

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SANTA CATARINA  
CENTRO TECNOLÓGICO DE JOINVILLE  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DE INFRAESTRUTURA

LUCAS FERREIRA FIGUEIREDO

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO TENSÃO DEFORMAÇÃO  
EM ARGILA MOLE DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UFSC-  
PERINI BUSINESS PARK

Joinville

2024

LUCAS FERREIRA FIGUEIREDO

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO TENSÃO-DEFORMAÇÃO  
EM ARGILA MOLE DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UFSC-  
PERINI BUSINESS PARK

Trabalho apresentado como requisito para  
obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil de Infraestrutura, no  
Centro Tecnológico de Joinville, da  
Universidade Federal de Santa Catarina.

Orientador: Dr. Marcelo Heidemann

Joinville

2024

AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO TENSÃO DEFORMAÇÃO EM ARGILA MOLE  
DO CAMPO EXPERIMENTAL DA UFSC-PERINI BUSINESS PARK

Este Trabalho de Conclusão de Curso foi julgado adequado para obtenção do título de bacharel em Engenharia Civil de Infraestrutura, no Centro Tecnológico de Joinville, da Universidade Federal de Santa Catarina.

Joinville (SC), 13 de Dezembro de 2024.

**Banca Examinadora:**

---

Prof.Dr. Marcelo Heidemann  
Orientador/Presidente

---

Profa. Dra. Helena Paula Nierwinski  
Universidade Federal de Santa Catarina

---

Eng. Cássio Hister Bellan  
Serra do Mar Engenharia

---

Eng. Lucianna Herbst, M.Sc  
Quantum Veritas Engenharia

Dedico este trabalho à minha família.

## **AGRADECIMENTOS**

Primeiramente, gostaria de agradecer a Deus, que guiou e protegeu meu caminho, permitindo que eu concluísse mais esta etapa tão importante da minha trajetória.

Este trabalho marca o encerramento de um ciclo essencial na minha vida, simbolizando um marco de aprendizado e crescimento pessoal. A escolha pela UFSC esteve diretamente ligada ao meu desejo de buscar independência, mas, ao me afastar da minha família, enfrentei momentos desafiadores e dolorosos. Perder momentos preciosos ao lado deles, especialmente acompanhar de longe o crescimento do meu irmão caçula, foi sem dúvida o maior desafio que enfrentei durante essa jornada. Apesar disso, ao longo do caminho, encontrei grandes amigos que me impulsionaram e me ajudaram a alcançar este objetivo.

Quero expressar minha profunda gratidão à minha mãe, cujo esforço tornou possível minha formação na UFSC, um sonho que nasceu ainda na minha infância e que agora está prestes a se concretizar. Agradeço também ao meu pai, por todos os ensinamentos que me fortaleceram e me deram a resiliência necessária para conquistar o título de engenheiro. Minha gratidão se estende aos demais familiares que sempre me apoiaram e torceram por mim, mesmo à distância.

No âmbito acadêmico, manifesto minha mais profunda gratidão ao meu orientador, professor Marcelo, por despertar em mim a paixão pela grandiosa área da Geotecnia e pelo apoio constante durante o desenvolvimento desta pesquisa. Agradeço também pelo acesso ao material e às instalações do Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC, que foram indispensáveis para a realização deste trabalho. Minha gratidão se estende a todos os professores que, ao longo da minha trajetória, contribuíram para minha formação profissional e pessoal. Vocês desempenham um papel essencial na sociedade, e cada ensinamento foi fundamental para o meu desenvolvimento. Por fim, agradeço imensamente aos colegas que colaboraram nas etapas desta pesquisa, especialmente àqueles que me auxiliaram na coleta das amostras, uma fase crucial para o início deste estudo. Cada gesto de apoio foi essencial para a concretização deste trabalho.

Por fim, dedico este trabalho à minha amada Isabelle, minha companheira de

vida, que encontrei durante esses anos de faculdade. Sem o seu apoio incondicional, nada disso teria sido possível. Você esteve ao meu lado nos momentos mais difíceis, me incentivando e me mostrando que eu era capaz. Te amo, meu amor! Minha gratidão também aos meus sogros, que hoje fazem parte da minha família, pelo apoio e carinho constantes.

Encerro estes agradecimentos com a sensação de dever cumprido, certo de que fiz o meu melhor ao longo desses cinco anos e meio no curso de Engenharia Civil de Infraestrutura. Muito obrigado a todos!

Grandes realizações são possíveis quando se dá importância a  
pequenos começos.

(LAO-TSÉ, 604-517 a.C.).

## RESUMO

Os depósitos sedimentares de argila estão presentes em grande parte do litoral catarinense. Estes materiais apresentam algumas características típicas, como baixa permeabilidade, alta compressibilidade e baixa resistência. Devido à crescente ocupação dessas áreas, tornou-se comum em obras de infraestrutura a preocupação com rupturas de aterros, recalques excessivos e processos de adensamento com longos períodos de ocorrência. O trabalho em questão tem como propósito a avaliação das características geotécnicas de resistência e compressibilidade de uma argila mole que ocorre superficialmente no campo experimental da Universidade Federal de Santa Catarina (UFSC) – Perini Business Park. Para realização da pesquisa, através da análise de perfis de sondagens da área de estudo, definiu-se a camada alvo de solo a ser prospectado, entre 1,5 e 2,5 m de profundidade, obtendo amostras indeformadas do solo com o uso de tubos Shelby. Posteriormente, a partir das amostras coletadas, realizou-se a caracterização do comportamento mecânico do material por meio de ensaios triaxiais e de adensamento, além de análises para caracterização física do material. Com os dados fornecidos pelos ensaios e a utilização de métodos e formulações conceituadas na área da geotecnia, foram definidas as características e avaliado o comportamento tensão-deformação das argilas moles do campo experimental. Os resultados apresentam um solo compressível de baixa de resistência e elevada suscetibilidade a deformações ao longo do tempo. O coeficiente de adensamento variou entre  $3,59 - 9,4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ , enquanto a resistência não drenada situou-se na faixa de 16,52 – 32,28kPa, com um ângulo de atrito de  $13,61^\circ$  ao considerar a parcela coesiva e um ângulo de atrito de  $25,35^\circ$  assumindo uma condição puramente friccional.

**Palavras-chave:** argilas; adensamento; tensão-deformação.



## ABSTRACT

The sedimentary clay deposits are widely present along the coast of Santa Catarina. These materials exhibit typical characteristics, such as low permeability, high compressibility, and low strength. Due to the increasing occupation of these areas, infrastructure projects have commonly raised concerns regarding embankment failures, excessive settlements, and consolidation processes with prolonged timeframes. The purpose of this study is to evaluate the geotechnical characteristics of strength and compressibility of a soft clay that occurs at the surface of the experimental field of the Federal University of Santa Catarina (UFSC) – Perini Business Park. For this research, the target soil layer to be investigated was identified between 1.5 and 2.5 meters in depth by analyzing borehole profiles of the study area. Undisturbed soil samples were collected using Shelby tubes. Subsequently, the mechanical behavior of the material was characterized through triaxial and consolidation tests, along with analyses for the physical characterization of the material. Based on the data provided by the tests and the application of established methods and formulations in geotechnics, the characteristics of the soft clays and their stress-strain behavior in the experimental field were defined. The results indicate a compressible soil with low strength and high susceptibility to deformations over time. The coefficient of consolidation ranged from  $3.59 - 9.4 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{s}$ , while the undrained shear strength was in the range of 16.52–32.28 kPa, with a friction angle of  $13.61^\circ$  considering the cohesive component and a friction angle of  $25.35^\circ$  assuming a purely frictional condition.

**Keywords:** clays; consolidation; stress-strain.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Perfis esquemáticos dos depósitos de argila mole da BR-101, Santa Catarina.....	23
Figura 2 – Analogia mecânica de Terzaghi .....	26
Figura 3 – Representação esquemática da célula de adensamento.....	29
Figura 4 – Curva de adensamento.....	30
Figura 5 – Determinação da tensão de pré-adensamento pelo processo de Pacheco e Silva .....	32
Figura 6 – Determinação da tensão de pré-adensamento pelo processo de Casagrande.....	33
Figura 7 – Curva tempo-recalque.....	34
Figura 8 – Método de Casagrande para determinação do coeficiente de adensamento .....	35
Figura 9 – Método de Taylor para definição do coeficiente de adensamento .....	36
Figura 10 – Comportamento típico de solos argilosos quando submetidos à ruptura por cisalhamento .....	37
Figura 11 – Diagrama do equipamento de ensaio triaxial .....	39
Figura 12 – Padrão geral de variação de tensão desviadora e poropressão com a deformação axial para argilas .....	42
Figura 13 – Envoltórias de ruptura de tensões total e efetiva para ensaios triaxiais adensados não drenados.....	43
Figura 14 – Resultados de ensaio triaxial CIU em argila NA do Rio de Janeiro.....	44
Figura 15 – Comparação de resultados típicos de ensaio triaxial: (a) e (b) argila NA; (c) e (d) argila PA .....	45
Figura 16 – Envoltória transformada obtida através dos pontos finais das TTEs do ensaio triaxial .....	47
Figura 17 – Linha de compressão isotrópica e linha do estado crítico para a compressão isotrópica .....	49
Figura 18 – Localização do Perini Business Park e UFSC.....	51
Figura 19 – Localização da área de estudo do campo experimental .....	52
Figura 20 – Curvas de nível na área de estudo do campo experimental .....	52

Figura 21 – Boletim de Sondagem SPT .....	53
Figura 22– Classificação geológica e localização do campo experimental .....	54
Figura 23 – Classificação pedológica e localização do campo experimental .....	55
Figura 24 – Fluxograma das atividades realizadas .....	56
Figura 25 – Perfuração utilizando conjunto de hastes.....	57
Figura 26 – Tubos Shelby .....	58
Figura 27 – Corpo de prova para o ensaio de adensamento .....	60
Figura 28 – Célula de adensamento .....	60
Figura 29 – CP1 .....	62
Figura 30 – CP2 .....	62
Figura 31 – CP3 .....	63
Figura 32 – Célula triaxial.....	63
Figura 33 – Curva de adensamento .....	65
Figura 34 – Variação do Cv em função da carga aplicada na 1º etapa de carregamento .....	68
Figura 35 – Variação do Cv em função da carga aplicada na 2º etapa de carregamento .....	68
Figura 36 – Variação do Cv em função da carga aplicada na 1º etapa pelo método de Taylor .....	69
Figura 37 – Resultados dos ensaios triaxiais para todos os CPs.....	70
Figura 38 – Resultados dos ensaios triaxiais CP1 e CP3 .....	71
Figura 39 – LIC e LEC do material ensaiado.....	72
Figura 40 – Trajetória de tensões efetivas e parâmetro M .....	72

