

**ESTUDO EXPERIMENTAL DE MELHORAMENTO DE SOLOS
MOLES ATRAVÉS DA TÉCNICA DE ADENSAMENTO TÉRMICO**

HIDEN JAIME MACHACA HUANCOLLO

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE– UENF

**CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
OUTUBRO– 2020**

ESTUDO EXPERIMENTAL DE MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES ATRAVÉS DA TÉCNICA DE ADENSAMENTO TÉRMICO

HIDEN JAIME MACHACA HUANCOLLO

“Dissertação apresentada ao Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil”.

Orientador: Prof. Sergio Tibana

Co-orientador: Prof. Fernando Saboya Albuquerque Jr.

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ
OUTUBRO– 2020

FICHA CATALOGRÁFICA

UENF - Bibliotecas

Elaborada com os dados fornecidos pelo autor.

H874

Huancollo, Hiden Jaime Machaca.

Estudo experimental de melhoramento de solos moles através da técnica de adensamento térmico / Hiden Jaime Machaca Huancollo. - Campos dos Goytacazes, RJ, 2020.

124 f. : il.

Bibliografia: 102 - 106.

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, Centro de Ciência e Tecnologia, 2020.

Orientador: Sérgio Tibana.

1. Adensamento térmico. 2. argila. 3. resistência ao cisalhamento. 4. triaxial térmico. I. Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro. II. Título.

CDD - 624

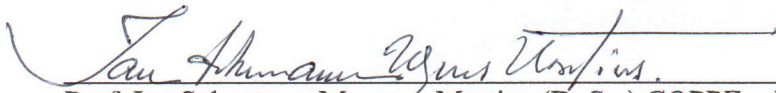
ESTUDO EXPERIMENTAL DE MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES ATRAVÉS DA TÉCNICA DE ADENSAMENTO TÉRMICO

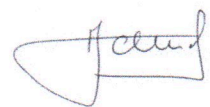
HIDEN JAIME MACHACA HUANCOLLO

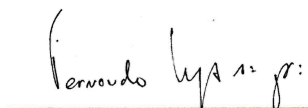
“Dissertação apresentada ao Centro de
Ciência e Tecnologia, da Universidade
Estadual do Norte Fluminense Darcy
Ribeiro, como parte das exigências para
obtenção do título de Mestre em
Engenharia Civil”.


Aprovada em 28 de Outubro de 2020

Comissão Examinadora:


Prof. Ian Schumann Marques Martins (D. Sc.) COPPE – UFRJ


Prof. Fernando Schnaid (Ph.D.) – PROPG - UFRGS


Prof. Fernando Saboya Albuquerque (D. Sc.) LECIV – UENF (Co- Orientador)


Prof. Sérgio Tibana (D. Sc.) LECIV – UENF (Orientador)

AGRADECIMENTOS

Por um tempo, durante a realização do meu maior sonho de vida, pensei em desistir. Felizmente, o momento de agradecer pela conclusão deste trabalho (sonho da minha vida) chegou.

Primeiramente quero agradecer a Deus por permitir-me chegar a este momento, por ensinar-me a ser uma pessoa melhor e lembrar dos meus objetivos vida e da minha família.

Quero agradecer a minha mãe Evangelina Huancollo no Peru por haver-me permitido existir, e, ensinado princípios e valores de trabalho, respeito e humildade.

Quero agradecer ao meu irmão Santos, minhas irmãs Kely e Zaday pela confiança e admiração que depositaram em mim para cumprir meu sonho.

Superar uma crise de depressão não foi fácil, porém Deus me apresentou as pessoas certas para me segurar. Quero agradecer ao meu amigo Matheus Ladeira pela ajuda que me brindou nos momentos difíceis, ao meu amigo Messias e à família Montanholi pela compreensão, alojamento e apoio moral, ao professor Sérgio Tibana pelas indicações médicas.

Aos amigos, que transformaram difícil jornada em algo leve. Gostaria de dizer que nada valeria a pena se o meu caminho não tivesse cruzado com o caminho de vocês. A Kaio, Renato, Flaviano, Lorrán, Walber, Rodolfo, Velemen, Pedro, Luis (peruano) e Brunella minha gratidão.

Gostaria também de agradecer à PETROBRAS e a CAPES pelo apoio financeiro para este projeto de pesquisa. O trabalho descrito nesta dissertação faz parte de um Termo de Cooperação assinado entre a Petrobras e a UENF para desenvolver o projeto de pesquisa intitulado: “ESTUDO EXPERIMENTAL DE MELHORAMENTO DE SOLOS MOLES ATRAVÉS DA TÉCNICA DE ADENSAMENTO TÉRMICO”.

Aos companheiros da centrífuga, agradeço por toda ajuda durante a fase experimental da pesquisa.

Ao professor Saboya por me apresentar o belo e maravilhoso mundo da pesquisa.

Ao professor Sérgio Tibana, agradeço muito pela extraordinária orientação do trabalho e da vida profissional.

SUMÁRIO

CAPITULO 1. INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Objetivo	2
1.2 Justificativa.....	2
1.3 Organização do trabalho.....	3
CAPITULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	4
2.1 Influência da temperatura na variação de volume e poropressão em argilas	4
2.2 Influência da temperatura na tensão de pré-adensamento (σ'_v)	19
2.3 Influência da temperatura na resistência ao cisalhamento em argilas	23
2.4 Influência da temperatura nas propriedades mecânicas da argila	31
2.5 Modelos termomecânicos existentes	33
CAPITULO 3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	36
3.1 Materiais.....	36
3.1.1 Solo	36
3.1.2 Consolidometro/ Aparato para reconstituição dos corpos de prova	37
3.1.3 Triaxial convencional	38
3.1.4 Triaxial térmico	42
3.1.5 Sistema de aquecimento na linha de contrapressão	45
3.2 Metodologia.....	46
3.2.1 Uso de papel filtro radial nos corpos de prova (CP)	48
3.2.2 Procedimento padrão para ensaios triaxiais tipo CIU a temperatura ambiente	50
3.2.3 Procedimento padrão para ensaios triaxiais tipo CIU a temperaturas maiores que a do ambiente (temperatura controlada)	51
CAPITULO 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	53

4.1	Caracterização da amostra	53
4.2	Ensaio triaxiais convencionais.....	57
4.2.1	Diagramas de tensão - deformação de ensaios triaxiais CIU a temperatura ambiente	58
4.2.2	Caminho de tensões efetivas e totais dos ensaios triaxiais a temperatura ambiente	59
4.2.3	Trajectoria da deformação K_0 dos ensaios CIU a temperatura ambiente:	62
4.3	Ensaio triaxiais térmicos.....	64
4.3.1	Critério da seleção do procedimento padrão para ensaios triaxiais térmicos.....	64
4.3.2	Ensaio triaxiais térmicos CIU a 40°C	70
4.3.3	Ensaio triaxiais térmicos CIU a 55°C	74
4.4	Análise da mudança de volume pelo adensamento térmico	82
4.5	Análise da influência do adensamento térmico na resistência ao cisalhamento.....	87
4.6	Ensaio triaxiais térmicos adicionais com efeitos da mudança de velocidade de cisalhamento.....	94
CAPITULO 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES		100
5.1	Conclusões	100
5.2	Sugestões	101
CAPITULO 6. BIBLIOGRAFIA		102

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Efeito das variações de temperatura na mudança de volume. (Campanella e Mitchell, 1968).....	4
Figura 2.2: Contração e expansão sob uma tensão efetiva constante de 200 kPa em função da mudança de temperatura. (Campanella e Mitchell,1968).	5
Figura 2.3: Efeito do incremento de temperatura na tensão efetiva em condições não drenadas. (Campanella e Mitchell, 1968).....	6
Figura 2.4: Mudança da poropressão normalizada com incremento de temperatura para lilita natural(a) e esmectita do pacífico (b). (Houston et al., 1986).	10
Figura 2.5: Tensão - deformação de lilita natural. (Houston et al.,1986).....	10
Figura 2.6: Deformações volumétrica térmicas resultantes sob as cargas térmicas e efetivas: (a) argila caulim; (b) argila Boom Clay. (Baldi et al.,1988).	12
Figura 2.7: Deformações volumétricas térmicas a diferentes níveis de sobreadensamento. (Baldi et al., 1988).....	12
Figura 2.8: Comparação de resultados. (Baldi et al., 1988).	13
Figura 2.9: Formas de água em argila saturada de baixa porosidade. (Baldi et al.,1988)	14
Figura 2.10: Ensaio CID em argila a (1) a 23°C, (2) a 98°C com tensão confinante de 0,5 MPa (OCR = 5,0). (Hueckel e Baldi, 1990).	15
Figura 2.11: Ensaio CID em argila a (1) a 23°C, (2) a 95°C com tensão confinante de 0,2 MPa (OCR = 12,5). (Hueckel e Baldi, 1990).	16
Figura 2.12: Variação de “Cv” com a temperatura. (Delage et al., 2000).	16
Figura 2.13: Caminhos termomecânicos isotrópicos. (Laloui e Cekerevac, 2003).	17
Figura 2.14: Curvas de compressão isotrópica a várias temperaturas. (Laloui e Cekerevac, 2003)	17
Figura 2.15: Poropressão induzida por aquecimento não drenado. (Bai et al., 2014).	19
Figura 2.16: Ensaio CRS com temperatura variável. (Tidfors e Sällfors,1989).	20

Figura 2.17: Tensão de pré-adensamento em função do incremento de temperatura. Amostras obtidas a uma profundidade de 5 m em Upplands-Viisby. (Tidfors e Sällfors,1989).	20
Figura 2.18: Mudança na tensão de pré-adensamento com a temperatura. (Eriksson, 1989).	21
Figura 2.19: Mudança da tensão de pré-adensamento em uma argila Boom Clay pelo incremento de temperatura. (Sultan, 1997).	22
Figura 2.20: Mudança na pressão de pré-adensamento pela mudança de temperatura. (Leroueil e Marques,1996).	22
Figura 2.21: Caminhos de adensamento e aquecimento. (Kuntiwattanakul et al., 1995)	24
Figura 2.22: Ensaios triaxiais não drenado isotérmico NC (18° - 48°C) e OC (18°- 58°-18°C). (Burghignoli et al., 2000).....	26
Figura 2.23: Adensamento térmico incremental da amostra. (Abuel-Naga et al., 2007c).	27
Figura 2.24: Resultados dos ensaios triaxiais não drenada de amostras com $p' = 300$ kPa em diferentes níveis de temperatura e OCR. (Abuel-Naga et al., 2007c).	28
Figura 2.25: Resultados dos ensaios triaxiais drenada de amostras com $p' = 300$ kPa em diferentes níveis de temperatura e OCR. (Abuel-Naga et al., 2007c).	28
Figura 2.26: Efeito da temperatura na inclinação da linha de estado crítico no plano ($q: p'$). (Abuel-Naga et al., 2007c).	29
Figura 2.27: Deformações termo-elasto-plásticas. (Abuel-Naga et al., 2008) ..	29
Figura 2.28: Probas de permeabilidade em argila Boom Clay a diferentes níveis de temperatura. (Delage et al., 2000).....	31
Figura 2.29: Resultados dos ensaios de permeabilidade, em termos de permeabilidade intrínseca (K'). (Delage et al., 2000).	32
Figura 2.30: Relações fluxo-tempo da água injetada em diferentes níveis de temperatura. (Chen et al., 2017).	32
Figura 2.31: Superfície de plastificação termoplástico isotrópico. (Laloui et al. 2014).	34
Figura 2.32: Diagrama tridimensional ($p' \times q \times T$). (Laloui e François, 2009). ..	34

Figura 2.33: Curvas de plastificação térmica para solos NC e OC. (Coccia e McCartney, 2016).....	35
Figura 3.1: Consolidometro para reconstituição de CPs por compressão normal do laboratório de centrifuga geotécnica – UENF.....	37
Figura 3.2: Molde bipartido para a reconstituição dos corpos de prova do laboratório de centrifuga geotécnica – UENF.....	38
Figura 3.3: Detalhe da montagem dos transdutores de deslocamento e de força do laboratório de centrifuga geotécnica – UENF.....	38
Figura 3.4: Componentes do triaxial convencional. Fonte: GDS Instruments. .	39
Figura 3.5: Bomba de confinamento do triaxial convencional no laboratório da centrifuga geotécnica (UENF).	39
Figura 3.6: Atuadores hidráulicos do triaxial convencional no laboratório da centrifuga geotécnica – UENF.....	40
Figura 3.7: Célula de confinamento. Fonte: GDS Instruments.	40
Figura 3.8: Prensa convencional. Fonte: GDS Instruments	41
Figura 3.9: Menu principal do software GDS Lab. Fonte: GDS Instruments. ...	41
Figura 3.10: Partes principais do triaxial térmico do laboratório de centrifuga geotécnica – UENF.	42
Figura 3.11: Célula triaxial térmica do laboratório da centrifuga geotécnica – UENF.	43
Figura 3.12: Cobertor de isolamento térmico da célula triaxial térmica do laboratório de centrifuga geotécnica – UENF.....	43
Figura 3.13: Sistema de controle de temperatura do laboratório da centrifuga geotécnica – UENF.	44
Figura 3.14: Termopar interno (T1) do triaxial térmico adquirido pela centrifuga geotécnica da UENF.	45
Figura 3.15: Sistema de aquecimento na direção de contrapressão.....	46
Figura 3.16: Vista por cima do sistema de aquecimento na direção de contrapressão.....	46
Figura 3.17: Molde bipartido para reconstituição dos CPs.	47
Figura 3.18: CP reconstituído (CP1).	48
Figura 3.19: CP1 com papel filtro radial e pedras porosas na base e no topo.	49
Figura 3.20: CP1 montada na plataforma base do triaxial com contrapressão dirigida nos extremos.	49

Figura 3.21: Diagrama do procedimento padrão para ensaios triaxiais tipo CIU a temperatura ambiente ($T^{\circ}A^{\circ}$).....	51
Figura 3.22: Diagrama do procedimento padrão para ensaios triaxiais tipo CIU a temperaturas maiores ao ambiente.....	51
Figura 4.1: Curva de distribuição granulométrica da amostra marinha	54
Figura 4.2: Curva de adensamento unidimensional da amostra (variação do índice de vazios (e) com a tensão efetiva).	55
Figura 4.3: Curvas de tensão desviadora x deformação axial ($\sigma_d \times \varepsilon_1$) (a) e poropressão x deformação axial ($\Delta u \times \varepsilon_1$) (b) dos ensaios E1, E2, E3 e E4....	59
Figura 4.4: Caminho de tensões efetivas (CTE) e totais (CTT) dos ensaios triaxiais E1, E2 e E3 tipo CIU.	60
Figura 4.5: Caminho de tensões efetivas dos ensaios E1 e E4.	61
Figura 4.6: Curvas do estado crítico da argila LIC e LEC.	62
Figura 4.7: Tensões verticais e horizontais num elemento de solo com superfície horizontal. Fonte: Souza (2006)	63
Figura 4.8: Trajetória de deformação K_0 dos ensaios CIU a temperatura ambiente.....	64
Figura 4.9: Curvas de adensamento mecânico e térmico dos ensaios E5 e E6.	67
Figura 4.10: Incremento da temperatura no CP5 por um tempo de 24 horas. .	68
Figura 4.11: Incremento da temperatura no CP6 por um tempo de 24 horas. .	68
Figura 4.12: Etapa de resfriamento (B-C) do CP6.....	69
Figura 4.13: Curvas de tensão desviadora x deformação axial ($\sigma_d \times \varepsilon_1$) e incrementos de poropressão x deformação axial ($\Delta u \times \varepsilon_1$) dos ensaios E5 e E6.	70
Figura 4.14: Curvas de tensão desviadora (σ_d) e poropressão (Δu) x deformação axial $\varepsilon_1(\%)$ dos ensaios E1, E2, E6 e E7.	72
Figura 4.15: Curvas de tensão desviadora (σ_d) e poropressão (Δu) x deformação axial $\varepsilon_1(\%)$ dos ensaios E3 e E8.	73
Figura 4.16: Curvas de caminho de tensões efetivas dos ensaios E1, E2, E3, E6, E7 e E8 respectivamente.	73
Figura 4.17: Variação dos índices de vazios e_{f1} , e_{f2} e e_{f3} dos ensaios triaxiais térmicos.....	76

Figura 4.18: Curvas de tensão desviadora (σ_d) e poropressão (Δu) x deformação axial $\varepsilon_1(\%)$ dos ensaios E6, E7, E9 e E10.	77
Figura 4.19: Curvas tensão desviadora (σ_d) e incremento de poropressão (Δu) vs deformação axial $\varepsilon_1(\%)$ dos ensaios E8 e E11.....	78
Figura 4.20: Mudanças de poropressão (Δu) pelo tratamento térmico.....	79
Figura 4.21: Curvas de caminho de tensões efetivas (CTE) dos ensaios E6, E7, E8, E9, E10 e E11 respectivamente.....	80
Figura 4.22: Regressão linear da linha de compressão hidrostática (LIC) da argila marinha.	80
Figura 4.23: Diagramas dos CTE, das LIC e a LEC dos ensaios triaxiais convencionais e térmicos apresentados no Capítulo 4.	81
Figura 4.24: Curvas de incremento de temperatura e diminuição do índice de vazios durante o adensamento térmico dos ensaios CIU a 40°C e 55°C.....	83
Figura 4.25: Curvas de adensamento térmico dos ensaios CIU a 40°C e 55°C nas respectivas tensões efetivas.....	84
Figura 4.26: Curvas de deformação volumétrica térmica em relação ao incremento de temperatura dos ensaios triaxiais térmicos a 40°C e 55°C.	85
Figura 4.27: Tipos de contato em argilas. (Terzaghi,1941).	86
Figura 4.28: Curvas CTE e CTT dos ensaios triaxiais com $p'_o=200\text{kPa}$ a $T^{\circ}\text{A}^{\circ}$, 40°C e 55°C.....	87
Figura 4.29: Valores do fator \bar{A} dos ensaios triaxiais CIU a $T^{\circ}\text{A}^{\circ}$, 40°C e 55°C.	88
Figura 4.30: Simulação de um adensamento mecânico fictício para atingir índices de vazios finais térmicos.	89
Figura 4.31: Mecanismo do adensamento fictício térmico para o CPs submetidos a 100, 200 e 400KPa a 55°C.....	90
Figura 4.32: Caminho de tensões efetivas (CTE) para o CPs térmicos com a tensão media efetiva equivalente térmica “ p'_{ct} ”.	90
Figura 4.33: Relação entre a tensão media efetiva e a temperatura no plano $p' \times T$ segundo o modelo de Abuel-Naga et al. (2007).....	91
Figura 4.34: Evolução da curva LY em um ciclo de aquecimento-resfriamento. (a) Processo de aquecimento, (b) Processo de resfriamento em T_1 e (c) Processo de resfriamento em T_o . (Hong et al., 2013).	92

Figura 4.35: Evolução da curva TY em um ciclo de aquecimento-resfriamento para o CP11 segundo o modelo de Abuel-Naga et al. (2007).	93
Figura 4.36: Normalização da tensão media efetiva (p'/p'_o) e a tensão desviadora (q/p'_o) para as curvas CTE.	93
Figura 4.37: Curvas de porcentagem de deformação axial $\varepsilon_1(\%)$ x tensão desviadora (σ_d) e porcentagem de deformação axial $\varepsilon_1(\%)$ x incremento de poropressão (Δu), dos ensaios E12, E13 e E14.....	96
Figura 4.38: Caminho de tensões efetivas (CTE) dos ensaios E12, E13 e E14.	97
Figura 4.39: Mudança da tensão desviadora (q) em relação à velocidade de cisalhamento (V_{cis}).	98

LISTA DE TABELAS

Tabela 2-1: Resumo de estudos prévios do efeito da temperatura na resistência ao cisalhamento. Kuntiwattanakul et al. (1995)	25
Tabela 3-1: Tabela de controle para a reconstituição da amostra.....	47
Tabela 4-1: Resultado dos ensaios realizados para determinação dos limites de consistência e densidade real dos grãos.	53
Tabela 4-2: Resultados dos ensaios de granulometria.	53
Tabela 4-3: Ensaio de análise química	55
Tabela 4-4: Resumo do número total de ensaios e as características respectivas.	56
Tabela 4-5: Propriedades e índices iniciais dos CPs para os ensaios E1, E2, E3 e E4.....	57
Tabela 4-6: Propriedades e índices finais dos CPs para os ensaios E1, E2, E3 e E4.....	58
Tabela 4-7: Propriedades e índices iniciais do CP para os ensaios E5 e E6. ...	65
Tabela 4-8: Propriedades e índices finais dos CPs para os ensaios E5 e E6. .	66
Tabela 4-9: Propriedades e índices iniciais dos CPs para os ensaios E6, E7 e E8.....	70
Tabela 4-10: Propriedades e índices finais dos CPs para os ensaios E6, E7 e E8.	71
Tabela 4-11: Propriedades e índices iniciais dos CPs para os ensaios E9, E10 e E11.....	74
Tabela 4-12: Propriedades e índices finais dos CPs para os ensaios E9, E10 e E11.....	75
Tabela 4-13: Propriedades e índices iniciais dos CPs E12, E13 e E14	95
Tabela 4-14: Propriedades e índices finais dos CPs para os ensaios E12, E13 e E14.....	98

LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIACÕES

ABREVIATURAS:

CID:	Ensaio triaxial adensado hidrosticamente drenado.
CIU:	Ensaio triaxial adensado hidrosticamente não drenado.
Su:	Resistência não drenada.
CPT:	Ensaio de penetração de cone (Cone Penetration Teste).
IP:	Índice de plasticidade.
LL:	Limite líquido.
LP:	Limite plástico.
OCR:	Índice de sobreadensamento.
CRS:	Ensaio convencional de adensamento edométricos com deformação controlada.
NC:	Amostra normalmente adensada.
OC:	Amostra sobreadensada.
ASCE:	American Society of Civil Engineers.
SUCS:	Sistema Unificado de Classificação de Solos.
ASTM:	American Society for Testing and Materials.
CP:	Corpo de prova.
CPs:	Corpos de prova.
Ei:	Ensaio número i.

LISTA DE SIMBOLOS:

T°C:	Temperatura em graus Celsius.
ΔT :	Mudança de temperatura.
Cv:	Coeficiente de adensamento.
<i>n</i> :	Porosidade.

p' :	Tensão media efetiva.
q :	Tensão desviadora.
σ'_v :	Tensão de pré-adensamento.
k_v :	Condutividade hidráulica vertical.
k_h :	Condutividade hidráulica horizontal.
k' :	Permeabilidade intrínseca.
Λ :	Condutividade térmica relativa da água.
T_i :	Temperatura inicial.
T_f :	Temperatura final.
$\sigma_{v(i)}$:	Tensão inicial vertical para a reconstituição do corpo de prova.
B :	Coeficiente de poropressão B de Skempton.
$T^{\circ}A^{\circ}$:	Temperatura Ambiente
Φ' :	Ângulo de atrito interno efetivo
K_o :	Coeficiente de empuxo em repouso
Δu :	Poropressão
σ_{dmax} :	Tensão desviadora máxima.
$\Delta \sigma_{dmax}$:	Incremento da tensão desviadora máxima.
ΔV :	Mudança de volume
$\dot{\gamma}$:	Velocidade da distorção.
$\dot{\epsilon}$:	Velocidade da deformação.
V_{cis} :	Velocidade de cisalhamento.
ϵ_v :	Deformação volumétrica.
e_i :	Índice de vazios na etapa "i".

RESUMO

A presente pesquisa apresenta os resultados de um estudo experimental realizado em amostras de argila marinha da costa sul Brasileira (reconstituídas) para investigar o efeito da temperatura na resistência ao cisalhamento não drenada dessa amostra. O estudo foi realizado em um triaxial térmico que pode suportar temperaturas de até 65°C e uma pressão hidrostática de 4MPa. O programa experimental inclui uma série de ensaios triaxiais CIU convencionais e térmicos, em diferentes níveis de temperatura (23±1°C, 40°C, 55°C). Os resultados do programa experimental foram analisados à luz das definições da teoria da mecânica do solo no estado crítico. Observou-se que o adensamento térmico resultou num aumento de velocidade das deformações. Esta dependeu da magnitude do incremento da temperatura e da tensão efetiva. O resfriamento do corpo de prova até a temperatura ambiente sob tensão efetiva constante permitiu constatar que a deformação volumétrica causada pelo adensamento térmico foi plástica. Quanto a resistência ao cisalhamento não drenado o incremento de temperatura de 40°C resultou num aumento de 88% em relação a resistência a temperatura ambiente, já o incremento de temperatura para 55°C resultou num aumento de 98%. O presente estudo apresenta resultados de ensaios úteis que apontam o adensamento térmico como uma alternativa para melhorar a resposta de solos de baixa resistência e alta compressibilidade. Isso se torna especialmente interessante para o uso da técnica em locais onde a presença humana e o uso de métodos convencionais não é possível, como no leito marinho em grandes profundidades.

Palavras-chave: Adensamento térmico, argila, resistência ao cisalhamento, triaxial térmico.

ABSTRACT

This research presents the results of an experimental study carried out on marine clay from the Brazilian south coast (reconstituted) to investigate the effect of temperature on shear strength. For this study a thermal triaxial that can withstand elevated temperatures of up to 65°C and a hydrostatic pressure of 4MPa was used. The experimental program includes a series of conventional and thermally consolidated undrained (CIU) triaxial tests at different temperature levels (23 ± 1°C, 40°C, 55°C). The results of the experimental program were analyzed in the light critical state theory. It was observed that the thermal hardening resulted from the additional volumetric change. This, on the other hand, depends on the magnitude of the heating rate and the effective stress level. The cooling of the specimen to room temperature under constant effective tension allowed one to verify that the volumetric change caused by the thermal effect was essentially plastic. As for shear strength, the temperature increase up to 40°C resulted in an 88% increase in strength at room temperature (after cooling). The increase in temperature up to 55°C resulted in a 98% increase in strength at room temperature. The results of this study provide useful evidence that the thermal load can be used to improve the soft soil response in terms of strength and compressibility, particularly in sites where the human presence is not possible, as deep water seabed, as an example.

Keywords: Thermal density, clay, shear strength, thermal triaxial.

CAPITULO 1. INTRODUÇÃO

Nos últimos anos as pesquisas relacionadas à influência da temperatura nas propriedades e no comportamento mecânico em solos, mostraram a importância de entender o comportamento termomecânico desses materiais para sua aplicação em diferentes campos da Geotecnia. Diversos estudos podem ser citados, como por exemplo o de Houston *et al.* (1986), De Bruyn e Thimus (1994), Delage *et al.* (2000) na área de armazenamento de resíduos radioativos de alto nível (HLW), o trabalho de Cekerevac e Laloui (2010) aplicados a engenharia sísmica, o trabalho de Bai *et al.* (2014) na área de armazenamento de energia térmica, o de Vryzas *et al.* (2017) aplicada na dispersão de bentonita em água e, recentemente, o de Yazdani *et al.* (2019) no campo das estacas térmicas.

Os primeiros projetos de pesquisa sobre este tema datam da década de 1960. A argila foi o material de maior importância por suas características de alta capacidade de absorção, plasticidade e baixa permeabilidade. Pesquisadores como Campanella e Mitchell (1968) e Esrig (1969) iniciaram a pesquisa do efeito das mudanças de temperatura nas propriedades mecânicas da argila. Houston *et al.* (1986) foram os primeiro e únicos que publicaram resultados sobre o efeito térmico em argilas do leito marinho com a opção para o descarte de resíduos radioativos de alto nível (HLW) provenientes de usinas nucleares.

Um dos campos mais abordados atualmente neste tema é sob as estacas térmicas que servem como unidade trocadora de calor suprimindo a demanda de energia primária para aquecimento/resfriamento em edifícios, reduzindo as emissões de carbono. Recentemente Yazdani *et al.* (2019) publicaram um trabalho a respeito da influência da temperatura na resistência ao cisalhamento da interface solo-estaca, onde observou que as mudanças na resistência depende do estado de tensão do solo.

Abuel-Naga *et al.* (2009) afirmam que o processo de adensamento de argilas moles pode ser melhorado através do adensamento térmico. A diminuição do índice de vazios num solo gera um fenômeno conhecido como processo de endurecimento, e, este efeito tem como consequência uma melhora das propriedades de resistência na microestrutura do solo.

Autores como Campanella e Mitchell (1968), Esrig (1969), Baldi *et al.* (1988) e Delage *et al.* (2000) observaram que o aumento de temperatura no processo de

adensamento numa argila gera uma aceleração de deformações, e, depois de um ciclo de aquecimento-resfriamento o solo tende a ter um comportamento do solo sobreadensado.

Um dos lugares onde podemos encontrar argilas moles é no leito marinho. Na geotecnia, o melhoramento da resistência ao cisalhamento neste tipo de solo é ainda um campo pouco explorado.

1.1 Objetivos

O objetivo principal da presente dissertação é o estudo experimental do melhoramento da resistência ao cisalhamento da argila marinha através da técnica de adensamento térmico, bem, com a possibilidade de melhoramento de solos moles para fundações offshore.

Para se alcançar um entendimento nesses termos, o objetivo específico consisti em realizar uma serie ensaios triaxiais adensados hidrostáticamente não drenados (CIU) sob diferentes níveis de tensão e temperatura.

1.2 Justificativa

Atualmente a indústria de exploração do petróleo instalam estruturas *offshore* em águas cada vez mais profundas. Por isso enfrentam novos desafios tecnológicos, operacionais e econômicos. Assim, a busca de soluções de engenharia com viabilidade técnica e econômica impulsiona estudos cada vez mais inovadores.

As estruturas *offshore* flutuantes precisam ser fixadas no leito marinho, mas o alto custo de mobilização de equipamento e mão-de-obra das plataformas incentiva a busca de alternativas para fundações mais eficientes nos sedimentos de baixa resistência presentes no leito marinho.

Além disso, pelas características desse tipo de solo, as ancoragens das plataformas acabam por demandar grandes áreas, limitando as operações de perfuração e exploração de petróleo, conseqüentemente congestionando o fundo do mar com excessivas linhas de ancoragens e de fundações necessárias para superar as solicitações do meio.

Atualmente existem pesquisas satisfatórias onde estudaram o comportamento termomecânico de argilas com o objetivo de aproveitar as melhorias nas propriedades

mecânicas para diferentes projetos geotécnicos, mas são muito poucas as pesquisas feitas em argilas marinhas. Neste panorama surge a possibilidade de estudar o comportamento termomecânico da argila marinha provenientes do oceano atlântico por meio de ensaios triaxiais para diferentes níveis de temperatura, adotando as trajetórias mais favoráveis já demonstradas por pesquisas passadas.

1.3 Organização do trabalho

A dissertação foi dividida em cinco capítulos, que serão descritos a seguir.

O capítulo 1 é um capítulo introdutório, onde são abordadas algumas considerações iniciais importantes acerca do tema estudado, bem como os objetivos do trabalho.

No capítulo 2 é feita uma revisão bibliográfica sobre o tema estudado, efeito do incremento de temperatura no adensamento das argilas, nas propriedades mecânicas, e, na resistência ao cisalhamento.

O capítulo 3 descreve os materiais e métodos utilizados no programa experimental, sendo mostrados os equipamentos e ferramentas utilizadas para realizar os ensaios triaxiais convencionais e térmicos.

No capítulo 4 são apresentados os resultados obtidos a partir dos ensaios realizados, bem como a interpretação e a discussão sobre os mesmos.

Por fim, no capítulo 5, são apresentadas as conclusões sobre o trabalho e algumas sugestões para futuros trabalhos.

CAPITULO 2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Influência da temperatura na variação de volume e poropressão em argilas

Considera-se que a ciência da mecânica de solos iniciou com as publicações das teorias de Karl Terzaghi a partir de 1920.

Atualmente sabemos que as propriedades mecânicas do solo variam com a variação da temperatura, assim como a água muda de estado em determinados níveis de temperatura.

Alguns dos autores que iniciaram o estudo da influência da temperatura nas propriedades do solo foram Campanella e Mitchell (1968). Estes estudaram a influência da temperatura sob o comportamento mecânico num corpo de prova de uma argila com predominância de Illite. Eles perceberam que um incremento de temperatura resulta numa diminuição de volume pela somatória dos seguintes efeitos:

- Expansão térmica da água dos poros e dos minerais;
- A reorientação das forças interparticulares, e;
- Da drenagem de água.

E observaram que após o primeiro ciclo de aquecimento-resfriamento, a argila tende a um estado sobreadensado, onde, as deformações volumétricas térmicas plásticas não são mais significativas como se observa na Figura 2.1.

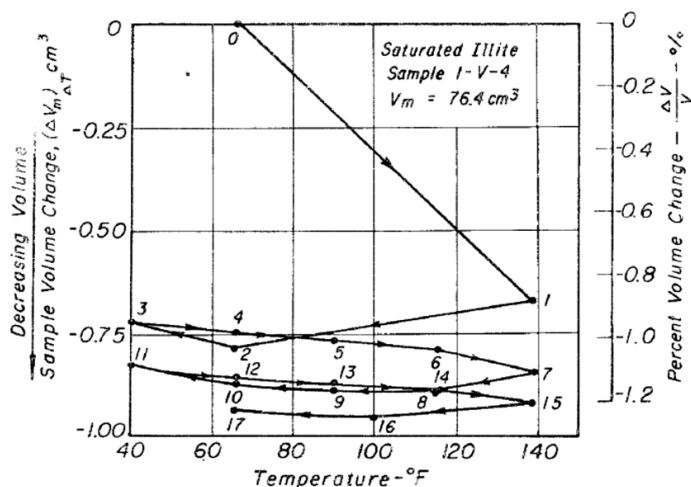


Figura 2.1: Efeito das variações de temperatura na mudança de volume. (Campanella e Mitchell, 1968).

Ao aquecer uma amostra saturada NC com um nível baixo de tensão efetiva, Campanella e Mitchell (1968) perceberam que acontece dois efeitos. O primeiro, a maior expansão volumétrica é gerada pela água nos poros em relação aos minerais sólidos da argila, esta diferença associada à baixa permeabilidade gera um excesso de poro pressão que é dissipada lentamente assemelhando-se ao adensamento primário como se observa na figura 2.2. O segundo efeito diz respeito à resistência da estrutura do solo, que resulta numa diminuição na resistência ao cisalhamento dos contatos entre partículas, este efeito ocasiona um colapso parcial que leva a uma diminuição do índice de vazios até que um número suficiente de ligações extras se forme na estrutura do solo para suportar a tensão sob uma temperatura mais elevada como se observa na Figura 2.3.

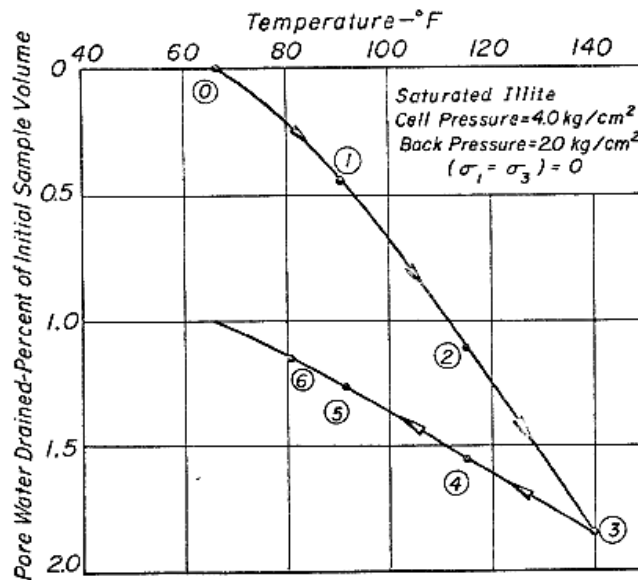


Figura 2.2: Contração e expansão sob uma tensão efetiva constante de 200 kPa em função da mudança de temperatura. (Campanella e Mitchell, 1968).

Na figura 2.3 se observa como o incremento de temperatura em condições não drenadas sob uma tensão efetiva constante gera uma diminuição da tensão efetiva e um incremento da poropressão, porém, o resfriamento gera totalmente um comportamento contrário na estrutura da argila. O incremento da temperatura poderia inclusive anular a tensão efetiva segundo Houston *et al.* (1986).

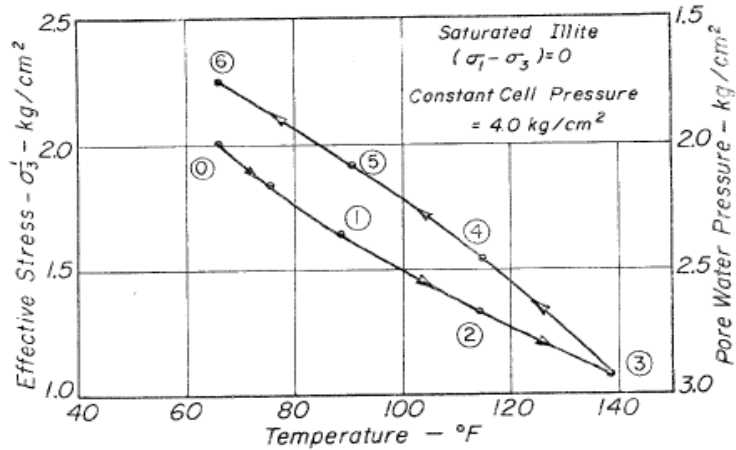


Figura 2.3: Efeito do incremento de temperatura na tensão efetiva em condições não drenadas. (Campanella e Mitchell, 1968).

