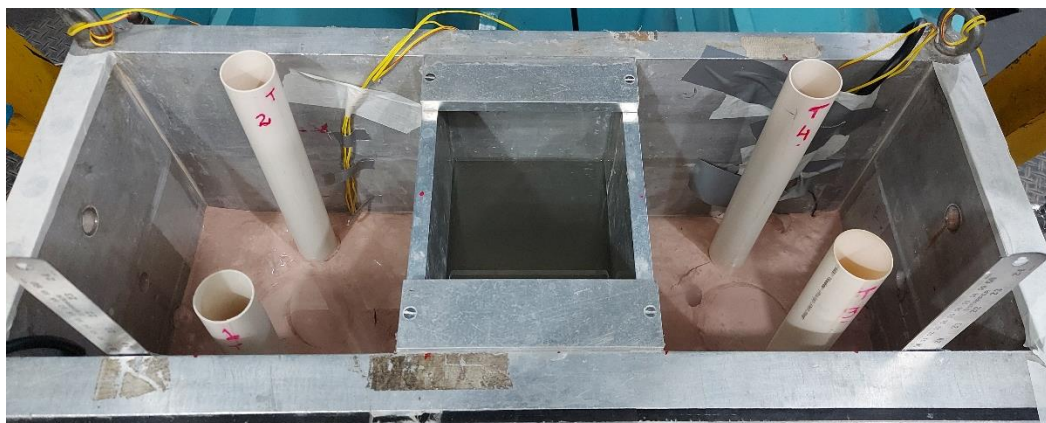




σ'_v (kPa)	C_v (m ² /s)
15	$2,21 \times 10^{-7}$
30	$3,94 \times 10^{-7}$
60	$4,66 \times 10^{-7}$
120	$2,53 \times 10^{-7}$
Média	$3,34 \times 10^{-7}$

ANEXO II – Amostragem após os ensaios em centrífuga

Ao fim de cada um dos ensaios, amostradores feitos de PVC confeccionados no laboratório eram cravados no solo para retirada de amostras afim de que fossem determinados índices físicos finais do solo.



De cada ensaio foram retiradas amostras de dois pontos e calculados os índices para algumas profundidades diferentes. Os valores praticamente são constantes ao longo da profundidade das camadas.

Ensaio	Umidade (%)		Peso Específico Natural (kN/m ³)		Índice de Vazios	
	Valor médio	Desvio Padrão	Valor médio	Desvio Padrão	Valor médio	Desvio Padrão
T-bar	48,2	0,03	17,2	0,7	1,1	0,1
Arrancamento	52,9	0,04	16,8	0,5	1,2	0,1
Carga Controlada	51,4	0,03	16,3	0,5	1,2	0,1