## LISTA DE QUADROS

Quadro 1 – Características relativas à compressibilidade das argilas moles no litoral catarinense.....	22
Quadro 2 - Resultados dos ensaios nos depósitos de argila mole da BR-101, Santa Catarina.....	24
Quadro 3 – Caracterização dos materiais .....	59
Quadro 4 – Índices físicos CP ensaio de adensamento.....	59
Quadro 5 – Coeficientes de adensamento, compressão e recompressão de depósitos sedimentares do estado de Santa Catarina .....	67
Quadro 6 – Valores de Cv na 1° etapa de carregamento.....	67
Quadro 7 – Valores de Cv na 2° etapa de carregamento.....	67

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Profundidade de coleta e tensões confinantes aplicadas para cada corpo de prova no ensaio triaxial CIU .....	61
Tabela 2 – Coeficientes de compressão, recompressão, descompressão e tensão de pré-adensamento .....	66
Tabela 3 - Índices físicos dos CPs do ensaio triaxial .....	70
Tabela 4 – Parâmetros geotécnicos do material .....	73
Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos de depósitos de argilas moles do litoral .....	74

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas  
CID – Ensaio triaxial adensado drenado  
CIU – Ensaio triaxial adensado não drenado  
CPRM – Companhia de Pesquisa de Recursos  
Minerais  
IC – Índice de consistência  
LIC – Linha de compressão isotrópica  
LEC – Linha de estado crítico  
NSPT – Resistência de ponta à percussão  
OCR – Over Consolidation Ratio  
SimGeo – Sistema de Informações Municipais  
Georreferenciadas  
SC – Santa Catarina  
SPT – Sondagem à percussão  
TEC – Teoria dos estados críticos  
TTE – Trajetória de tensões efetivas  
TTT – Trajetória de tensões totais  
UFSC – Universidade Federal de Santa Catarina  
UU – Ensaio triaxial não adensado e não drenado  
 $c$  – Coesão  
 $C_c$  – Coeficiente de compressão  
 $C_d$  – Coeficiente de descompressão  
 $C_r$  – Coeficiente de recompressão  
 $C_v$  – Coeficiente de adensamento  
 $e$  – Índice de vazios  
 $E_u$  – Módulo de elasticidade não drenado  
 $M$  – Ângulo de atrito de estado crítico  
 $\lambda$  – Inclinação da LIC  
 $v$  – Volume específico  
 $\varphi$  – Ângulo de atrito

$\sigma$  – Tensão total

$\sigma'$  – Tensão efetiva

$\sigma'_{v0}$  – Tensão efetiva inicial de campo

$\sigma'_{vm}$  – Tensão de pré-adensamento

$\sigma_c$  – Tensão confinante

$\sigma_{ceL}$  – Pressão da água na célula

$\sigma_d$  – Tensão desviadora

$\sigma_1$  – Tensão axial

$\sigma_3$  – Pressão do fluido na câmara

Su – Resistência não drenada

u – Poropressões

$u_0$  – Contrapressão

$\Delta u$  – Acréscimo de poropressões

t – Tempo

$t_{50}$  – Tempo para completar 50% do adensamento primário

$t_{90}$  – Tempo para completar 90% do adensamento primário

$\Gamma$  – Volume específico do solo na LEC

$\varepsilon_a$  – Deformação axial

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	<b>18</b>
1.1. OBJETIVOS .....	19
1.1.1. Objetivo Geral.....	19
1.1.2. Objetivos Específicos.....	19
<b>2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	<b>20</b>
2.1. SOLOS SEDIMENTARES.....	20
2.1.1. Solos moles .....	21
2.2. COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS MOLES .....	24
2.2.1. Adensamento.....	25
2.2.2. Ensaio de Adensamento.....	27
2.4. RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	36
2.4.1. Ensaio triaxial.....	38
2.4.1.1. Ensaio triaxial consolidado e drenado (CID) .....	40
2.4.1.2. Ensaio triaxial não consolidado e não drenado (UU) .....	41
2.4.1.3. Ensaio triaxial consolidado e não drenado em argilas (CIU).....	41
2.4.2. Modelo Cam-Clay .....	48
2.4.2.1. Linha de Compressão Isotrópica (LIC) .....	48
2.4.2.2. Linha de Estado Crítico (LEC) .....	50
<b>3. MATERIAIS E MÉTODOS</b> .....	<b>51</b>
3.1. CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO.....	51
3.1.1. Geologia .....	54
3.1.2. Pedologia.....	55
3.2. METODOLOGIA .....	56
3.2.1. Amostragem .....	56
3.2.2. Caracterização dos materiais .....	58
3.2.3. Ensaio de Adensamento .....	59
3.2.4. Ensaio Triaxial CIU .....	61
3.2.5. Determinação dos parâmetros constitutivos .....	64
<b>4. RESULTADOS E DISCUSSÕES</b> .....	<b>65</b>
4.1. Compressibilidade.....	65
4.2. Resistência ao cisalhamento .....	69



## SUMÁRIO

5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS .....	75
REFERÊNCIAS .....	77

## 1. INTRODUÇÃO

O crescimento das cidades e o aumento contínuo da população levam à ocupação de áreas desfavoráveis, onde os solos não apresentam propriedades ideais. Sendo assim, a engenharia geotécnica desempenha um papel crucial na execução de projetos da construção civil, tendo o solo como o principal instrumento de estudo.

O solo é um material complexo e variável, cujo comportamento é difícil de prever, muitas vezes não podendo ser empregado adequadamente em sua forma natural (Guimarães, 1998). No litoral norte de Santa Catarina, a presença de depósitos de sedimentos inconsolidados, desenvolvidos em ambientes marinhos, fluviais eólicos, lagunares ou mistos, ao longo do período Holoceno (França Junior, 2002), faz com que a região tenha comportamento geotécnico pouco competente, sendo desfavorável e pouco resistente.

Nesse contexto, torna-se fundamental ter um ambiente físico claramente definido, com vista à futura utilização, a fim de mitigar falhas, erros e custos adicionais em projetos civis. Dada a importância de obter informações sobre as características geotécnicas, geológicas e geomorfológicas do ambiente, torna-se necessário realizar investigações por meio da aplicação de técnicas e procedimentos de ensaios (Schnaid; Odebrecht, 2012).

Uma das situações em que a investigação geotécnica é imprescindível, é quando se detecta a presença de solos moles, pois esse tipo de solo destaca-se por apresentar baixa resistência, alta compressibilidade e baixa permeabilidade, resultando em uma dissipação lenta de poropressões. Essas características tornam desafiadora a construção de estruturas sobre esse tipo de solo (Almeida; Marques, 2010).

As características específicas dos solos moles estão associadas ao processo de formação e ao tamanho dos grãos que compõem esses solos, os quais incluem frações finas como silte e argila em proporções variáveis.

Originados por processos de deposição, esses solos podem ter sua procedência de ambientes fluviais quanto ambientes marinhos, geralmente encontrando-se abaixo do nível freático, saturados ou próximos à saturação (Massad, 2003).

Neste cenário, o objeto de estudo deste trabalho são as argilas do campo experimental da UFSC – Perini Business Park. Baseado nos perfis de sondagens realizados na área estudada, pretende-se caracterizar o solo prospectado para parâmetros de resistência e compressibilidade, a partir de ensaios triaxiais e de adensamento, respectivamente, além da determinação física e mineralógica.

## 1.1. OBJETIVOS

Com intuito de estudar o comportamento do solo mole do campo experimental da UFSC – Perini Business Park, propõe-se os seguintes objetivos.

### 1.1.1. Objetivo Geral

Este trabalho visa avaliar as características geotécnicas e o comportamento tensão-deformação de argilas moles do campo experimental da UFSC – Perini Business Park.

### 1.1.2. Objetivos Específicos

- Obter amostras indeformadas de boa qualidade, utilizando tubos Shelby;
- Determinar as características geotécnicas de resistência ao cisalhamento das amostras coletadas, a partir de ensaios triaxiais;
- Definir o comportamento compressível do solo através de ensaios de adensamento.
- Calibrar parâmetros que permitam descrever o comportamento geotécnico desta argila à luz da mecânica dos solos dos estados críticos.

## 2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste capítulo, serão abordados conceitos necessários para a compreensão do trabalho, como a formação de depósitos de solos sedimentares e argilas moles do litoral de Santa Catarina, o fenômeno de adensamento e o comportamento tensão-deformação das argilas sedimentares. Também serão abordados aspectos relacionados à investigação geotécnica laboratorial empregada para caracterização dos parâmetros deste tipo de material.

### 2.1. SOLOS SEDIMENTARES

Caputo (1996) classifica os solos como produtos derivados do intemperismo ou meteorização das rochas. Esses materiais surgem por meio de decomposição química e/ou processos mecânicos, influenciados por agentes como água, temperatura, vegetação e vento, resultando em partículas de diferentes tamanhos, desde grossas até finas.

Segundo Caputo (1996), os solos se classificam em três grupos principais:

- Solos residuais – são os solos que permanecem no local de origem da rocha, evidenciando uma transição gradual do solo para a rocha. Destacam-se neste grupo os solos lateríticos, expansivos e colapsíveis;
- Solos sedimentares – solos que estão sujeitos à ação de agentes transportadores, podendo ser classificados como aluvionares (transportados pela água), eólicos (pelo vento), coluvionares (pela gravidade) e glaciares (pelas geleiras);
- Solos orgânicos – solos que apresentam origem orgânica, seja de origem vegetal (plantas e raízes), ou de origem animal.

Em solos sedimentares, a argila resultante do intemperismo da rocha é deslocada para outra região devido à ação da água e gravidade (Bertuol, 2009). A partir do momento que o sedimento é depositado, submete-se ao processo de consolidação por meio das camadas superiores ou por soluções cimentantes. Essa dinâmica, dependendo da intensidade da consolidação, resulta no fenômeno de

diagênese, transformando-os em rochas sedimentares (Chiossi, 1979).

Assim, ao serem transportadas, as composições de argila frequentemente agregam outros materiais à sua estrutura, sedimentando as partículas mais grossas, enquanto as mais finas permanecem em suspensão. O resultado geralmente são argilas sedimentares com partículas mais finas em comparação às argilas residuais (Piccinini, 2013).