Campanella e Mitchell (1968) propuseram equações para determinar a mudança de volume e poropressão pelo incremento de temperatura:

Condições drenadas:

$$(\Delta V_w)_{\Delta T} = \alpha_w V_w \Delta T \quad \text{Eq. 2.1}$$

Onde:

- $(\Delta V_w)_{\Delta T}$ = Mudança de volume da água dos poros pela mudança da temperatura.
- α_w = Coeficiente de expansão térmica da água no solo
- V_w = Volume da água nos poros
- ΔT = Mudança de temperatura

$$(\Delta V_s)_{\Delta T} = \alpha_s V_s \Delta T \quad \text{Eq. 2.2}$$

Onde:

- $(\Delta V_s)_{\Delta T}$ = Mudança de volume dos minerais do solo.
- α_s = Coeficiente de expansão térmica dos minerais do solo.
- V_s = Volume dos minerais do solo.
- ΔT = Mudança de temperatura

Para um solo argiloso saturado com esforço efetivo constante, devido a mudança de temperatura o volume de água drenada é:

$$(\Delta V_{dr})_{\Delta T} = (\Delta V_w)_{\Delta T} + (\Delta V_s)_{\Delta T} - (\Delta V_m)_{\Delta T} \quad \text{Eq. 2.3}$$

Onde:

$(\Delta V_m)_{\Delta T}$ = Mudança de volume total do espécimen pela mudança de temperatura.

Se os grãos do solo estiverem em contato mineral com mineral e a temperatura for alterada, então terão a mesma deformação para todos os grãos do solo e um coeficiente de expansão térmica isotrópica. Além disso, uma mudança adicional no volume pode resultar de uma mudança induzida pela temperatura nas forças interparticulares que requer alguma reorientação ou movimento relativo dos grãos do solo, a fim de permitir que a estrutura do solo carregue o mesmo esforço efetivo. Se a mudança de volume do solo devido a este efeito for designada por $(\Delta V_{st})_{\Delta T}$, então a variação total no volume do solo será:

$$(\Delta V_m)_{\Delta T} = \alpha_s V_m \Delta T + (\Delta V_{st})_{\Delta T} \quad \text{Eq. 2.4}$$

Condições não drenadas:

A somatória das mudanças de volume do solo devido a temperatura e pressão é igual ao somatória de alterações de volume da massa de solo devido a mudanças de temperatura e pressão.

$$(\Delta V_w)_{\Delta T} + (\Delta V_s)_{\Delta T} + (\Delta V_w)_{\Delta P} + (\Delta V_s)_{\Delta P} = (\Delta V_m)_{\Delta T} + (\Delta V_m)_{\Delta P} \quad \text{Eq. 2.5}$$

Onde:

ΔV_w = Mudança de volume da água dos poros.
 ΔV_s = Mudança de volume dos minerais do solo.
 ΔV_m = Mudança de volume da massa do solo.

Além disso:

$$(\Delta V_w)_{\Delta P} = m_w V_w \Delta u \quad \text{Eq. 2.6}$$

$$(\Delta V_s)_{\Delta P} = m_s V_s \Delta u + m''_s V_s \Delta \sigma'' \quad \text{Eq. 2.7}$$

Onde:

m_w	=	Compressibilidade da água.
m_s	=	Compressibilidade dos minerais do solo sob pressão hidrostática.
$\Delta\mu$	=	Mudança de poro pressão.
$m''_s V_s \Delta\sigma''$	=	Mudança do volume dos minerais do solo devido a uma mudança de esforço efetivo (que é gerado por mudanças das forças nos contatos interparticulares).

E:

$$(\Delta Vm)_{\Delta P} = m_v V_m \Delta\sigma'' \quad \text{Eq. 2.8}$$

m_v = Compressibilidade da massa da estrutura do solo.

Para esforço efetivo constante durante a mudança de temperatura, se considera:

$$\Delta\sigma' = -\Delta u \quad \text{Eq. 2.9}$$

Considerando a equação 2.4 e substituindo nas respectivas variáveis temos:

$$\Delta\mu = \frac{n\Delta T(\alpha_S - \alpha_W) + (\Delta V_{ST})_{\Delta T}/V_m}{m_v + nm_w} \quad \text{Eq. 2.10}$$

$$\alpha_{ST} = \frac{(\Delta V_{ST})_{\Delta T}/V_m}{\Delta T} \quad \text{Eq. 2.11}$$

Onde:

α_{ST}	=	Coefficiente físico-químico de mudança de volume estrutural causada pela mudança de temperatura.
n	=	Porosidade

$$\Delta\mu = \frac{n\Delta T(\alpha_S - \alpha_W) + \alpha_{ST}\Delta T}{m_v + nm_w} \quad \text{Eq. 2.12}$$

Como $m_v \gg m_w$ só para solos, então:

$$\Delta\mu = \frac{n\Delta T(\alpha_S - \alpha_W) + \alpha_{ST}\Delta T}{m_v} \quad \text{Eq. 2.13}$$

A equação 2.13 representa a mudança de poropressão em função ao incremento de temperatura.

As equações propostas por Campanella e Mitchell (1968) foram um importante aporte sobre a influência da temperatura no comportamento termomecânico das argilas. Porém é ainda uma análise superficial no que refere aos efeitos microestruturais que a temperatura gera na argila.

Esrig (1969) testou a mudança de volume e poro pressão em uma argila (ilita) para dois níveis de temperatura, onde constataram o mesmo que Campanella e Mitchell (1968), que a argila era mais compressível a 50 °C do que a 24°C. Ciclos de aquecimento e resfriamento após o primeiro ciclo fez com que o solo se comportasse como se estivesse em estado sobreadensado.

Houston *et al.* (1986) estudaram a influência da temperatura no comportamento termomecânico de sedimentos oceânicos ricos em ilitas e esmectitas (teor de umidade = 111%). Os ensaios foram realizados com corpos de prova reconstituídos e naturais com uma umidade de 75%. Primeiro os corpos de prova foram saturados com água salgada, posteriormente aquecidos até temperaturas de 20, 40 e 100°C gerando um adensamento térmico inicial. Depois do adensamento fecharam as válvulas de drenagem, resfriaram e começaram a registrar as variações de poropressão com respeito aos incrementos de temperatura como se observa nas Figuras 2.4(a) e (b). O último ensaio foi o cisalhamento não drenado nos dois tipos de solo. Os pesquisadores observaram os seguintes comportamentos:

- O aumento da inclinação da curva com o aumento da temperatura reflete um aumento da rigidez que ocorre nos solos após a consolidação para a temperatura de teste mais alta.
- Quanto maior a temperatura de adensamento inicial, maior a densificação e maior a rigidez.
- Quanto mais rígido for o solo, menor a compressibilidade e maior a diminuição da tensão efetiva.

Assim como na consolidação mecânica as compressões podem continuar mesmo depois que a poropressão gerada pela elevação de temperatura se dissiparam, Houston *et al.* (1986) denominaram essas deformações como compressão secundária térmica e ocorrem ao longo do processo de adensamento térmico. Houston *et al.* (1986) observaram houve incremento da resistência ao cisalhamento não drenada a temperaturas maiores a 100°C.

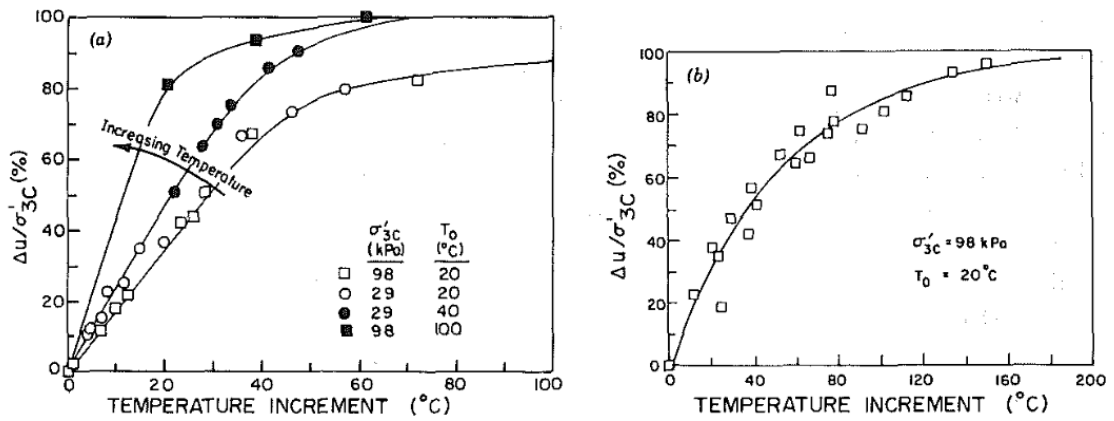


Figura 2.4: Mudança da poropressão normalizada com incremento de temperatura para Ilita natural (a) e esmectita do pacífico (b). (Houston *et al.*, 1986).

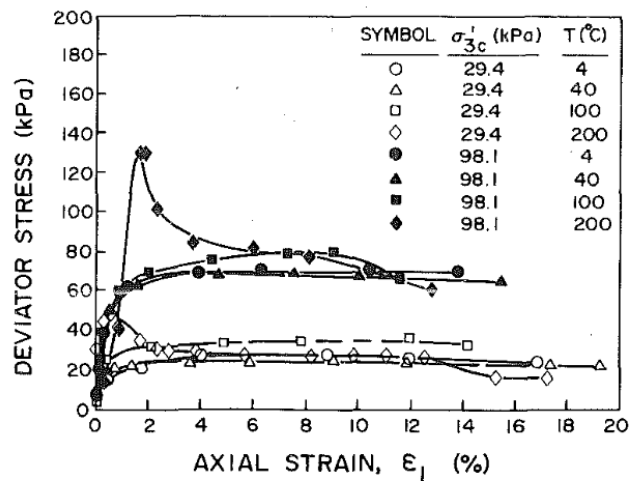


Figura 2.5: Tensão - deformação de Ilita natural. (Houston *et al.*, 1986).

Em relação à pesquisa de Houston *et al.* (1986) não apresenta clareza nos procedimentos empregados para submeter os corpos de prova desde o incremento de temperatura até o cisalhamento. Acredito que pelas temperaturas atingidas ($>100^{\circ}\text{C}$) a água salgada nos poros alcançou o estado gasoso, onde, a teoria básica da mecânica de solos saturados não é mais representativa.

Como os anteriores autores concluíram que o solo fica em estado sobreadensado após um ciclo de aquecimento-resfriamento, Baldi *et al.* (1988) estudaram as deformações volumétricas térmicas em argilas de baixa porosidade a diferentes níveis de sobreadensamento. Durante os ensaios termomecânicos, fizeram ensaios com ciclos de aquecimento-resfriamento em argila caulim e Boom Clay a

tensão efetiva constante, onde observaram que amostras altamente sobreadensadas tendem a ter um comportamento termo-elástico, em quanto amostras levemente sobreadensadas e normalmente adensadas tendem a ter um comportamento termo-plástico, é dizer uma parte significativa das deformações não são reversíveis como se observa na Figura 2.6 (a) e (b).

Na Figura 2.7 podemos observar a completa dependência das deformações volumétricas da temperatura e da tensão efetiva. Argilas fortemente sobreadensadas tendem-se a dilatar a baixas temperaturas e a contrair em maiores valores. Argilas levemente sobreadensadas e normalmente adensadas tendem a contrair tanto a baixas e a altas temperaturas. O mesmo comportamento foi observado por Esrig (1969).

Em relação aos ensaios mostrados na Figura 2.6(a) e (b) Baldi *et al.* (1988) não se deixa entender com clareza de qual era o objetivo de submeter os corpos de prova a vários processos de carregamento-descarregamento térmico e tensões efetivas, além de não considerar o efeito tempo em que cada estágio foi submetido. Porém, a observação de Baldi *et al.* (1988) sobre os tipos de deformação volumétrica que apresentavam os corpos de prova pelo incremento de temperatura de acordo ao estado de tensões (OCR), foi fundamental para prosseguir com as formulações de modelos termomecânicos que existem na atualidade.

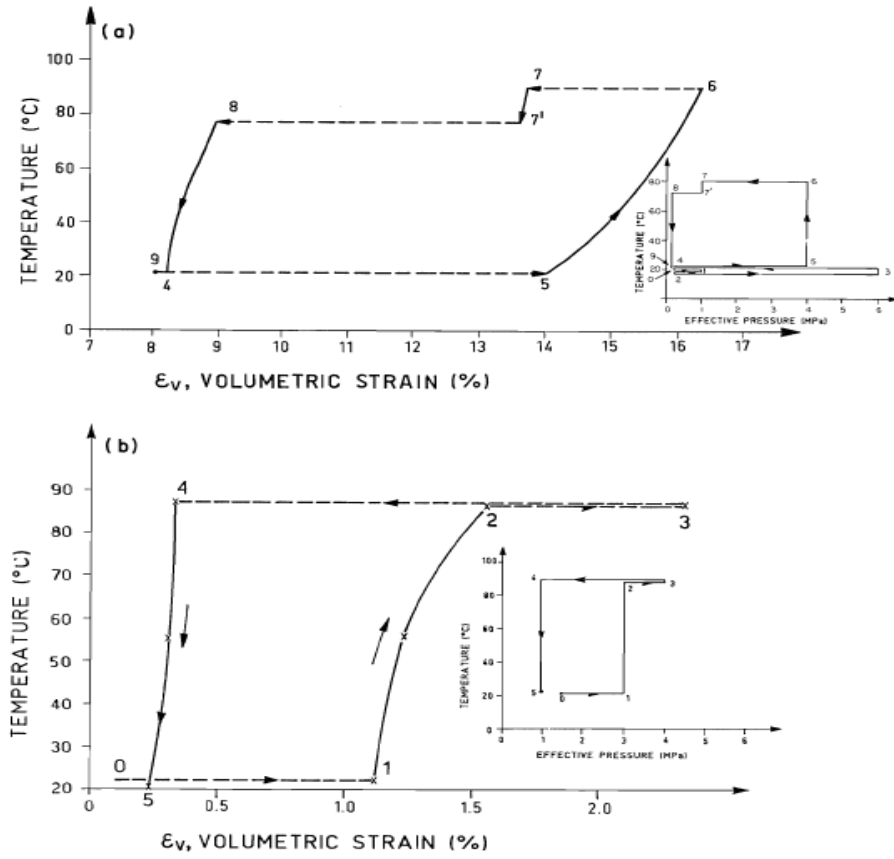


Figura 2.6: Deformações volumétrica térmicas resultantes sob as cargas térmicas e efetivas: (a) argila caulim; (b) argila Boom Clay. (Baldi et al., 1988).

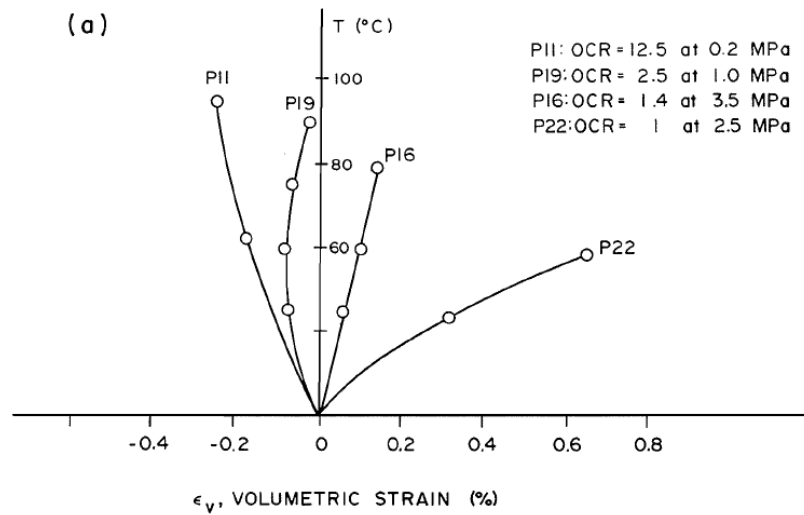


Figura 2.7: Deformações volumétricas térmicas a diferentes níveis de sobreadensamento. (Baldi et al., 1988).

Baldi *et al.* (1988) também analisaram as equações propostas por Campanella e Mitchell (1968) para o cálculo das deformações volumétricas e poropressão em função do incremento da temperatura; e observaram que para argilas de baixa porosidade a previsão de deformações volumétricas tinha uma diferença substancial como se mostra na Figura 2.8, neste caso Baldi *et al.* (1988) atribuíram que aconteceu, porque em argilas de baixa porosidade a água adsorvida é maior que a água livre e sua expansão térmica é devida a interações microestruturais eletroquímicas ou elétricas.

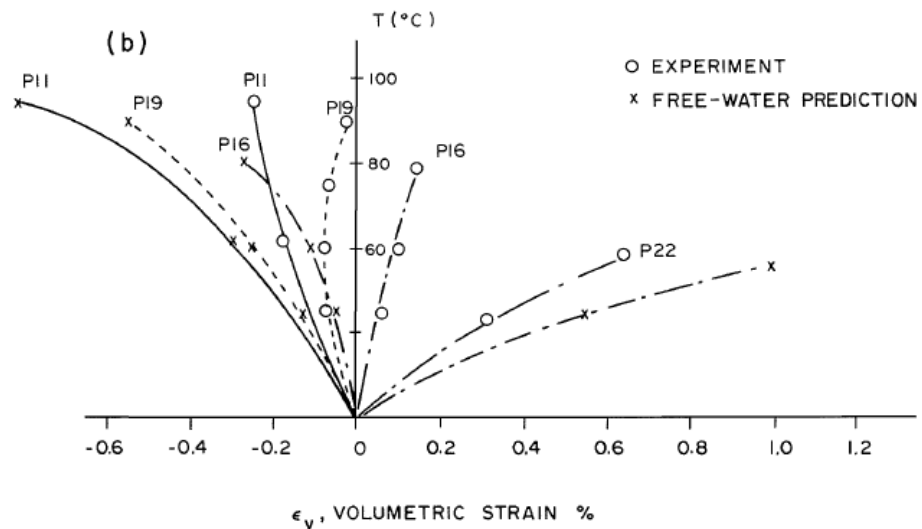


Figura 2.8: Comparação de resultados. (Baldi et al., 1988).

Então para compreender o comportamento termomecânico em argilas de baixa porosidade Baldi *et al.* (1988) propuseram uma análise das principais propriedades microestruturais da água dos poros relacionadas à sua expansão térmica. A água pode-se apresentar nas seguintes formas: a granel (bulk water), dupla camada (double layer) e água interlamelar (interlamellar water) como se mostra na Figura 2.9.

- Água a granel: é a água livre na microestrutura da argila que ocupa os vazios gerados pelos grãos do solo.
- Água de dupla camada: é a água presente entre duas camadas de argila atraídas por forças eletroquímicas ou elétricas. Em argilas de baixa porosidade estas forças são muito altas, porque a concentração iônica aumenta exponencialmente. Autores como Campanella e Mitchell (1976) mostraram que este tipo de água não deveria ser afetada pela temperatura. Mas Marin e Silva (1984) observaram que para argilas de

maior porosidade tende-se a comprimir e a reduzir a concentração iônica como o aumento da temperatura, promovendo uma quebra da água adsorvida e as forças de ligação são menores. Esrig (1969) e Young *et al.* (1962) acreditam que o aumento de temperatura na dupla camada, incrementa o espaçamento das plaquetas.

- Água interlamelar ou organizada: é um tipo de água adsorvida, encontra-se no interior de blocos de argila como se observa na Figura 2.9.

A expansão térmica efetiva da água adsorvida em poros finos é uma distribuição de tensão de ligação ao longo do poro, estas deformações térmicas é muito menor durante o aquecimento comparado com a água livre, que é um comportamento quase contraria a argilas com maior porosidade.

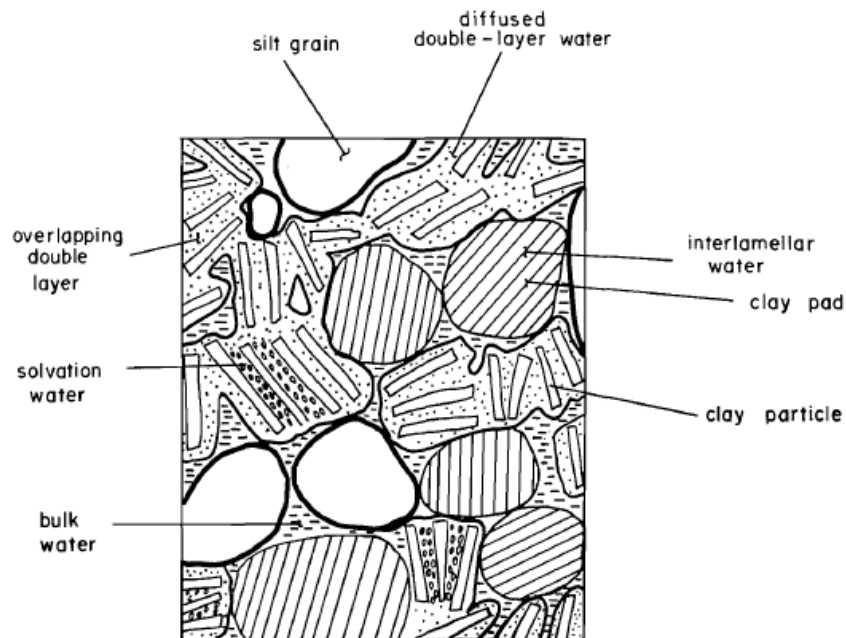


Figura 2.9: Formas de água em argila saturada de baixa porosidade. (Baldi *et al.*, 1988)

Um aporte fundamental do estudo de Baldi *et al.* (1988) foi explicar de como o incremento de temperatura afeta nos diferentes tipos água na microestrutura das argilas. Permitiu entender que o efeito da temperatura na água adsorvida influencia significativamente no comportamento termomecânico das argilas, teorias como a visco-elasto-plasticidade se dão a entender melhor a partir de este estudo.

Hueckel e Baldi (1990) estudaram o efeito da temperatura em dois tipos de argila, Pontida e Bom Clay. Fizeram ensaios de adensamento em amostras normalmente adensadas e cisalhamento triaxial drenado em amostras com $OCR=5$ e 12.5 a temperaturas de $23^{\circ}C$ e $98^{\circ}C$. Durante o resfriamento depois do adensamento, os autores observaram que uma parte significativa da deformação foi irreversível coincidindo com Baldi *et al.* (1988). Hueckel e Baldi (1990), por tanto, os autores atribuem que em argilas normalmente adensadas o aquecimento implica taxas de deformação plástica de compressão e o resfriamento, no entanto, leva a uma deformação elástica somente e não produz tensão plástica. Nas Figuras 2.10 e 2.11 podemos observar uma diminuição da resistência ao cisalhamento em quanto aumenta a temperatura em amostras sobreadensadas. As mesmas observações obtiveram Esrig (1969) e Baldi *et al.* (1988) que o aumento da temperatura em argilas pré-adensadas não melhora as propriedades mecânicas de resistência.

No estudo de Baldi *et al.* (1988) não mostram qual foi o procedimento em que os corpos de prova das Figuras 2.10 e 2.11 foram submetidos ao aquecimento (efeito tempo por exemplo). Acredito que pelas altas tensões confinantes submetidas aos corpos de prova para gerar níveis de sobreadensamento de $OCR=5$ ou $12,5$, o efeito da temperatura seria nula, por motivos em que encontra-se dentro da zona elástica gerada pelas altas tensões confinantes.

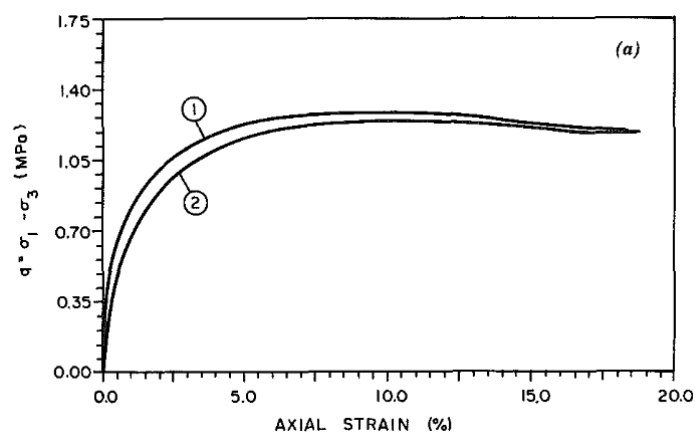


Figura 2.10: Ensaio CID em argila a (1) a $23^{\circ}C$, (2) a $98^{\circ}C$ com tensão confinante de $0,5$ MPa ($OCR = 5,0$). (Hueckel e Baldi, 1990).

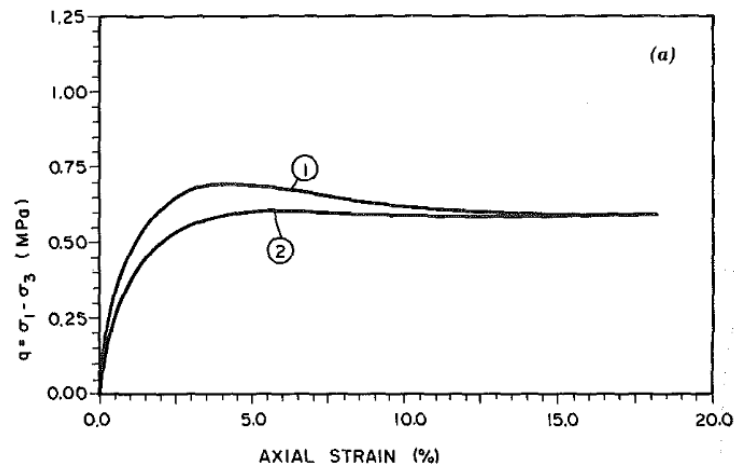


Figura 2.11: Ensaio CID em argila a (1) a 23°C, (2) a 95°C com tensão confinante de 0,2 MPa (OCR = 12,5). (Hueckel e Baldi, 1990).

Delage *et al.* (2000) estudaram a mudança do coeficiente de adensamento “Cv” com a temperatura em argila Boom Clay saturada considerando os pontos em t_{50} , concluíram que não tem alterações significativas no valor de Cv com a temperatura. Delage *et al.* (2000) sustenta que as pequenas mudanças estão relacionadas a dois efeitos simultâneos opostos: o aumento da temperatura aumenta a permeabilidade da amostra, mas esse efeito é compensado pela diminuição do índice de vazios como se mostra na Figura 2.12.

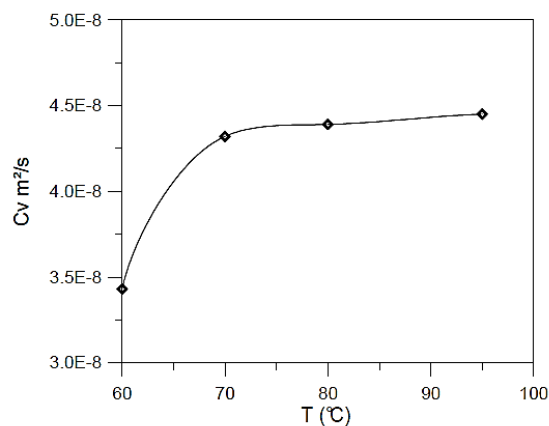


Figura 2.12: Variação de “Cv” com a temperatura. (Delage *et al.*, 2000).

Em datas mais recentes Laloui e Cekerevac (2003) fizeram três ensaios de adensamento que foram realizados em caulim saturado reconstituído (IP=24, LL=24) a diferentes temperaturas constantes: 22°C, 60°C e 90°C com tensões efetivas

mostradas na Figura 2.13. Os resultados de compressão isotrópica dos ensaios com OCR=2, mostram um adensamento térmico considerável de 22 a 60°C em quanto a trajetória descrita entre 60 a 90°C é limitada e o coeficiente de compressibilidade parece ser independente da temperatura como se mostra na Figura 2.14, chegando a mesma conclusão de Delage *et al.* (2000). Laloui e Cekerevac (2003) definem que o efeito do calor no comportamento da argila é caracterizada pela não linearidade e irreversibilidade.

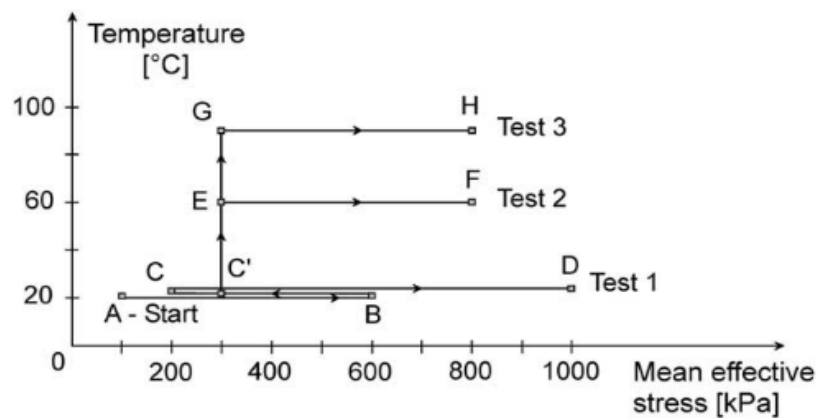


Figura 2.13: Caminhos termomecânicos isotrópicos. (Laloui e Cekerevac, 2003).

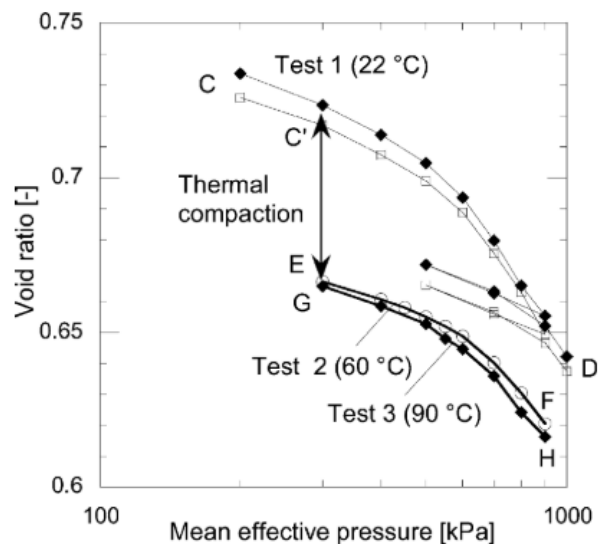


Figura 2.14: Curvas de compressão isotrópica a várias temperaturas. (Laloui e Cekerevac, 2003)

Os resultados de Laloui e Cekerevac (2003) mostram mais uma vez que o incremento de temperatura gera uma aceleração de deformações plásticas volumétricas térmicas, determinada por anteriores pesquisadores como Campanella e Mitchell (1968) e Baldi *et al.* (1988). Porém, pode-se observar na Figura 2.14 que a diferença das deformações entre os ensaios 2 e 3 (60°C-90°C) é muito menor comparado com os ensaios 1 e 2 (22°C-60°C), o que sugere que o incremento das deformações térmicas na argila não é linear nem diretamente proporcional ao incremento de temperatura. Pelas características do solo no planeta, constituídas por minerais, água e gás; cada componente reagirá de maneira distinta ao incremento de temperatura. Por tanto, pode existir um limite onde o incremento da temperatura não tenha mais um efeito significativo nas deformações volumétricas.

Bai *et al.* (2014) estudaram a influência da temperatura na poropressão em uma argila silte (LL= 31,0%, LP= 17,9%, IP= 13,8 e $G_s = 2,71$), os experimentos de laboratório foram realizados sob diferentes pressões confinantes ($\sigma'_3 = 50, 100, 150$ e 200 kPa, respectivamente). Para o caso 1, os espécimes foram primeiro submetidos a um adensamento drenado a uma temperatura primária de $T_o = 25^\circ\text{C}$ por 1320 min, e então aquecidos progressivamente até uma temperatura final de $T = 85^\circ\text{C}$ em incrementos de 10°C ($T = 25^\circ\text{C} - 35^\circ\text{C} - 45^\circ\text{C} \dots - 85^\circ\text{C}$), e então resfriado progressivamente até a temperatura primária de 25°C em um passo de $10^\circ\text{C}/120\text{min}$ cada estágio. Os espécimes foram mantidos sob condições não drenadas por 1320 min após cada aquecimento ou resfriamento. Assim, o tempo necessário para cada estágio foi de 13 dias. No caso 2 foi o mesmo procedimento a exceto que deixaram consolidar por mais tempo 1440min após cada aquecimento e resfriamento, também ressaltou que o aquecimento foi dentro da câmara de pressão e não dentro da amostra.

Durante o aquecimento Bai *et al.* (2014) observaram que as mudanças de poropressão como resultado das mudanças de temperatura são relativamente sutis em baixas pressões confinantes, mas substanciais em altas pressões de confinamento. Na figura 2.15 se observa que a poropressão normalizada diminui com o aumento das pressões de confinamento, no entanto, a poropressão aumenta com o aumento da temperatura. Bai *et al.* (2014) observaram que a poropressão atinge um pico no momento em que a amostra é aquecida até a temperatura desejada. Depois disso, flutua e diminui ligeiramente com a variação da temperatura da amostra. Tal fenômeno pode ser atribuído ao ajuste da estrutura do solo induzida pela interação de

grãos sólidos com a água dos poros, o que eventualmente torna a microestrutura da amostra mais compacta.

O objetivo de Bai *et al.* (2014) segundo se deu a entender foi estudar a influência do incremento de temperatura na geração de poropressão. Após cada estágio Bai *et al.* (2014) controlaram o tempo para estabilizar a poropressão gerada para cada nível de temperatura como se observa na Figura 2.15. Uma observação importante é que o incremento de temperatura em condições não drenadas chegou a anular a tensão efetiva, onde, a magnitude foi maior quanto menor foi a tensão efetiva.

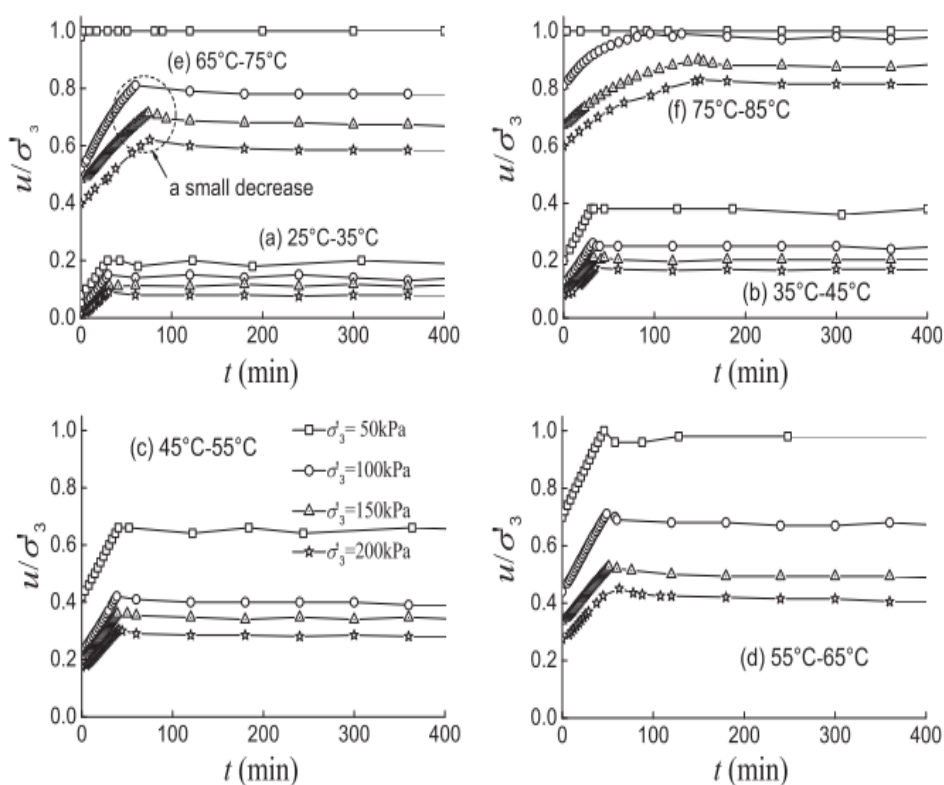


Figura 2.15: Poropressão induzida por aquecimento não drenado. (Bai *et al.*, 2014).

2.2 Influência da temperatura na tensão de pré-adensamento (σ'_v)

Tidfors e Sällfors (1989) estudaram a influência da temperatura em cinco tipos de argila com diferente história geológica sobre o efeito da temperatura na tensão de pré-adensamento. Através de ensaios convencionais de adensamento a deformação controlada (ensaios CRS) observaram que o efeito da temperatura na tensão de pré-adensamento depende da magnitude do incremento de temperatura, conteúdo de argila, microestrutura e conteúdo de umidade.

Na Figura 2.16 se observa um trecho de diferença entre as linhas virgem, Tidfors e Sällfors (1989) afirmam que isto aconteceu pelo incremento da fluência a maiores temperaturas. Os autores explicam que as partículas de argila são cercadas por água fortemente ligada e não existe contato de partículas com partículas. À medida que a temperatura de uma argila é aumentada, a película de água fortemente ligada diminui, o que provavelmente leva a uma deformação volumétrica térmica.

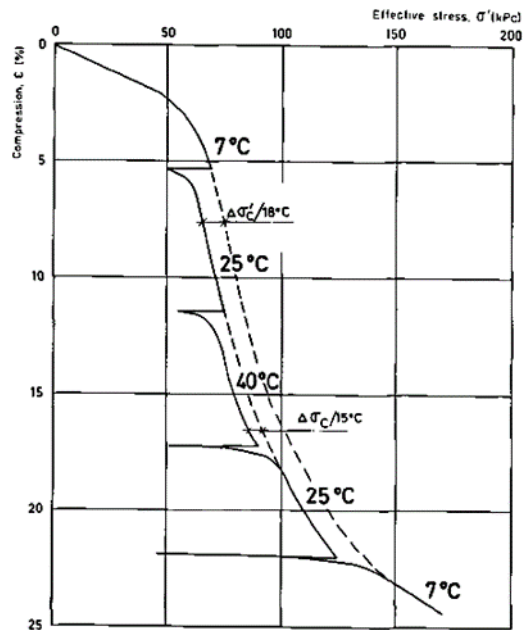


Figura 2.16: Ensaios CRS com temperatura variável. (Tidfors e Sällfors,1989).