### **2.1.1. Solos moles**

Segundo Martins e Abreu (2002), solos moles são predominantemente de origem sedimentar, saturados e com altos teores de argila. Essas características resultam em baixa capacidade de suporte, reduzida permeabilidade e alta compressibilidade, o que os torna suscetíveis a grandes deformações sob variações de tensões efetivas.

Terzaghi (1967) define como solo mole ou muito mole aquele que apresenta resistência não drenada inferior à 50 kPa. Já a norma NBR 6484:2020 especifica que solos moles são aqueles cujo índice de resistência à penetração SPT varia entre 3 e 5 golpes, enquanto valores inferiores a 2 golpes caracterizam solos muito moles. Outros parâmetros, como um Índice de Consistência (IC) inferior a 0,5, um  $N_{spt}$  menor que 5 e uma resistência à compressão simples de até 50 kPa, também definem a classificação desses solos (Pinto, 2006).

Por serem solos com elevada umidade e frequentemente ricos em matéria orgânica em decomposição, os solos moles geralmente indicam formações geológicas recentes, comuns em áreas próximas a nascentes, zonas costeiras, manguezais e depressões abaixo ou próximas ao nível do lençol freático. Nessas regiões, o acúmulo de matéria orgânica é favorecido, e, assim, fatores como altitude e idade são críticos para identificar solos moles, argilosos ou siltosos (Cola; Serrano, 2018).

De acordo com Grando (2018), as zonas costeiras brasileiras, formadas por faixas continentais sob influência de ambientes marítimos, estão sujeitas à deposição de sais, sedimentos e organismos marinhos. A formação dos solos em regiões litorâneas ocorre, com frequência, em função das oscilações do nível do mar ao longo de diferentes períodos geológicos, como o Período Quaternário.

A presença de solos sedimentares em áreas atualmente distantes do nível do mar é atribuída a episódios anteriores de elevação do nível das águas, aliados à ação

das correntes marinhas e ao transporte de sedimentos marítimos por redes fluviais. Além disso, fatores como relevo, condições climáticas, características geológicas e propriedades geotécnicas também contribuem para a deposição desses materiais (Grando, 2018).

Suguiu *et al.* (1985) identificaram que o nível do mar na costa brasileira já esteve, em determinado período, ao menos 8 metros acima do atual. Esse fenômeno contribuiu para o sobreadensamento de porções argilosas em algumas áreas, devido ao subsequente rebaixamento do nível do mar e à remoção de sedimentos e fragmentos rochosos. Esse processo representa uma das formas naturais de formação de argilas sobreadensadas.

No litoral brasileiro os depósitos de solos moles são predominantemente compostos por materiais de granulometria fina, depositados em ambientes marinhos. Geologicamente, esses solos são classificados como formações recentes, originadas durante o Período Quaternário por meio de sucessivos ciclos de sedimentação (Massad, 1999). Higashi (2006) compilou parâmetros de compressibilidade de solos moles do litoral catarinense, reunindo dados de diversos autores, como Marques e Lacerda (2004), Santos (1997) e Moura (2004), apresentados no Quadro 1.

Quadro 1 – Características relativas à compressibilidade das argilas moles no litoral catarinense

Autor/Local	Profundidade (m)	$e_0$	$w_n$ (%)	$C_c$	CR	$w_L$ (%)	IP (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma'_p$ (kN/m <sup>2</sup> )
Marques e Lacerda (2004) Navegantes/SC	0,00-7,00	1,26-2,70	47,00-100,00	0,18-0,93	0,09-0,26	40,00-98,00	6,00-53,00	14,00-17,00	21,30
	6,00-16,50	1,37-2,82	49,00-103,00	0,34-0,88	0,13-0,27	32,00-110,00	11,00-57,00	13,80-16,80	90,00
	16,50-38,00	1,12-2,01	40,00-75,00	0,25-0,99	0,11-0,37	57,00-84,00	26,0-46,0	14,80-17,70	92,00
Santos (1997) Florianópolis/SC	5,00	-	72,2	1,54	0,53	27,00	10,00	14,70	25,00
	3,00	-	160,30	0,54	0,10	-	-	12,40	20,00
	2,30	-	70,20	0,78	0,28	66,00	39,00	15,60	31,00
	2,50	-	62,10	1,00	0,38	98,00	76,00	15,90	40,00
	0,50	-	-	-	-	50,00	16,00	-	-
Moura (2004) Leste de SC	3,90-4,50	2,09	78,80	0,97	0,31	-	-	-	45,00*
	2,90-3,50	2,19	83,90	1,07	0,34	-	-	-	58,00*
	4,90-5,50	2,06	78,30	0,85	0,28	-	-	-	85,00*
	3,70-4,25	3,52	133,50	1,53	0,34	-	-	-	22,00*
	4,5-5,05	3,45	132,80	1,56	0,35	-	-	-	25,00*
	4,50-5,05	2,41	133,30	1,53	0,35	-	-	-	-
Mangnani (2006) Florianópolis/SC	2,00-16,00	2,90-4,50	100,00-170,00	1,10-2,00	0,30-0,45	105-165	60,00-100,00	13,20-14,20	21,00-50,00

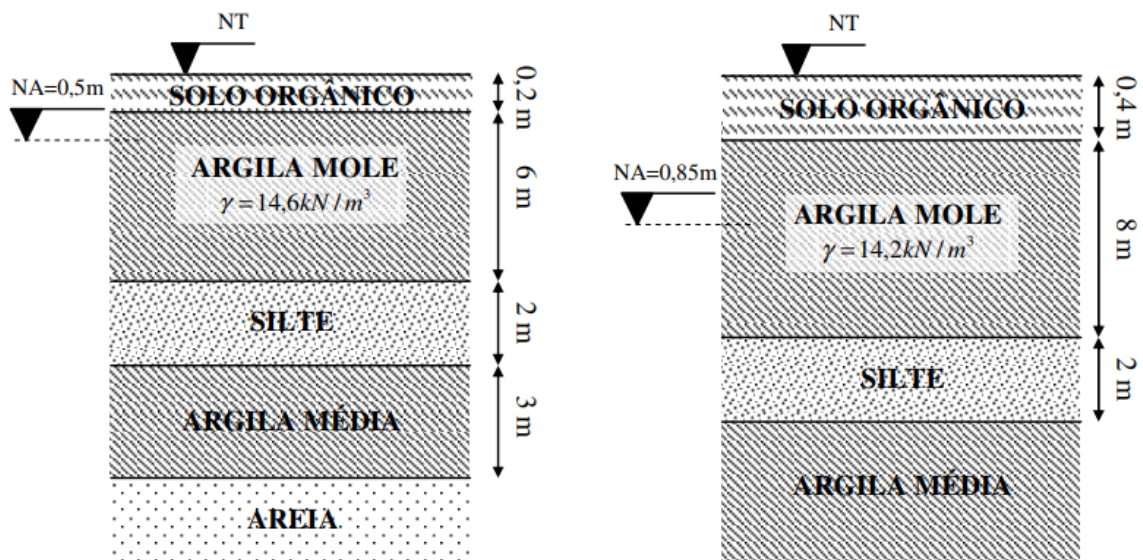
Fonte: Higashi (adaptado, 2006, p. 401).

Sayão *et al.* (2002) também realizaram investigações geológico-geotécnicas

em Santa Catarina, para a obra de duplicação da rodovia BR-101, e observou que a espessura dos sedimentos quaternários da região é maior nas proximidades do litoral, reduzindo nas áreas mais elevadas onde ocorrem os solos residuais. Estes autores realizaram um estudo de dois pontos de coletas de argila mole (canal DNOS e Santa Luzia), encontrando semelhança na estratigrafia dos solos, os quais apresentaram camadas intercaladas de argilas moles e areias, onde o lençol freático para ambos os pontos de coletas não ultrapassam 1 m de profundidade.

Na Figura 1, observa-se à esquerda o depósito do Canal DNOS e, à direita, o depósito de Santa Luzia. De acordo com Sayão *et al.* (2002), os resultados apresentados no Quadro 2 permitem classificar os solos como argila siltosa compressível, com base na carta de plasticidade de Casagrande. Além disso, constatou-se que os teores de umidade natural das amostras analisadas são consistentemente superiores aos respectivos valores do limite de liquidez (LL), o que pode indicar uma sensibilidade do solo variando de média a alta. Os dados obtidos no estudo de Sayão *et al.* (2002) estão resumidos no Quadro 2.

Figura 1 – Perfis esquemáticos dos depósitos de argila mole da BR-101, Santa Catarina



Fonte: Higashi (2006).

Quadro 2 - Resultados dos ensaios nos depósitos de argila mole da BR-101, Santa Catarina

Caracterização	Canal DNOS	Santa Luzia
Teor de Argila (%)	45	43
Teor de Silte (%)	33	37
Teor de Areia (%)	22	20
Densidade d Grãos	2,66	2,66
Limite de Liquidez (%)	71	67
Limite de Plasticidade (%)	42	34
Teor de Umidade Natural (%)	97,7	99,7
Índice de Vazios Natural	2,59	2,76
Grau de Saturação (%)	100	96
Peso Específico Natural (kN/m <sup>3</sup> )	14,64	14,15
Teor de Matéria Orgânica (%)	5,5	5,4
Salinidade (g/l)	0,1	0,4
pH	7,91	7,76
Parâmetros de Resistência e Compressão	Canal DNOS	Santa Luzia
OCR (prensa oedométrica)	1,5	1,7
OCR (DMT e CPTU)	Entre 1 e 2	Entre 1 e 2

Fonte: Sayão et al. (adaptado, 2002, p.84).

## 2.2. COMPRESSIBILIDADE DE SOLOS MOLES

Compressibilidade é a capacidade que os materiais possuem de se deformar sob a ação de forças externas. Nos solos, essa característica se diferencia devido à possibilidade de alteração em sua estrutura interna durante o carregamento, o que pode resultar no deslocamento e até na ruptura das partículas. Sendo uma estrutura heterogênea composta por grãos sólidos, água e ar, a compressibilidade do solo é definida como a redução de seu volume sob cargas aplicadas (Marangon, 2018).

Segundo Caputo (1988), ao contrário de outros materiais, a deformação nos solos não acontece de forma imediata após a aplicação de uma carga, mas sim



gradualmente ao longo do tempo, um comportamento especialmente observado em solos argilosos saturados, cuja resposta é mais lenta e dependente do tempo. Além disso, essas deformações raramente ocorrem de forma uniforme, o que pode comprometer a estabilidade de estruturas construídas sobre eles, mesmo que o solo em si não seja comprometido (Caputo, 1988).

Caputo (2006) também explica que solos de baixa permeabilidade e elevada compressibilidade, como as argilas, estão sujeitos ao fenômeno de compressão. A compressão do solo pode ocorrer pela redução de volume devido à eliminação do ar dos poros, processo denominado compactação, ou pela expulsão gradual da água dos vazios, conhecida como adensamento (Oliveira, 2019). O recalque por adensamento divide-se em duas etapas: o adensamento primário e a compressão secundária (Das, 2014).

Das (2007) explica que o recalque por adensamento primário ocorre devido à consolidação do solo, processo no qual a água é expulsa dos vazios, resultando na redução do índice de vazios do material. Em solos arenosos, esse tipo de recalque é geralmente insignificante devido à sua alta permeabilidade. Já nos solos finos, onde a condutividade hidráulica é significativamente menor, o excesso de poropressão dissipa-se gradualmente ao longo de um período prolongado.

Sendo assim, o estudo da compressibilidade dos solos, especialmente das argilas moles, é essencial para a execução de obras de infraestrutura urbana e viária. Esse conhecimento é fundamental para compreender o histórico de tensões nos solos de fundação, além de determinar parâmetros de compressibilidade e resistência ao cisalhamento. Para avaliar o índice de adensamento de um solo, é amplamente utilizado o método clássico desenvolvido por Terzaghi, conhecido como ensaio edométrico (Espíndola, 2011).

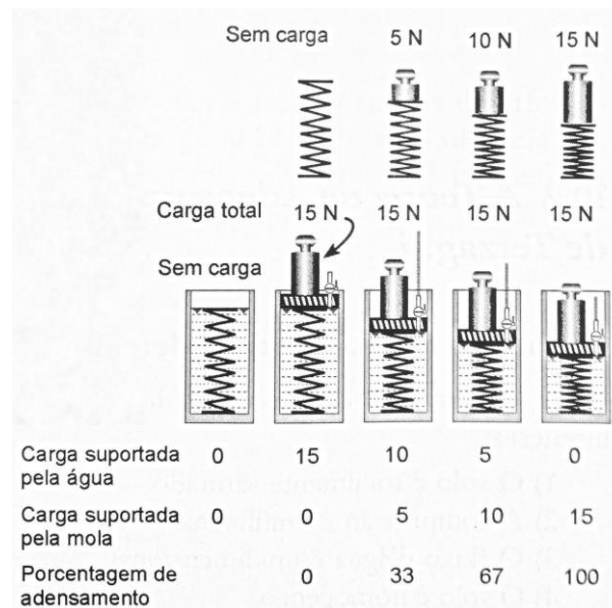
### **2.2.1. Adensamento**

De acordo com Pinto (2006), a água ocupa a maior parte ou a totalidade dos espaços vazios nos solos sedimentares em áreas baixas, tornando essencial a análise da percolação da água, já que esta desempenha um papel fundamental em diversos problemas práticos. Em solos com baixa permeabilidade, como as argilas, a deformação ocorre de forma gradual, pois é necessário um tempo significativo para que a água seja expulsa dos vazios do solo. Esse processo é conhecido como

adensamento.

Para facilitar a compreensão do adensamento, Terzaghi (1973) contribuiu com uma analogia mecânica que ajuda a ilustrar o comportamento desse processo, a qual representa a estrutura de um solo saturado como uma mola dentro de um pistão preenchido com água. A Figura 2 ilustra essa analogia.

Figura 2 – Analogia mecânica de Terzaghi



Fonte: Pinto (2006, p.205).

A mola representa o solo, a qual apresenta deformação proporcional à carga a que está submetida. No caso da representação do adensamento, conforme a Figura 2, a mola está inserida em um pistão cheio de água com apenas um orifício estreito em seu êmbolo, que expulsa a água lentamente, simulando o coeficiente de permeabilidade do solo (Pinto, 2006).

A analogia de Terzaghi pressupõe que o solo está em condição saturada, no qual a variação de volume irá ocorrer em função da expansão ou compressão do índice de vazios, levando em consideração a presença de água e partículas incompressíveis (Grando, 2018). De acordo com Pinto (2006), a aplicação da Teoria do Adensamento de Terzaghi fundamenta-se nas seguintes hipóteses:

- O solo é totalmente saturado;
- A compressão é unidimensional;
- O fluxo é regido pela Lei de Darcy;

- O solo pode ser estudado como elementos infinitesimais, apesar de ser constituído de partículas e vazios;
- As propriedades do solo não apresentam variação durante o processo de adensamento;
- O índice de vazios varia linearmente de acordo com a tensão efetiva.

Essas adaptações às condições da realidade atribuem uma natureza aproximada, em termos práticos, às conclusões desta teoria, embora, de maneira geral, sejam satisfatórias (Caputo, 2014).

Na teoria de Terzaghi, ao fechar a válvula e aplicar uma carga sobre o pistão, a mola permanece inicialmente sem deformação. Isso ocorre porque a estrutura está submersa em um meio muito menos compressível do que a mola, permitindo, assim, um comportamento totalmente estático no primeiro instante. Dessa forma, no tempo  $t = 0$ , toda a carga aplicada é suportada pela água, impedindo a variação de volume e resultando na dissipação lenta da poropressão ao decorrer do tempo (Pinto, 2006).

Conforme descrito por Pinto (2006), assim que a carga aplicada começa a ser transferida para a mola, o fluido dentro do pistão tende a ser expulso, provocando a deformação da mola à medida que o volume de água diminui. Esse processo continua até que toda a sobrecarga seja suportada exclusivamente pela estrutura sólida, ou seja, até que toda a pressão aplicada tenha se tornado pressão efetiva e a sobrepressão tenha se dissipado, momento em que a expulsão de água pelo êmbolo cessa completamente.

Na estrutura dos solos, todos os vazios estão interligados, criando canais de fluxo, nos quais a água percola com velocidade relativamente baixa. Contudo, a percolação não é constante com o tempo, caracterizando o fluxo no fenômeno de adensamento como transiente (Grando, 2018).

### **2.2.2. Ensaio de Adensamento**

O Ensaio de Adensamento, conforme especificado pela norma ABNT NBR 16853/2020, define o método para determinar as propriedades de adensamento do solo, caracterizadas pela velocidade e magnitude das deformações quando o solo está confinado lateralmente, sujeito a carregamento axial e drenado. Para a execução correta do ensaio, a NBR 16853 (ABNT, 2020) exige que o solo permaneça confinado

lateralmente enquanto é submetido a um carregamento axial em incrementos, mantendo-se a pressão constante em cada incremento até que todo o excesso de poropressão seja completamente dissipado.

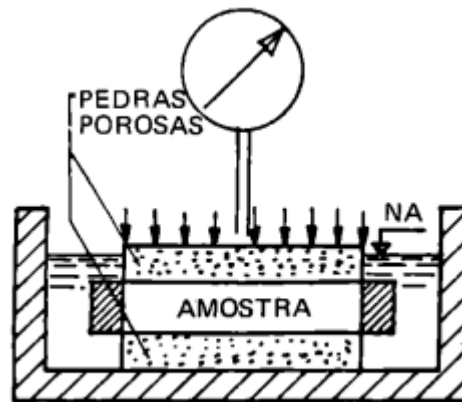
Ao longo do processo de compressão, realizam-se medições da variação na altura do corpo de prova, e esses dados são empregados no cálculo do parâmetro que define a relação entre a pressão efetiva e o índice de vazios, além de monitorar a evolução das deformações ao longo do tempo. Os resultados do ensaio de adensamento possibilitam a estimativa da magnitude dos recalques totais e diferenciais de uma estrutura ou aterro, bem como a velocidade com que esses recalques ocorrem (ABNT NBR 16853, 2020).

Ainda segundo a NBR 16853 (ABNT, 2020), a aparelhagem necessária para a execução do ensaio se resume a um sistema de aplicação de carga (prensa de adensamento), o qual permite a aplicação e manutenção das cargas verticais especificadas ao longo do período necessário de tempo; uma célula de adensamento, utilizada para conter o corpo de prova e proporcionar meios para aplicação de cargas verticais, medida da variação da altura do corpo de prova e sua eventual submersão; e um anel de adensamento, com dimensões e materiais especificados pela norma, podendo ser de anel fixo ou flutuante (ABNT NBR 16853, 2020).

A obtenção dos corpos de prova pode ser feita a partir de amostras indeformadas, coletadas em blocos ou com tubos amostradores de parede fina, ou de amostras deformadas compactadas em laboratório. A precisão e a qualidade dos resultados do ensaio dependem diretamente da integridade das amostras indeformadas, portanto, é fundamental adotar cuidados quanto à selagem e ao transporte dessas amostras, bem como à sua extração dos tubos, mantendo-as em câmaras úmidas até a execução do ensaio de adensamento (ABNT NBR 16853, 2020).

Para realizar o ensaio, o corpo de prova é montado na célula de adensamento entre duas pedras porosas, conforme mostrado na Figura 3.