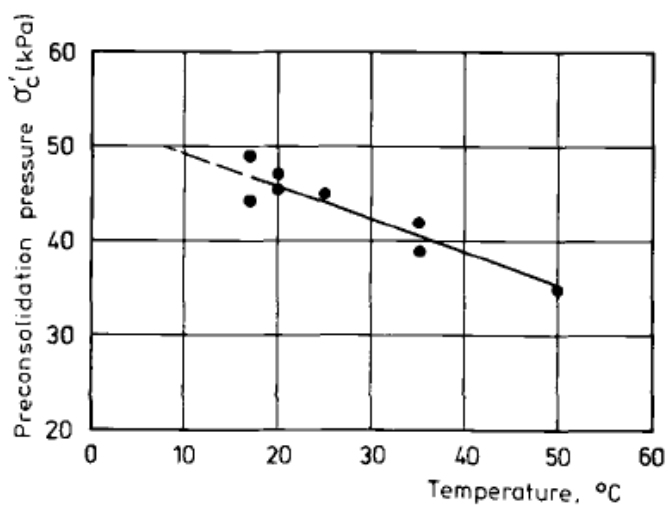


Figura 2.17: Tensão de pré-adensamento em função do incremento de temperatura. Amostras obtidas a uma profundidade de 5 m em Upplands-Viisby. (Tidfors e Sällfors,1989).

Segundo Tidfors e Sällfors (1989) a tensão de pré-adensamento diminui linearmente em quanto a temperatura incrementa como se observa na Figura 2.17. Porém segundo Eriksson (1989) e Cui et al. (2000) afirmam que esta diminuição não é lineal, é mais uma tendência logarítmica como se observa na Figura 2.18. O procedimento que muitos autores realizaram para avaliar este comportamento consistiram em (1) aquecer as amostras sob cargas menores que a tensão de pré-adensamento e (2) carregar sob uma temperatura constante.

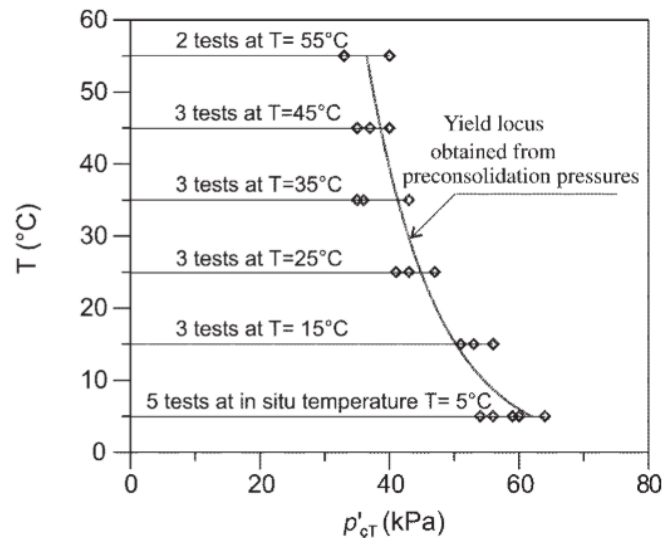


Figura 2.18: Mudança na tensão de pré-adensamento com a temperatura. (Eriksson, 1989).

Sultan (1997) fez um ensaio de adensamento hidrostático onde carregou a amostra a 20°C e outro carregamento aquecido a 70°C como se observa na Figura 2.19. O aquecimento resultou numa diminuição do volume e mostrou um leve aumento da tensão de pré-adensamento de 0,8 para 1,12 MPa. A curva acima de 0,8 MPa é paralela ao prolongamento da curva de compressão inicial em 20°C, então a independência do índice de compressão dos efeitos térmicos também é admitido. Este comportamento também foi observado em uma argila Boom Clay por Sultan *et al.* (2002).

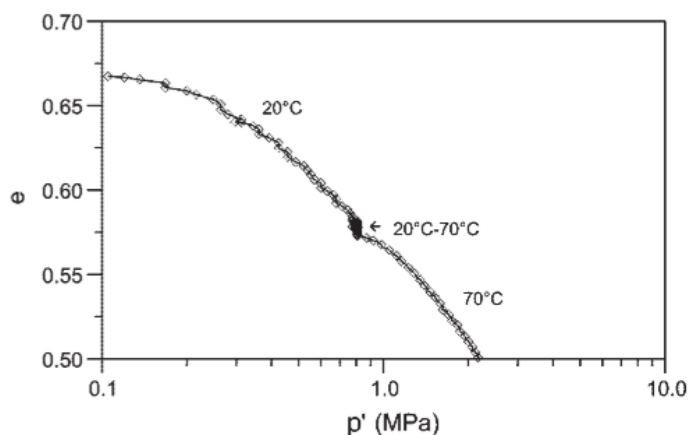


Figura 2.19: Mudança da tensão de pré-adensamento em uma argila Boom Clay pelo incremento de temperatura. (Sultan, 1997).

Laloui *et al.* (2014) comparte a conclusão de que, quanto maior o limite líquido, maior o efeito das variações de temperatura na tensão de pré-adensamento. No mesmo estudo, é relatado que a mudança na tensão de pré-adensamento depende da magnitude da mudança de temperatura, teor de argila, teor de água e ambiente sedimentar. Leroueil e Marques (1996) normalizaram os valores da tensão de pré-adensamento com respeito à temperatura ambiente (20°C), onde a diminuição é em média $1\% \text{ } ^\circ\text{C}^{-1}$ entre 5 e 40°C como se observa na Figura 2.20.

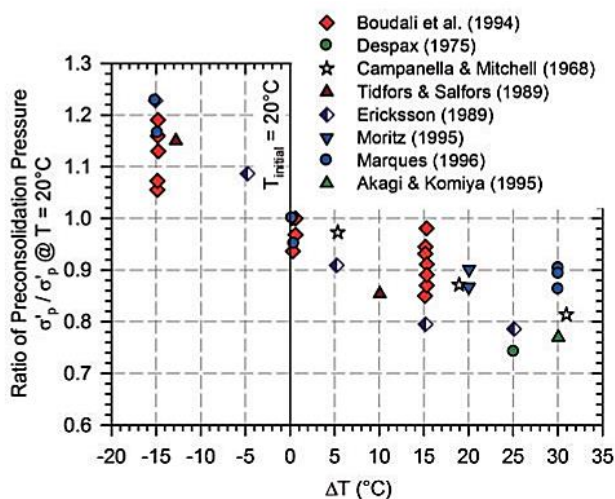


Figura 2.20: Mudança na pressão de pré-adensamento pela mudança de temperatura. (Leroueil e Marques, 1996).

Observando melhor os resultados de Sultan (1997), a diferença de outros autores ele não submeteu o corpo de prova a um descarregamento, tendo uma diminuição do índice de vazios e em efeito o ensaio apresentou uma maior tensão de pré-adensamento. Hong et al. (2013) sugere que a tensão de pré-adensamento diminui só por efeitos de aquecimento, mas quando são submetidos a ciclos de aquecimento-resfriamento existem argilas que apresentam incremento da tensão de pré-adensamento.

2.3 Influência da temperatura na resistência ao cisalhamento em argilas

Kuntiwattanakul *et al.* (1995) estudou o efeito da mudança de temperatura na resistência não drenada em argila caolim em condições NC e OC, onde, (1) fez um adensamento a temperatura ambiente de 20KPa – 196KPa e logo as amostras foram mantidas a temperatura ambiente por uma noite, (2) fez o aquecimento em condições drenadas durante 3 horas aproximadamente depois do adensamento e por último fez o cisalhamento não drenado. Concluiu que em corpos de prova NC a resistência incrementa com o aumento da temperatura e em condições OC só ao início apresenta um incremento do modulo de Young mas a resistência não é influenciada.

Outro importante efeito do aquecimento no solo é a metodologia empregada para chegar à temperatura desejada ou o caminho do incremento da tensão efetiva. Kuntiwattanakul *et al.* (1995) empregaram quatro diagramas como se observa na Figura 2.21.

As observações nos caminhos de adensamento e aquecimento em condições drenadas por Kuntiwattanakul *et al.* (1995) foram as seguintes:

- Em estado normalmente adensado, a resistência ao cisalhamento e a rigidez do solo aquecido em condições drenadas são maiores que as amostras não aquecidas, independentemente dos caminhos de adensamento e aquecimento. A mudança de volume causada por aquecimento não influencia no incremento de resistência e a rigidez.
- Em estado sob-adensado a resistência ao cisalhamento não é afetado pela mudança da temperatura. A rigidez das amostras aquecidas é independente dos caminhos de aquecimento e adensamento.

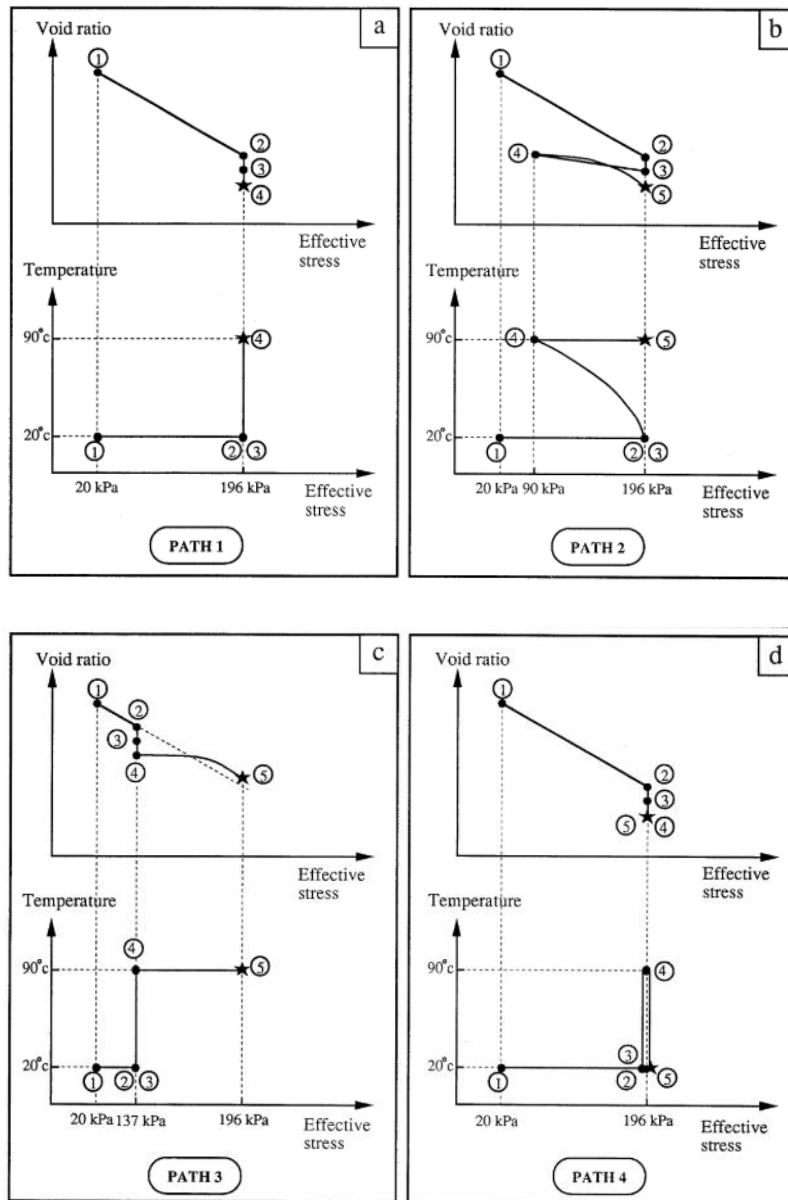


Figura 2.21: Caminhos de adensamento e aquecimento. (Kuntiwattanukul *et al.*, 1995)

Na tabela 2-1 se apresenta um estado de arte dos resultados da influência do aquecimento na resistência ao cisalhamento com as condições consideradas pelos autores. Onde se observa que houve um acréscimo da tensão desviadora quando o aquecimento foi feito em condições drenadas e o cisalhamento não drenado.

Tabela 2-1: Resumo de estudos prévios do efeito da temperatura na resistência ao cisalhamento. (Kuntiwattanakul *et al.*, 1995)

Authors	Types of heating	Types of shearing	Strength after heating
Mitchell (1964)	D	U	↘
Murayama (1969)	U	U	↘
Sherif and Burrous (1969)	U	U	↘
Hueckel and Baldi (1990)	D	D	↘
Lagueros (1969)	D	U	↗
Houston et al. (1985)	D	U	↗
Nobel and Demirel (1969)	D	Direct shear	↗

Notes: D = Drained, U = Undrained

Os resultados de Kuntiwattanakul et al. (1995) não foram o que se esperava, as condições ideais se aplicaram aos corpos de prova, porém, a resistência não se viu influenciada significativamente. Segundo a teoria de mecânica de solos dos estados críticos a diminuição do índice de vazios leva ao solo a um processo de endurecimento, pelo qual, a argila deveria ter apresentado melhoramento. Acredito que o tempo em que se submeteu os corpos de prova ao adensamento térmico foi muito pouco (3 horas) para fazer efeito, até o adensamento mecânico foi de maior duração. Os caminhos de aquecimento e carregamento propostas por Kuntiwattanakul et al. (1995) acredito que não são necessárias, porque, os efeitos da temperatura só dependem do estado de tensões da amostra.

Burghignoli et al. (2000) estudaram o comportamento termomecânico em três tipos de argila reconstituídas ($IP_1=30$, $IP_2= 32$, $IP_3= 38$) aquecidas em condições drenadas e não drenadas com uma taxa de 3°C/hora. No comportamento drenado foram aplicados ciclos térmicos com tensão efetiva constante em amostras normalmente adensadas (NC) e sobreadensadas (OC) a 18°C, 18°C – 48°C, 18°C – 48°C – 18°C e 18°C – 58°C – 18°C. Fizeram ciclos para poder simular a história térmica do solo sometendo corpos de prova a maiores temperaturas que o atual.

Na mecânica de solos denominamos a história de tensões em dois tipos, como normalmente adensado (NC) e sobreadensado (OC). Na mesma lógica Burghignoli et al. (2000) determino dois estados do solo de acordo a sua história térmica normalmente aquecido (NH) é usado para amostras que nunca foram expostas a temperaturas acima da temperatura atual e o termo "superaquecido" (OH) é usado

para amostras que sofreram temperaturas superior à temperatura atual. Os autores observaram que as curvas de tensão - deformação axial em relação às amostras OH estão acima das curvas em relação às amostras NH consolidadas no mesmo valor de p' . Na figura 2.22 se observa que para as amostras de NH, as diferenças parecem muito pequenas e a dispersão usual de dados experimentais pode ser responsável por elas. Na falha, Burghignoli et al. (2000) observaram que os caminhos de tensão no sistema $q:p'$, independem da temperatura e da história térmica, e, em consequência a linha do estado crítico não se vê afetado pela mudança de temperatura. Resultados semelhantes foram obtidos por Houston et al. (1985), embora para temperaturas mais altas (100 ± 200 ° C).

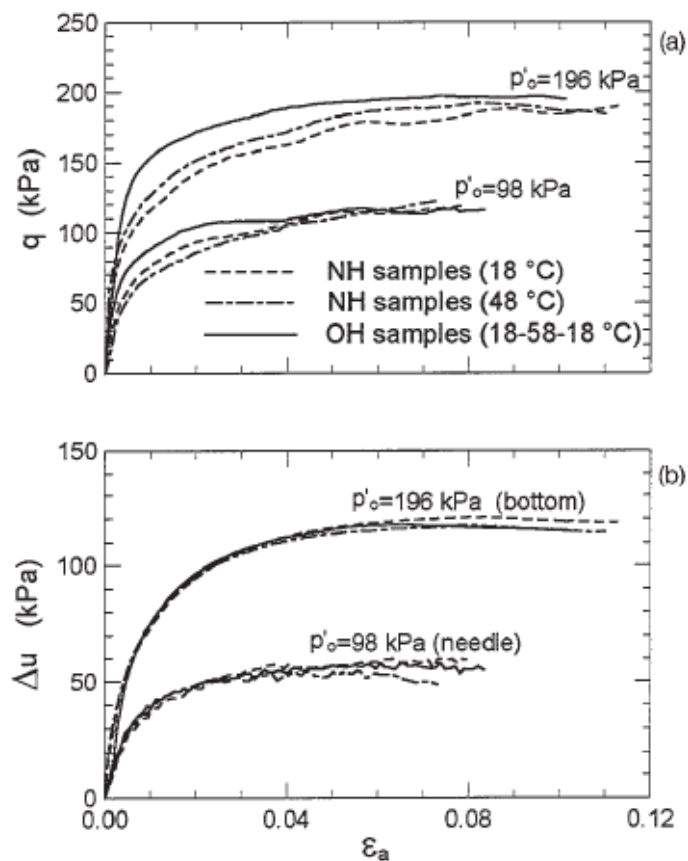


Figura 2.22: Ensaio triaxiais não drenado isotérmico NC (18° - 48°C) e OC (18°-58°-18°C). (Burghignoli et al., 2000)

Burghignoli et al. (2000) conclui que a deformabilidade e a resistência ao cisalhamento do solo não é afetada consideravelmente pela temperatura. Mas os autores atribuem que a diminuição do índice de vazios ocorre devido ao rearranjo das partículas. Além do valor da mudança de temperatura dependem de muitos outros

fatores, como (i) história de tensões, (ii) história térmica, (iii) história da tensão recente, (iv) tempo decorrido entre o final da consolidação primária da última carga mecânica aplicada e o início da carga térmica; e (v) duração das fases de aquecimento e constantes de alta temperatura.

Um aporte fundamental de Burghignoli *et al.* (2000) foi adicionar aos ensaios experimentais os efeitos da história térmica na resistência da argila. Autores como Campanella e Mitchell (1968), Abuel-Naga *et al.* (2007) e Hong *et al.* (2013) consideram a importância do resfriamento no processo de endurecimento das amostras. Nestas pesquisas após um ciclo de aquecimento-resfriamento, os corpos de prova passaram de um estado normalmente adensado (NC) a um estado sobreadensado (OC) a tensão efetiva constante. Por tanto, pode-se afirmar que a conversão do estado de tensões nas amostras foram apenas pelo efeito térmico.

Abuel-Naga *et al.* (2007c) fizeram um estudo da influência térmica na resistência ao cisalhamento drenado e não drenado de uma argila mole (LL=103%, IP= 60) com adensamento isotrópico e anisotrópico de 25° a 90°C, para estados NC e OC. O processo de aquecimento da amostra foi depois do adensamento hidrostático – isotrópico como se observa na Figura 2.23.

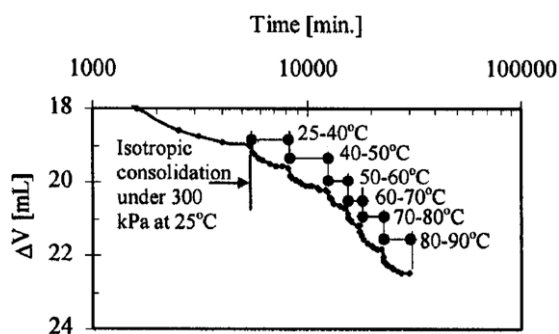


Figura 2.23: Adensamento térmico incremental da amostra. (Abuel-Naga *et al.*, 2007c).

Um dos resultados mais importantes que publicaram Abuel-Naga *et al.* (2007c) foi o comportamento termomecânico dos caminhos de tensões efetivas e totais da argila em condições drenadas e não drenadas. Eles observaram que seja em amostras normalmente adensadas ou sobreadensadas em condições drenadas e não drenadas, tiveram um incremento da resistência ao cisalhamento em quanto aumenta a temperatura, independentemente do estado de tensões como se observa na figura 2.24 e 2.25. Os autores afirmam que os efeitos da temperatura dependem da história

de tensões (NC ou OC) e não do nível de tensão (σ'_3). Isto é comprovado observando o incremento da tensão desviadora para uma mesma tensão de confinamento (300kPa). Observaram que a resistência residual em ensaios de cisalhamento em condições drenadas independe da temperatura como se observa na Figura 2.24.

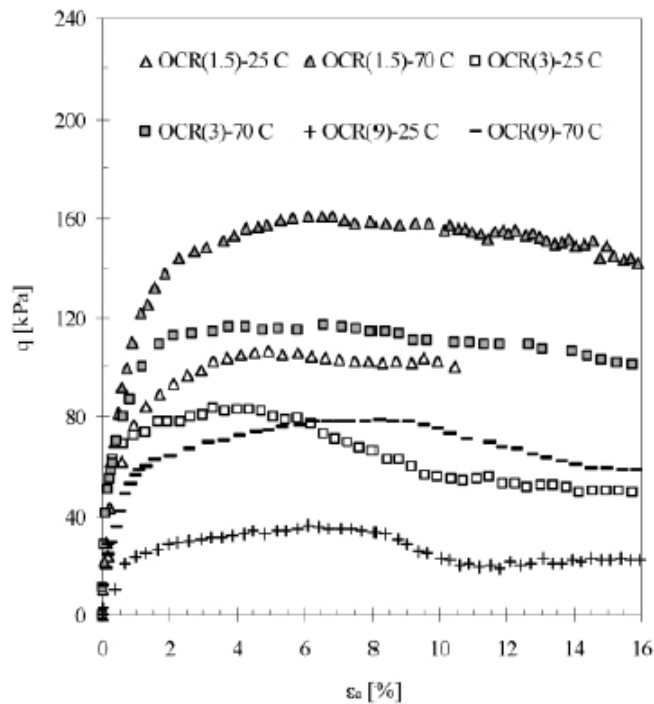


Figura 2.24: Resultados dos ensaios triaxiais não drenada de amostras com $p' = 300$ kPa em diferentes níveis de temperatura e OCR. (Abuel-Naga *et al.*, 2007c).

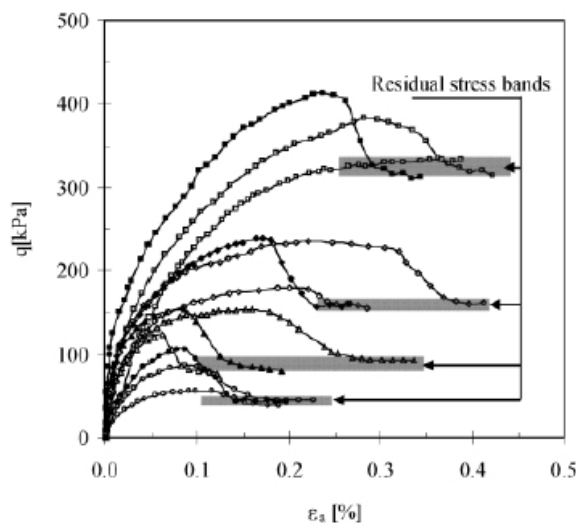


Figura 2.25: Resultados dos ensaios triaxiais drenada de amostras com $p' = 300$ kPa em diferentes níveis de temperatura e OCR. (Abuel-Naga *et al.*, 2007c).

Abuel-Naga *et al.* (2007c) também conclui que a linha do estado crítico no plano q/p' ($M = 0,8$), é independente da mudança de temperatura como se observa na figura 2.26. No entanto, no plano de adensamento unidimensional logarítmico a linha do estado crítico não mostra uma tendência clara, Abuel-Naga *et al.* (2007c) atribui que isto pode acontecer pela dificuldade de obter amostras idênticas indeformadas do subsolo.

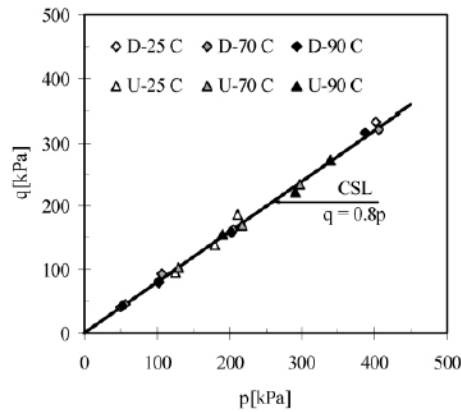


Figura 2.26: Efeito da temperatura na inclinação da linha de estado crítico no plano ($q: p'$). (Abuel-Naga *et al.*, 2007c).

De acordo aos ensaios anisotrópicos que fizeram, Abuel-Naga *et al.* (2007c) observaram que a razão $d\varepsilon_v^p/d\varepsilon_s^p$ aumenta em quanto aumenta a temperatura como se observa na figura 2.27: este comportamento sugere que a regra de fluxo depende da temperatura, onde as deformações plásticas cisalhantes são relativamente independentes do efeito térmico. Os autores também observaram que a superfície de Roscoe vai ficando mais íngreme em quanto aumenta a temperatura.

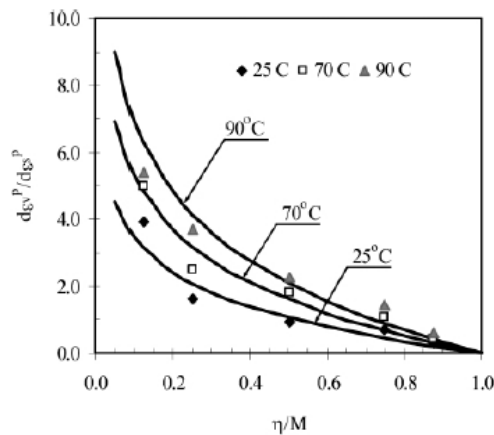


Figura 2.27: Deformações termo-elasto-plásticas. (Abuel-Naga *et al.*, 2008)

Segundo Abuel-Naga *et al.* (2008) o aumento induzido termicamente na resistência ao cisalhamento e estabilidade pode ser atribuído à alteração de volume induzida pelo incremento de temperatura, e as alterações da microestrutura induzidas termicamente. Os autores citam a Pusch e Gäuven (1990) onde fizeram estudos microscópicos realizados em Bentonita sob temperaturas elevadas, mostraram rearranjo microestrutural irreversível na forma de agrupamento mais denso das pilhas de montmorilonita, que normalmente se associavam ao aumento permanente da resistência mecânica e rigidez. Também concluem que a influência da mudança térmica volumétrica na resistência ao cisalhamento é perto a 60% do total, e, a resistência restante de aproximadamente 40% pode ser atribuída às alterações da estrutura induzidas termicamente.

Laloui *et al.* (2014) fez um estado de conhecimento do comportamento termomecânico dos solos, onde afirma que existem estudos que relatam que o aumento da temperatura fortalece a argila. Por outro lado, há resultados experimentais mostrando que um aumento na temperatura pode reduzir ligeiramente a resistência ao cisalhamento.

O efeito da temperatura na resistência depende do tipo de solo, mineralogia, história de tensões, condições de drenagem durante o aquecimento e cisalhamento. Além disso, Hueckel *et al.* (2009) declara que a ênfase insuficiente na história térmica e de tensões da amostra de solo é uma das principais razões da confusão. Como resultado, não é possível obter uma tendência clara sobre o efeito das mudanças de temperatura na resistência ao cisalhamento.

Na maioria dos estudos apresentam um aumento da rigidez do solo quando o aquecimento é aplicado em condições drenadas e o cisalhamento em condições não drenadas. Nesta metodologia ao aumentar a temperatura na estrutura do solo, gera uma expansão térmica dos minerais e da água (maior porcentagem) debilitando a microestrutura, que quando é submetido a uma tensão efetiva começa uma aceleração de deformações maior ao adensamento mecânico normal, o que significa que uma amostra mais rígida é obtida.

Com base nos resultados apresentados na literatura, parece que o estudo e os conflitantes resultados devem ser analisados com cautela. Alguns estudos foram realizados em amostras aquecidas enquanto outros são aquecidos e resfriados e,

portanto, uma distinção não clara é feita durante a análise e pode enganar as conclusões sobre o efeito da temperatura nos solos.

2.4 Influência da temperatura nas propriedades mecânicas da argila

No solo, o incremento de temperatura influenciara de maneiras distintas em cada uma das suas características que dependem da sua formação geológica. Na mecânica de solos, as propriedades como a plasticidade, permeabilidade total, permeabilidade intrínseca, condutividade hidráulica, microestrutura e composição química dos minerais são sensíveis ao efeito térmico. Algumas de essas mudanças serão explicadas neste estudo.

Delage *et al.* (2000) fizeram estudos experimentais de ensaios de aquecimento drenado rápido em argila Boom Clay, e observaram que a permeabilidade aumentou com o incremento da temperatura, devido à diminuição da viscosidade da água a altas temperaturas como se observa na Figura 2.28. Delage *et al.* (2000) também apresentou ensaios de mudança da permeabilidade intrínseca (K') que é a permeabilidade ligada as características que possui a amostra, onde apresenta que a relação entre a permeabilidade intrínseca (K') e a porosidade (n) é única e linear, que parece diminuir em quanto aumenta a temperatura como se observa na Figura 2.29. Conseqüentemente, a permeabilidade intrínseca de uma amostra carregada a uma dada temperatura depende apenas da sua porosidade, independentemente da trajetória termomecânica anteriormente seguida em um plano (p' ; T). Em outras palavras, mudanças de volume criadas por tensão e/ou mudanças de temperatura têm o mesmo efeito sobre o sistema intrínseco.

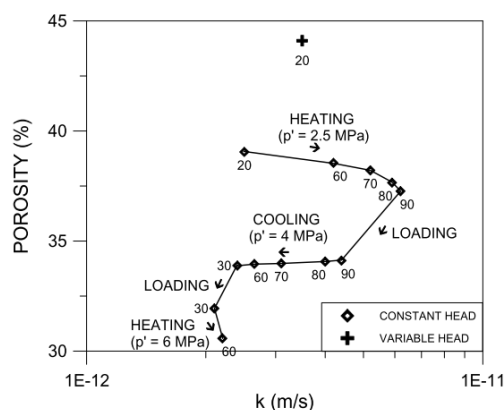


Figura 2.28: Probas de permeabilidade em argila Boom Clay a diferentes níveis de temperatura. (Delage *et al.*, 2000).

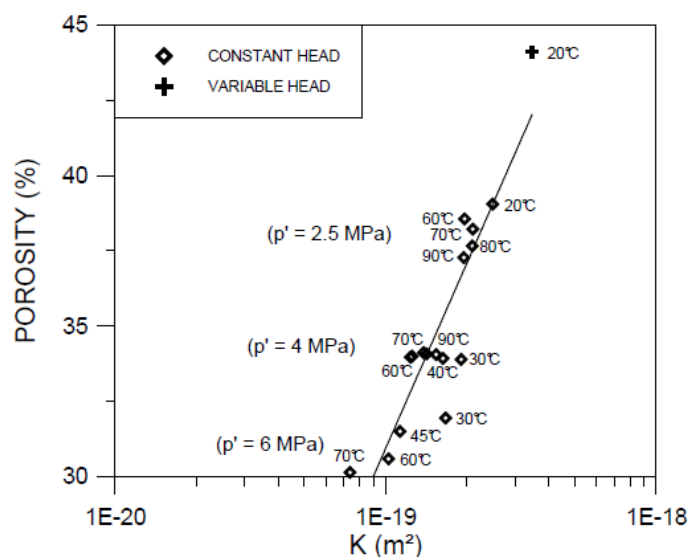


Figura 2.29: Resultados dos ensaios de permeabilidade, em termos de permeabilidade intrínseca (K'). (Delage *et al.*, 2000).

Chen *et al.* (2017) estudaram em argila Boom Clay o mecanismo de variação da condutividade hidráulica sob condições complexas de acoplamento termo- hidráulico em equips triaxiais. Eles observaram que medições diretas das condutividades hidráulicas verticais (K_v) e horizontais (K_h) mostram que a condutividade hidráulica a 80°C é cerca de 2,4 vezes maior do que a temperatura ambiente (23°C), e a variação da condutividade hidráulica com a temperatura é basicamente reversível durante um ciclo de aquecimento-resfriamento, como se observa na Figura 2.30.

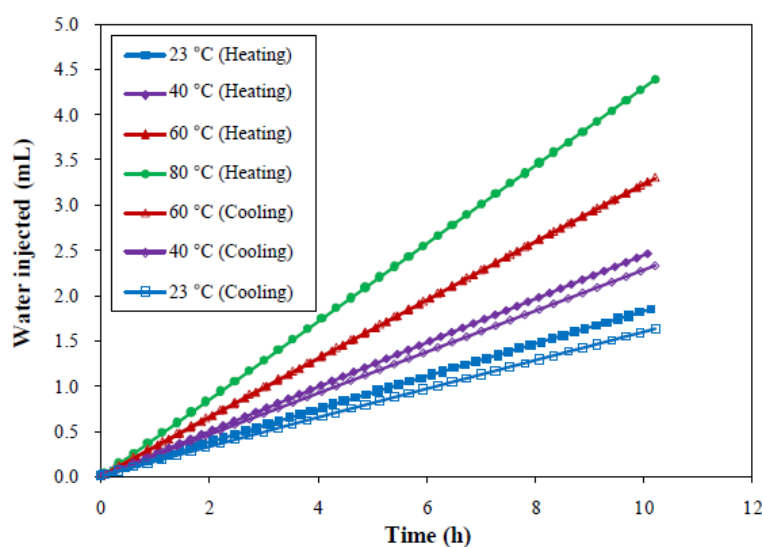


Figura 2.30: Relações fluxo-tempo da água injetada em diferentes níveis de temperatura. (Chen *et al.*, 2017).

No item 2.1 se falou sob como o aquecimento gera uma aceleração de deformações volumétricas baixo uma tensão efetiva constante, esse comportamento, estaria diretamente relacionado com as mudanças das propriedades intrínsecas como a permeabilidade e viscosidade das argilas pelo efeito térmico. Sabemos em quanto maior a temperatura a viscosidade da água diminui, incrementando a permeabilidade do solo para depois apresentar reorientações térmicas das interpartículas do solo. Acredito que a água livre no solo pode ser diretamente afetado pela temperatura, porém, a sua drenagem poderia também ser causado por um adensamento mecânico, mas não a água adsorvida. A água adsorvida forma os contatos viscosos existentes no solo, onde, para o solo apresentar maiores deformações pelo incremento da temperatura tenderiam a se transformar em contatos solido-solido.

2.5 Modelos termomecânicos existentes

O estado de conhecimento de modelos que reproduzem a resposta termomecânica de argilas saturadas a temperaturas elevadas foram publicados em vários estudos. Hueckel e Borsetto (1990) modificaram o modelo de estado crítico de Schofield e Wroth (1968) para levar em conta os efeitos térmicos, quando o estado de tensão é elástico, presume-se que o domínio elástico encolhe durante o aquecimento e se expande durante o resfriamento.

Robinet *et al.* (1996) modelaram o comportamento termo-elasto-plástico de argilas saturadas não expansivas usando o modelo Cam-Clay modificado e simularam os testes termomecânicos em argila Boom Clay. Um modelo termo-viscoplástico cíclico foi desenvolvido por Modaressi e Laloui (1997), que inclui o endurecimento térmico e a avaliação das superfícies de plastificação com a temperatura.

Laloui *et al.* (2014) afirma que o desenvolvimento da deformação termoplástica começa quando o ponto de tensão atinge a superfície de plastificação térmica no plano ($p' \times T$), como se observa na figura 2.31. A diminuição da tensão de pré-adensamento com a temperatura pode ser observada no item 2.2.

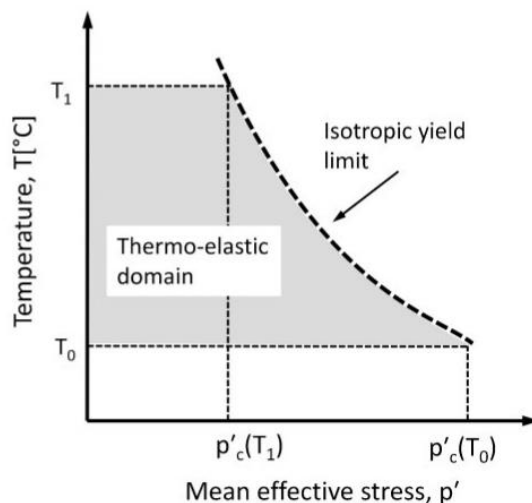


Figura 2.31: Superfície de plastificação termoplástico isotrópico. (Laloui *et al.* 2014).

A Figura 2.38 apresenta um diagrama tridimensional onde relaciona a tensão media efetiva e a tensão desviadora com a evolução da temperatura ($p' \times q \times T$), na atualidade se apresentaram bastantes estudos de modelagem numérica, porém, ainda não existe um modelo termomecânico definido.

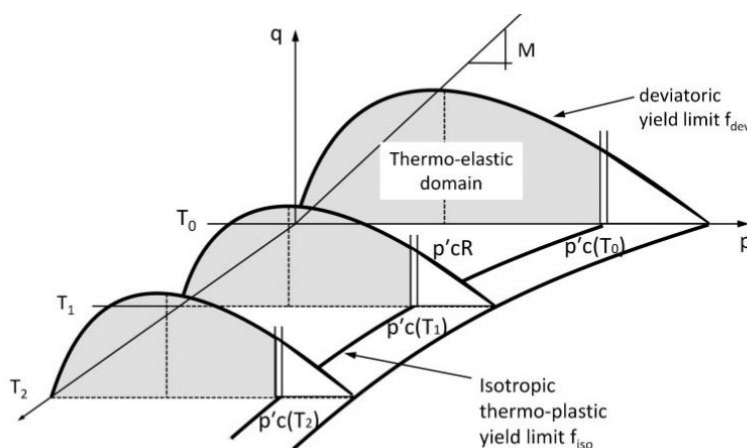


Figura 2.32: Diagrama tridimensional ($p' \times q \times T$). (Laloui e François, 2009).