Figura 3 – Representação esquemática da célula de adensamento



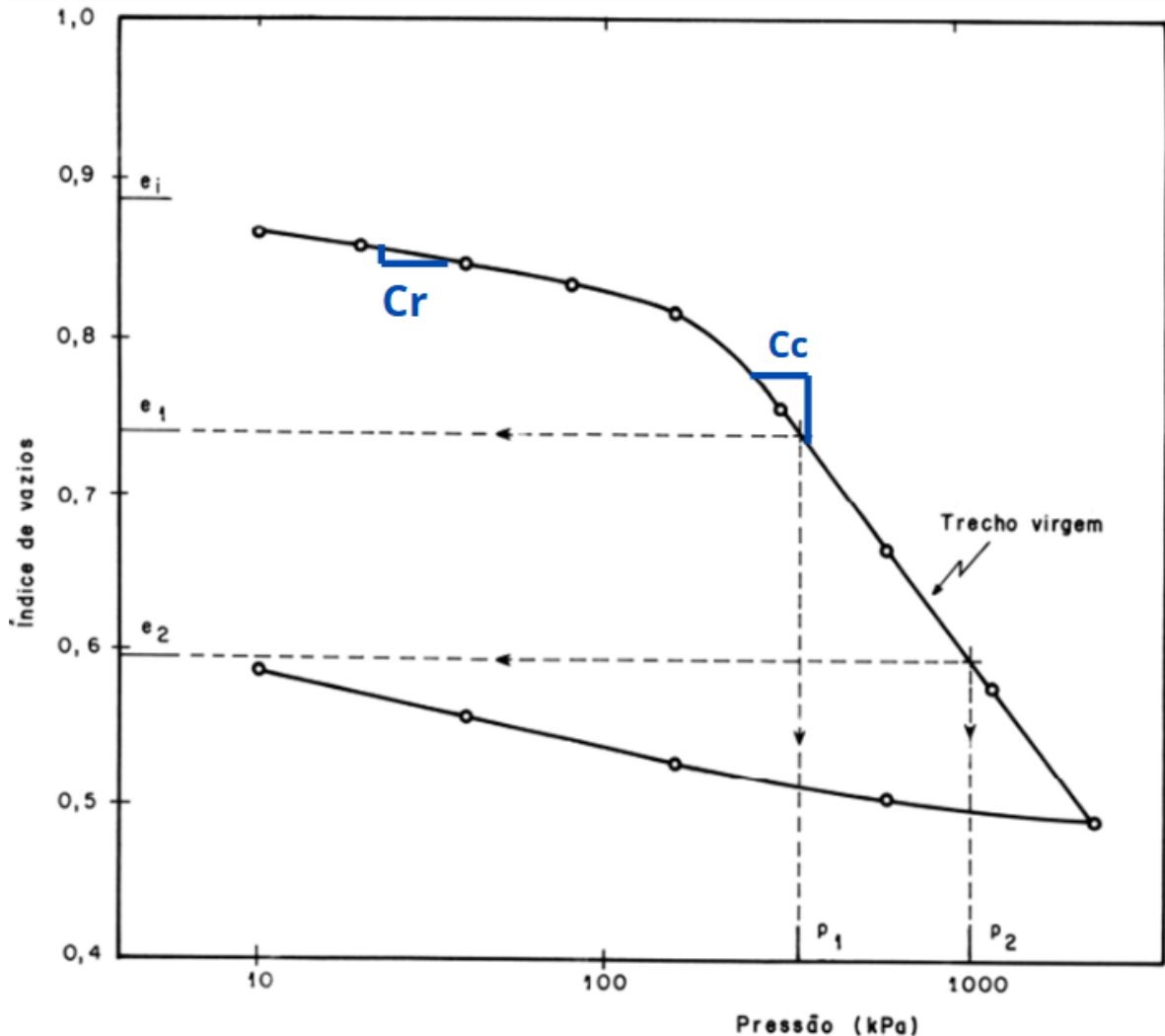
Fonte: Caputo (1988, p. 98).

A variação de altura do corpo de prova é medida em diferentes estágios de carga utilizando-se um extensômetro, seguindo os intervalos definidos pela ABNT NBR 16853/2020. O corpo de prova permanece carregado até a finalização das leituras para cada incremento de carga, e o processo de descarregamento é iniciado somente após essas leituras. Durante o descarregamento, as medições no extensômetro devem ser realizadas em pelo menos três estágios.

Vale lembrar que o carregamento deve ser feito em etapas, mantendo-se as cargas por tempo necessário para estabilização das deformações. Para areias, pode variar de minutos, dezenas de minutos para siltes, e dezenas de horas para argilas (Pinto, 2006). De acordo com Caputo (1988), o ensaio é conduzido aplicando-se cargas verticais que são aumentadas gradualmente, geralmente seguindo uma progressão geométrica com razão 2. Cada estágio de carga deve durar o tempo necessário para que a amostra atinja sua deformação completa. Ao final de cada estágio, geralmente após 24 horas, as pressões se tornam praticamente efetivas.

Finalizando o ensaio, os dados obtidos são então organizados para traçar a curva de adensamento, representando a carga aplicada (kPa), no eixo das abcissas, em escala logarítmica, e o índice de vazios no eixo das ordenadas, em escala linear, como demonstra a Figura 4.

Figura 4 – Curva de adensamento



Fonte: ABNT NBR 16853 (adaptado, 2020, p. 12).

A curva de adensamento (Figura 4) pode ser dividida em três partes principais, sendo a primeira denominada curva de recompressão. De acordo com Caputo (1988), no laboratório ocorre de fato a recompressão do solo, pois a amostra é removida do maciço terroso, o que equivale a um processo de descarregamento devido à remoção do peso das camadas superiores. Observa-se que não é necessariamente no laboratório onde ocorre a primeira recompressão do material, pois este pode ter sido carregado e descarregado diversas vezes na natureza (Caputo, 1988).

Observa-se, então, que a partir de uma determinada pressão, o índice de vazios varia proporcionalmente à pressão aplicada, pelo menos por uma boa extensão da curva. Essa segunda parte é denominada trecho ou reta virgem, correspondendo à primeira compressão do material em sua formação geológica. A terceira parte é

conhecida como curva de expansão, onde ocorre o descarregamento do corpo de prova (Caputo, 1988).

Segundo Das (2014), o solo em determinada profundidade pode ter sido submetido, ao longo de sua história geológica, a uma tensão máxima chamada de tensão de pré-adensamento. Essa tensão pode ser igual ou superior à tensão efetiva de sobrecarga presente no momento da extração da amostra, ou seja, a tensão causada pelo peso próprio das camadas de solo subjacentes.

Das (2014) classifica as argilas com base em seu histórico de tensões em dois tipos principais: argilas normalmente adensadas e argilas sobreadensadas, também chamadas de pré-adensadas. As argilas normalmente adensadas apresentam uma pressão efetiva de sobrecarga atual que corresponde à maior pressão já suportada pelo solo. Por outro lado, nas argilas sobreadensadas, a pressão efetiva de sobrecarga atual é inferior à pressão máxima previamente suportada, indicando um histórico de tensões mais complexo.

Esse histórico diferenciado nas argilas sobreadensadas pode ser explicado por uma variedade de fatores que levam ao pré-adensamento. Entre as causas mais comuns estão a erosão superficial, que resulta em alívio das tensões verticais atuantes; as variações do nível d'água, que influenciam o estado de tensões; o adensamento secundário ao longo do tempo; e as ações antrópicas, como carregamentos temporários ou escavações (Holtz; Kovacs, 1981).

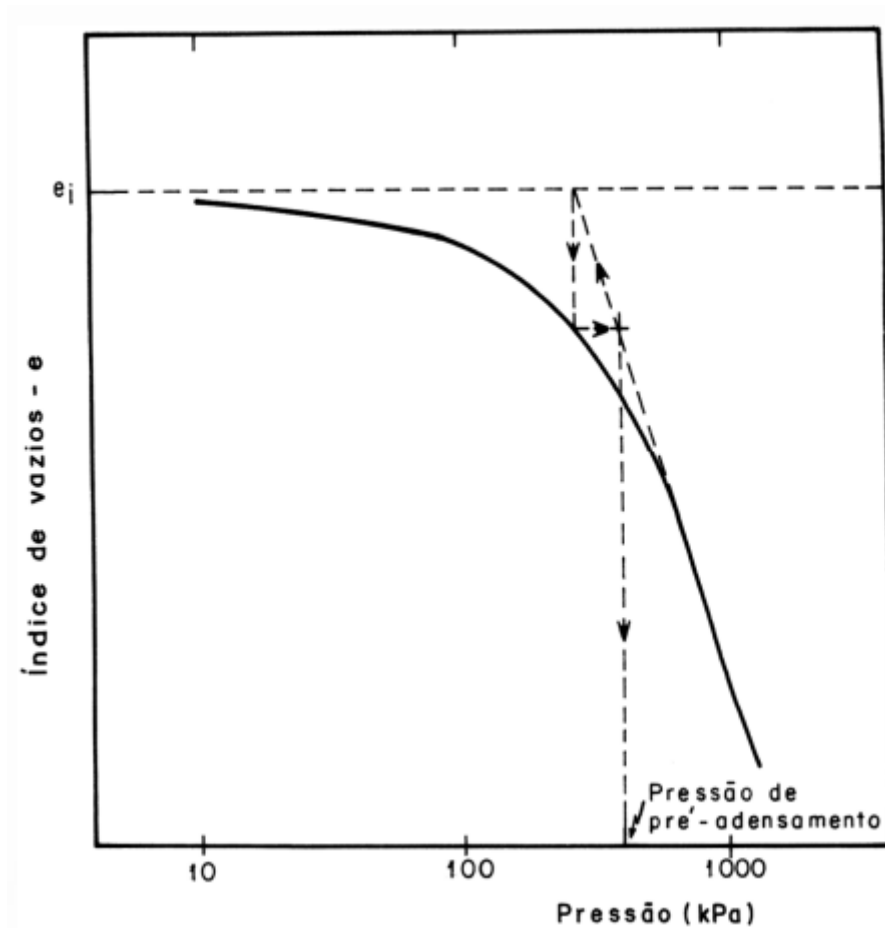
A distinção entre argilas normalmente adensadas e sobreadensadas é quantificada pela relação entre a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ) e a tensão efetiva vertical atual ( $\sigma'_{v0}$ ), expressa pelo índice OCR (*Over Consolidation Ratio*). Este parâmetro, fundamental na caracterização geotécnica dos solos, é calculado conforme a Equação 1.

$$OCR = \frac{\sigma'_{vm}}{\sigma'_{v0}} \quad (1)$$

Para o cálculo da tensão de pré-adensamento, é comum utilizar o método de Pacheco e Silva, conforme a metodologia descrita na ABNT NBR 16853/2020. O procedimento envolve traçar uma linha horizontal na ordenada correspondente ao índice de vazios inicial e estender a reta virgem até que ela intercepte essa linha horizontal. A partir do ponto de interseção, desenha-se uma linha vertical até encontrar

a curva, e uma linha horizontal até a interseção com o prolongamento da reta virgem (Figura 5).

Figura 5 – Determinação da tensão de pré-adensamento pelo processo de Pacheco e Silva

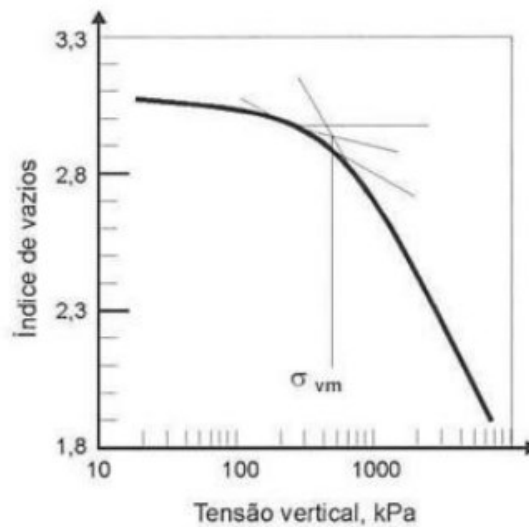


Fonte: NBR 18653 (ABNT, 2020, p. 14).