Atualmente a relação ($p' \times T$) viu-se modificada, onde, existe uma superfície de plastificação térmica para argilas normalmente adensadas (LC) e outra superfície para argilas altamente sobreadensadas ($OCR > 2$) (TY) como se observa na Figura 2.33. Os autores afirmam que existem argilas sobreadensadas que apresentam deformações plásticas térmicas após um pequeno incremento de temperatura, esse comportamento foi observado no estudo de Baldi *et al.* (1988), onde, após um determinado nível de

temperatura e dilatação as argilas sobreadensadas começaram a apresentar deformações plásticas. Esta abordagem já foi considerada nos modelos de Cui *et al.* (2000) e Abuel-Naga *et al.* (2007).

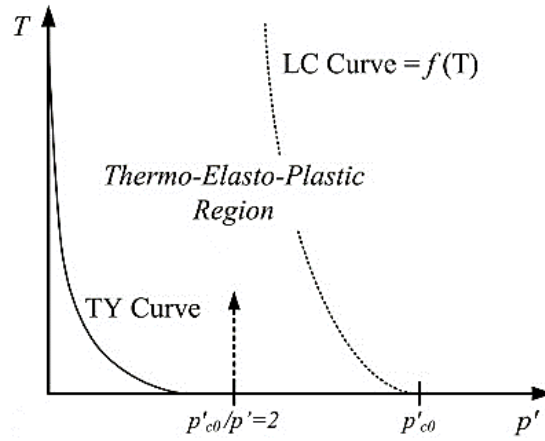


Figura 2.33: Curvas de plastificação térmica para solos NC e OC. (Coccia e McCartney, 2016).

CAPITULO 3. MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo destina-se à apresentação dos materiais, equipamentos e métodos utilizados para o desenvolvimento das atividades do programa experimental desta dissertação de mestrado.

3.1 Materiais

3.1.1 Solo

O programa experimental, que consistiu de ensaios de caracterização e triaxiais, foi realizado com uma argila marinha típica da costa sul Brasileira. Estas estavam condicionadas em amostradores de parede fina tipo Shelby. A argila foi extraída dos amostradores e totalmente amolgada para posteriormente ser homogeneizada. O objetivo deste procedimento foi de obter uma única amostra eliminando possível heterogeneidade dos sedimentos marinhos que pudesse existir nos shelys. Parte do material homogeneizado foi separada para os ensaios de caracterização, e outra parte para reconstituição dos corpos de prova para execução dos ensaios triaxiais.

Os ensaios de caracterização seguiram os procedimentos preconizados nas normas brasileira. Estas são relacionadas a seguir;

- a) Análise granulométrica por peneiramento e sedimentação seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 7181/84 – “Solo – Análise Granulométrica – Método de Ensaio”;
- b) Umidade natural (w) seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 6457/86 “Amostras de Solo – Preparação para Ensaios de Compactação e Ensaios de Caracterização – Método de Ensaio”;
- c) Limite de liquidez (LL) seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 6459/84 “Solo – Determinação do Limite de Liquidez – Método de Ensaio”;
- d) Limite de plasticidade (LP) seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 7180/84 “Solo – Determinação do Limite de Plasticidade – Método de Ensaio”;
- e) Densidade dos grãos (G) seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 6508/84 “Grãos de Solos que Passam na Peneira de 4,8mm – Determinação da Massa Específica”;

- f) Teor de matéria orgânica (TMO) seguindo o que preconiza a norma ABNT NBR 13600/1996 “Solo – Determinação do Teor de Matéria Orgânica por Queima a 440°C”.

3.1.2 Consolidometro/ Aparato para reconstituição dos corpos de prova

Para a reconstituição dos CPs foi montado no laboratório da centrifuga geotécnica da Universidade Estadual do Norte Fluminense um consolidometro (figura 3.1). Este consolidometro é constituído por molde bi-partido, container com sistema de reação para aplicação da carga, atuador hidráulico, interface ar-óleo, painel com válvulas reguladoras de pressão, computador, conversor/condicionador AD, 1 célula de carga e 1 transdutor de deslocamento.

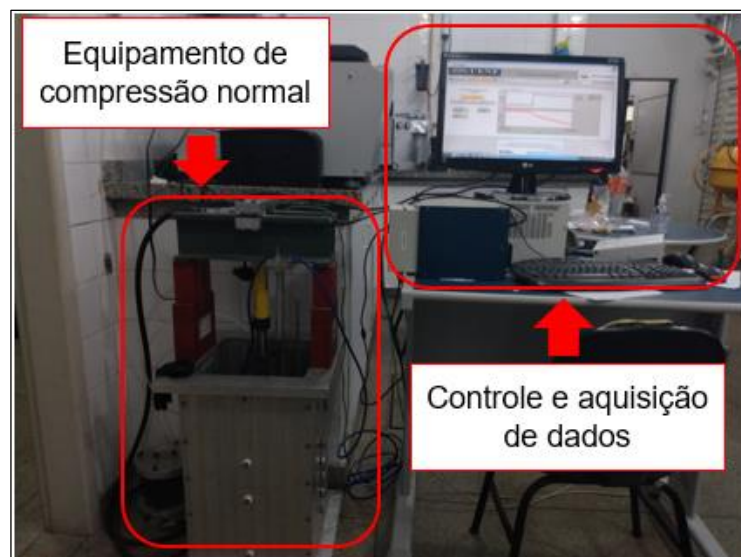


Figura 3.1: Consolidometro para reconstituição de CPs por compressão normal do laboratório de centrifuga geotécnica – UENF.

Alguns testes e cálculos foram feitos para saber qual massa da amostra de argila com uma umidade inicial de 91 % deveria ser colocada para preparar um CP com relação H/D próxima de 2 (H de 76,2mm; D de 38,0mm). O molde era montado com o prolongador e a amostra cuidadosamente colocada. Então, o molde com a amostra era colocada no container que era preenchido com água até o topo do prolongador para que não houvesse perda de umidade. Todos os CPs foram preparados com 230,00g. de solo.

Na Figura 3.2 é apresentado o molde preparado para ser colocado no container, enquanto que a Figura 3.3 apresenta em detalhes os transdutores de deslocamento e a célula de carga.

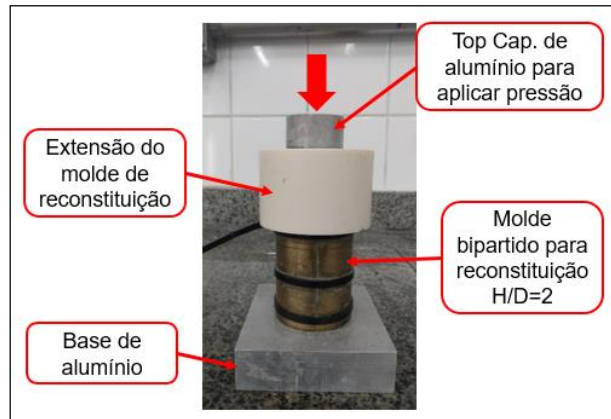


Figura 3.2: Molde bipartido para a reconstituição dos corpos de prova do laboratório de centrifuga geotécnica – UENF.

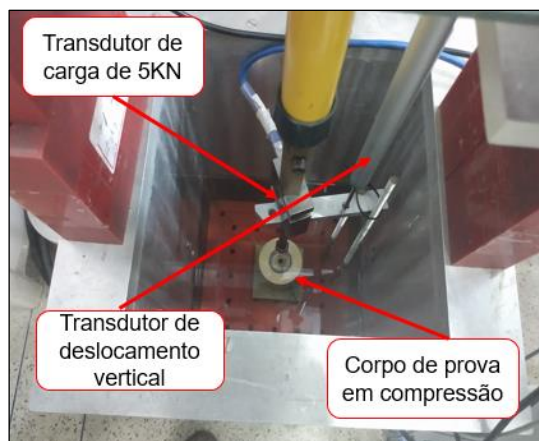


Figura 3.3: Detalhe da montagem dos transdutores de deslocamento e de força do laboratório de centrifuga geotécnica – UENF.

3.1.3 Triaxial convencional

Equipamento para desenvolver pesquisas em mecânica de solos, que tem a capacidade de submeter um corpo de prova a diferentes estados de tensões efetivas num campo axisimétrico. A Figura 3.4 mostra o equipamento fabricado pela empresa “GDS Instruments”.

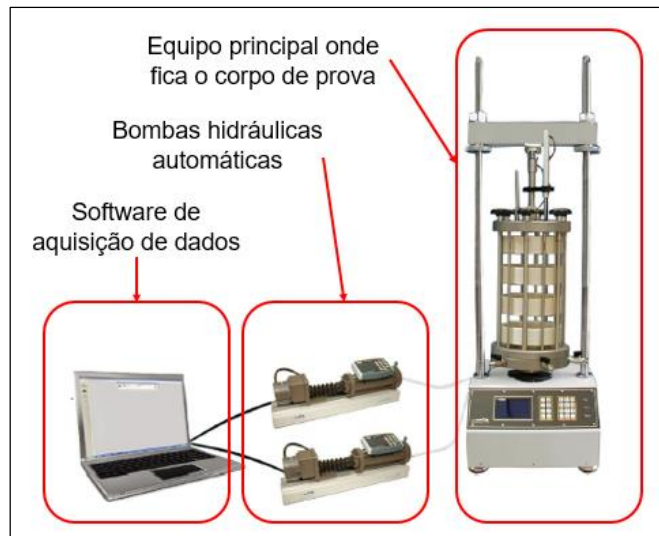


Figura 3.4: Componentes do triaxial convencional. Fonte: GDS Instruments.

As funções das partes do triaxial convencional (Figura 3.4) são as seguintes:

- a) Bomba hidráulica de confinamento (Figura 3.5): É um atuador hidráulico para a regulagem e medição precisa da pressão do fluido (geralmente água). Esta bomba hidráulica permite controlar a pressão confinante no interior da célula. A pressão máxima que pode atingir a bomba é de 2MPa.



Figura 3.5: Bomba de confinamento do triaxial convencional no laboratório da centrifuga geotécnica (UENF).

- b) Bomba hidráulica de contrapressão: Na entrada de contra-pressão da câmara é instalada uma bomba semelhante a apresentada na Figura 3.5. O objetivo é controlar a pressão interna do C_p . Na Figura 3.6 observa-se os dois atuadores hidráulicos do triaxial convencional no laboratório da centrifuga geotécnica.



Figura 3.6: Atuadores hidráulicos do triaxial convencional no laboratório da centrifuga geotécnica – UENF.

- c) Câmara triaxial (Figura 3.7): A vantagem principal da célula é a distribuição hidrostática da pressão confinante ($\sigma_2=\sigma_3$), permitindo submeter o CP a um campo axisimétrico de tensões. Porém são casos especiais da geologia e topográfica de campo onde $\sigma_2=\sigma_3$.



Figura 3.7: Célula de confinamento. Fonte: GDS Instruments.

- d) Prensa (Figura 3.8): A prensa do laboratório da centrifuga geotécnica da UENF é do tipo GDS LF50 (GDS Instruments). É uma prensa eletromecânica projetada para uso em laboratórios de ensaios geotécnicos. A estrutura de carga é usada principalmente para ensaios de velocidade de deslocamento constante, como o usado em ensaios tradicionais de cisalhamento triaxial ou adensamento CRS (taxa constante de deformação).



Figura 3.8: Prensa convencional. Fonte: GDS Instruments

e) Software de aquisição de dados: O Software é conhecido como GDS Lab desenvolvido pela empresa GDS Instruments. Permite a aquisição e processamento dos dados registrados pelos transdutores de tensão, carga e deslocamento. A Figura 3.9 mostra o menu principal do software.

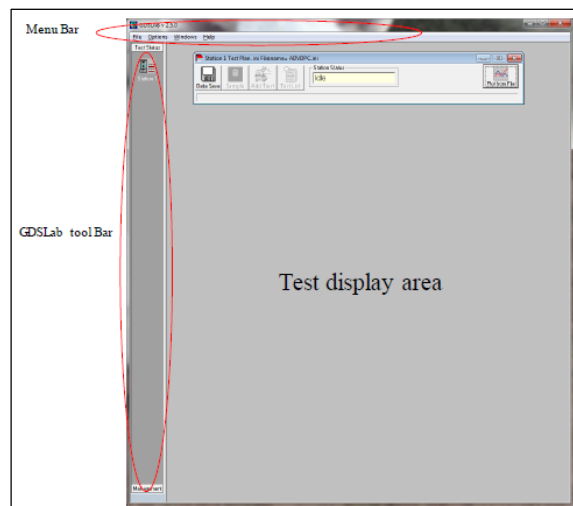


Figura 3.9: Menu principal do software GDS Lab. Fonte: GDS Instruments.

3.1.4 Triaxial térmico

É um equipamento adquirido recentemente pelo Laboratório da Centrifuga Geotécnica da UENF. Permite desenvolver pesquisas relacionadas ao comportamento termomecânico das argilas. O triaxial térmico é um equipamento que permite o controle da temperatura dos ensaios que podem ser feitos no triaxial convencional.

Além das partes de um triaxial convencional o novo equipamento foi substituído por uma célula resistente ao calor e um sistema de controle de temperatura autônomo e independente com três termopares. Na Figura 3.10 se observa a célula triaxial térmica, termopares e os fios que conduzem o aquecimento elétrico. Cada um serão descritos nos itens a continuação.

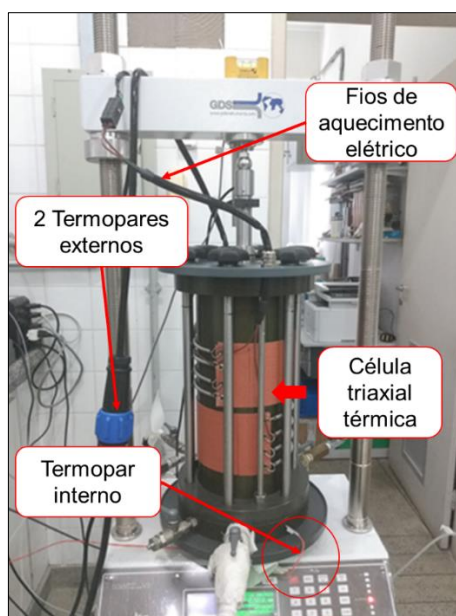


Figura 3.10: Partes principais do triaxial térmico do laboratório de centrifuga geotécnica – UENF.

3.1.4.1 Câmara triaxial térmica

A Figura 3.11 mostra a célula térmica adquirida pelo laboratório da centrifuga geotécnica – UENF com serial N° 22463. Segundo as especificações a célula permite um aquecimento de máximo 65°C e contém um cobertor de isolamento térmico como se observa na Figura 3.12. A capacidade da célula é de 4MPa.

A prensa tipo GDS LF50 (Figura 3.8) é a mesma seja para célula convencional (realizar ensaios convencionais) como para ensaios térmicos com temperaturas

maiores que as do ambiente. A transferência de calor para o corpo de prova é mediante o aquecimento da água contido na célula através das bandas aquecedoras (Figura 3.11).

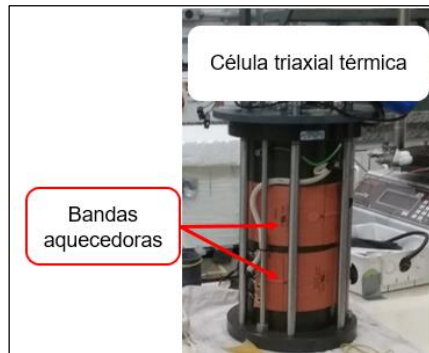


Figura 3.11: Célula triaxial térmica do laboratório da centrifuga geotécnica – UENF.



Figura 3.12: Cobertor de isolamento térmico da célula triaxial térmica do laboratório de centrifuga geotécnica – UENF.

3.1.4.2 Sistema de controle de temperatura

É uma das partes principais do triaxial térmico, que tem a capacidade de controlar o aquecimento da água dentro da célula. A resistência elétrica está instalada nos “cobertores” que aquece todo o sistema.

Na Figura 3.13 é apresentado o sistema utilizado para controlar a temperatura. Este também foi adquirido na GDS. Observa-se que este equipamento tem um controlador de temperatura que é ligado ao termopar que está dentro da câmara triaxial.

Para avaliar todo o sistema de aquecimento foi feito um teste com um termopar instalado em um multímetro digital, onde verificou-se uma pequena diferença de 2° C para menos. Considerou-se aceitável esta diferença pois leva-se um tempo para desmontar o sistema e fazer a medição com o multímetro.



Figura 3.13: Sistema de controle de temperatura do laboratório da centrifuga geotécnica – UENF.

3.1.4.3 Termopares

Tem a finalidade de registrar a temperatura em tempo real. O triaxial térmico adquirido pelo laboratório da centrifuga geotécnica da UENF contém três termopares, dois externos e um interno. Porém na presente pesquisa houve a possibilidade de incrementar mais um termopar exterior para o controle do aquecimento da água a contrapressão dos CPs (Figura3.15).

Na Figura 3.14 se observa a posição do termopar interno denominado T1, localizado na base do triaxial térmico. Este termopar permite medir a temperatura da água no interior da célula triaxial. Os dois termopares externos estão localizados na parede exterior da célula (Figura 3.10) com a função de registrar as temperaturas das bandas aquecedoras (Figura 3.11).

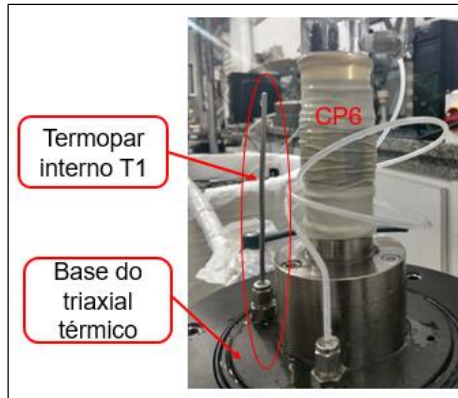


Figura 3.14: Termopar interno (T1) do triaxial térmico adquirido pela centrifuga geotécnica da UENF.

3.1.5 Sistema de aquecimento na linha de contrapressão

Esta parte do equipamento não pertence ao novo triaxial térmico adquirido. Foi instalado no sistema por sugestão do com a finalidade de restringir qualquer troca térmica na linha de contrapressão dos CPs.

Na Figura 3.15 se apresenta o sistema de aquecimento na linha de contrapressão. Constituído por um recipiente de aquecimento (Figura 3.16) onde se encontra um tubo de aço inoxidável de 1/8" submerso em água. O recipiente também contém uma resistência elétrica e um termopar com um sistema eletrônico para controlar a temperatura na linha de contrapressão (Figura 3.16).

O sistema permite que a água vindo baixo pressão controlada da bomba hidráulica na linha de contrapressão é aquecida até a temperatura colocada no sistema de aquecimento mostrado na Figura 3.15. A Figura 3.16 permite observar a metodologia de aquecimento descrito.

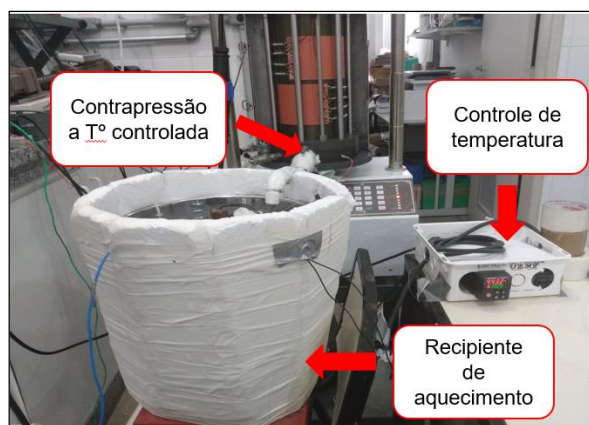


Figura 3.15: Sistema de aquecimento na direção de contrapressão.



Figura 3.16: Vista por cima do sistema de aquecimento na direção de contrapressão.

3.2 Metodologia

Como mencionado no item 3.1.1, a partir de uma massa de argila amolgada e homogeneizada com teor de umidade média de 91%, todos os corpos de prova (CPs) foram reconstituídos. A amostra é descrita como argila marinha deformada não alterada.

Para a reconstituição do CP é preciso uma massa de solo de 230.0g. O procedimento para colocar a massa no molde bipartido (Figura 3.17) se descreve a continuação:

- Primeiro: colocar papel filtro na base do molde, logo a massa total de 230.0g é introduzida manualmente no molde bipartido (Figura 3.17) mediante pressões

leves das mãos do técnico até ficar nivelado com a extensão do molde (Figura 3.17). Qualquer excesso de massa é retirado e eliminado.

- Segundo: colocar outro papel filtro no topo do molde com extensão, e, em seguida o top cap de alumínio (Figura 3.17), com a finalidade de distribuir a carga normal do consolidometro.

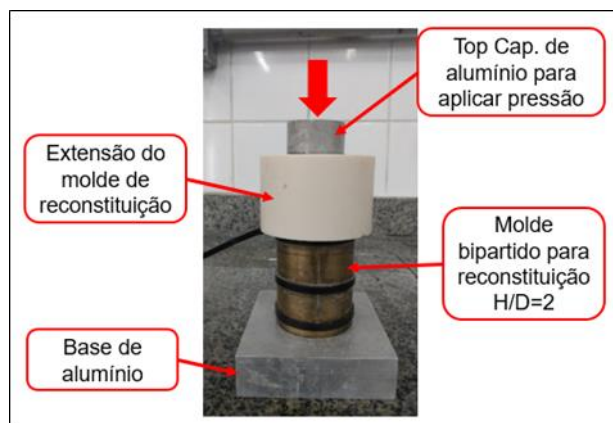


Figura 3.17: Molde bipartido para reconstituição dos CPs.

- Terceiro: a massa contida no molde é colocada no container. Para a reconstituição o consolidometro permite aplicar tensões normais pré-estabelecidas. Estas foram distribuídas em cinco estágios, os quais são: 7, 15, 30, 50 e 100 kPa como se observa na Tabela 3-1.

Na Tabela 3-1 pode-se fazer o registro de cada etapa da preparação dos CPs. As pressões já estão programadas, aparecendo na primeira coluna da tabela. Assim, no final do último estágio pode-se calcular os índices físicos dos CPs, pois tem-se a altura final do CP, o diâmetro e, finalmente, mede-se o teor de umidade final.

Tabela 3-1: Tabela de controle para a reconstituição da amostra.

Pressão (kPa)	Hora e data inicial	Hora e data final	Pressão inicial (kPa) (Pi)	Pressão final (kPa) (Pf)	Deformação inicial (Di)	Deformação final (Df)
7						
15						
30						
50						
100						

A Tabela 3-1 foi utilizada na preparação de todos os CPs. A reconstituição de cada corpo de prova leva um tempo aproximado de 5 dias. Depois de completar o estágio de 100KPa o CP é extraído do molde bipartido cuidadosamente e qualquer excesso de altura é removido, ficando todos os CPs com as dimensões aproximadas de 3,8 cm de diâmetro e 7,6 cm de altura como se observa na Figura 3.18.

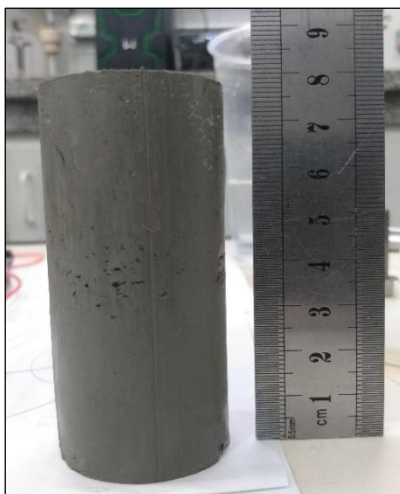


Figura 3.18: CP reconstituído (CP1).

3.2.1 Uso de papel filtro radial nos corpos de prova (CP)

Nos primeiros ensaios observou-se que o tempo necessário para adensar um CP hidrosticamente no triaxial foi maior que um dia. Portanto, com o objetivo de diminuir o tempo do adensamento mecânico, decidiu-se empregar a drenagem radial proposto por Bishop e Henkel (1962). Na Figura 3.19 se apresenta o CP1 com papel filtro radial disfarçando a parede externa e duas pedras porosas (topo e base).

A drenagem radial permitiu reduzir o tempo de adensamento mecânico a uma média de cinco horas, permitindo economizar tempo e recursos. Porém, segundo Bishop e Henkel (1962) esta metodologia influencia na velocidade de cisalhamento em ensaios triaxiais.

Bishop e Henkel (1962) afirma que para solos de baixa permeabilidade, o tempo mínimo requerido para a falha do CP em ensaios tipo CID pode-se calcular pela seguinte equação:

$$t_f = \frac{20h^2}{\eta c_v}$$

Onde, η é o fator da condição de drenagem do CP, h é a altura do CP e C_v é o coeficiente de adensamento. Para a condição de drenagem de ambos extremos e radial do CP como se observa na Figura 3.19 o valor de η é 40,4.

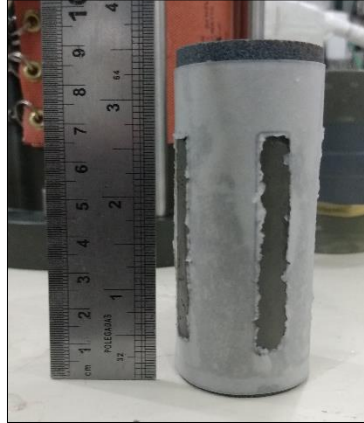


Figura 3.19: CP1 com papel filtro radial e pedras porosas na base e no topo.

Substituindo os valores na equação anterior, o tempo mínimo requerido para a falha de um CP foi de 14520,03 segundos equivalente a 4,03 horas. Portanto, a velocidade de cisalhamento calculada para um deslocamento principal de 20% do CP é 0,0612mm/min. Bishop e Henkel (1962) sugerem esta velocidade para ensaios tipo CID, porém seja para ensaios tipo CID ou CIU em caso de argilas (argila mole) a velocidade de cisalhamento deveria ser a mesma pela baixa capacidade de dissipação do excesso de poropressão. A velocidade de cisalhamento programada na prensa para todos os ensaios triaxiais feitos na presente pesquisa foi de 0,06mm/min.

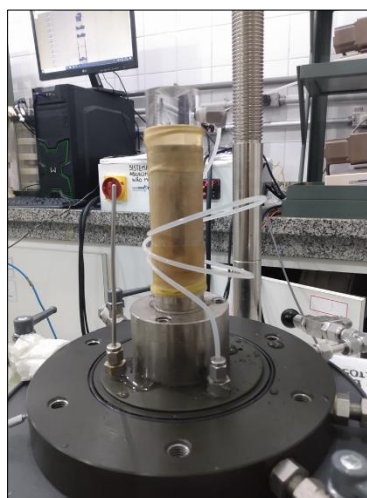


Figura 3.20: CP1 montada na plataforma base do triaxial com contrapressão dirigida nos extremos.

Na Figura 3.20 se apresenta a montagem do CP1 na base da câmara triaxial com drenagem na base e no topo. A metodologia de dirigir a contrapressão nos dois lados extremos permite uma melhor saturação, diminuição do tempo de adensamento mecânico e uma ótima distribuição de tensões internas em solos com alta plasticidade. Esta metodologia foi empregada em todos os CPs da presente pesquisa.

3.2.2 Procedimento padrão para ensaios triaxiais tipo CIU a temperatura ambiente

Depois da montagem do CP na célula, os ensaios triaxiais desenvolvidos a temperatura ambiente ($T^{\circ}A^{\circ}$) corresponderam ao procedimento mostrado na Figura 3.21. As tensões efetivas finais foram 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa.

No item 3.2.1 já foram descritas as características de drenagem de cada CP, antes de prosseguir com o ensaio triaxial que envolve os estágios da Figura 3.21. A seguir os detalhes de cada etapa são descritos:

- i. Saturação: a saturação é por contrapressão, segundo a norma ASTM: D4767-11 aconselha para argilas de alta plasticidade uma pressão mínima para atingir um $S_v=100\%$ de 300KPa. Na presente pesquisa foram empregadas uma tensão confinante de 300KPa e uma contrapressão de 296KPa em um intervalo de três horas. O corpo de prova se considera saturado se o valor de B é maior a 0,96. Em todos os CPs se atingiu um valor de B maiores ou iguais a 0,98.
- ii. Adensamento mecânico: pertence ao adensamento hidrostático comum empregado em ensaios triaxiais. No estágio da saturação as tensões iniciais foram confinante 300KPa e contrapressão 296KPa, por tanto, para uma tensão efetiva de 100KPa nesta etapa a tensão confinante foi incrementada a 400KPa e a contrapressão mantida em 300KPa. A mesma metodologia foi empregada para atingir tensões efetivas de 200 e 400KPa.
- iii. Cisalhamento: é o último estágio do procedimento em ensaios triaxiais a temperatura ambiente. A tensão efetiva atingida na etapa de adensamento mecânico em cada CP é mantida constante na presente etapa. A metodologia de cisalhamento do equipamento triaxial em geral no laboratório da centrifuga geotécnica da UENF é por deformação controlada. Segundo as recomendações de Bishop e Henkel (1962) pela influência do papel filtro radial, a velocidade padrão calculada para ensaios triaxiais tipo CIU é 0,06 mm/min.

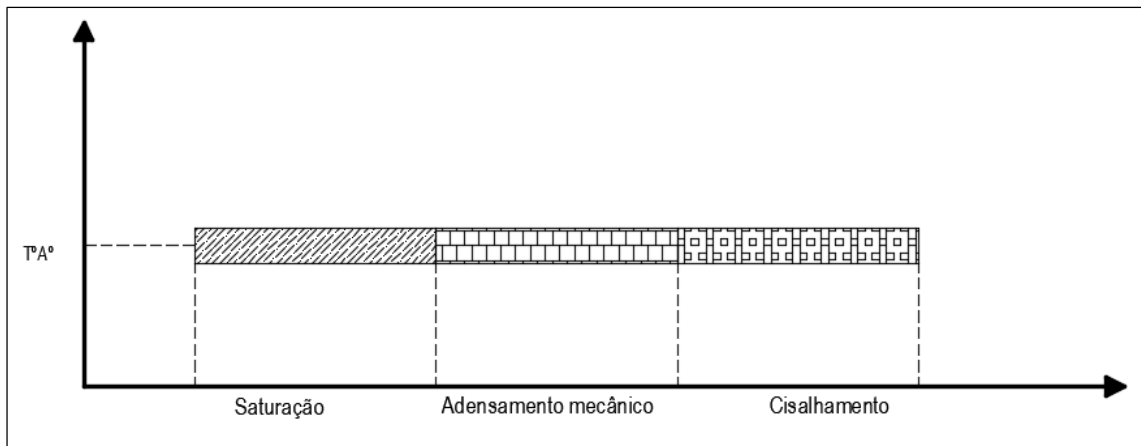


Figura 3.21: Diagrama do procedimento padrão para ensaios triaxiais tipo CIU a temperatura ambiente ($T^{\circ}A^{\circ}$).

3.2.3 Procedimento padrão para ensaios triaxiais tipo CIU a temperaturas maiores que a do ambiente (temperatura controlada)

Os ensaios triaxiais tipo CIU a temperaturas maiores ao ambiente, são o objetivo da presente pesquisa. Para determinar o procedimento padrão foram realizados testes com diferentes metodologias, para logo optar pelo procedimento com melhores resultados mostrado na Figura 3.22.

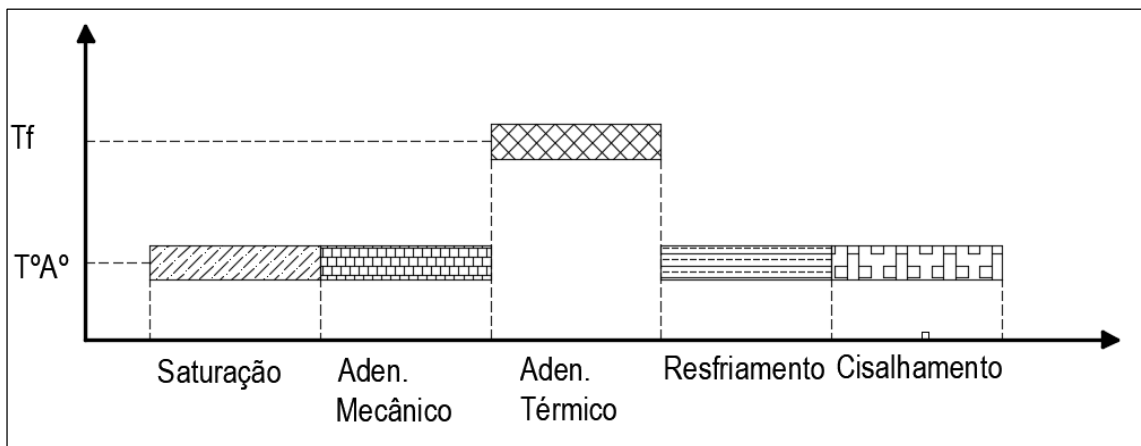


Figura 3.22: Diagrama do procedimento padrão para ensaios triaxiais tipo CIU a temperaturas maiores ao ambiente.

A diferença dos ensaios triaxiais a temperatura ambiente, foram adicionadas as etapas de *adensamento térmico* e *resfriamento*. A seguir são descritas as etapas executadas:

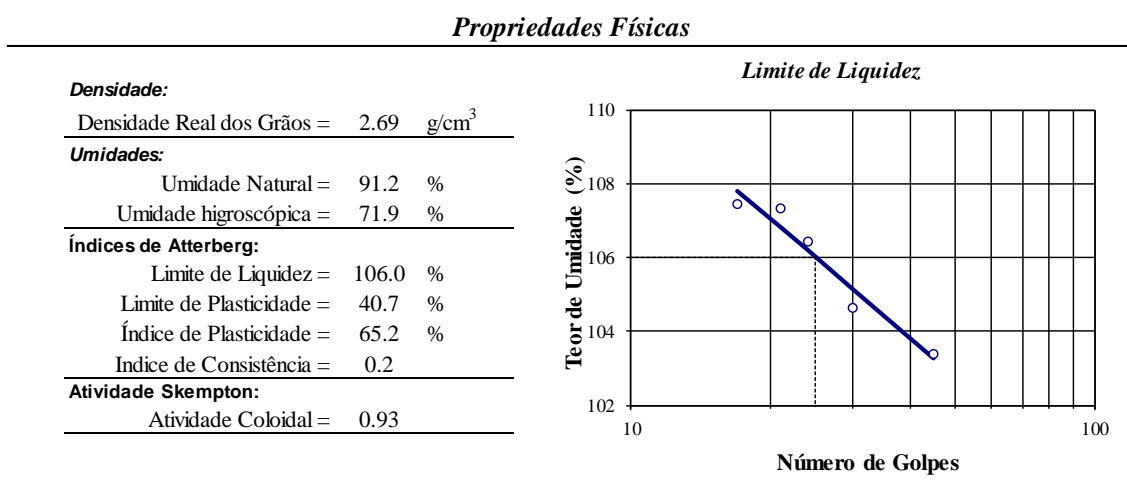
- i. Saturação e adensamento mecânico: a metodologia desta etapa são as mesmas dos ensaios a temperatura ambiente, por tanto, a metodologia já foi descrita no item 3.2.2.
- ii. Adensamento térmico: é a etapa adicional mais importante do procedimento padrão. Consiste em incrementar a temperatura do corpo de prova até um “Tf” (Figura 3.22), permanecendo constante a tensão efetiva determinada durante a etapa anterior. O aquecimento foi a uma taxa constante de 0,5°C/min, permitindo chegar em 30min para ensaios a 40°C e 60min para ensaios a 55°C. O tempo necessário para o adensamento térmico é no mínimo de 24 horas.
- iii. Resfriamento: Consiste em diminuir a temperatura atingida na etapa anterior do CP até a temperatura ambiente, sobre a tensão efetiva constante. A metodologia consiste em desligar o aquecimento no sistema de controle de temperatura (Figura 3.13) e retirar os cobertores de isolamento térmico (Figura 3.12), permitindo resfriar o CP por influência da temperatura ambiente. O tempo necessário para o resfriamento é no mínimo de 12 horas.
- iv. Cisalhamento: é a última etapa do procedimento padrão (Figura 3.22) que consiste em cisalhar o corpo de prova em condição não drenada (CIU). A descrição da metodologia de este estágio é a mesma do item 3.2.2.

CAPITULO 4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

4.1 Caracterização da amostra

Na tabela 4.1 são apresentados os resultados dos ensaios de caracterização que consistiram da determinação dos limites de consistência e determinação da densidade real dos grãos. Os limites de consistência obtidos sugerem que a argila é de alta plasticidade com IP de 65,2%. A densidade real dos grãos encontrada nos ensaios de laboratório foi de 2,69.

Tabela 4-1: Resultado dos ensaios realizados para determinação dos limites de consistência e densidade real dos grãos.



Na figura 4.1 é apresentada a curva de distribuição granulométrica calculada com os resultados dos ensaios de peneiramento e sedimentação. Observa-se que o material é muito fino, com apenas 2,4% de areia fina, 27,5% de silte e 70,1% de argila. A fração fina de alta plasticidade e com elevada atividade coloidal, 0,93.

Tabela 4-2: Resultados dos ensaios de granulometria.

Características Granulométricas

Frações Granulométricas e Classificação Unificada

Pedregulho			Areia			Silte	Argila	Classificação (USCS)
Grosso	Médio	Fino	Grossa	Média	Fina			
-	-	-	-	-	2.4	27.5	70.1	-

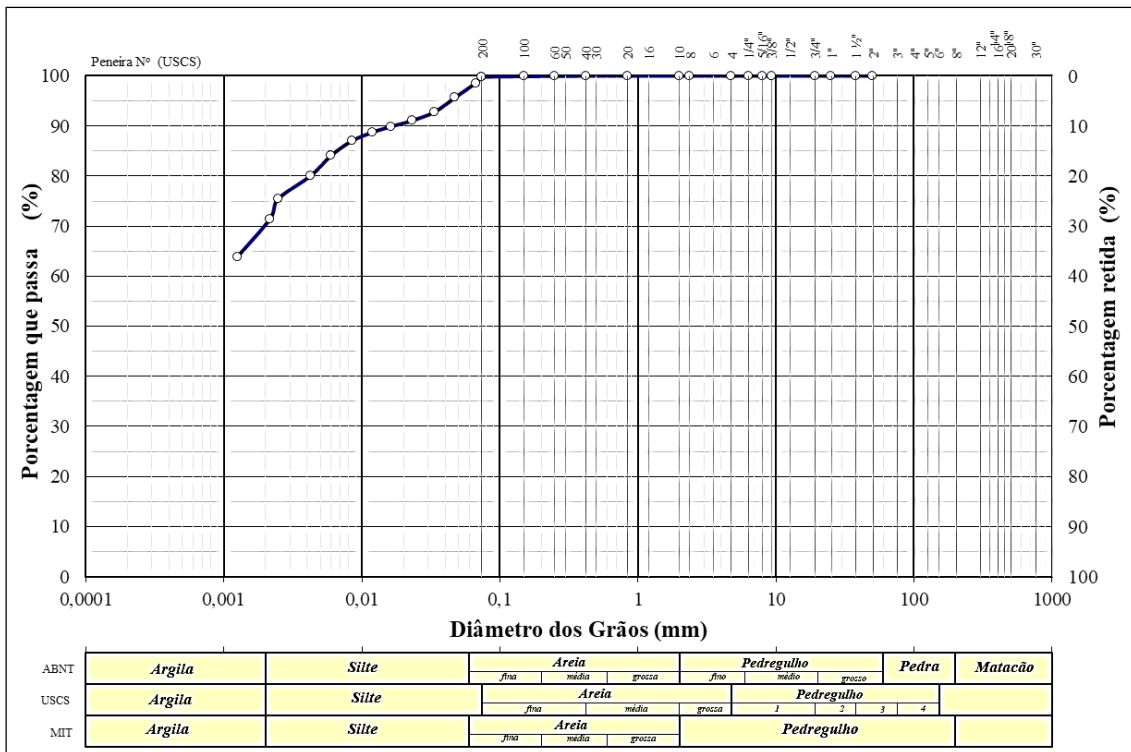


Figura 4.1: Curva de distribuição granulométrica da amostra marinha

Na Figura 4.2 é apresentada a curva de mudança de índice de vazios (e) x tensão efetiva de um corpo de prova não reconstituído da amostra de uma argila marinha. Este resultado foi obtido na Oficina de Ensaios Especiais da UENF. Observa-se que o material é de alta compressibilidade calculando um índice de compressão (C_c) de 1,01 e um índice de descarga (C_s) de 0.12. O coeficiente de adensamento (C_v) calculado pelo método de Taylor foi de $9,78E-05 \text{ cm}^2/\text{s}$ e uma permeabilidade total (K) de $1.26E-07 \text{ cm/s}$.

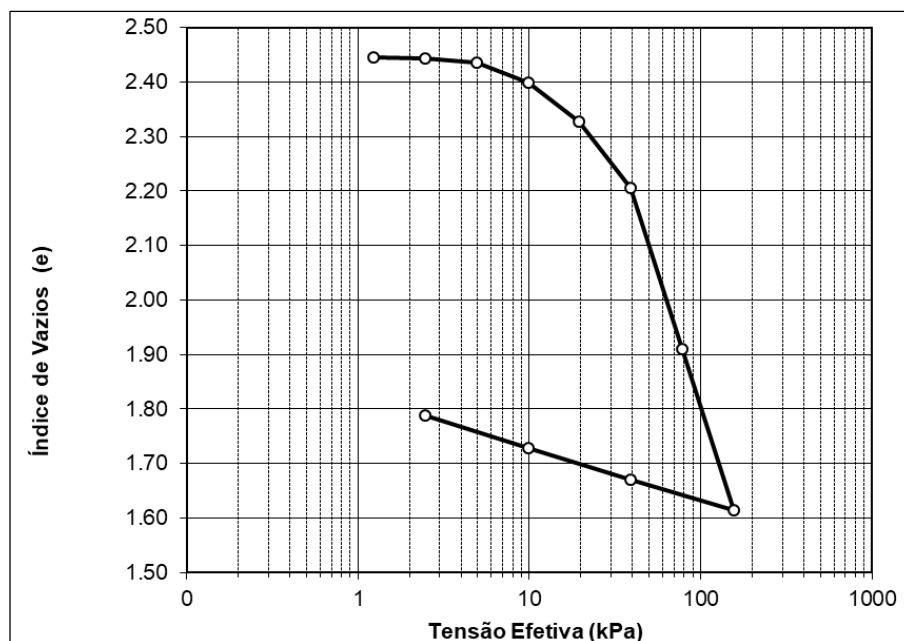


Figura 4.2: Curva de adensamento unidimensional da amostra (variação do índice de vazios (e) com a tensão efetiva).

A tabela 4-3 apresenta o ensaio de análise química na amostra marinha, onde apresentou uma quantidade significativa de óxido de silício (SiO_2) 50.33%, 19,86% de Al_2O_3 , e os outros compostos químicos que se mostram na Tabela 4-3 com menor porcentagem.

Tabela 4-3: Ensaio de análise química

Elemento	Valor (%)
SiO_2	50.33%
Al_2O_3	19.86%
CaO	8.90%
Fe_2O_3	8.46%
K_2O	5.41%
SO_3	2.99%
Cl	2.45%
TiO_2	1.30%
MnO	0.11%
V_2O_5	0.10%
CuO	0.03%
SrO	0.03%
ZnO	0.02%
ZrO_2	0.01%

A Tabela 4-4 apresenta todos os ensaios triaxiais executados na presente pesquisa. Para a identificação da presente dissertação, os ensaios serão representados pelas nomenclaturas apresentadas na Tabela 4-4. Os primeiros ensaios E1, E2, E3 e E4 correspondem ao procedimento padrão do item 3.2.2, e desde o ensaio E6 até E11 satisfazem ao procedimento padrão do item 3.2.3.

Tabela 4-4: Resumo do número total de ensaios e as características respectivas.

Nº	Símbolo E=ensaio CP=Corpo de Prova	Tipo	Tensão confinante efetiva (kPa)	OCR	Temperatura de adensamento térmico	Temperatura de cisalhamento	Grau de saturação (B)
1	E1(CP1)	CIU	100	1	Temperatura ambiente	Temperatura ambiente	0,97
2	E2(CP2)	CIU	200	1	Temperatura ambiente	Temperatura ambiente	0,97
3	E3(CP3)	CIU	400	1	Temperatura ambiente	Temperatura ambiente	0,97
4	E4(CP4)	CIU	50	4	Temperatura ambiente	Temperatura ambiente	0,97
5	E5(CP5)	CIU	100	1	40 °C	40 °C	0,98
6	E6(CP6)	CIU	100	1	40 °C	Temperatura ambiente	0,98
7	E7(CP7)	CIU	200	1	40 °C	Temperatura ambiente	0,98
8	E8(CP8)	CIU	400	1	40 °C	Temperatura ambiente	0,98
9	E9(CP9)	CIU	100	1	55 °C	Temperatura ambiente	0,99
10	E10(CP10)	CIU	200	1	55 °C	Temperatura ambiente	0,99
11	E11(CP11)	CIU	400	1	55 °C	Temperatura ambiente	0,99
12	E12(CP12)	CIU	100	1	40 °C	40 °C	0,99
13	E13(CP13)	CIU	100	1	40 °C	40 °C	0,99
14	E14(CP14)	CIU	100	1	40 °C	40 °C	0,99

4.2 Ensaios triaxiais convencionais

Como um dos recursos para evidenciar o incremento de resistência ao cisalhamento, faz-se a análise do estado crítico da argila mediante os resultados dos ensaios adensados hidrostáticamente não drenados (CIU) a temperatura ambiente ($T^{\circ}A^{\circ}$). De acordo a Tabela 4-4 são os ensaios E1, E2, E3 e E4; e as propriedades dos CPs para cada ensaio são apresentadas na Tabela 4-5.

Os dados apresentados na Tabela 4-5 foram calculados depois de extrair cada CP do equipamento denominado *consolidômetro*. Resultado do bom controle da reconstituição, pode-se observar na Tabela 4-5 a semelhança das propriedades e índices dos CPs dos ensaios. A vantagem da semelhança dos CPs é que permitirá observar com maior clareza a mudança do comportamento mecânico da argila por efeitos da variação de temperatura. A densidade real dos grãos (2,69) foi o dado comum para determinar os valores da Tabela 4-5.

Tabela 4-5: Propriedades e índices iniciais dos CPs para os ensaios E1, E2, E3 e E4.

Ensaios	E1	E2	E3	E4
W_i = umidade média inicial (%)	68,83	72,52	72,16	71,13
V_{ti} = Volume total inicial (cm ³)	86,07	86,87	86,76	87,09
γ = peso específico (g/cm ³)	1,57	1,56	1,59	1,58
γ_d = peso específico seco (g/cm ³)	0,93	0,91	0,92	0,92
e_o = índice de vazios	1,90	1,97	1,91	1,92
n = porosidade (%)	65,49	66,34	65,65	65,74

Como já foi mencionado, os ensaios à temperatura ambiente obedecem ao procedimento padrão do item 3.2.2. Portanto passaram pelos estágios de saturação, adensamento mecânico e cisalhamento, com diferentes níveis de tensão efetiva. Os ensaios E1, E2 e E3 foram submetidas a 100, 200 e 400kPa respectivamente, pelo qual os corpos de prova resultaram com índices de vazios finais de 1,48, 1,34 e 1,11 respectivamente.

O ensaio E4 foi cisalhado no estado sobreadensado com OCR=4. Após o procedimento de saturação o CP foi adensado a uma tensão efetiva de 200kPa e descarregado até uma tensão efetiva de 50kPa. O CP do ensaio E4 apresentou o índice de vazios final de 1,45 como se observa na Tabela 4-6.

Tabela 4-6: Propriedades e índices finais dos CPs para os ensaios E1, E2, E3 e E4.

Ensaio	E1	E2	E3	E4
W_f = umidade média final (%)	63,57	56,62	47,36	55,96
γ_{df} = peso específico seco final (g/cm ³)	1,08	1,15	1,27	1,09
e_f = índice de vazios final	1,48	1,35	1,11	1,45

4.2.1 Diagramas de tensão - deformação de ensaios triaxiais CIU a temperatura ambiente

As figuras 4.3 (a) e (b) apresentam as curvas de tensão desviadora (σ_d) e poropressão (Δu) x deformação axial (ϵ_1) dos ensaios E1, E2, E3 e E4. Na Figura 4.3 (a) observa-se que os ensaios E1, E2, E3 e E4 atingiram uma resistência ao cisalhamento não drenado de 85,4KPa, 162,5KPa, 317,17KPa e 77,5KPa respectivamente. Pode-se afirmar que quanto maior a tensão efetiva maior a resistência ao cisalhamento e a geração de poropressão, como se observa na Figura 4.3(b).

Em relação ao ensaio E4 pode-se observar na Figura 4.3(b) que a geração de poropressão é negativa, este comportamento é comum observar em ensaios sobreadensados. Pelo mesmo motivo apresenta uma resistência ao cisalhamento próxima ao ensaio E1 com uma tensão confinante de apenas 50kPa como se observa na Figura 4.3(a). A temperatura no ambiente de trabalho (centrifuga geotécnica da UENF) oscila entre $23 \pm 1^\circ\text{C}$.

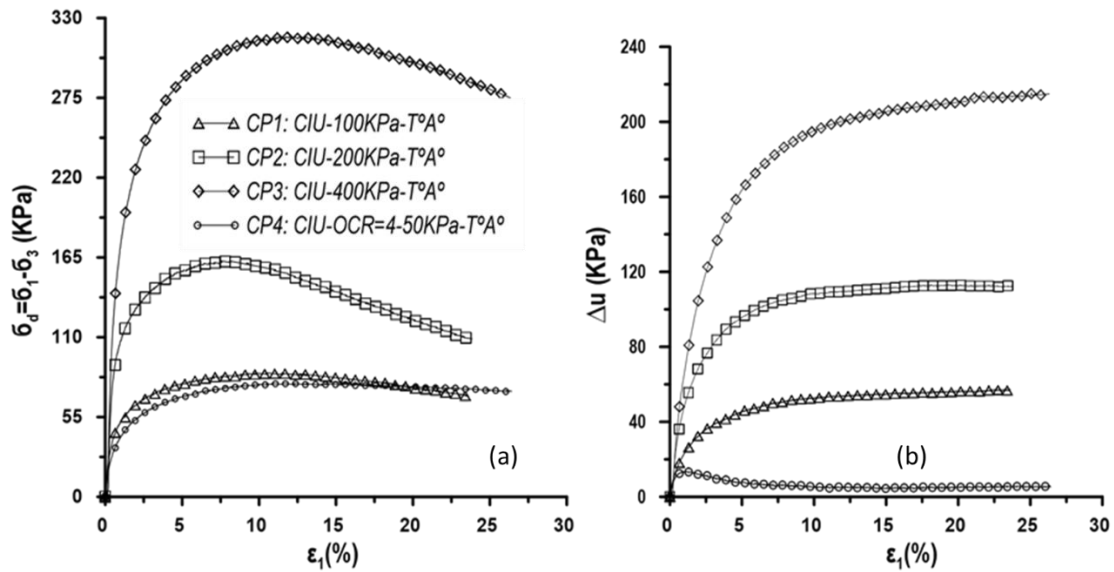


Figura 4.3: Curvas de tensão desviadora x deformação axial ($\sigma_d \times \epsilon_1$) (a) e poropressão x deformação axial ($\Delta u \times \epsilon_1$) (b) dos ensaios E1, E2, E3 e E4.

4.2.2 Caminho de tensões efetivas e totais dos ensaios triaxiais a temperatura ambiente

Com os resultados apresentados no item 4.2.1 pode-se determinar o caminho de tensões efetivas (CTE) dos ensaios E1, E2, E3 e E4. O caminho de tensões efetivas de um CP é observado em um gráfico bidimensional onde o eixo da abcissa é representada pela variável da tensão media efetiva (p') e o eixo das ordenadas pela variável da tensão desviadora (q). As equivalências das variáveis p' e q se apresentam nas equações a seguir:

$$p = (\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)/3 \quad \text{Eq. 4.1}$$

$$p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3 \quad \text{Eq. 4.2}$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{Eq. 4.3}$$

Porém a magnitude das tensões horizontais σ'_2 e σ'_3 em ensaios desenvolvidos no triaxial convencional são iguais ($\sigma'_2 = \sigma'_3$) pela geometria circular

da célula (condição axissimétrica), por tanto, os parâmetros p' e q teriam as seguintes equivalências:

$$p = (\sigma_1 + 2\sigma_3)/3 \quad \text{Eq. 4.4}$$

$$p' = (\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3 \quad \text{Eq. 4.5}$$

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad \text{Eq. 4.6}$$

Na Figura 4.4 se apresentam o caminho de tensões efetivas dos ensaios E1, E2 e E3 respectivamente. Pode-se observar a diminuição da tensão media efetiva (p') durante o cisalhamento até atingir a Linha do Estado Crítico (LEC – envoltória). Os resultados permitiram determinar uma envoltória de $M= 1,07$ com um ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') de 26.7° .

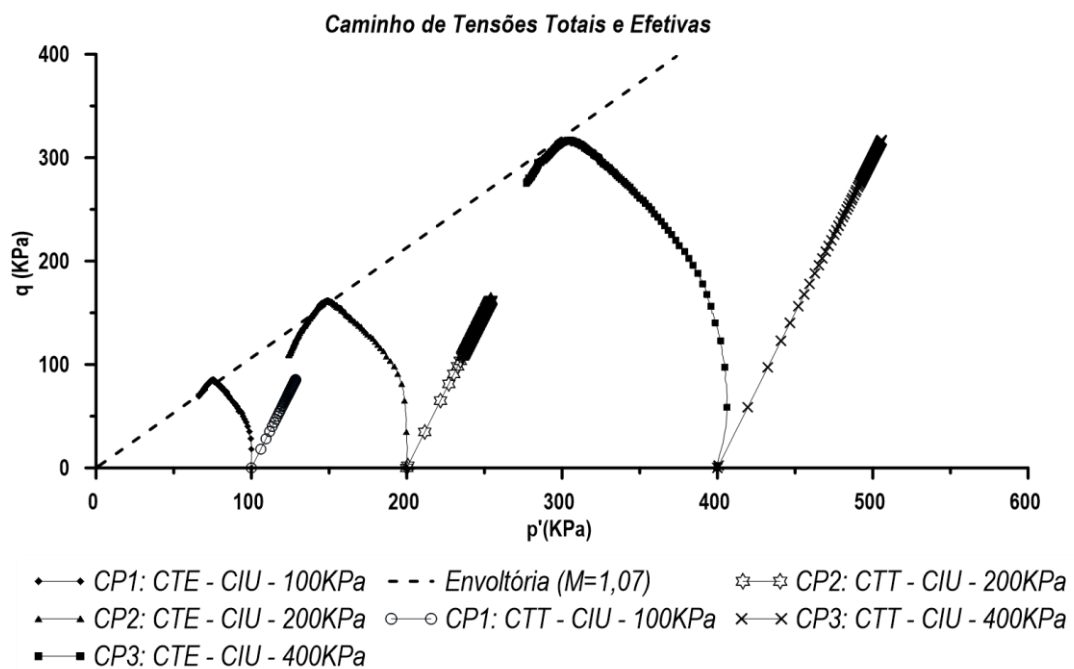


Figura 4.4: Caminho de tensões efetivas (CTE) e totais (CTT) dos ensaios triaxiais E1, E2 e E3 tipo CIU.

Na Figura 4.5 são apresentados os caminhos de tensões efetivas dos ensaios E1 e E4. Pode-se observar que o ensaio E4, diferentemente aos outros ensaios, apresentou acréscimo da tensão média efetiva ($\Delta p'$) durante o cisalhamento. Este comportamento é comum em argilas sobreadensadas, que ocorre pela geração de poropressão negativa (Figura 4.3 (b)). O CTE do ensaio E4 atingi na envoltória determinada pelos anteriores ensaios, demonstrando a qualidade dos resultados.

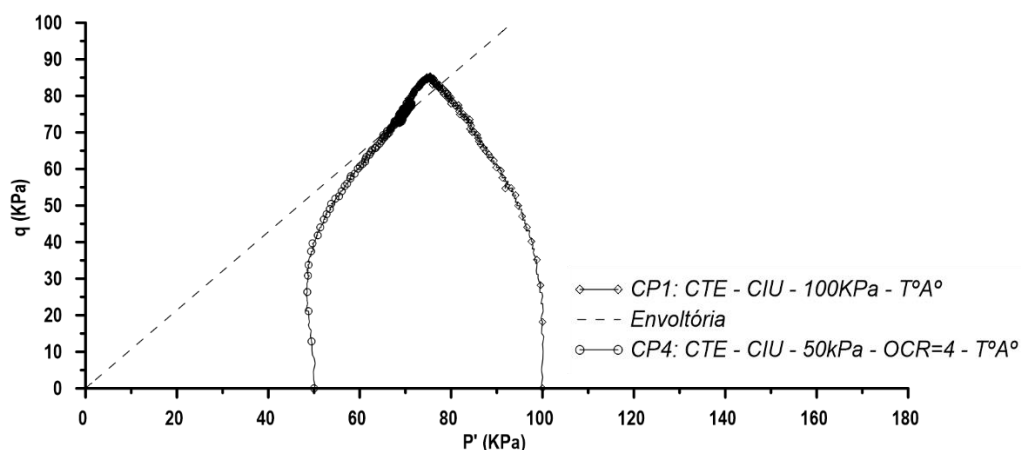


Figura 4.5: Caminho de tensões efetivas dos ensaios E1 e E4.

O estado limite da argila também pode ser representado em relação a mudança do índice de vazios (e) antes e depois da ruptura. Cada CP tem um índice de vazios inicial (e_0) e final (e_f) durante um teste. A união dos índices de vazios iniciais dos ensaios E1, E2 e E3 defini a linha de compressão hidrostática (LIC), e, os índices de vazios finais a Linha do Estado Crítico (LEC). Porém, nos ensaios triaxiais tipo CIU a variação de volume na fase de cisalhamento é zero, portanto o índice de vazios se mantém constante durante a ruptura, por exemplo na Figura 4.6, para o CP que pertence ao ensaio E2 com uma tensão efetiva de 200kPa pode-se observar que antes da ruptura o índice de vazios inicial começa na LIC e se mantém constante até encostar na LEC onde o CP atinge sua resistência máxima (falha).

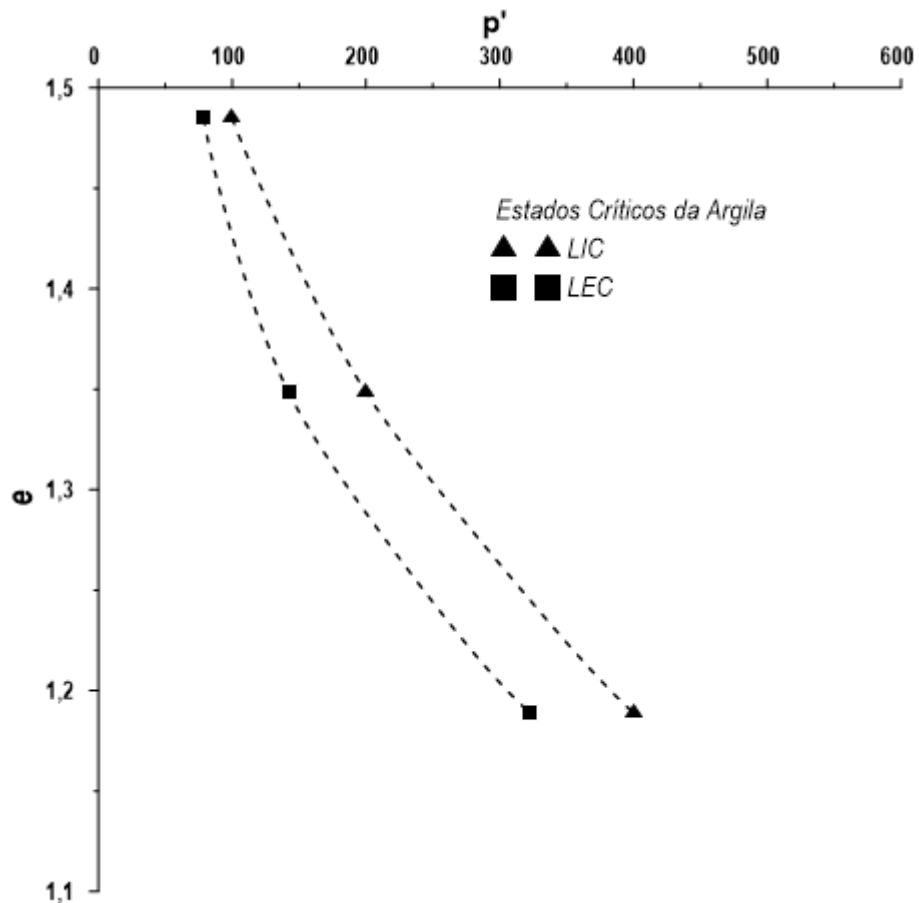


Figura 4.6: Curvas do estado crítico da argila LIC e LEC.

4.2.3 Trajetória da deformação K_0 dos ensaios CIU a temperatura ambiente:

Este item é um aporte complementar com o objetivo de calcular o coeficiente K_0 aproximado conhecido como coeficiente de empuxo em repouso. O coeficiente representa a relação de tensões principais vertical e horizontal como se observa na Figura 4.7.

De acordo com o estado de tensões efetivas que se mostram na Figura 4.4, é possível determinar as tensões “ p ” e “ q ” para cada nível de deformação axial (ϵ_1 (%)), permitindo observar o caminho de cada um. Na Figura 4.8 apresenta-se os caminhos para as deformações de 1%, 3% e 5% subsequentemente, cada um ficando mais próximo da envoltória ou linha do estado crítico da argila.

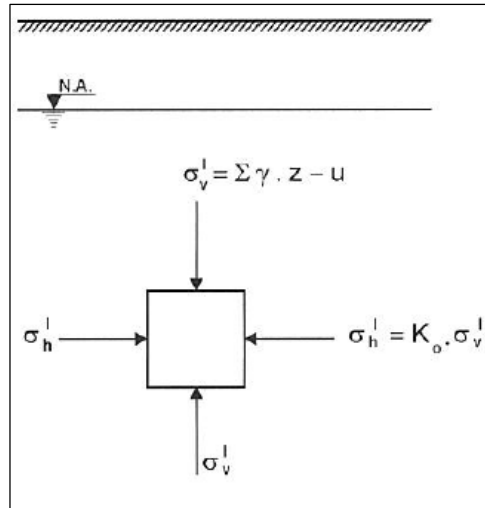


Figura 4.7: Tensões verticais e horizontais num elemento de solo com superfície horizontal. Fonte: Souza (2006)

Com base nas considerações teóricas e também experimentais mencionados no livro de Mecânica de Solos de Souza (2006) utilizou-se a seguinte fórmula empírica para a previsão de K_0 que foi confirmada por vários pesquisadores e é conhecida pelo nome de seu autor, a “fórmula de Jaky”:

$$K_0 = 1 - \text{sen}(\phi')$$
Eq. 4.7

Onde o ϕ' é o ângulo de atrito interno efetivo do solo.

O ângulo de atrito interno efetivo (ϕ') da argila marinha a temperatura ambiente foi de $26,70^\circ$ resultando um valor de $K_0 = 0,55$. Nos ensaios CIU realizados o valor de K_0 seria representada pela equação:

$$K_0 = \frac{\sigma_3'}{\sigma_1'}$$
Eq. 4.8

Conhecendo o valor de K_0 é possível determinar os valores das tensões “ p' ” e “ q' ” pelo qual pode-se obter o caminho de deformação K_0 como se pode observar na Figura 4.8. Na mesma figura observa-se que a trajetória de deformação K_0 ficou entre os caminhos de 1% e 3% de deslocamento axial.

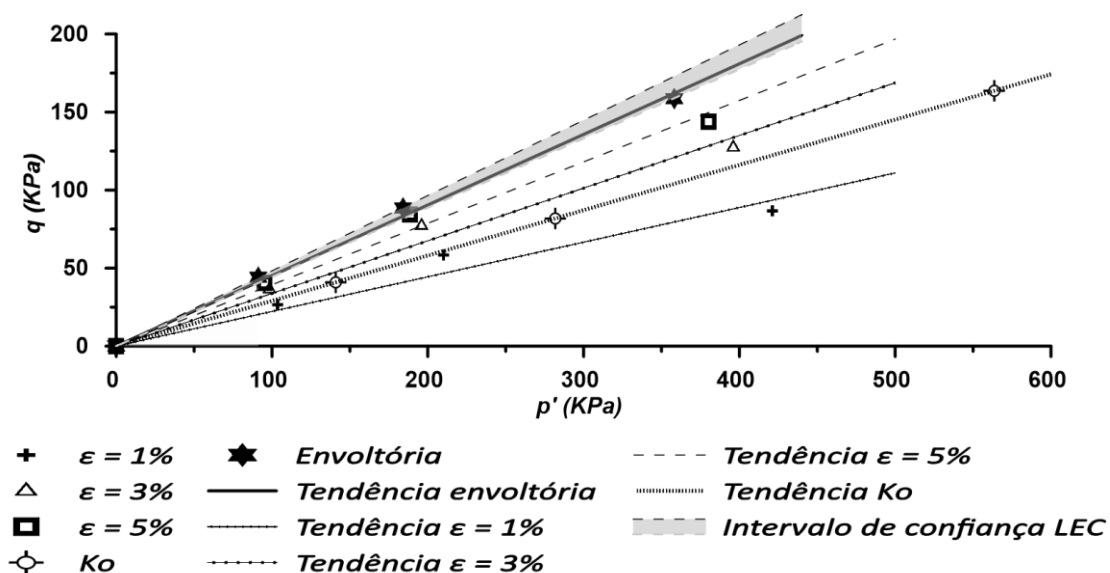


Figura 4.8: Trajetória de deformação K_0 dos ensaios CIU a temperatura ambiente.

4.3 Ensaios triaxiais térmicos

Este item tem como objetivo apresentar e analisar os resultados dos ensaios triaxiais tipo CIU a temperatura acima da ambiente denominada como “ensaios triaxiais térmicos”. As temperaturas atingidas foram de 40°C e 55°C.

Por serem ensaios triaxiais térmicos, todos os testes apresentados obedecem ao procedimento padrão ilustrado no item 3.2.3. Além de estudar a influência do incremento de temperatura na resistência ao cisalhamento da argila os dados também permitiram determinar os parâmetros e índices físicos nos respectivos níveis de temperatura. De acordo a Tabela 4-4 os testes que pertencem ao presente item são os ensaios E6, E7, E8, E9, E10 e E11. Sendo os ensaios E6, E7 e E8 que atingiram uma temperatura de 40°C, e, os ensaios E9, E10 e E11 atingiram uma temperatura de 55°C.

4.3.1 Critério da seleção do procedimento padrão para ensaios triaxiais térmicos

Antes de apresentar os ensaios triaxiais térmicos validos para o item 4.3, o presente item tem como objetivo elucidar como e porque foi adotado o procedimento padrão que se mostra no item 3.2.3. A decisão foi adotada de acordo com a revisão bibliográfica e com os resultados de dois testes E5 e E6 realizados durante a presente pesquisa.

A revisão bibliográfica apresenta como o incremento de temperatura induz variação de volume no CP. Se sob uma tensão efetiva constante o aquecimento for não drenado o CP apresentará incrementos de poropressão, e, se for drenado o CP apresentará uma aceleração nas deformações plásticas (compressão). Sabe-se que a compressão é uma metodologia usada para melhorar a resistência das argilas e a técnica de aquecimento provoca uma compressão induzida sem a necessidade de cargas adicionais.

De acordo com a descrição dos parágrafos anteriores decidiu-se incluir uma etapa de adensamento térmico drenado logo depois do adensamento mecânico. A etapa de cisalhamento foi feita a temperatura ambiente com a finalidade de simular uma aplicação em campo e avaliar o ganho de resistência. Assim, foi incluída outra etapa de resfriamento depois do adensamento térmico até a temperatura ambiente como se apresenta no item 3.2.3.

Os dois testes que foram feitos para determinar o procedimento padrão foram os ensaios E5 e E6 apresentados na Tabela 4-4. Na Tabela 4-7 são apresentadas as propriedades e índices iniciais de cada CP dos ensaios, os quais se forem comparados com as propriedades e índices dos ensaios a temperatura ambiente na Tabela 4-5, notam-se muito semelhantes. A semelhança dos dados favorece a análise dos resultados finais.

Tabela 4-7: Propriedades e índices iniciais do CP para os ensaios E5 e E6.

Ensaio	E5	E6
W_i = umidade média inicial (%)	69,97	68,88
V_{ti} = Volume total inicial (cm ³)	86,87	86,83
γ = peso específico (g/cm ³)	1,59	1,57
γ_d = peso específico seco (g/cm ³)	0,93	0,93
e_0 = índice de vazios inicial	1,88	1,90
n = porosidade (%)	65,25	65,50

Por último para observar o efeito do resfriamento no CP, foi realizado o ensaio E5 sem a etapa de resfriamento e o ensaio E6 com a etapa de resfriamento. Então pode-se deduzir que o cisalhamento do CP5 foi a 40°C. Na Tabela 4-8, são apresentadas as propriedades e índices finais dos ensaios, o ensaio E5 não apresenta o índice de vazios e_{f3} .

Tabela 4-8: Propriedades e índices finais dos CPs para os ensaios E5 e E6.

Ensaio	E5	E6
W_f = umidade média final (%)	62,01	61,70
γ_{df} = peso específico seco final (g/cm ³)	1,11	1,09
e_{f1} = índice de vazios final mecânico.	1,48	1,48
e_{f2} = índice de vazios final + térmico.	1,43	1,45
e_{f3} = índice de vazios final + térmico + resfriamento.	-	1,47

Para avaliar a variação do índice de vazios dos ensaios E5 e E6 a variação do índice de vazios com o tempo é apresentada na Figura 4.9. Observa-se as etapas de adensamento mecânico e térmico e o resfriamento do corpo de prova. Para ilustrar o gráfico foram definidas as letras e_{f1} , e_{f2} e e_{f3} que representam o índice de vazios final de cada etapa.

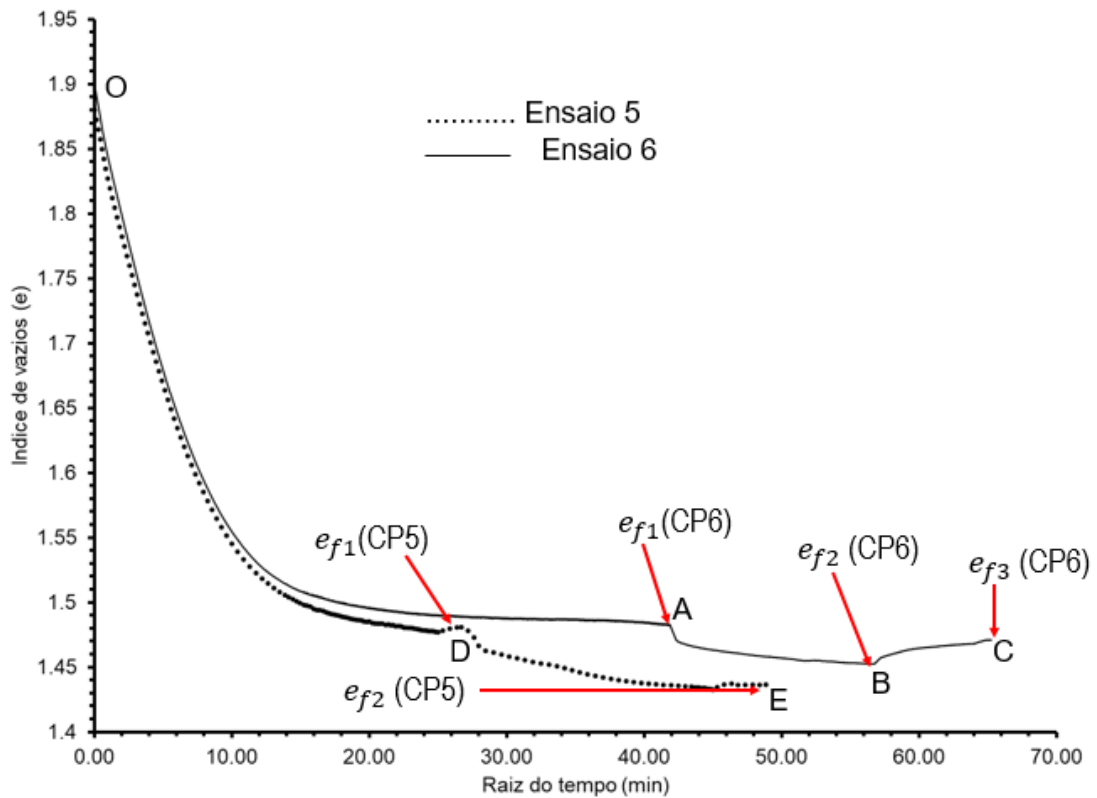


Figura 4.9: Curvas de adensamento mecânico e térmico dos ensaios E5 e E6.

Onde:

- e_{f1} = índice de vazios final depois do adensamento mecânico;
- e_{f2} = índice de vazios final depois do adensamento térmico a tensão efetiva (100Kpa) constante;
- e_{f3} = índice de vazios final depois da etapa de resfriamento ($T^{\circ}A^{\circ}$).

Em relação as curvas que são apresentadas na Figura 4.9, foram separadas pelas letras O-D-E para o ensaio E5 e pelas letras O-A-C para o ensaio E6, que representam cada estágio da etapa de compressão do ensaio triaxial térmico que são descritos a seguir:

Para o CP5:

- O estágio O-D: pertence a etapa de adensamento mecânico que durou 5 horas aproximadamente até se observar a estabilização das deformações.

- O estágio D-E: corresponde ao adensamento térmico submetido à mesma tensão efetiva de 100Kpa. A temperatura no ponto D é de $(23\pm 1)^{\circ}\text{C}$, onde começou o aquecimento do CP5 até 40°C em um tempo de 30min como se observa na figura 4.10. O adensamento tem um tempo mínimo de 24 horas.

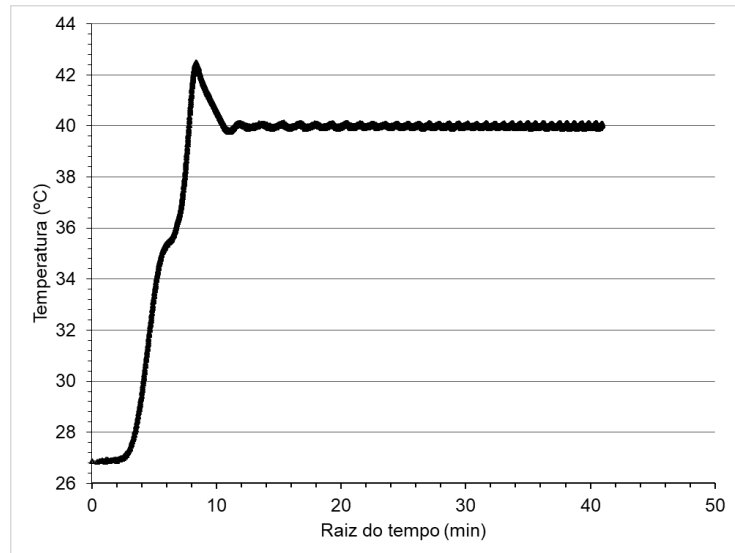


Figura 4.10: Incremento da temperatura no CP5 por um tempo de 24 horas.