Outro método amplamente utilizado é o de Casagrande, que se baseia no ponto de maior curvatura da curva de compressão. A partir desse ponto, traça-se uma linha horizontal, uma tangente à curva, e a bissetriz do ângulo formado entre as duas. O ponto de interseção da bissetriz com o prolongamento da reta virgem é considerado como a tensão de pré-adensamento (Figura 6).



Figura 6 – Determinação da tensão de pré-adensamento pelo processo de Casagrande



Fonte: NBR 18653 (ABNT, 2020, p. 14).

Ainda nesse contexto, a partir do trecho virgem é possível definir o Índice de Compressão ( $C_c$ ), introduzido por Pinto (2006), para indicar a inclinação da reta, conforme a Equação 2.

$$C_c = \frac{e_1 - e_2}{\log C_2 - \log C_1} \quad (2)$$

em que,

$C_c$  – Coeficiente de Compressão;

$e_1$  – índice de vazios inicial, após a tensão de pré-adensamento;

$e_2$  – índice de vazios final, após a tensão de pré-adensamento;

$C_1$  – tensão inicial, referente à  $e_1$ ;

$C_2$  – tensão final, referente à  $e_2$ .

Outro parâmetro que pode ser obtido pela curva de adensamento é o Coeficiente de Recompressão ( $C_r$ ), à esquerda da tensão de pré-adensamento, conforme a Equação 3 (Pinto, 2006).

$$C_r = \frac{e_3 - e_4}{\log C_4 - \log C_3} \quad (3)$$

em que,

$C_r$  – Coeficiente de Recompressão;

$e_3$  – índice de vazios inicial, antes da tensão de pré-adensamento;

$e_4$  – índice de vazios final, antes da tensão de pré-adensamento;

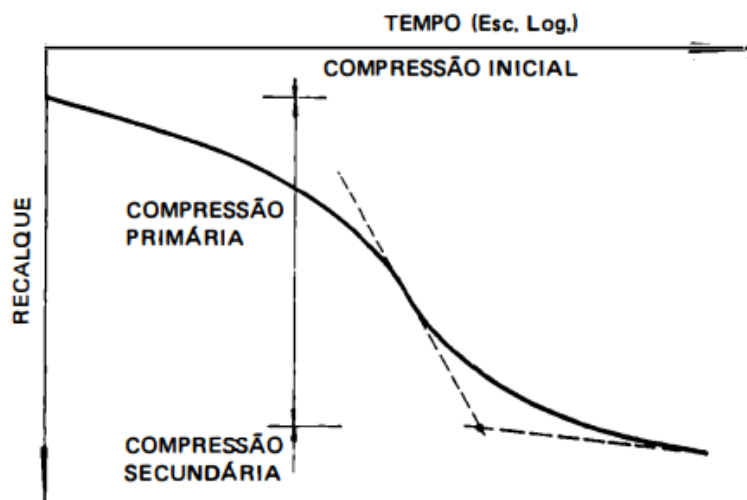
$C_3$  – tensão inicial, referente à  $e_1$ ;

$C_4$  – tensão final, referente à  $e_2$ .

Além disso, a partir dos resultados de um ensaio de adensamento, é possível estimar o coeficiente de adensamento ( $C_v$ ) do solo, um parâmetro fundamental para avaliar a taxa de dissipação dos excessos de poropressão (Caputo, 1988). Esse coeficiente é obtido pela análise da evolução dos deslocamentos verticais da amostra ao longo do tempo e é calculado para cada estágio de carga. Observa-se que, geralmente, o valor de  $C_v$  diminui conforme aumenta o limite de liquidez do solo (Das, 2014). Segundo Ortigão (2007), existem duas metodologias tradicionais a fim de obter os valores de  $C_v$ .

Inicialmente, os dois métodos utilizam a curva tempo-recalque. A observação dessa curva traz três fases distintas da compressão da argila. A compressão inicial, a compressão primária, correspondente ao trecho mais inclinado, e a compressão secundária (Caputo, 1988). Na realidade, Caputo (1988) salienta que não existe uma separação nítida entre as duas últimas fases, que geralmente coexistem em um mesmo trecho, como mostra a Figura 7.

Figura 7 – Curva tempo-recalque



Fonte: Caputo (1988, p. 104).

No método de Casagrande, também conhecido como método *log t*, o tempo é representado em escala logarítmica. Inicialmente, eliminam-se os trechos superior e inferior da curva, mantendo apenas o trecho médio. O eixo das abscissas corresponde ao tempo decorrido desde o início do estágio, plotado em escala logarítmica, enquanto o eixo das ordenadas corresponde ao deslocamento vertical (em milímetros) sofrido pelo corpo-de-prova no estágio (Ortigão, 2007).

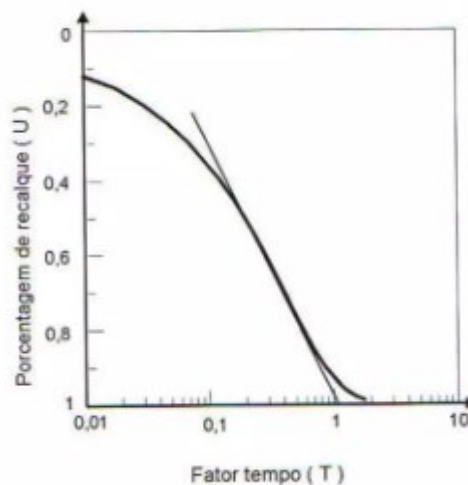
Concordante com Caputo (1998), com o intuito de não introduzir erros inerentes às suas determinações, comumente afasta-se dos extremos do eixo das abscissas (0 e 100%), adotando-se o tempo  $t$  necessário para completar 50% do adensamento primário ( $t_{50}$ ). Para esse valor, o fator tempo é praticamente igual a 0,2. Sendo assim, utiliza-se a Equação 4 para definir o coeficiente de adensamento, com base na metodologia de Casagrande (Caputo, 1998).

$$C_v = \frac{0,197 H^2}{t_{50}} \quad (4)$$

onde  $H$  é a espessura da amostra para 50% de adensamento.

A Figura 8 ilustra a determinação do coeficiente de adensamento segundo o método de Casagrande.

Figura 8 – Método de Casagrande para determinação do coeficiente de adensamento



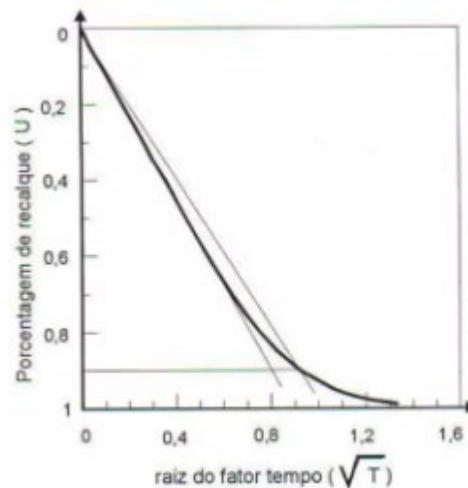
Fonte: Pinto (2006, p. 226).

Conforme Pinto (2006), para obter-se o coeficiente  $C_v$  pelo método de Taylor, ou raiz  $t$ , faz-se o uso da Equação 5.

$$C_v = \frac{0,848H^2}{t_{90}} \quad (5)$$

Nessa metodologia (Figura 9), relaciona-se o tempo  $t$  necessário para completar 90% do adensamento primário, diferentemente do método de Casagrande.

Figura 9 – Método de Taylor para definição do coeficiente de adensamento



Fonte: Pinto (2006, p. 227).

## 2.4 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO

A capacidade dos solos de suportar cargas e manter sua estabilidade está diretamente relacionada à sua resistência ao cisalhamento, que representa a força máxima que o solo pode resistir antes de sofrer ruptura. Quando essa resistência é excedida, a massa de solo entra em colapso. Determinar com precisão essa propriedade é considerado um dos desafios mais complexos da Mecânica dos Solos (Caputo, 1998).

De acordo com Caputo (1998), a resistência ao cisalhamento é composta, essencialmente, por duas componentes principais: a coesão, que reflete as forças de ligação entre as partículas, e o atrito interno, que resulta da interação entre as superfícies das partículas. A relação entre esses componentes é descrita de forma

matemática pela Equação 6, fundamental para o entendimento e a aplicação prática desse conceito.

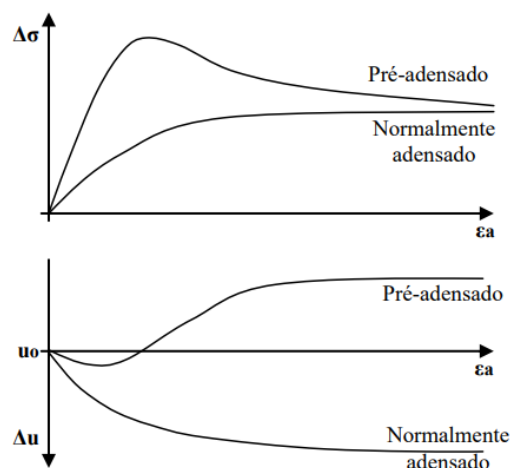
$$\tau = \sigma \operatorname{tg} \varphi + c \quad (6)$$

Além do atrito físico entre as partículas do solo, há o atrito decorrente do entrosamento das partículas, caracterizado por contatos pontuais entre suas superfícies. Em relação à coesão, Caputo (1998) identifica dois tipos distintos. A coesão aparente, que resulta da pressão capilar da água presente nos poros do solo, e a coesão verdadeira, associada às forças eletroquímicas de atração entre as partículas de argila.

Holtz e Kovacs (1981) destacam que a resistência ao cisalhamento dos solos argilosos é influenciada não apenas pela consistência ou pela tensão de confinamento, mas também pelo histórico de tensões a que o solo foi submetido. Em obras de engenharia, os prazos de execução geralmente são muito mais curtos do que o tempo necessário para que os solos argilosos dissipem os excessos de poropressão. Essa discrepância pode levar à ruptura dos materiais no curto prazo, enquanto, no longo prazo, esses solos tendem a apresentar grandes deformações (Espíndola, 2011).