Para o CP6:

- Estágio O-A: da mesma maneira do CP5 pertence ao adensamento mecânico.
- Estágio A-B: da mesma maneira do CP5 pertence ao adensamento térmico como se observa na Figura 4.11.

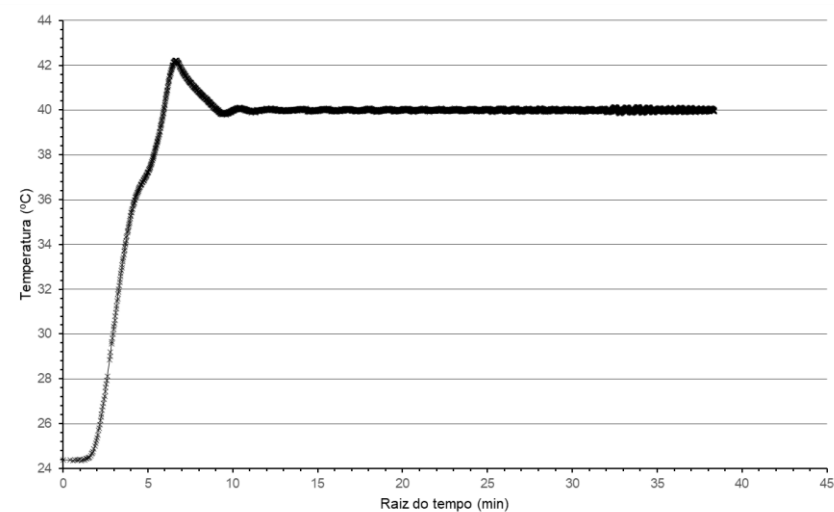


Figura 4.11: Incremento da temperatura no CP6 por um tempo de 24 horas.

- Do ponto B-C: pertence a etapa de resfriamento para uma tensão efetiva constante de 100Kpa, o tempo necessário para o resfriamento foi aproximadamente de 12 horas como se observa na Figura 4.12.

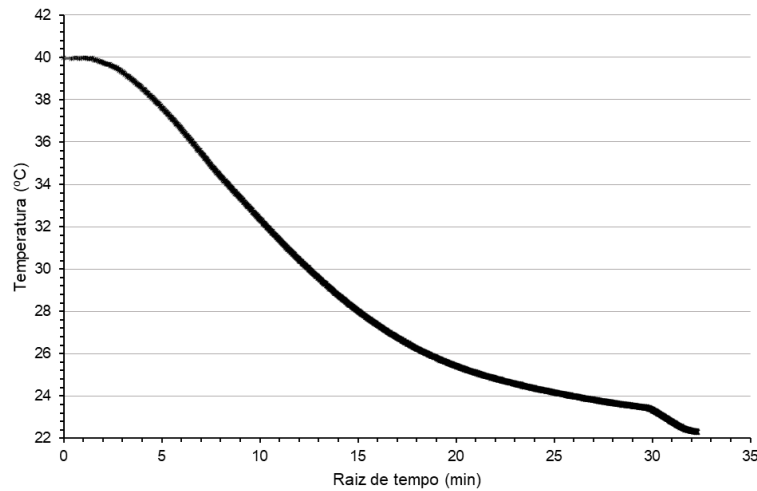


Figura 4.12: Etapa de resfriamento (B-C) do CP6.

A Figura 4.13 apresenta as curvas de tensão desviadora (σ_d) e poropressão (Δu) x deformação axial (ϵ_1) dos ensaios E5 e E6. Pode-se observar que a resistência ao cisalhamento do ensaio E6 foi 20% maior que do E5, por efeitos do ciclo de aquecimento e resfriamento. Da mesma forma nota-se que a geração de poropressão do ensaio E6 é 4% menor do que o ensaio E5. Os resultados sugerem que a etapa de resfriamento contribuiu a melhora da resistência ao cisalhamento, mesmo apresentando expansão depois do adensamento térmico (Figura 4.9). Contrário a maioria dos resultados encontrados na literatura, pode-se se atribuir que o processo de resfriamento contribui no processo de endurecimento térmico das argilas. Portanto, pode-se considerar que o procedimento está correto podendo-se defini-lo como padrão.

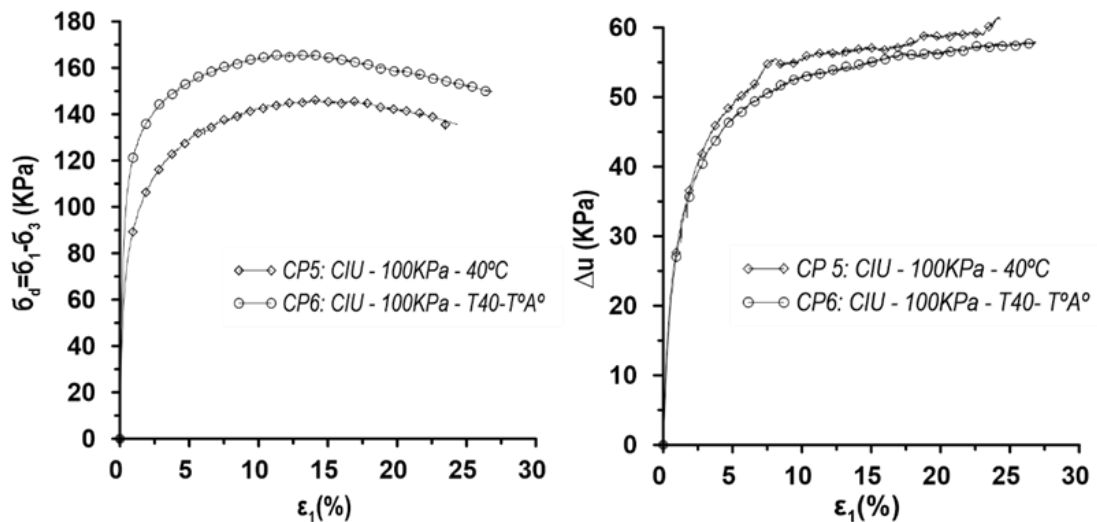


Figura 4.13: Curvas de tensão desviadora x deformação axial ($\sigma_d \times \varepsilon_1$) e incrementos de poropressão x deformação axial ($\Delta u \times \varepsilon_1$) dos ensaios E5 e E6.

4.3.2 Ensaios triaxiais térmicos CIU a 40°C

Este item tem como objetivo apresentar e analisar os resultados dos ensaios triaxiais térmicos CIU a 40°C. Para atender ao objetivo principal da pesquisa os ensaios foram submetidos a tensões efetivas iguais aos ensaios triaxiais convencionais (100, 200 e 400kPa). Segundo a Tabela 4-4 os ensaios que pertencem ao presente item são o E6, E7 e E8, e, na Tabela 4-9 se apresentam as propriedades e índices iniciais dos CPs simultaneamente. Na Tabela 4-9 também pode-se observar a semelhança dos dados, seja entre os mesmos e os anteriores CPs já apresentados na descrição da presente dissertação. Entre os dados mais importantes está o índice de vazios inicial (e_0) que atinge um valor médio de 0,95.

Tabela 4-9: Propriedades e índices iniciais dos CPs para os ensaios E6, E7 e E8.

Ensaio	E6	E7	E8
W_i = umidade média inicial (%)	68,88	70,03	72,17
V_{ti} = Volume total inicial (cm ³)	86,83	88,74	86,91
γ = peso específico (g/cm ³)	1,57	1,54	1,55
γ_d = peso específico seco (g/cm ³)	0,93	0,91	0,90
e_0 = índice de vazios inicial	1,90	1,97	1,98
n = porosidade (%)	65,50	66,35	66,48

Os ensaios triaxiais térmicos tipo CIU do presente item foram realizados seguindo o procedimento apresentado no item 3.2.3. Portanto foram obtidas três índices de vazios finais que foram explicadas no item 4.3.1. Os valores dos três índices de vazios finais são apresentados na Tabela 4-10. A magnitude de diminuição do índice de vazios foi proporcional à tensão confinante durante o adensamento mecânico e térmico, durante o resfriamento, a expansão dos corpos de prova foram também proporcionais à tensão confinante.

Tabela 4-10: Propriedades e índices finais dos CPs para os ensaios E6, E7 e E8.

Ensaio	6	7	8
W_f = umidade média final (%)	61,70	55,72	49,59
γ_{df} = peso específico seco final (g/cm ³)	1,09	1,15	1,27
e_{f1} = índice de vazios final mecânico.	1,48	1,36	1,14
e_{f2} = índice de vazios final + térmico.	1,45	1,31	1,09
e_{f3} = índice de vazios final + térmico + resfriamento.	1,47	1,33	1,10

Nas Figuras 4-14 e 4-15 são apresentadas as curvas tensão desviadora (σ_d) e poropressão (Δu) vs deformação axial (%). São apresentados junto com os resultados os ensaios “convencionais” (Testes CP1, CP2 e CP3), com a finalidade de realizar comparações entre ensaios com e sem tratamento térmico. Pode-se observar na Figura 4-14 que a tensão desviadora máxima (σ_{dmax}) do CP6 e CP7 atingiram valores de 165,82kPa e 299,72kPa respectivamente. Calculando o incremento em relação aos ensaios triaxiais convencionais a temperatura ambiente (CP1 e CP2), em porcentagem obtém-se do CP1 ao CP6 um incremento de 94% e do CP2 ao CP7 um incremento de 84%. Porém os incrementos na geração de excesso de poropressão (Δu) resultaram que do CP1 ao CP6 houve apenas um incremento de 1,39% e do CP2 ao CP7 um aumento de 3,67%.

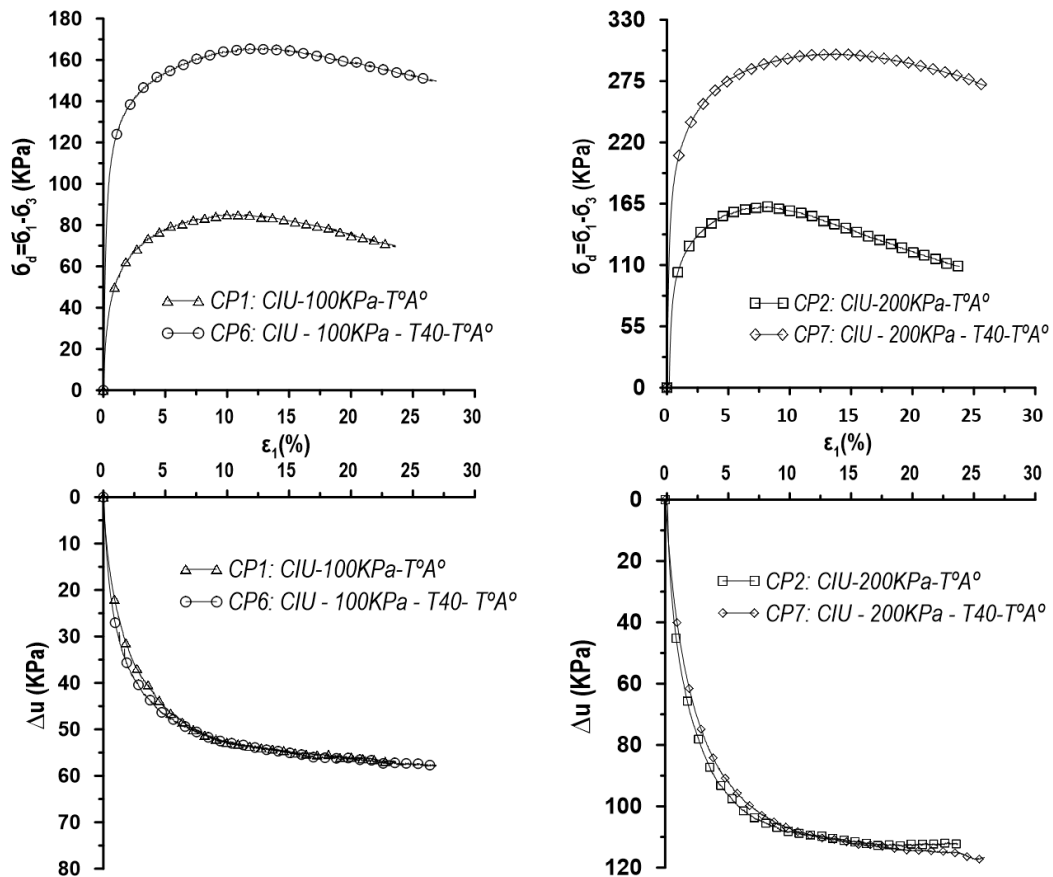


Figura 4.14: Curvas de tensão desviadora (σ_d) e poropressão (Δu) x deformação axial ϵ_1 (%) dos ensaios E1, E2, E6 e E7.

Em relação ao ensaio triaxial térmico E8 (CP8) apresentado na Figura 4-15, a tensão desviadora máxima (σ_{dmax}) atingida foi de 584,26KPa. Calculando o incremento em porcentagem em relação ao CP3 obtém-se aproximadamente um valor de 84%. Porém o incremento da geração de poropressão do CP3 ao CP8 foi de apenas 3,96%.

A partir dos resultados obtidos nas Figuras 4.14 e 4.15, podem-se calcular os valores da tensão média efetiva (p') e da tensão desviadora (q), definidas no item 4.2.2. Os parâmetros permitem observar a evolução do Caminho de Tensões Totais (CTT) e Caminho de Tensões Efetivas (CTE) de cada ensaio como apresentado na Figura 4.16. Porém para a análise dos resultados incluem-se na mesma figura as curvas CTE dos ensaios triaxiais convencionais.

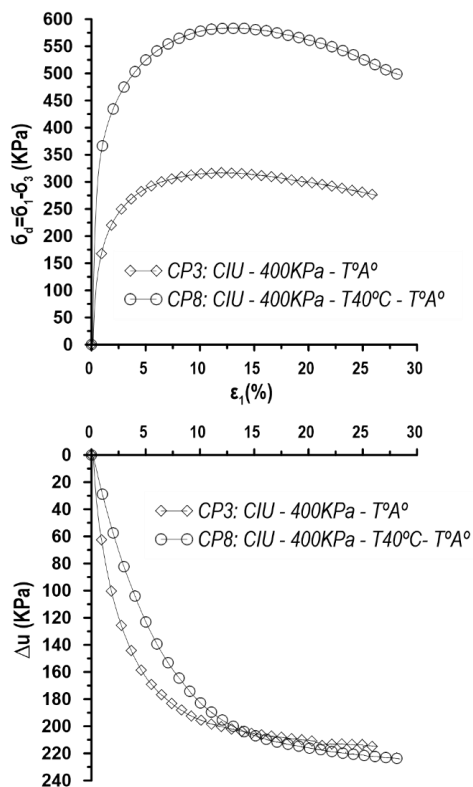


Figura 4.15: Curvas de tensão desviadora (σ_d) e poropressão (Δu) x deformação axial ϵ_1 (%) dos ensaios E3 e E8.

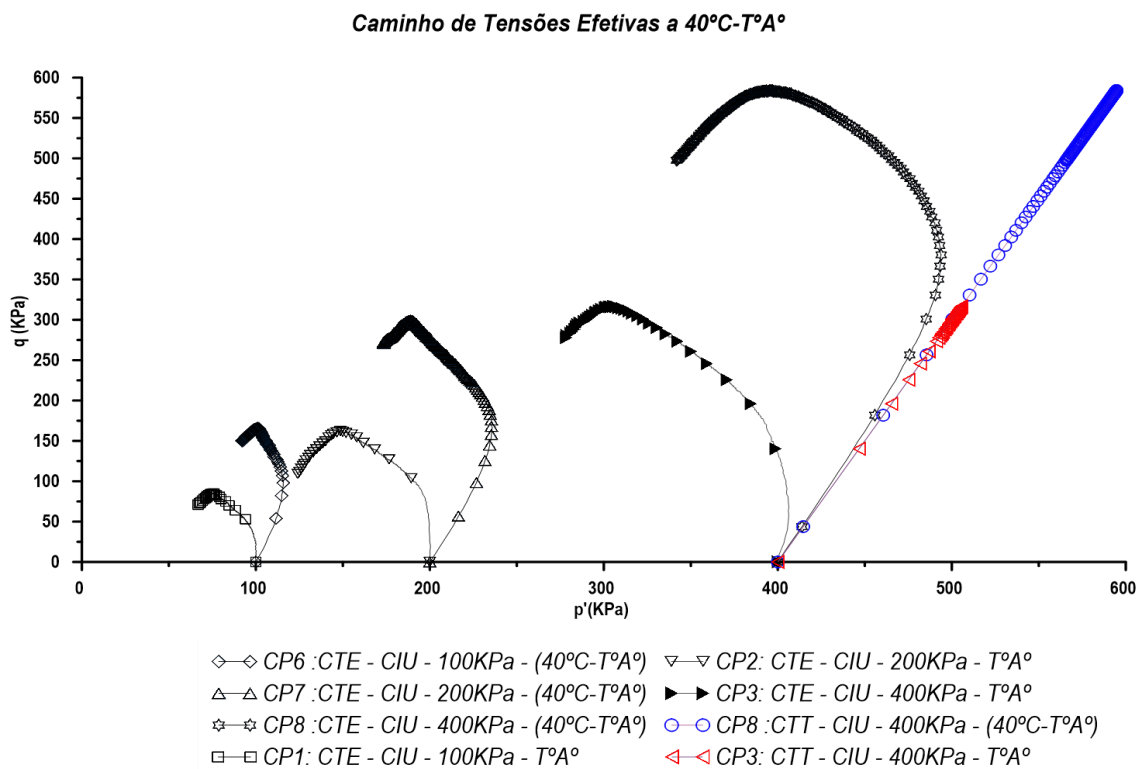


Figura 4.16: Curvas de caminho de tensões efetivas dos ensaios E1, E2, E3, E6, E7 e E8 respectivamente.

Os caminhos de tensões efetivas (CTE) dos CPs com tratamento térmico ficaram mais íngremes, e, a simples observação pode-se intuir erroneamente que a envoltória foi afetada, porém, os CTE a 40°C encontram-se em um plano bidimensional diferente pela mudança do índice de vazios (e_{r3}). Na Figura 4.16 se observa com maior detalhe o caminho de tensões efetivas e totais que apresentou o ensaio E8 (com tratamento térmico) em relação ao ensaio E3 (sem tratamento térmico), pelo qual, pode-se observar que o CP8 apresentou um ganho da tensão média efetiva ($+\Delta p'$) e uma diminuição da geração de poropressão a pequenas deformações durante o cisalhamento.

4.3.3 Ensaios triaxiais térmicos CIU a 55°C

Este item tem como objetivo apresentar e analisar os resultados dos ensaios triaxiais térmicos CIU a 55°C submetidos a tensões confinantes de 100, 200 e 400kPa. Segundo a Tabela 4-4 os ensaios que pertencem ao presente item são o E9, E10 e E11, e, na Tabela 4-11 apresentam-se as propriedades e índices iniciais dos CPs simultaneamente. Entre os dados mais importantes está o índice de vazios inicial (e_0) que atinge um valor médio de 0,93.

Os ensaios triaxiais térmicos tipo CIU do presente item foram realizados obedecendo ao procedimento padrão apresentado no item 3.2.3. Por tanto quer dizer que foram obtidas três índices de vazios finais que foram explicadas no item 4.3.1. Os valores dos três índices de vazios finais apresentam-se na Tabela 4-12.

Tabela 4-11: Propriedades e índices iniciais dos CPs para os ensaios E9, E10 e E11.

Ensaio	E9	E10	E11
W_i = umidade média inicial (%)	70,03	68,77	68,82
V_{ti} = Volume total inicial (cm ³)	86,91	87,10	86,90
γ = peso específico (g/cm ³)	1,57	1,58	1,57
γ_d = peso específico seco (g/cm ³)	0,92	0,93	0,93
e_0 = índice de vazios inicial	1,92	1,88	1,89
n = porosidade (%)	65,70	65,30	65,45

Com o objetivo de observar com mais detalhe as variações dos valores de e_{f1} , e_{f2} e e_{f3} dos corpos de prova submetidos a 40°C e 55°C, são apresentadas nas Figuras 4.17(a), (b) e (c) a diferença dos valores de e_{f1} , e_{f2} e e_{f3} para cada um das tensões confinantes. Os valores de e_{f1} foram muito próximos porque indicam o final do adensamento mecânico dos CPs antes do começo do adensamento térmico (Figura 4.17(a)). Os valores de e_{f2} que representam o final do adensamento térmico resultaram que os ensaios com adensamento térmico a 55°C foram menores que os de 40°C (maior compressão) (Figura 4.17(b)).

Por último, os valores de e_{f3} a 55°C que representam o final da etapa de resfriamento, também resultaram valores menores que os observados a 40°C (menor expansão) (Figura 4.17(c)). Este resultado sugere que quanto maior a temperatura menores são os níveis de expansão proporcionais as tensões confinantes. Porém, esse comportamento está relacionado com as magnitudes de deformações plásticas térmicas atingidas durante o adensamento térmico. Então o resfriamento parece apresentar mesmos níveis de expansão para todos os corpos de prova independentemente do nível de temperatura atingido durante o aquecimento. Portanto, a magnitude de expansão volumétrica estaria mais relacionada com a velocidade de resfriamento ou a temperatura do meio do trabalho.

Observando os ensaios triaxiais térmicos adensados termicamente a 55°C, percebe-se que os valores de e_{f2} sempre foram menores que os e_{f1} pelo efeito do adensamento térmico (compressão), e, os valores do e_{f3} resultaram maiores que os e_{f2} pelo efeito do resfriamento (expansão) como se pode observar na Figura 4.17(d).

Tabela 4-12: Propriedades e índices finais dos CPs para os ensaios E9, E10 e E11.

Ensaio	E9	E10	E11
W_f = umidade média final (%)	57,37	53,39	47,20
γ_{df} = peso específico seco final (g/cm ³)	1,09	1,19	1,31
e_{f1} = índice de vazios final mecânico.	1,50	1,29	1,09
e_{f2} = índice de vazios final + térmico.	1,41	1,20	1,01
e_{f3} = índice de vazios final + térmico + resfriamento.	1,45	1,24	1,04

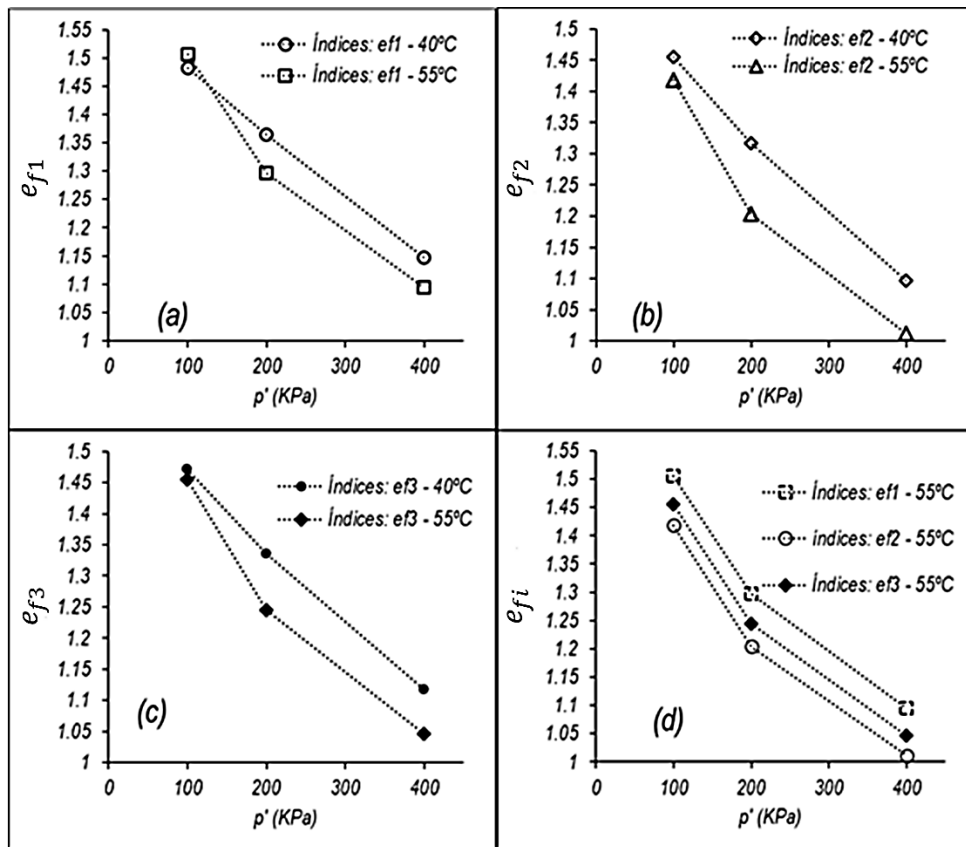


Figura 4.17: Variação dos índices de vazios e_{f1} , e_{f2} e e_{f3} dos ensaios triaxiais térmicos.

Dos resultados obtidos na etapa de cisalhamento pode-se obter as curvas de tensão desviadora (σ_d) e a geração de poropressão (Δu) em relação a deformação axial ($\epsilon_1(\%)$) de cada um dos ensaios, que se apresentam nas Figuras 4.18 e 4.19, e, para fins de análise nas mesmas figuras são apresentadas as curvas dos ensaios triaxiais térmicos E6, E7 e E8.

Pode-se observar na Figura 4.18 que a tensão desviadora máxima (σ_{dmax}) atingida pelo CP9 foi de 178,71KPa e do CP10 de 320,81KPa. Calculando o incremento em relação aos ensaios triaxiais térmicos do CP6 e CP7 a tensões confinantes semelhantes, em porcentagem obtém-se do CP6 ao CP9 um incremento de 8% e do CP7 ao CP10 um incremento de 7%. Porém os incrementos na geração de poropressão (Δu) resultaram valores negativos, sendo que do CP6 ao CP9 houve uma diminuição de 0,93% e do CP7 ao CP10 uma diminuição de 11,18%. Por último em relação ao ensaio triaxial térmico E11 (CP11) apresentado na Figura 4-19, a tensão desviadora máxima (σ_{dmax}) atingida foi de 599,21KPa. Calculando o

incremento em porcentagem em referência ao CP8 foi de um total aproximado de 3%. Porém o incremento da geração de poropressão do CP8 ao CP11 diminuiu em 7,16%.

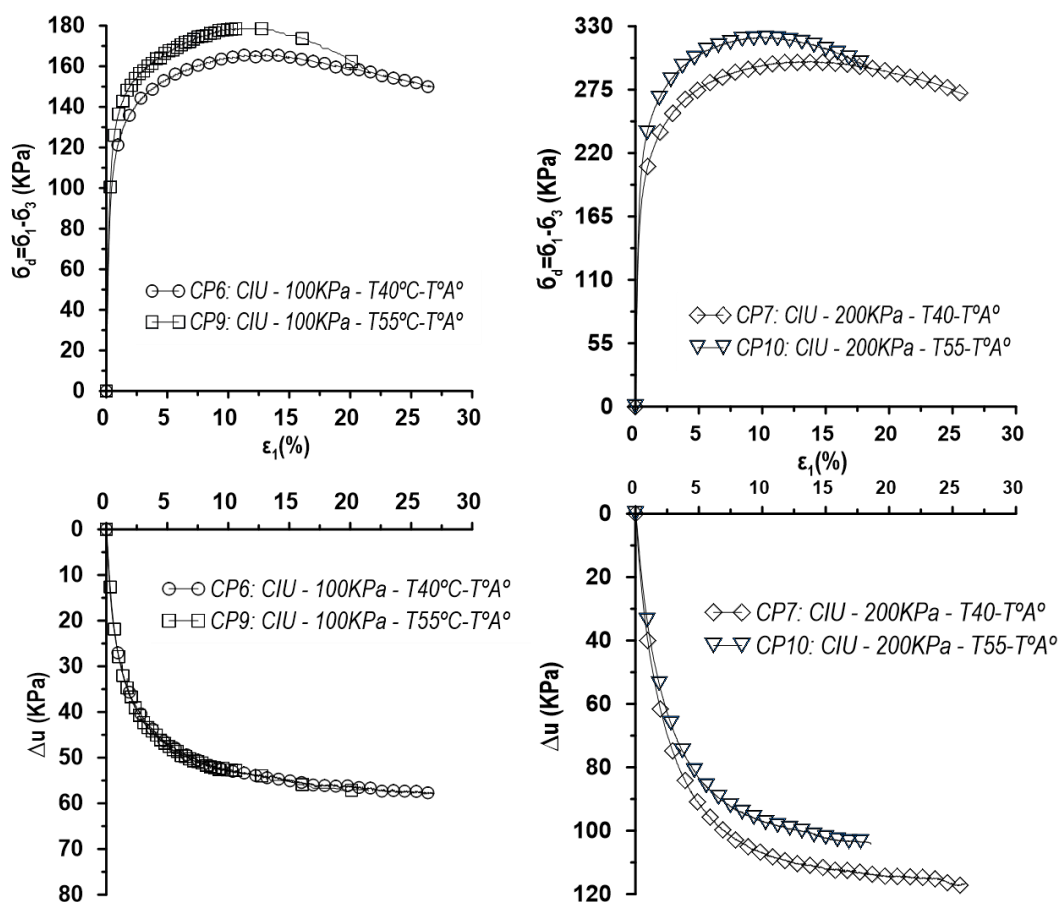


Figura 4.18: Curvas de tensão desviadora (σ_d) e poropressão (Δu) x deformação axial ϵ_1 (%) dos ensaios E6, E7, E9 e E10.

Para uma observação mais detalhada da análise de mudança do excesso de poropressão pelo efeito térmico, normaliza-se em relação a tensão confinante o Δu para cada CP a T°A°, 40°C e 55°C. Na Figura 4.20 apresenta-se quatro gráficos onde são relacionadas as deformações axiais ϵ_1 (%) x poropressão normalizada ($\Delta u/\sigma'_3$). Os primeiros três gráficos (a, b e c) foram representadas de acordo com a poropressão inicial ($u_0 = \sigma'_3$), e, por último na Figura 4.20 (d) apresenta-se a variação do Δu para cada tensão confinante a uma temperatura constante.

Pode-se observar nos primeiros três gráficos da Figura 4.20 que no início do cisalhamento a geração de poropressão é menor quanto maior foi a temperatura submetida ao corpo de prova no tratamento térmico, e, durante o cisalhamento o Δu dos corpos de prova a 40°C e 55°C foi menor ou igual ao Δu dos corpos de prova a

temperatura ambiente, independentemente da tensão confinante. Então, pode-se concluir que a geração de poropressão se manteve constante para todos os corpos de prova durante o cisalhamento, independentemente do tratamento térmico realizado. Por último na Figura 4.20(d) foi considerado a tensão confinante na geração de poropressão nos corpos de prova submetidos a um tratamento térmico a 40°C, onde se observa que quanto maior é a tensão confinante menor é o incremento de poropressão.

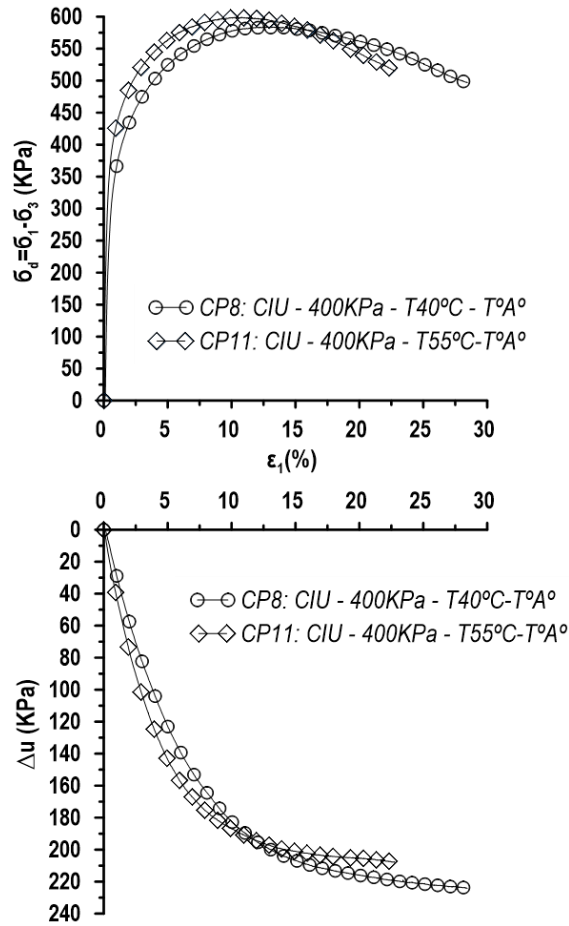


Figura 4.19: Curvas tensão desviadora (σ_d) e incremento de poropressão (Δu) vs deformação axial ϵ_1 (%) dos ensaios E8 e E11.

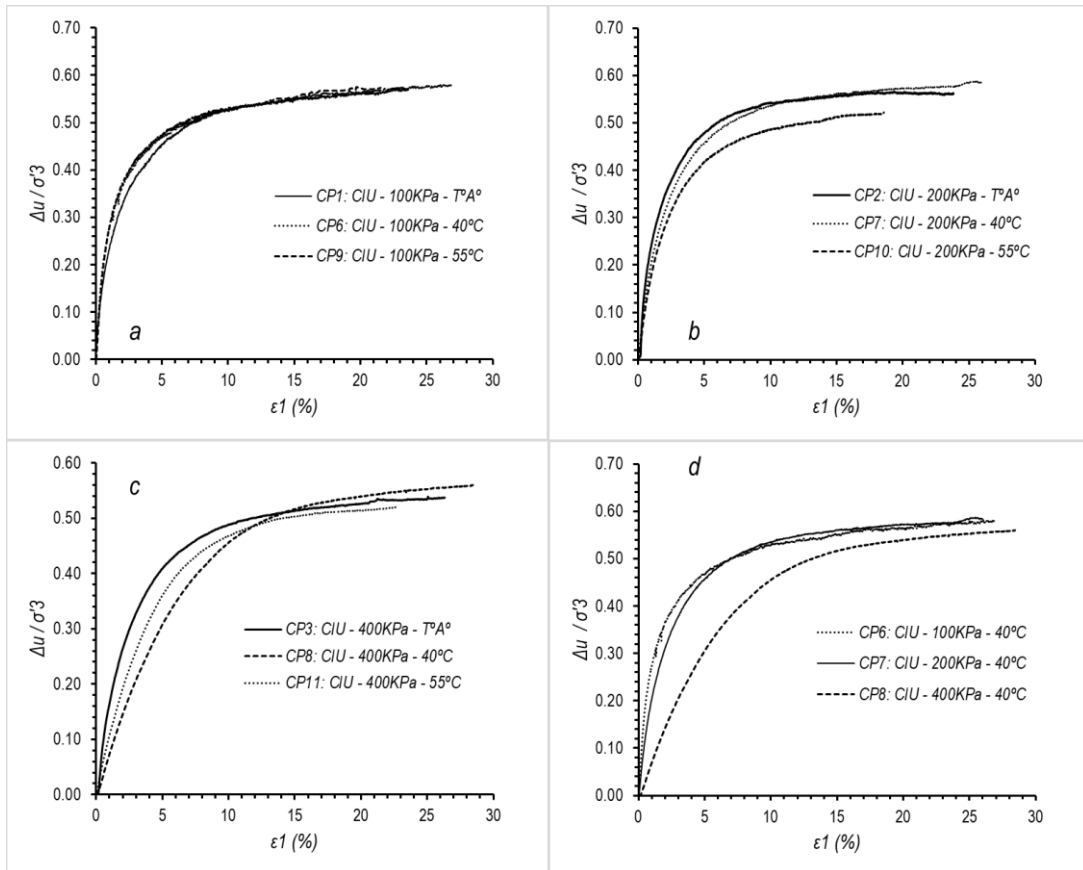


Figura 4.20: Mudanças de poropressão (Δu) pelo tratamento térmico.

A partir dos resultados obtidos dos ensaios E9, E10 e E11 nas Figuras 4.19 e 4.20, pode-se calcular os valores da tensão média efetiva (p') e da tensão desviadora (q). Os parâmetros permitem observar as curvas do Caminho de Tensões Totais (CTT) e Caminho de Tensões Efetivas (CTE) de cada ensaio como se apresenta na Figura 4.21. Para a análise dos resultados inclui-se na mesma figura as curvas CTE dos ensaios triaxiais térmicos a 40°C.

Em comparação com os resultados apresentados na Figura 4.16 observa-se um comportamento similar em relação as curvas CTE ficarem mais íngremes quanto maior o incremento de temperatura. É necessário indicar que os seis últimos corpos de prova submetidos ao tratamento térmico passaram por uma compressão hidrostática, pelo qual, se teriam nove dados para desenhar a curva conhecida como a Linha de Compressão hidrostática (LIC) da argila a temperatura ambiente. Na Figura 4.22 apresentam-se os nove pontos que pertencem aos índices de vazios finais depois do adensamento mecânico dos ensaios E1, E2, E3, E6, E7, E8, E9, E10 e E11, onde, fazendo uso da média aritmética em cada uma das tensões p' obtém-se a linha

vermelha da Figura 4.22 que representa a LIC resultante aproximada; a curva com a linha azul representa a LEC.

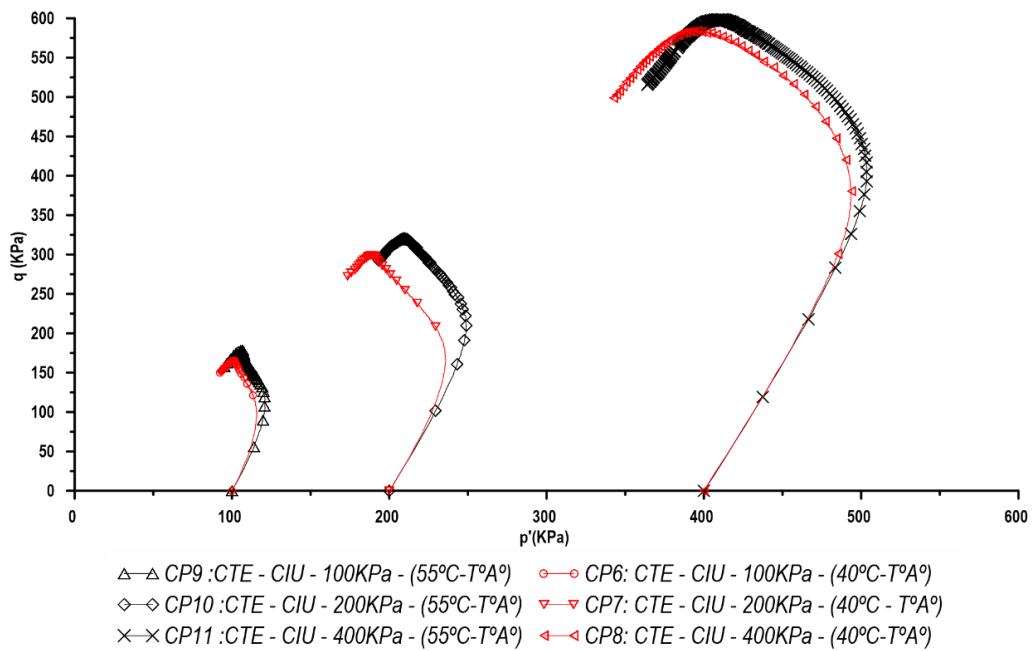


Figura 4.21: Curvas de caminho de tensões efetivas (CTE) dos ensaios E6, E7, E8, E9, E10 e E11 respectivamente.

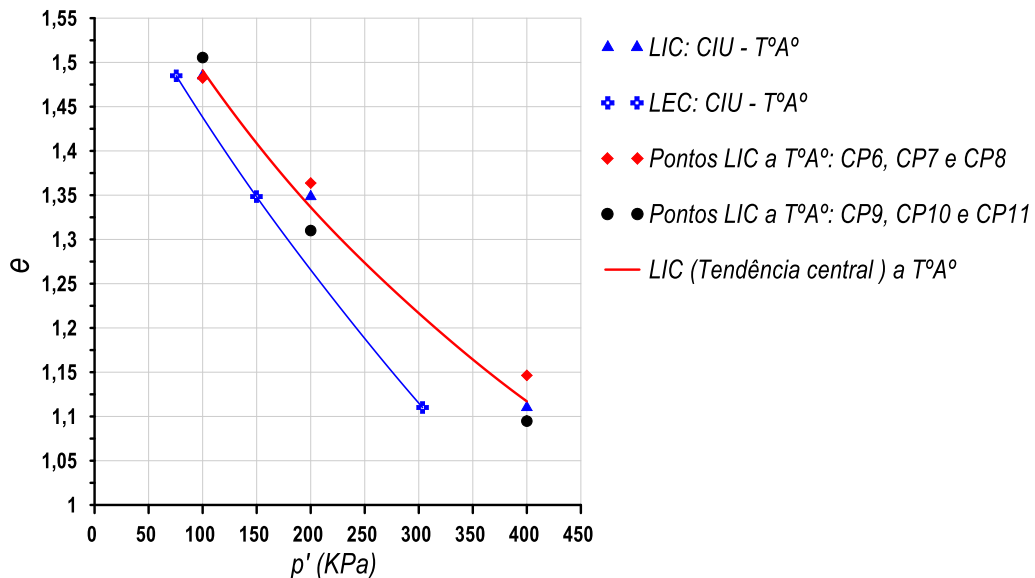


Figura 4.22: Regressão linear da linha de compressão hidrostática (LIC) da argila marinha.

Na Figura 4.23 apresenta-se os Caminhos de Tensões Efetivas (CTE), as Linhas de Compressão Hidrostática (LIC) a TªAº, 40°C e 55°C, e, a Linha do Estado

Crítico (LEC). Na Figura 4.23 (b) se observa que as LIC resultantes dos CPs submetidos ao tratamento térmico ficaram por baixo da LIC a T⁰A⁰, o que indica que os CPs a alta temperaturas ficaram mais densos em relação aos CPs a T⁰A⁰, razão pela qual os CTE dos CPs a alta temperatura apresentaram a pequenas deformações um incremento da tensão media efetiva (+ $\Delta p'$). É importante mencionar que a LIC a 55°C apresenta uma curva não paralela com a LIC a T⁰A⁰, isto acontece pela dificuldade de gerar corpos de prova com a mesmo índice de vazios inicial como se mostra na Figura 4.23. A LEC se mantém independente da mudança da temperatura, os CTE dos corpos de prova a 40°C e 55°C na Figura 4.23(a) encontram-se em um plano bidimensional ($p' \times q$) diferente dos corpos de prova a T⁰A⁰, porque geraram novas LIC térmicas. A diferença pode-se notar em um gráfico tridimensional de ($p' \times q \times e$).

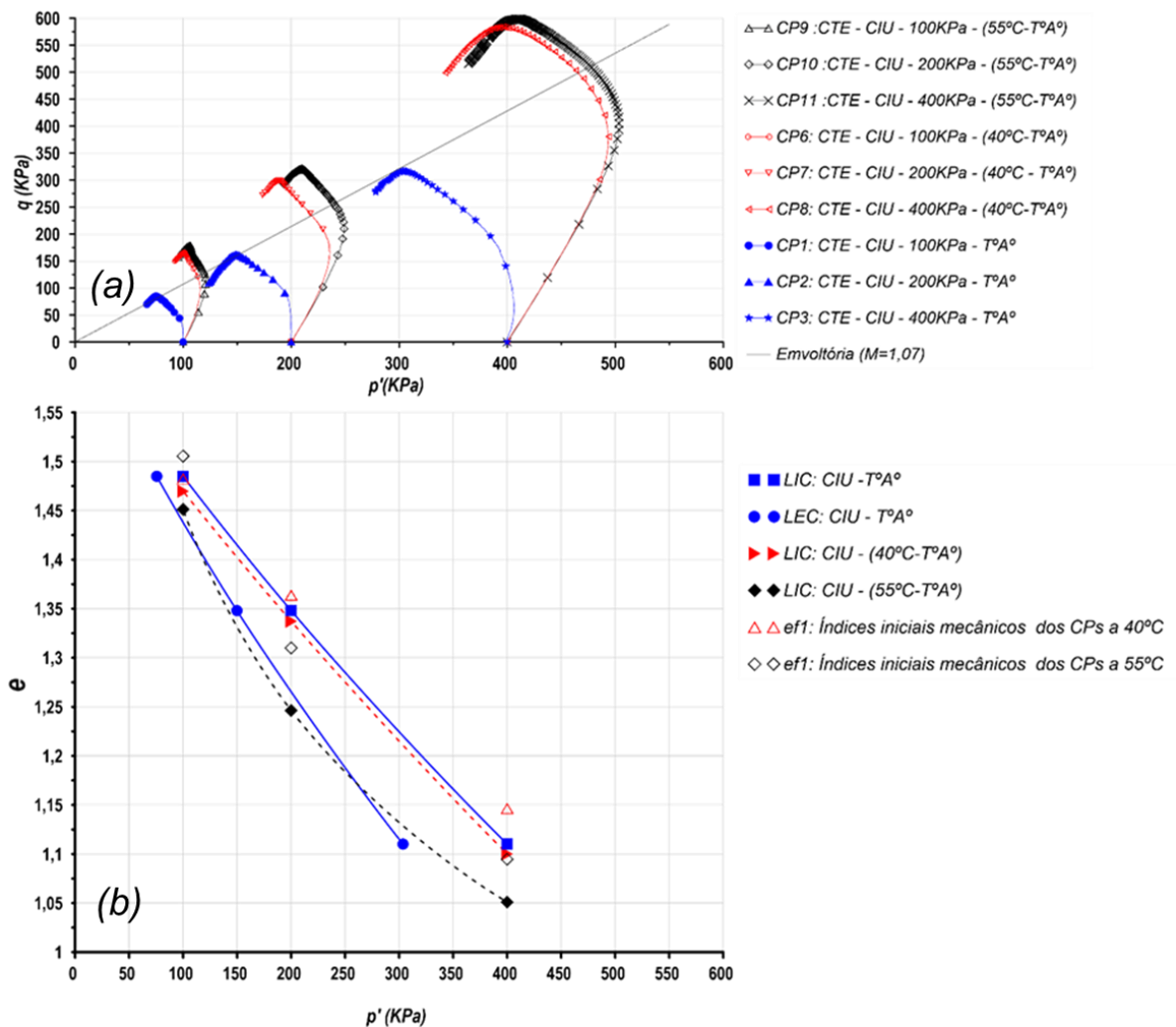


Figura 4.23: Diagramas dos CTE, das LIC e a LEC dos ensaios triaxiais convencionais e térmicos apresentados no Capítulo 4.

4.4 Análise da mudança de volume pelo adensamento térmico

O presente item tem como objetivo apresentar uma análise mais detalhada das deformações volumétricas geradas pelas etapas de adensamento térmico e o processo de resfriamento, denominado também como um ciclo térmico. A análise será feita considerando conclusões do estado da arte em relação ao efeito térmico em argilas.

Na Figura 4.24 são apresentadas as curvas de adensamento térmico e incremento de temperatura em relação a raiz do tempo de todos os ensaios triaxiais térmicos. Considerando que antes de iniciar o adensamento térmico; pelo critério de Taylor o corpo de prova já esteve na etapa de adensamento secundário na respectiva tensão efetiva confinante (Figura 4.9). Mesmo assim pode-se observar que todas as curvas na Figura 4.24 representam o incremento de deformações que podem ser elásticas, plásticas ou a soma dos dois. Houston et al. (1988) chamou estas deformações como compressão secundária térmica.

O tempo considerado para o adensamento térmico foi de no mínimo 24 horas. Na Figura 4.24 são apresentadas as curvas numa maior escala onde se observa que a tendência das deformações térmicas são incrementar com o tempo. Segundo a revisão bibliográfica o incremento de temperatura gera uma expansão térmica na água e nos sólidos da argila, diminuindo a viscosidade da água que gera um incremento da permeabilidade total do corpo de prova. Como consequência o aquecimento induziria um enfraquecimento na microestrutura da argila, e submetido a uma compressão constante gera uma aceleração de deformações volumétricas térmicas.

Na Figura 4.25 se apresenta a normalização da mudança do índice de vazios durante o adensamento térmico. Comparando as deformações atingidas para uma mesma tensão confinante a diferentes níveis de temperatura, observa-se que quanto maior foi o incremento de temperatura maiores foram as deformações térmicas independentemente da tensão atuante. Porém, se atribui que estas deformações térmicas tendem a se estabilizar depois de 24 horas de adensamento, após esse tempo as deformações continuarão, mas não serão mais significativas no corpo de prova.

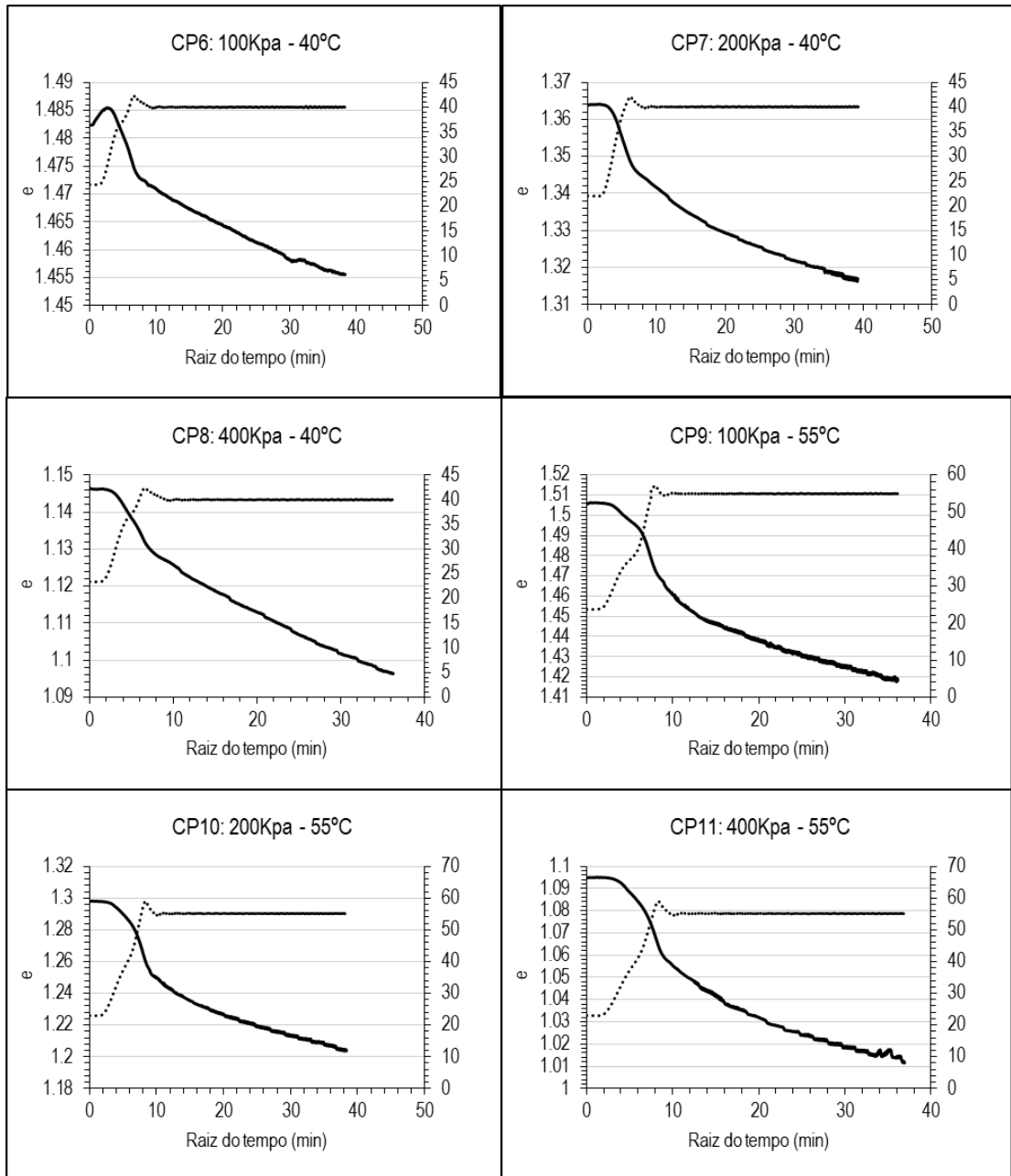


Figura 4.24: Curvas de incremento de temperatura e diminuição do índice de vazios durante o adensamento térmico dos ensaios CIU a 40°C e 55°C.

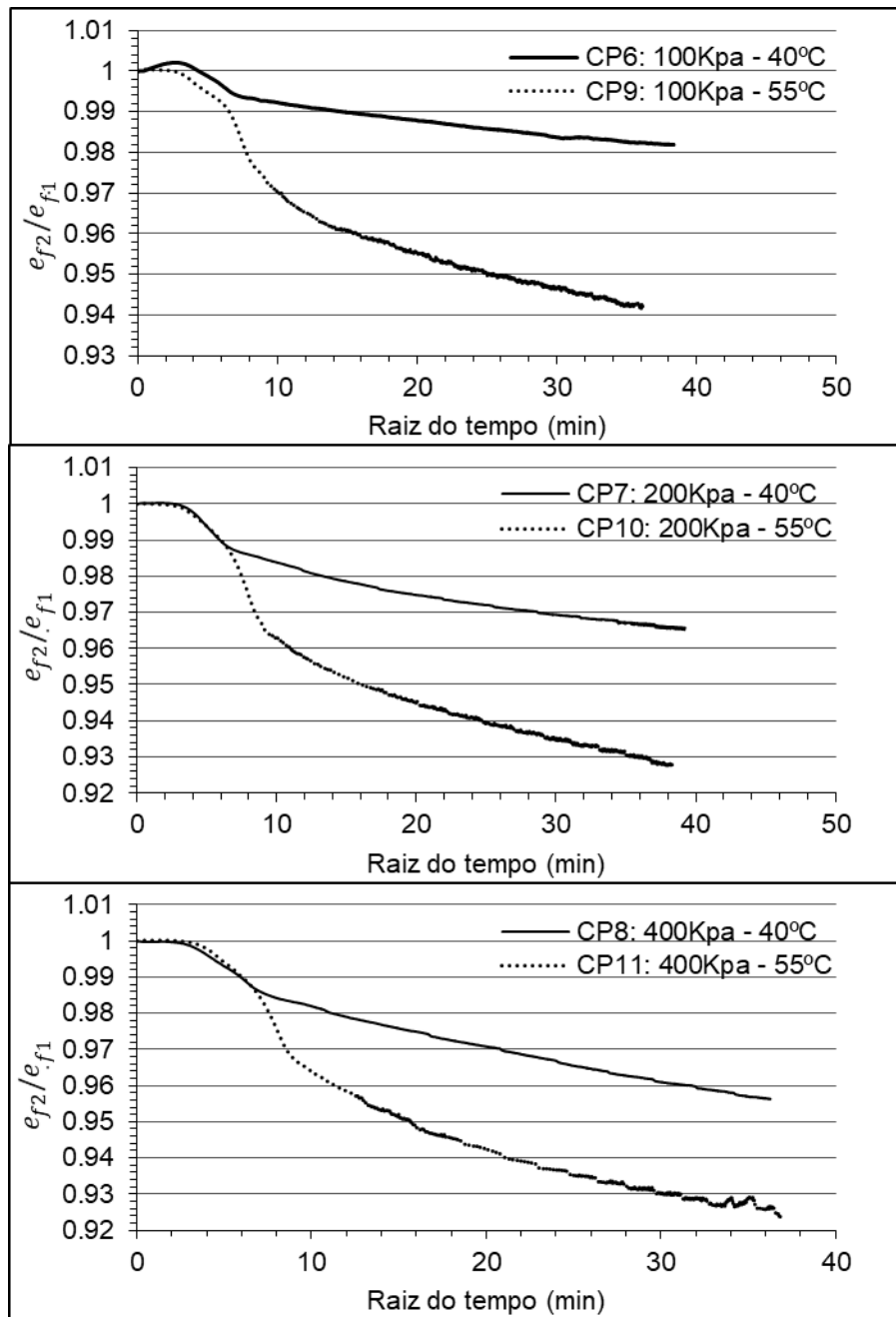


Figura 4.25: Curvas de adensamento térmico dos ensaios CIU a 40°C e 55°C nas respectivas tensões efetivas.

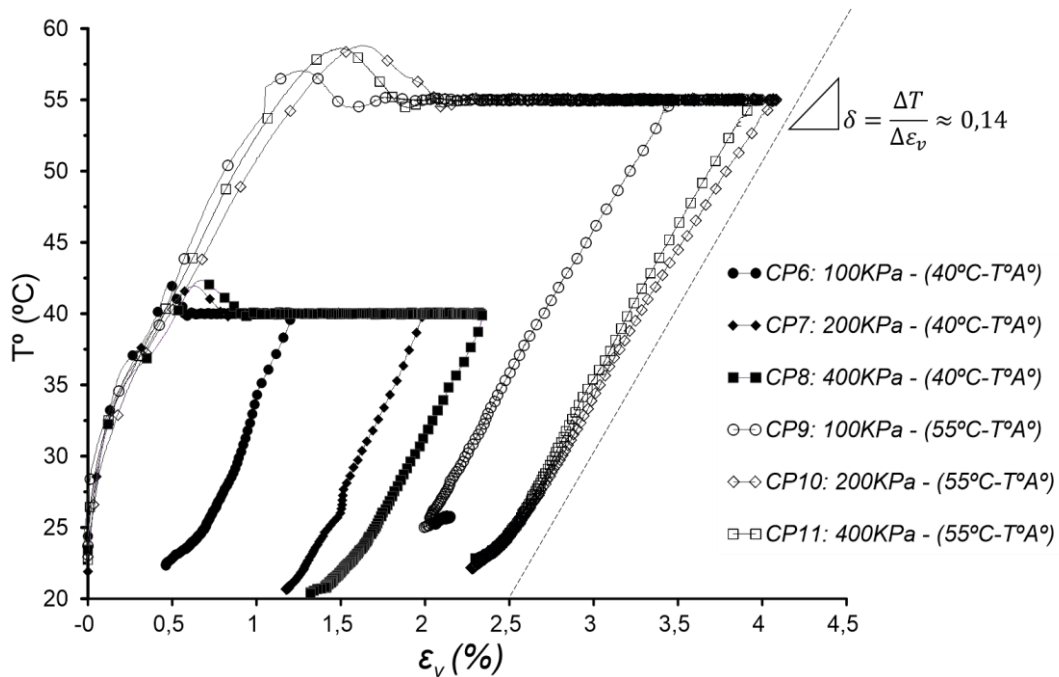


Figura 4.26: Curvas de deformação volumétrica térmica em relação ao incremento de temperatura dos ensaios triaxiais térmicos a 40°C e 55°C.

Na Figura 4.26 apresentam-se as etapas de aquecimento e resfriamento sob uma tensão constante dos ensaios triaxiais térmicos a 40°C e 55°C respectivamente, denominados também como um ciclo térmico. Nota-se nas figuras que a temperatura ambiente oscila entre $23 \pm 1^\circ\text{C}$. Na Figura 4.26 observa-se que os CPs apresentaram uma aceleração de deformações térmicas no começo do aquecimento independentemente da tensão atuante, e, quando atingiram a temperatura desejada (40°C ou 55°C) continuaram as deformações durante o tempo até que ficaram maiores quanto maior foi a tensão atuante. Na etapa do resfriamento os CPs apresentaram uma expansão térmica proporcionalmente às tensões atuantes. De acordo com as trajetórias apresentadas pelo aquecimento e resfriamento dos CPs na Figura 4.26, pode-se observar que estes apresentaram curvas com inclinações semelhantes independentemente da tensão atuante e da temperatura, portanto, desenhando uma tendência linear resultando num coeficiente de variação volumétrica térmica constante de aproximadamente 0,14. Das observações pode-se afirmar que a argila marinha apresentou um comportamento termo-elasto-plástico.

Em relação a expansão dos CPs pelo resfriamento, Cui et al. (2000) afirma que são essencialmente reversíveis e relacionadas à contração térmica das partículas sólidas e da água adsorvida. Portanto a expansão volumétrica está relacionada com o coeficiente de contração térmica da água (α_w) que é aproximadamente 15 vezes maior do que para os sólidos, e, a condutividade térmica (C_w) da água que é o dobro dos sólidos. Cui et al. (2000) sugere que a taxa de resfriamento deve ser lenta o suficiente para permitir a expulsão de água devido à contração térmica diferencial da água e os sólidos, onde, o CP apresentaria menores níveis de expansão.

Quanto ao comportamento microestrutural da argila marinha não tem muito a se concluir pela falta de ensaios a escala microscópica. Porém existe na literatura o entendimento de como o incremento de temperatura pode densificar a microestrutura das argilas. Terzaghi (1941) definiu dois tipos de contatos que se podem dar através da água sólida em argilas, um deles formando os contatos sólidos (“solid bonds”), e outra através da água viscosa formando os contatos viscosos (“film bonds”) como se observa na Figura 4.27. O aumento de temperatura segundo Campanella e Mitchell (1968), Baldi et al. (1988) e Cui et al. (2000) tem um efeito considerável na água adsorvida situada em contatos viscosos gerando uma contração térmica diferencial. Fenômeno que gera uma aceleração de conversões dos contatos viscosos a contatos tipo solido-solido.

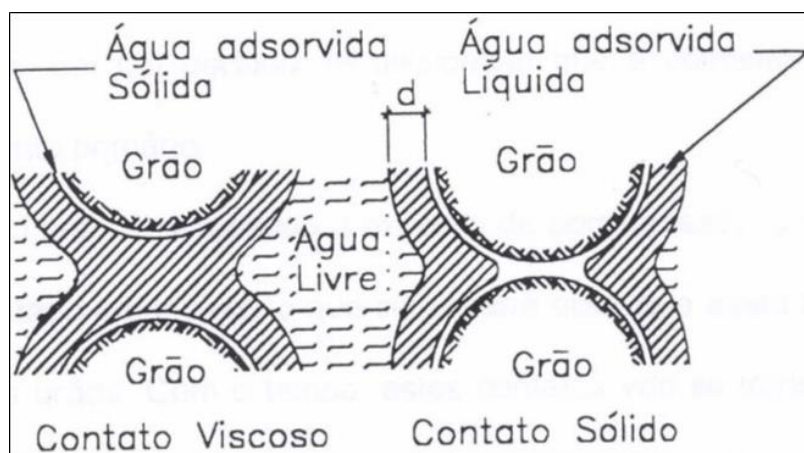


Figura 4.27: Tipos de contato em argilas. (Terzaghi,1941).

4.5 Análise da influência do adensamento térmico na resistência ao cisalhamento

O presente item tem a finalidade de apresentar uma análise mais detalhada da influência do tratamento térmico proposto no presente estudo na resistência ao cisalhamento da argila marinha.

Observou-se no estudo que as deformações axiais na trajetória Ko estão entre 2% a 3% como se observa na Figura 4.28. Por tanto, o incremento da tensão média efetiva ($\Delta p'$) que apresentaram os ensaios adensados termicamente aconteceu a pequenas deformações, onde, apresentaram uma diferença de [CTT-CTE] muito menor em relação aos ensaios convencionais. [CTT-CTE] (40°C e 55°C) < [CTT-CTE] ($T^\circ\text{A}^\circ$). Esta diferença pode ser avaliada através do fator \bar{A} de Skempton. O fator \bar{A} representa a razão entre a mudança da poropressão gerada durante o cisalhamento em relação à tensão desviadora. Na Figura 4.29 apresenta-se os valores de \bar{A} para os CPs durante o cisalhamento em relação ao deslocamento axial.

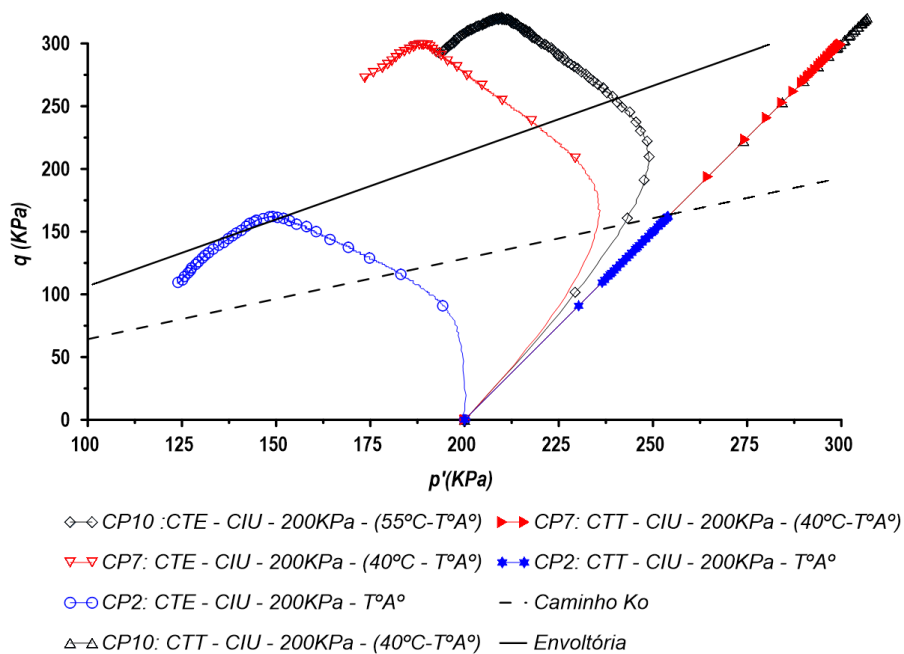


Figura 4.28: Curvas CTE e CTT dos ensaios triaxiais com $p'_o=200\text{kPa}$ a $T^\circ\text{A}^\circ$, 40°C e 55°C .

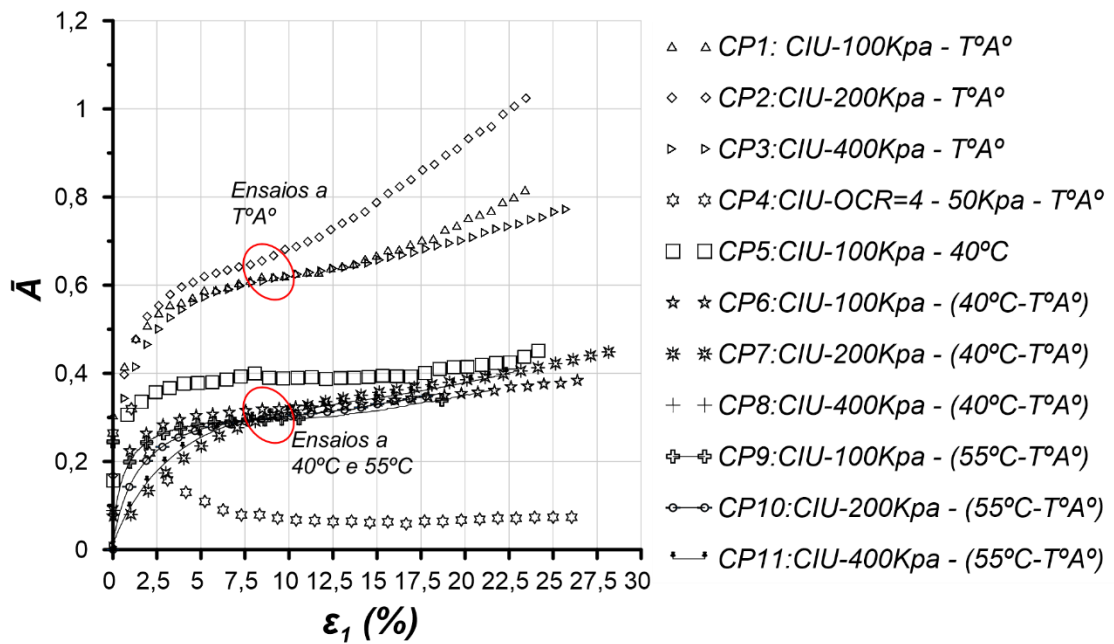


Figura 4.29: Valores do fator \bar{A} dos ensaios triaxiais CIU a TªAº, 40ºC e 55ºC.

Segundo Bishop e Henkel (1962) existe uma correlação entre o fator \bar{A} e o grau de sobreadensamento, onde, quanto maior for \bar{A} menor é o OCR. Pelo qual pode-se intuir que os CPs submetidos ao tratamento térmico passaram de um estado normalmente adensado (NC) a um estado sobreadensado (OC). Para entender o processo mecânico em que a argila atinge maiores níveis de sobreadensamento por efeitos do incremento de temperatura, recorre-se à análise da mudança do índice de vazios.

De acordo com os resultados, observa-se que os índices de vazios dos CPs térmicos encontram-se abaixo dos índices de vazios a temperatura ambiente (Figura 4.23 (b)), portanto, esse comportamento seria o mesmo se houve-se um processo mecânico de carregamento – descarregamento até uma tensão media efetiva de " p'_{ct} " que atingiria um índice de vazios final " e_{ct} ". Na Figura 4.30 apresenta-se a simulação de um adensamento mecânico fictício de carregamento – descarregamento para atingir um índice de vazios final térmico, portanto, existe uma tensão media efetiva fictícia térmica " p'_{ct} " em que todos os CPs submetidos ao tratamento térmico atingem, que pode ser determinado mediante a intersecção de trajetórias fictícias criadas pelos coeficientes " λ " e " k " como se observa na Figura 4.30.

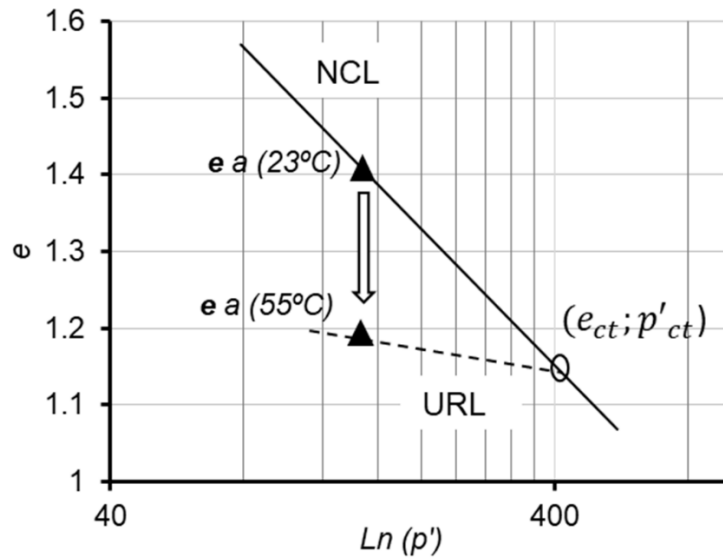


Figura 4.30: Simulação de um adensamento mecânico fictício para atingir índices de vazios finais térmicos.

Considerando a metodologia da Figura 4.30 apresenta-se na Figura 4.31 as tensões médias efetivas fictícias térmicas " p'_{ct} " encontradas mediante a simulação de um adensamento mecânico fictício para o CP9, CP10 e CP11. Onde os valores p'_{ct} encontrados foram de 585, 290 e 136Kpa para o CP11, CP10 e CP9, respectivamente.

Outra vantagem de determinar os valores do ponto (p'_{ct}, e_{ct}) na Figura 4.31 é que encontra-se na LIC a temperatura ambiente, que permitirá desenhar os CTE no plano bidimensional dos ensaios triaxiais convencionais com a tensão média efetiva inicial térmica equivalente " p'_{ct} " como se observa na Figura 4.32, onde, se pode observar a perfeita coincidência sob a envoltória determinada pelos ensaios convencionais. Concluindo que a LEC e o ângulo de atrito interno efetivo independem da temperatura. Porém, pode-se observar que o CTE para o CP9 fica relativamente coincidindo com a envoltória, isto acontece pela diferença de índices de vazios iniciais com os CPs a $T^\circ\text{A}^\circ$, ou seja, pela dificuldade de gerar corpos de prova iguais.

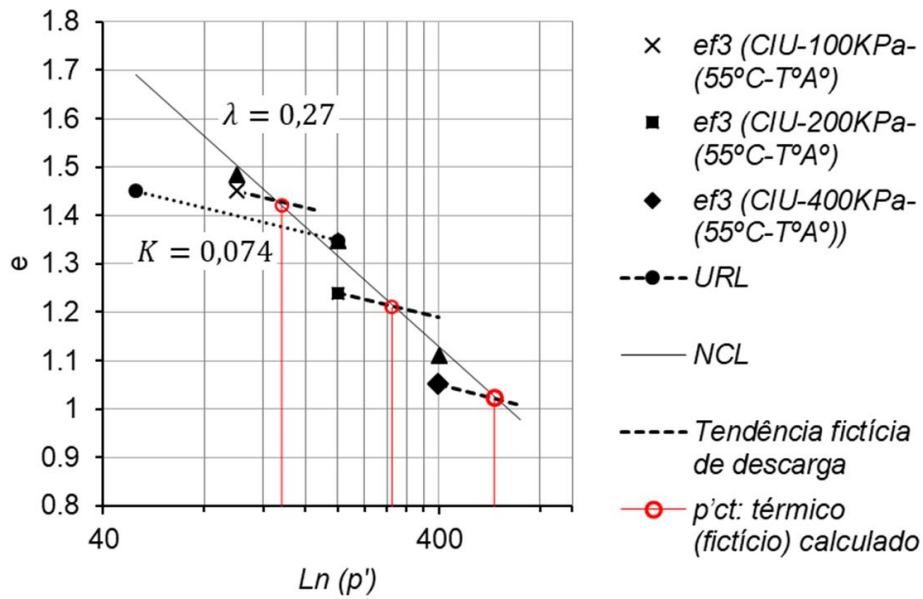


Figura 4.31: Mecanismo do adensamento fictício térmico para os CPs submetidos a 100, 200 e 400 kPa a 55°C.