A Figura 10 apresenta um comportamento típico de solos sedimentares argilosos.

Figura 10 – Comportamento típico de solos argilosos quando submetidos à ruptura por cisalhamento



Fonte: Espíndola (2011, p.64).

Os ensaios laboratoriais utilizados para avaliar a resistência ao cisalhamento de solos moles são, em geral, realizados sob condições não consolidadas e não drenadas. Entre os métodos mais comuns destacam-se os ensaios de palheta, os triaxiais e os de compressão simples (Grando, 2018).

No presente trabalho, o ensaio escolhido para o estudo das amostras coletadas foi o triaxial CIU. Para contextualizar essa escolha, o tópico 2.4.1 apresenta uma breve descrição dos diferentes tipos de ensaios triaxiais, com maior ênfase nas particularidades e vantagens do método adotado para a análise do solo investigado.

#### **2.4.1 Ensaio triaxial**

De acordo com Pinto (2006), a ruptura dos solos ocorre predominantemente por cisalhamento, sendo raros os casos em que ela se dá por tração. A resistência ao cisalhamento de um solo é definida como a máxima tensão de cisalhamento suportada no plano onde a ruptura pode ocorrer. Na mecânica dos solos, os métodos mais comuns para determinar essa resistência são o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial, o qual será abordado nos próximos tópicos (Pinto, 2006).

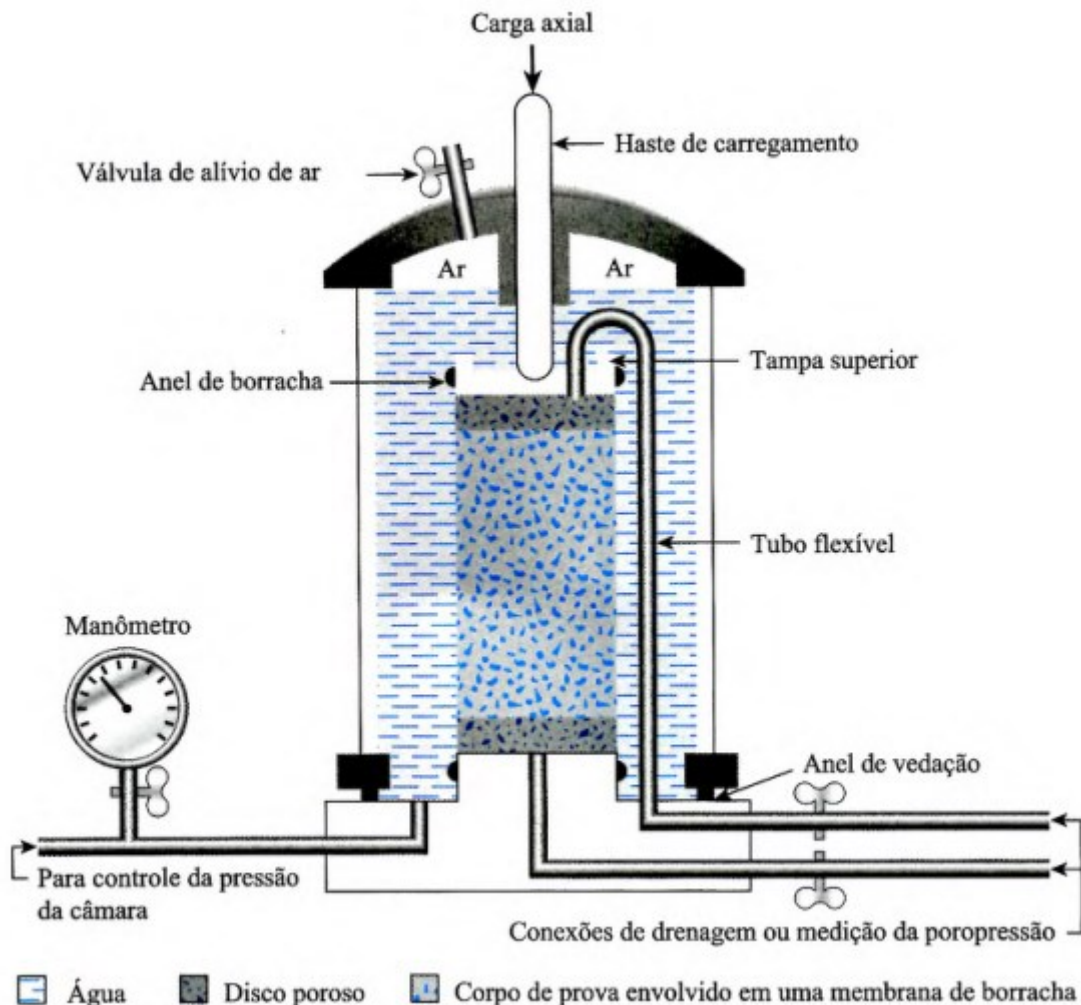
Ortigão (2007) aponta que o ensaio triaxial é tão fundamental na mecânica dos solos que é frequentemente considerado o ensaio padrão. A execução do ensaio requer o uso de uma célula triaxial, composta por uma câmara de acrílico transparente montada sobre uma base de alumínio, com uma bucha e um pistão. Conforme descrito por Das (2014), o corpo de prova, revestido por uma membrana de borracha, é posicionado em um pedestal que o conecta à base da célula.

Em um ensaio dito convencional, para gerar a ruptura por cisalhamento no corpo de prova, uma tensão axial é aplicada por meio de uma haste de carregamento vertical. Essa tensão pode ser introduzida por meio de pesos ou pressão hidráulica, aplicados em incrementos constantes até o ponto de ruptura, ou utilizando uma prensa de carregamento mecânica ou hidráulica operando a uma taxa constante (Das, 2014).

Ainda conforme Das (2014), a fim de medir a carga axial aplicada correspondente a uma dada deformação axial, utiliza-se um anel dinamométrico ou uma célula de carga. Os três tipos de ensaios mais comuns são o ensaio adensado drenado (CID), ensaio adensado não drenado (CIU) e o ensaio não adensado não drenado (UU).

Segundo Ortigão (2007), o ensaio triaxial é geralmente conduzido em duas etapas: na primeira, aplica-se uma pressão confinante isotrópica  $\sigma_c$ ; na segunda, denominada etapa de cisalhamento, mantém-se  $\sigma_c$  inalterado enquanto a tensão axial ( $\sigma_1$ ) é incrementada pela aplicação da pressão desviadora ( $\Delta\sigma_1 = \sigma_1 - \sigma_3$ ). A trajetória de tensões resultante apresenta dois segmentos: um horizontal, representando a compressão isotrópica, e outro inclinado a  $45^\circ$  para a direita, correspondente ao aumento da pressão desviadora (Ortigão, 2008). O layout do ensaio triaxial é ilustrado no diagrama apresentado na Figura 11.

Figura 11 – Diagrama do equipamento de ensaio triaxial



Fonte: Bishop e Bjerrum *apud* Das (2014).

Nos ensaios realizados em condições drenadas, o objetivo principal é avaliar as variações volumétricas do corpo de prova, permitindo a determinação precisa das deformações volumétricas. Em materiais saturados, essa análise é facilitada pela

medição direta do volume de água que entra ou sai do corpo de prova, utilizando-se uma bureta graduada (Ortigão, 2007).

Por outro lado, os ensaios triaxiais conduzidos em condições não adensadas e não drenadas têm como foco principal a determinação dos parâmetros de resistência não drenada ( $S_u$ ) e módulo de elasticidade não drenado ( $E_u$ ). Nesses ensaios, as variações volumétricas são impedidas tanto durante a aplicação da tensão de confinamento quanto da tensão desviadora (Pinto, 2019). Segundo Soares (1997), a principal vantagem desse método está na simplicidade e rapidez de execução. Entretanto, sua maior limitação é que a tensão média efetiva inicial é inferior àquela observada nas condições reais de campo.

Ortigão (2007) destaca que a linha de drenagem na base do corpo de prova permite a aplicação de uma pressão inicial  $u_0$  no interior da amostra, conhecida como contrapressão, simultaneamente ao ajuste da pressão da água na célula ( $\sigma_{cel}$ ). Esse método garante que a pressão confinante ( $\sigma_c$ ) permaneça constante, já que  $\sigma_c = \sigma_{cel} - u_0$ . Assim, a contrapressão, aplicada dessa maneira, não influencia os cálculos, sendo equivalente a um aumento da pressão atmosférica. A contrapressão também visa saturar o corpo de prova e facilitar a medição de deformações volumétricas e poropressões durante o ensaio, conforme necessário.

#### 2.4.1.1 Ensaio triaxial consolidado e drenado (CID)

Segundo Holtz e Kovacs (1981), os ensaios CID simulam condições de solos confinados com drenagem permitida. Ortigão (2007) ressalta que, durante a aplicação da tensão confinante, com as válvulas de drenagem inicialmente fechadas, ocorre um aumento da poropressão. No entanto, ao abrir as válvulas e permitir a drenagem da água ao final da fase de consolidação, esse aumento de poropressão é completamente dissipado. Dessa forma, a fase de cisalhamento do corpo de prova inicia-se em condições de drenagem total, com as válvulas abertas.

Quando o ensaio é conduzido em areias, a alta permeabilidade do material permite que a velocidade de cisalhamento seja elevada, resultando na ruptura em poucos minutos. Em contrapartida, para argilas com permeabilidade extremamente baixa, a velocidade de cisalhamento deve ser reduzida, de modo a viabilizar a drenagem durante o ensaio. Nessas condições, o processo de drenagem pode levar até vários dias (Ortigão, 2007).



#### 2.4.1.2 Ensaio triaxial não consolidado e não drenado (UU)

Concordante com Ortigão (2007), no ensaio triaxial UU ambas as fases são não drenadas e, geralmente, as poropressões não são medidas. Baldi et al. (1988) argumentam que é fundamental adotar a melhor técnica para a coleta das amostras, a fim de evitar erros na caracterização da resistência não drenada em comparação com as condições do campo. Isso se deve ao fato de que esse tipo de ensaio pode apresentar resultados bastante divergentes, especialmente devido às variações nas tensões efetivas durante a amostragem.

#### 2.4.1.3 Ensaio triaxial consolidado e não drenado em argilas (CIU)

Dado que o estudo das amostras de argilas moles foi baseado em resultados de ensaios adensados não drenados, decidiu-se aprofundar a investigação nesse tipo específico de ensaio triaxial para uma análise mais detalhada do comportamento do solo.