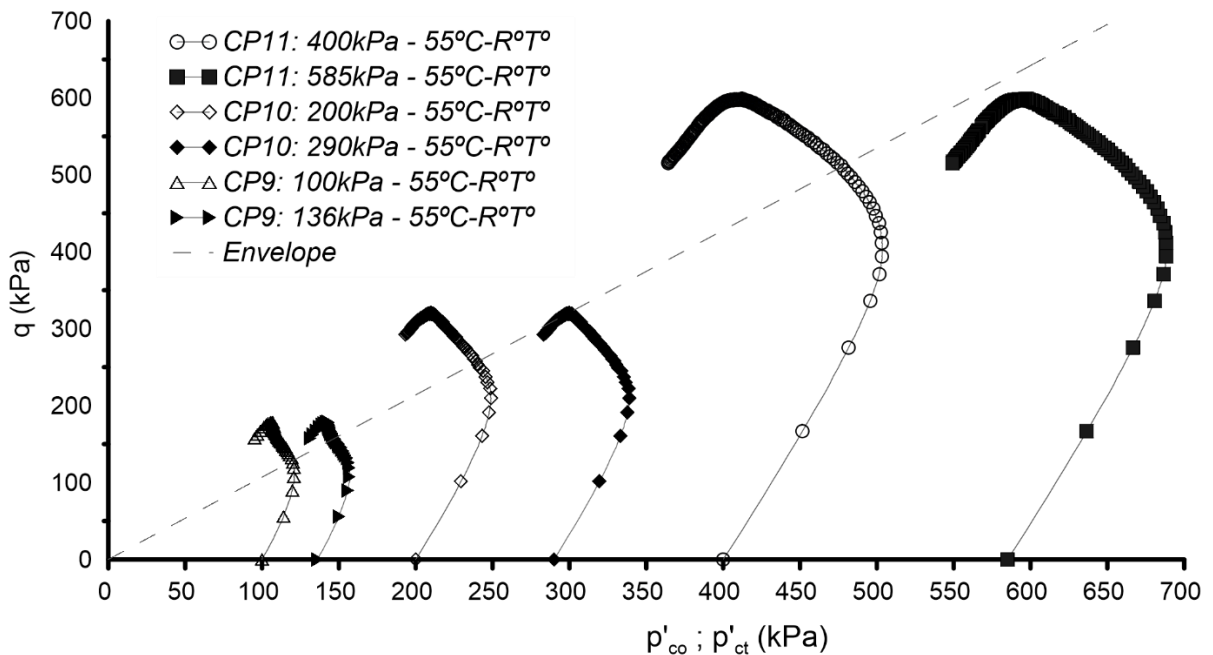


Figura 4.32: Caminho de tensões efetivas (CTE) para os CPs térmicos com a tensão média efetiva equivalente térmica "p'ct".

O efeito do tratamento térmico em gerar solos sobreadensados (OC) pode ser representado em modelos termomecânicos. Especificamente são mencionados três modelos que foram estudados na literatura, os modelos de Cui et al. (2000), Abuel-Naga et al. (2007) e Laloui e François (2008). Na presente pesquisa foi optado

considerar o modelo de Abuel-Naga et al. (2007), porque, este modelo considera os efeitos de um ciclo de aquecimento-resfriamento na mudança da tensão de pré-adensamento, que é o tratamento térmico submetido aos CPs no estudo.

Todos os modelos, para desenvolver as equações propostas tiveram como base, a relação numérica da mudança da tensão de pré-adensamento com a temperatura num plano ($p' \times T$). Abuel-Naga et al. (2007) apresentou as equações 4.9 e 4.10 que representam as curvas mostradas na Figura 4.33, onde, a curva LY representa o limite de plastificação térmica para solos normalmente adensados (NC) e a curva TY é o limite de plastificação térmica para solos sobreadensados (OC).

$$\frac{p'_{co}}{p'} = 1 + r^{TY} * \sqrt{\ln\left(\frac{T}{T_o}\right)} \quad \text{Eq. 4.9}$$

$$\frac{p'}{p'_{co}} = 1 - r^{LY} * \log\left(\frac{T}{T_o}\right) \quad \text{Eq. 4.10}$$

Onde: p'_{co} é a tensão de pré-adensamento a uma temperatura T_o e os fatores r^{TY} e r^{LY} dependem do tipo de solo.

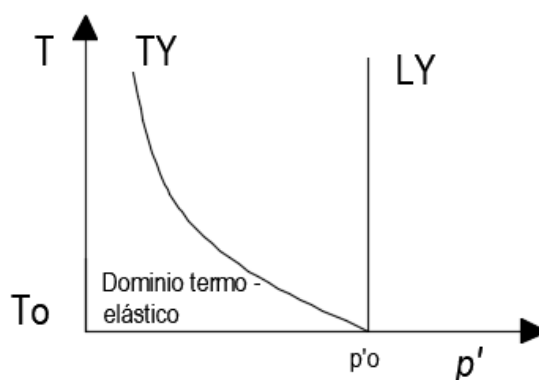


Figura 4.33: Relação entre a tensão média efetiva e a temperatura no plano $p' \times T$ segundo o modelo de Abuel-Naga et al. (2007).

No modelo de Abuel-Naga *et al.* (2007) a evolução térmica da tensão de pré-adensamento segue um conceito diferente aos outros modelos. Hong *et al.* (2013) descreveu com maior detalhe o modelo de Abuel-Naga *et al.* (2007), onde afirma, que em uma amostra normalmente adensada (NC), a tensão de pré-adensamento independe da temperatura durante o processo de aquecimento, portanto, se mantém constante conforme ilustrado na Figura 4.34 (a). Porém, sob o processo de resfriamento subsequente a tensão de pré-adensamento começa a incrementar, até chegar à temperatura T_0 com uma nova tensão de pré-adensamento $p'(T_0)$ conforme ilustrado na Figura 4.34(b e c).

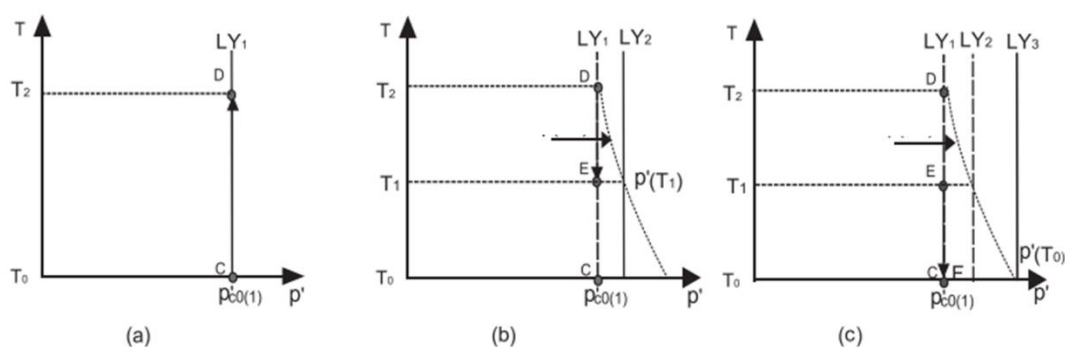


Figura 4.34: Evolução da curva LY em um ciclo de aquecimento-resfriamento. (a) Processo de aquecimento, (b) Processo de resfriamento em T_1 e (c) Processo de resfriamento em T_0 . (Hong et al., 2013).

No estudo, da Figura 4.31 se obteve as novas tensões de pré-adensamento térmicas atingidas p'_{ct} , então, é possível obter a curva LY para qualquer dos CPs a 55°C . Na Figura 4.35 apresenta-se a evolução da curva LY para o CP11 aquecido até 55°C e subsequentemente resfriado até uma temperatura ambiente de 23°C , com um coeficiente de $r^{LY}=0,835$ obtido da calibração segundo os valores obtidos na presente dissertação. Portanto, segundo os resultados o CP11 abria atingido um OCR aproximado de 1,46 por efeitos de um ciclo de aquecimento-resfriamento.

Calibrando os valores de r^{LY} para os ensaios CP9 e CP10, forma obtidos os valores de 0,70 e 0,819 respectivamente, mostrando a similaridade esperada das curvas LY, pois, r^{LY} independe da tensão média efetiva e da temperatura. Na literatura, não há sugestão de um intervalo de valores que deva adotar r^{LY} , apenas valores calculados por Abuel-Naga *et al.* (2007), onde, nenhum valor superior a unidade foi determinado ($r^{LY} < 1$).

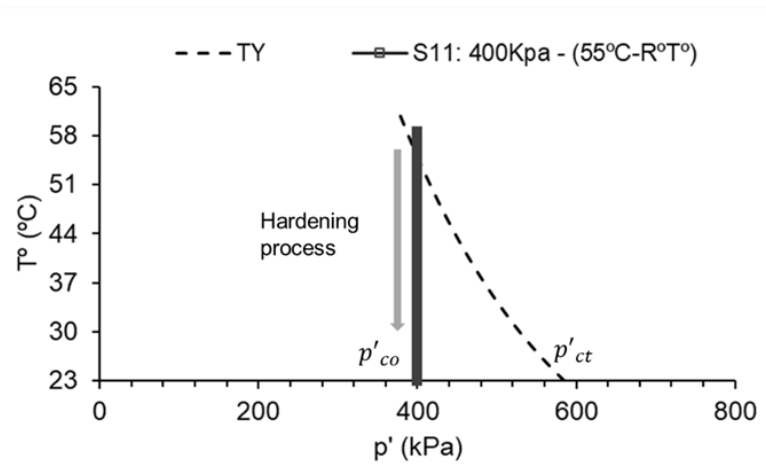


Figura 4.35: Evolução da curva TY em um ciclo de aquecimento-resfriamento para o CP11 segundo o modelo de Abuel-Naga et al. (2007).

Por último, normalizando a tensão média efetiva (p'/p'_o) e a tensão desviadora (q/p'_o) para as curvas CTE dos nove ensaios, obtém-se uma agrupação das superfícies de Roscoe para um mesmo nível de temperatura como se mostra na Figura 4.36. Onde as superfícies de Roscoe submetidas a maior temperatura ficaram mais íngremes.

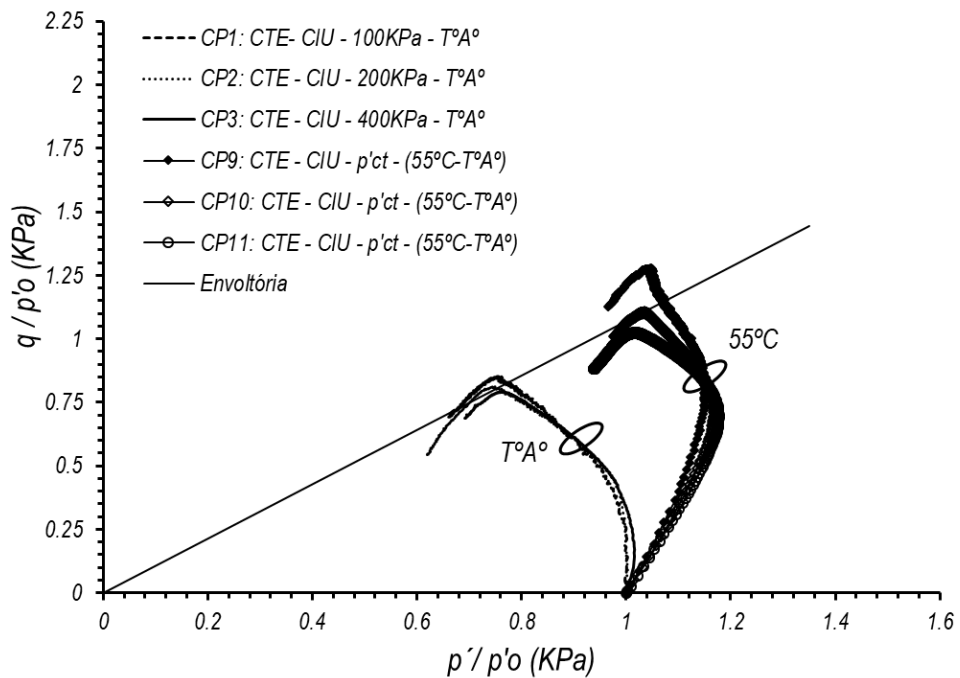


Figura 4.36: Normalização da tensão media efetiva (p'/p'_o) e a tensão desviadora (q/p'_o) para as curvas CTE.

4.6 Ensaio triaxiais térmicos adicionais com efeitos da mudança de velocidade de cisalhamento

O grupo de reologia da **COPPE – Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia, da Universidade Federal do Rio de Janeiro** – nos últimos anos focaram suas pesquisas em uma nova teoria para a compreensão da mecânica de solos.

Martins (1992) propõe que uma argila poderia resistir às tensões cisalhantes aplicadas por meio de duas parcelas independentes: uma de atrito, dependente da tensão normal efetiva σ' , e outra de viscosidade, dependente do índice de vazios e da velocidade da distorção ($\dot{\gamma} = \frac{d\gamma}{dt}$).

Essa parcela viscosa seria consequência da distorção da água adsorvida nos contatos viscosos. Com isso, Martins (1992) escreveu:

$$\tau = \sigma' \tan \varphi_{mob} + \eta(e) \frac{d\gamma}{dt} \quad \text{Eq. 4.11}$$

Onde: τ é a tensão cisalhante aplicada, σ' é a tensão normal efetiva, φ_{mob} é o ângulo de atrito mobilizado e $\eta(e)$ o coeficiente de viscosidade do solo para o índice de vazios (e).

A partir de então, com o que foi discutido acima, segundo o resumo feito por Andrade (2009), o Grupo de Reologia da COPPE passou a trabalhar com a hipótese da resistência viscosa causada pela água adsorvida, não como descrito por Terzaghi (1941), mas influenciando apenas pelas tensões cisalhantes.

Tendo em mente a equação 4.11, segundo Andrade (2009) o adensamento secundário passou a ser interpretado então como uma relaxação de tensões drenada em que havia desmobilização paulatina da parcela da viscosidade. Assim, ao fim do adensamento secundário, as tensões cisalhantes remanescentes seriam aquelas suportadas apenas por atrito.

Andrade (2009) na sua dissertação de mestrado apresenta o fenômeno do adensamento secundário pelo mecanismo baseado na viscosidade da água adsorvida, onde sustenta que pela lei da viscosidade de Newton todas as vezes em que um material viscoso estiver submetido a tensões cisalhantes, haverá uma velocidade de distorção. Portanto Andrade (2009) concluiu que a parcela viscosa da equação 4.11 só pode existir se houver uma velocidade de deformação. No caso do adensamento hidrostático essa deformação é a deformação volumétrica específica ϵ_v e, portanto, a velocidade de deformação que interessa ao fenômeno é $\dot{\epsilon}_v$. Por outro lado, por razões discutidas por Martins (1992), a parcela viscosa deve ser dependente também do índice de vazios como se observa na equação 4.11.

De acordo com o descrito nos parágrafos anteriores do presente item, com o objetivo de observar a influência da resistência viscosa na resistência ao cisalhamento da argila, foram realizados ensaios triaxiais tipo CIU a temperatura controlada com diferentes níveis da velocidade de cisalhamento (V_{cis}) em mm/min . De acordo com a teoria proposta por Martins (1992), aqueles ensaios triaxiais realizados com maior velocidade de cisalhamento teriam que apresentar maior resistência ao cisalhamento.

Na Tabela 4-13 são apresentadas as propriedades e índices iniciais dos CPs submetidos a ensaios triaxiais tipo CIU a temperatura controlada de 40°C e a diferentes velocidades de cisalhamento. Pode-se observar a homogeneidade das propriedades e índices dos CPs na mesma Tabela.

Tabela 4-13: Propriedades e índices iniciais dos CPs E12, E13 e E14

Ensaio	E12 $V_{cis}=0,03$ (mm/min)	E13 $V_{cis} =0,12$ (mm/min)	E14 $V_{cis} =0,55$ (mm/min)
W_i = umidade média inicial (%)	68,92	69,94	68,13
V_{ti} = Volume total inicial (cm ³)	87,10	87,33	87,36
γ = peso específico (g/cm ³)	1,55	1,56	1,55
γ_d = peso específico seco (g/cm ³)	0,92	0,92	0,92
e_o = índice de vazios inicial	1,93	1,94	1,91
n = porosidade (%)	65,85	65,94	65,64

Em relação ao procedimento dos ensaios, não foram obedecidos o procedimento padrão apresentado no item 3.2.3. Pelo objetivo destes ensaios, as primeiras etapas de saturação e adensamento mecânico foram a T⁰A⁰, logo, a etapa de adensamento térmico foi a 40°C e não existiu a etapa de resfriamento. Então na última etapa de cisalhamento se manteve a temperatura constante (40°C). Este procedimento foi adotado para os três ensaios (E12, E13 e E14).

Dos resultados obtidos na etapa de cisalhamento pode-se obter as curvas de tensão desviadora (σ_d) e a geração do excesso de poropressão (Δu) em relação a deformação axial ($\epsilon_1(\%)$) de cada um dos CPs, os quais apresentam-se na Figura 4.37 (a) e (b). Na mesma figura pode-se observar que a tensão desviadora máxima (σ_{dmax}) atingida pelo CP12 foi de 159,63KPa, do CP13 foi 161,11KPa e por último o CP14 atingiu um valor de 173,64KPa.

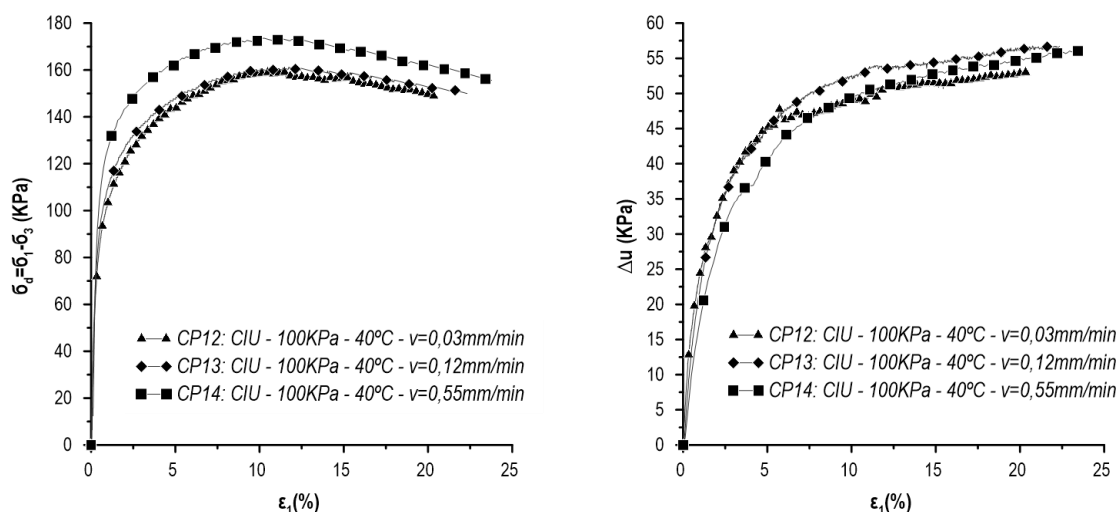


Figura 4.37: Curvas de porcentagem de deformação axial $\epsilon_1(\%)$ x tensão desviadora (σ) e porcentagem de deformação axial $\epsilon_1(\%)$ x incremento de poropressão (Δu), dos ensaios E12, E13 e E14.

A partir dos resultados obtidos dos ensaios E12, E13 e E14 na Figura 4.37, podem-se calcular os valores da tensão media efetiva (p') e tensão desviadora (q). Os parâmetros permitem observar as curvas do Caminho de Tensões Totais (CTT) e Caminho de Tensões Efetivas (CTE) de cada ensaio como se observa na Figura 4.38.

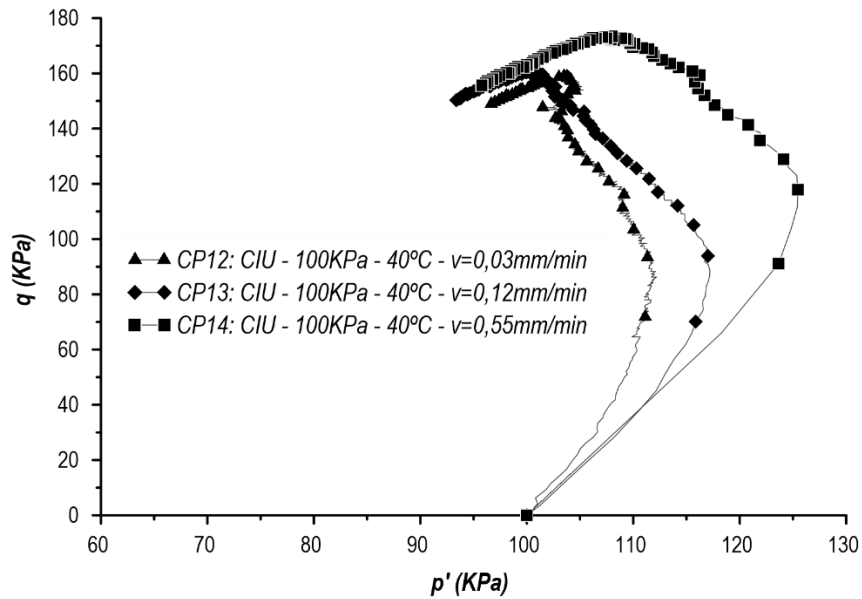


Figura 4.38: Caminho de tensões efetivas (CTE) dos ensaios E12, E13 e E14.

Pode-se observar na Figura 4.38 que as curvas CTE dos ensaios ficaram mais íngremes quanto maior foi a velocidade de cisalhamento. O mesmo comportamento foi observado nos ensaios triaxiais térmicos apresentados no item 4.3, porém pelo incremento da temperatura que influenciou no incremento da resistência ao cisalhamento.

Se as curvas CTE ficam mais íngremes é devido ao incremento da tensão média efetiva ($\Delta p'$). Então, pelo princípio da teoria de tensões efetivas para o CP apresentar o incremento de $\Delta p'$ teria que existir uma diminuição do excesso de poropressão que é observado na Figura 4.37 (b), que quanto maior foi a velocidade de cisalhamento (V_{cis}) menor foi a geração do excesso de poropressão a pequenas deformações do CP.

Sabe-se que $\Delta p'$ é resultado da combinação das três tensões efetivas principais atuantes no CP, que deveriam haver apresentado os mesmos valores nos três ensaios. Os CPs foram adensados sob uma compressão hidrostática constante de 100KPa a uma temperatura controlada de 40°C, portanto, a densificação atingida pela microestrutura dos CPs foram as mesmas (índices de vazios finais semelhantes), o qual pode-se demonstrar pela similitude do índice de vazios final térmico (e_{t2}) dos CPs como se observa na Tabela 4-14. Cabe lembrar que os CPs apresentados no item 4.3

tinham diferentes níveis de densificação pelo tratamento térmico em que foram submetidos. Então o argumento descrito neste paragrafo permite-se questionar, porque a mudança da velocidade de cisalhamento induz incremento de $\Delta p'$?

Tabela 4-14: Propriedades e índices finais dos CPs para os ensaios E12, E13 e E14.

Ensaio	E12	E13	E14
W_f = umidade média final (%)	16,60	16,93	16,80
γ_{df} = peso específico seco final (g/cm ³)	1,135	1,137	1,144
e_{f1} = índice de vazios final mecânico.	1,4346	1,4203	1,3932
e_{f2} = índice de vazios final + térmico.	1,3666	1,3704	1,3506
e_{f3} = índice de vazios final + térmico + resfriamento.	-	-	-

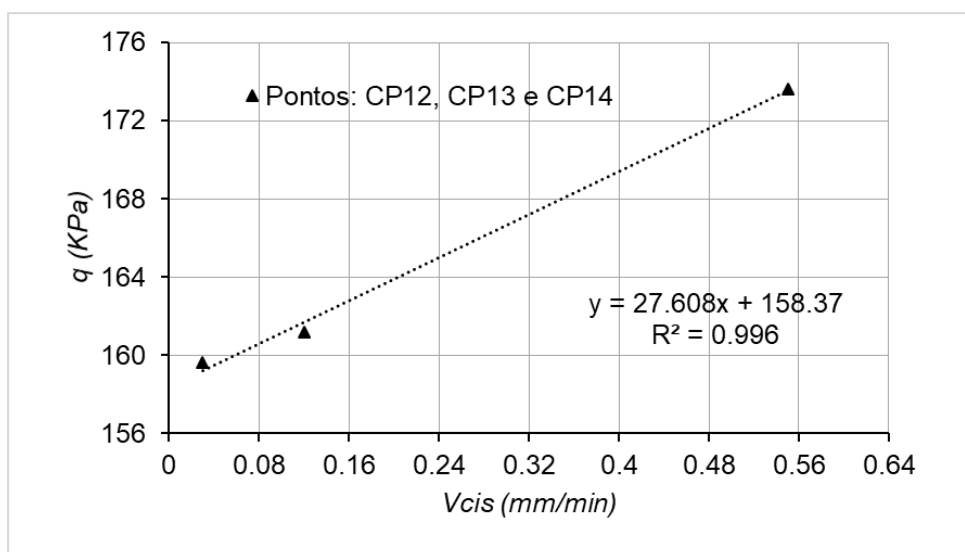


Figura 4.39: Mudança da tensão desviadora (q) em relação à velocidade de cisalhamento (V_{cis}).

Na Figura 4.39 apresenta-se a mudança da tensão desviadora (q) em relação à velocidade de cisalhamento (V_{cis}). Pode-se observar que quanto maior foi a velocidade de cisalhamento maior foi a tensão desviadora máxima atingida pelo CP. Esta figura ajudara a responder a pergunta de porque a mudança da velocidade de cisalhamento induz incremento de $\Delta p'$.

Se o incremento de $\Delta p'$ não está relacionado com o estado de tensões iniciais do CP, então estará relacionado com os efeitos que acontecem durante o cisalhamento do mesmo. Andrade (2009) afirmou que a parcela viscosa da equação proposta por Martins (1992) seria diferente de zero só se existisse uma velocidade de deformação, e sabe-se que a parcela viscosa soma ao estado efetivo de tensões. Portanto, se existe um fator que influi diretamente no incremento da resistência de um CP durante o cisalhamento seria a resistência viscosa proposta por Martins (1992).

CAPITULO 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 Conclusões

Em vista dos dados apresentados e da análise dos resultados feita no capítulo 4, podem ser enumeradas as seguintes conclusões:

- i. A caracterização da amostra apresentou limites de consistência de $LL= 106\%$, $LP=40,7\%$, $IP=65,2\%$ e um índice de consistência de $IC=0,2$. Permitindo classificar o solo marinho como uma argila mole cinza-escuro de alta compressibilidade.
- ii. A metodologia usada para a moldagem dos corpos de prova foi considerada adequada porque permitiu que todos os corpos de prova tivessem propriedades e índices semelhantes. Isto permitiu estudar a influência da variação de temperatura no comportamento mecânico da argila em estudo.
- iii. Observou-se que o adensamento térmico resultou num aumento da deformação volumétrica total. Esta dependeu da magnitude do incremento da temperatura e da tensão efetiva. O resfriamento do corpo de prova até a temperatura ambiente permitiu constatar que a deformação volumétrica causada pelo adensamento térmico foi plástica. Por último, com as trajetórias apresentadas pelos ciclos de aquecimento – resfriamento, observou-se que os coeficientes de variação volumétrica térmica são constantes, porque, mostraram independência da temperatura e da tensão atuante. Com a variação dos índices de vazios com as tensões confinantes consideradas no estudo, determinou-se os valores para os parâmetros λ e k de 0,27 e 0,074 respectivamente.
- iv. Observou-se que é possível determinar a tensão de pré-adensamento térmico equivalente " p'_{ct} " com os parâmetros λ e k .
- v. Pelos caminhos de tensões determinou-se que os valores do fator \bar{A} de Skempton diminui quanto maior for o incremento de temperatura, e, interpretou-se este comportamento pelo modelo termo-elasto-plástico sugerido por Abuel-Naga et al. (2007), onde conclui-se que os efeitos de um ciclo térmico levou os CPs de um estado normalmente adensado (NC) a um estado sobreadensado (OC). Quanto a envoltória observou-se que está independente da temperatura, e, as superfícies de Roscoe dos ensaios a 40°C e 55°C ficaram mais íngremes em relação aos ensaios a temperatura ambiente.

- vi. Quanto a resistência ao cisalhamento não drenado, o incremento de temperatura de 40°C resultou num aumento de 88% em relação a resistência dos corpos de prova cisalhadas a temperatura ambiente. Já o incremento de temperatura para 55° resultou num aumento de 98%.
- vii. Observou-se que a resistência ao cisalhamento não drenada aumentou quando maior foi a velocidade de cisalhamento. O incremento de resistência observado deve-se à parcela de resistência viscosa e à parcela de resistência friccional.

5.2 Sugestões

- i. Realizar ensaios consolidado hidrosticamente drenado (CID) a temperaturas maiores que a do ambiente.
- ii. Realizar ensaios pré-adensados ($OCR > 1$) a temperaturas maiores que a do ambiente.
- iii. Realizar ensaios de adensamento com deformação controlada (CSR) a temperaturas maiores que a do ambiente.
- iv. Realizar uma análise da linha do estado crítico (LEC) com ensaios CID, CSR e pré-adensados a temperaturas mais elevadas.
- v. Realizar uma análise numérica do comportamento termomecânico da argila marinha de acordo aos resultados dos ensaios já mencionados.

CAPITULO 6. BIBLIOGRAFIA

ABU-HAMDEH, N. H.; REEDER, R. C. Soil Thermal Conductivity: Effects of Density, Moisture, Salt Concentration, and Organic Matter. **Soil Sci. Soc. Am. J.** **64:1285-1290**, p. 1285–1290, 2000.

ABUEL-NAGA, H. M. et al. Thermomechanical model for saturated clays. **Géotechnique**, v. 59, n. 3, p. 273–278, 2009.

ABUEL-NAGA, H. M.; BERGADO, D. T.; LIM, B. F. Effect of Temperature on Shear Strength and Yielding Behavior of Soft Bangkok Clay. v. 47, n. 3, p. 423–436, 2007.

ALONSO, E.; GENS, A.; JOSA, A. Constitutive Model for Partially Saturated Soils. **Géotechnique**, n. January, 1990.

ALSHERIF, N. A.; MCCARTNEY, J. S. Triaxial Cell for Nonisothermal Shear Strength of Compacted Silt under High Suction Magnitudes. **Proceedings of the 1st Pan-American Conference on Unsaturated Soils. Feb. 20-22. Cartagena de Indias, Colombia. Taylor and Francis Group, London. 147-152.**, 2013.

BAG, R.; RABBANI, A. Applied Clay Science Effect of temperature on swelling pressure and compressibility characteristics of soil. **Applied Clay Science**, v. 136, p. 1–7, 2016.

BAI, B.; GUO, L.; HAN, S. Pore pressure and consolidation of saturated silty clay induced by progressively heating/cooling. **Mechanics of Materials**, v. 75, p. 84–94, 2014.

BALDI, G.; HUECKEL, T.; PELLEGRINI, R. Thermal volume changes of mineral-water system in low-porosity clay soil. **Canadian Geotechnical Journal**, v. c, n. January 1988, 1988.

BURGHIGNOLI, A.; DESIDERI, A.; MILIZIANO, S. A laboratory study on the thermomechanical behaviour of clayey soils. **Canadian Geotechnical Journal**, p. 764–780, 2000.

CAMPANELLA, G.; MITCHELL, K. **Influence of temperature variations on soil behavior**, 1968.

CEKEREVAC, C.; LALOUI, L. Experimental analysis of the cyclic behaviour of

kaolin at high temperature. **Géotechnique**, n. 8, p. 651–655, 2010.

CHEN, W. Z. et al. Effects of temperature and thermally-induced microstructure change on hydraulic conductivity of Boom Clay. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 9, p. 383–395, 2017.

CUI, Y. J.; SULTAN, N.; DELAGE, P. A thermomechanical model for saturated clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 620, p. 607–620, 1999.

DE BRUYN, D.; THIMUS, J.-F. The influence of temperature on mechanical characteristics of Boom clay: The results of an initial laboratory programme. **Engineering Geology**, v. 41, n. 1–4, p. 117–126, 1994.

DELAGE, P.; SULTAN, N.; CUI, J. On The Thermal Consolidation Of Boom Clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 37, n. August, p. 343–354, 2000.

GRAHAM, J. et al. Modified Cam-Clay modelling of temperature effects in clays. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 621, p. 608–621, 2001.

HOUSTON, B. S. L.; HOUSTON, W. N.; WILLIAMS, N. D. Thermo-mechanical behavior of seafloor sediments. v. I, n. 11, p. 1249–1263, 1986.

HUECKEL, T.; BALDI, G. Thermoplasticity of Saturated Clays: Experimental Constitutive Study. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 12, 1990.

HUECKEL, T.; BORSETTO, M. Thermoplasticity of Saturated Soils and Shales : Constitutive Equations. **ASCE**, v. 9410, n. December 1990, 2014.

HUECKEL, T.; FRANCOIS, B.; LALOUI, L. Temperature-dependent internal friction of clay in a cylindrical heat source problem. **Géotechnique**, n. 10, p. 831–844, 2011.

KUNTIWATTANAKUL, P. et al. Temperature Effects on Undrained Shear Characteristic of Clay. **Soil and Foundation**, v. 35, n. 1, p. 147–162, 1995.

KURZ, D. et al. Semi-empirical elastic – thermoviscoplastic model for clay. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 1599, n. June, p. 1583–1599, 2016.

LALOUI, L. et al. Issues involved with thermoactive geotechnical systems : characterization of thermomechanical soil behavior and soil-structure interface behavior. **The Journal of the Deep Foundations Institute**, v. 8, n. 2, p. 13, 2014.

LALOUI, L.; CEKEREVAC, C. Thermo-plasticity of clays: An isotropic yield mechanism. **Computers and Geotechnics**, v. 30, p. 649–660, 2003.

LALOUI, L.; FRANÇOIS, B. ACMEG-T: soil thermoplasticity model. **ASCE**, n. March 2014, 2009.

LINGNAU, B. et al. Effects of temperature on strength and compressibility of sand- bentonite buffer. **Engineering Geology 41 103-115**, v. c, p. 103–115, 1996.

MERLO, P. Caracterização do Ambiente Marinho do Estado do Espírito Santo Utilizando dados Oceanográficos. **Tesse de Mestrado**, 2007.

NG, C. W. W.; MU, Q. Y.; ZHOU, C. Effects of soil structure on the shear behaviour of an unsaturated loess at different suctions and temperatures. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 279, n. October 2016, p. 270–279, 2017.

NOBORIO, K.; MCLNNES, K. J. Thermal Conductivity of Salt-Affected Soils. n. 1993, 1993.

PLUM, R. L.; ESRIG, M. I. Some Temperature Effects on Soil Compressibility And Pore Water Pressure. n. 10, p. 231–242, 1969.

RUSSELL, C.; MCCARTNEY, J. S. Thermal volume change of poorly draining soils II: Model development and experimental validation. **Computers and Geotechnics**, v. 80, p. 16–25, 2016.

SALLFORS, G.; TIDFORS, M. Temperature Effect on Preconsolidation Pressure. **Geotechnical Testing Journal**, v. 12, p. 93–97, 1989.

SORENSEN, K. K.; BAUDET, B. A.; SIMPSON, B. Influence of strain rate and acceleration on the behaviour of reconstituted clays at small strains. **Géotechnique**, n. December, 2015.

SULTAN, N.; DELAGE, P.; CUI, Y. J. Temperature effects on the volume change behaviour of Boom clay. **Engineering Geology**, v. c, p. 135–145, 2002.

UCHAIPICHAT, A.; KHALILI, N. Experimental investigation of thermo-hydro-mechanical behaviour of an unsaturated silt. **Géotechnique**, n. 4, p. 339–353, 2009.

YAO, P.; ZHOU, N. Non-isothermal unified hardening model: a thermo-elasto-plastic model for clays. **Géotechnique**, n. 15, p. 1328–1345, 2013.

YAZDANI, S.; HELWANY, S.; OLGUN, G. Geomechanics for Energy and the Environment Influence of temperature on soil – pile interface shear strength. **Geomechanics for Energy and the Environment**, v. 18, p. 69–78, 2019.

YIN, J.; ZHU, J.; GRAHAM, J. A new elastic viscoplastic model for time-dependent behaviour of normally and overconsolidated clays : theory and verification. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 3, n. 4, 1996.

ZHANG, N.; WANG, Z. International Journal of Thermal Sciences Review of soil thermal conductivity and predictive models. **International Journal of Thermal Sciences**, v. 117, p. 172–183, 2017.

CUI, Y. J., SULTAN, N., & DELAGE, P. (2000). A thermomechanical model for saturated clays. **Canadian Geotechnical Journal**, 37(3), 607-620.

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

HAMIDI, A., TOURCHI, S., & KARDOONI, 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.

UCHAIPICHAT, A., & KHALILI, N. (2009). Experimental investigation of thermo-hydro-mechanical behaviour of an unsaturated silt. **Géotechnique**, 59(4), 339-353.

ABUEL-NAGA, H. M., BERGADO, D. T., BOUAZZA, A., & PENDER, M. (2009). Thermomechanical model for saturated clays. **Géotechnique**, 59(3), 273-278.

ANDRADE, M. E. S. (2009). Contribuição ao estudo das argilas moles da cidade de Santos (Doctoral dissertation, Dissertação de M. Sc., **COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil**).

BISHOP, A. W., & HENKEL, D. J. (1962). The measurement of soil properties in the triaxial test.

TERZAGHI, K. (1941). Undisturbed clay samples and undisturbed clays. **Harvard University**.

HONG, P. Y., PEREIRA, J. M., TANG, A. M., & CUI, Y. J. (2013). On some advanced thermo-mechanical models for saturated clays. **International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics**, 37(17), 2952-2971.

ABUEL-NAGA, H. M., BERGADO, D. T., BOUAZZA, A., & RAMANA, G. V. (2007). Volume change behaviour of saturated clays under drained heating conditions: experimental results and constitutive modeling. **Canadian Geotechnical Journal**, 44(8), 942-956.

HAMIDI, A., TOURCHI, S., & KARDOONI, 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.

ESRIG, M. I. (1969). Some temperature effects on soil compressibility and pore water pressure. **Special Report**, (103), 231.

ERIKSSON, L. G. (1989). Temperature effects on consolidation properties of sulphide clays. In International **Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**: 13/08/1989-18/08/1989 (pp. 2087-2090). Balkema Publishers, AA/Taylor & Francis The Netherlands.