Os ensaios triaxiais adensados não drenados são os mais comuns entre os ensaios triaxiais. Nesse método, o corpo de prova saturado é inicialmente adensado por meio de uma pressão de fluido na câmara ( $\sigma_3$ ), permitindo a drenagem. Após a dissipação da poropressão, aplica-se uma tensão desviadora no corpo de prova para induzir a ruptura por cisalhamento. Como a linha de drenagem é mantida fechada durante essa etapa, a drenagem é impedida, resultando em um aumento da poropressão (Das, 2014).

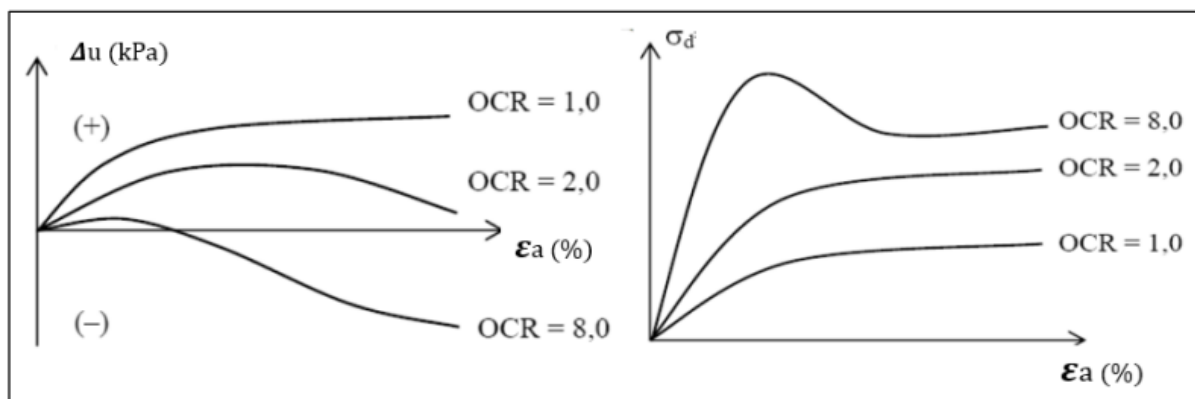
Segundo Ortigão (2007), os ensaios triaxiais adensados não drenados (CIU ou CU) são empregados para simular o comportamento de materiais em condições de drenagem praticamente bloqueada, típicas de obras de curta duração. Essa metodologia é aplicada quase exclusivamente a argilas saturadas. É comum ensaiar amostras sob três diferentes pressões confinantes para obter a envoltória de ruptura de Mohr-Coulomb. Esse procedimento segue os padrões estabelecidos pela norma ASTM D 4767/2011 (Pinto, 2019).

Outro aspecto importante nos ensaios não drenados é a possibilidade de medir o aumento de poropressões causado pelo carregamento, permitindo avaliar o comportamento do solo quanto à sua tendência de contrair ou dilatar durante o

processo de cisalhamento (Pinto, 2006).

Pinto (2006) explica que os resultados dos ensaios triaxiais podem ser apresentados em gráficos deformação axial ( $\epsilon_a$ ) versus tensão desviadora ( $\sigma_d$ ), ou acréscimo de poropressões ( $\Delta u$ ). A Figura 12 apresenta curvas típicas de amostras de solos argilosos, normalmente adensados ( $OCR = 1$ ), levemente pré-adensados ( $OCR = 2$ ) e altamente pré-adensados ( $OCR = 8$ ).

Figura 12 – Padrão geral de variação de tensão desviadora e poropressão com a deformação axial para argilas



Fonte: Pinto (2006, p. 24).

Em areias soltas e argilas normalmente adensadas, a poropressão aumenta progressivamente com a deformação. Já em areias densas e argilas sobreadensadas, esse aumento ocorre apenas até um limite específico. Após atingir esse ponto, a poropressão começa a diminuir, podendo tornar-se negativa em relação à pressão atmosférica, em função da tendência de dilatação do solo (Das, 2014).

Além disso, no ensaio adensado não drenado as tensões principais efetiva e total não são iguais. Uma vez que a poropressão na ruptura é medida nesse ensaio, as tensões principais podem ser analisadas da seguinte maneira:

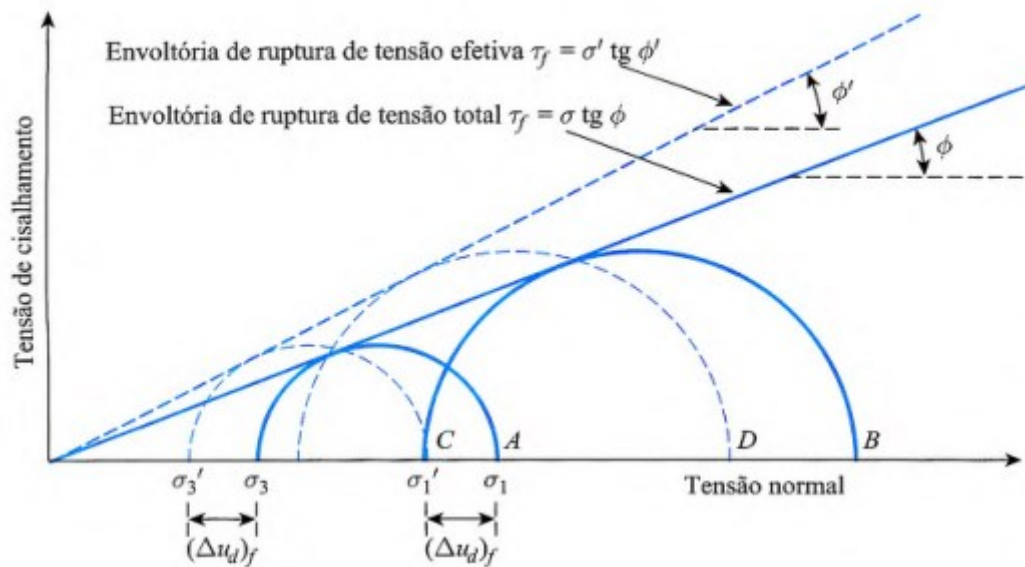
- Tensão principal maior na ruptura (total):  $\sigma_3 + (\Delta\sigma_d)_f = \sigma_1$
- Tensão principal maior na ruptura (efetiva):  $\sigma_{1-(\Delta u_d)_f} = \sigma'_1$
- Tensão principal menor na ruptura (total):  $\sigma_3$
- Tensão principal menor na ruptura (efetiva):  $\sigma_3 - (\Delta u_d)_f = \sigma'_3$

Nessas equações, segundo Das (2014), tem-se que  $(\Delta u_d)_f$  = poropressão na ruptura. Portanto, as derivações anteriores finalizam na Equação 7.

$$\sigma_1 - \sigma_3 = \sigma'_1 - \sigma'_3 \quad (7)$$

Para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento, podem ser realizados ensaios em diversos corpos de prova semelhantes, variando as pressões de confinamento aplicadas. A Figura 13 ilustra os círculos de Mohr das tensões totais e efetivas no momento da ruptura, obtidos a partir de ensaios triaxiais adensados não drenados em areia e argila normalmente adensadas (Das, 2014).

Figura 13 – Envoltórias de ruptura de tensões total e efetiva para ensaios triaxiais adensados não drenados



Fonte: Das (2014, p. 356).

A envoltória de ruptura da tensão total pode ser obtida com o desenho de uma linha que toca todos os círculos de Mohr para a tensão total. Para argilas normalmente adensadas, esta será uma linha aproximadamente reta, que passa pela origem e pode ser expressa pela Equação 8 (Das, 2014).

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \phi \quad (8)$$

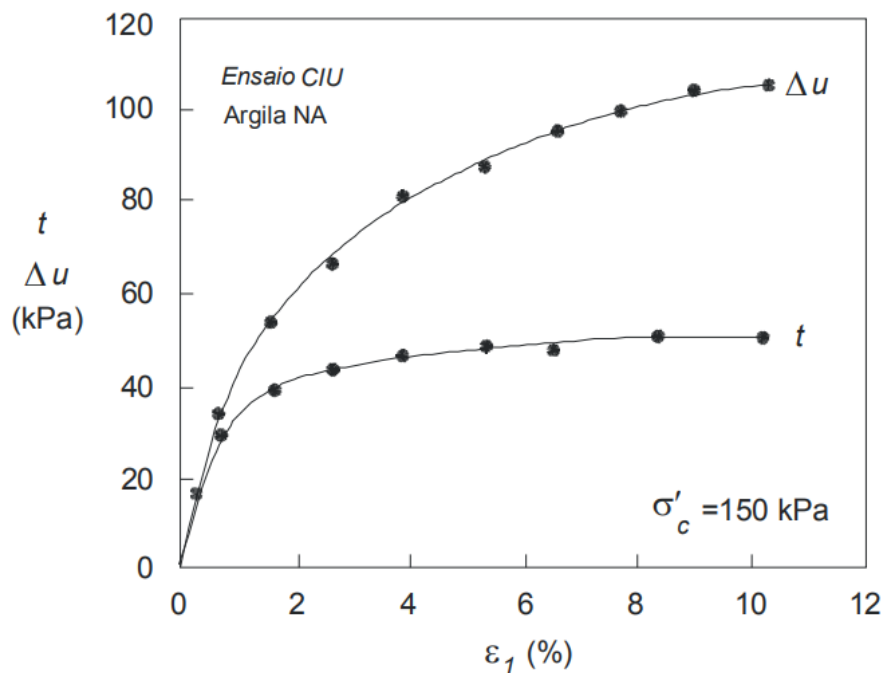
onde  $\sigma$  = tensão total e  $\phi$  = ângulo que a envoltória de ruptura da tensão total forma com o eixo da tensão normal.

Em argilas sobreadensadas, a envoltória de ruptura da tensão total obtida dos ensaios adensados não drenados terá forma semelhante à Equação 8, sendo representada pela Equação 9 (Das, 2014).

$$\tau_f = \sigma \operatorname{tg} \phi + c \quad (9)$$

Para exemplificar os resultados de ensaios em argilas normalmente adensadas, Ortigão (2007) apresentou dados de um ensaio realizado em um corpo de prova de uma argila oriunda do Rio de Janeiro, adensado sob uma pressão confinante de 150 kPa. Esses resultados estão representados na Figura 14.

Figura 14 – Resultados de ensaio triaxial CIU em argila NA do Rio de Janeiro



Fonte: Ortigão (2007, p. 283).

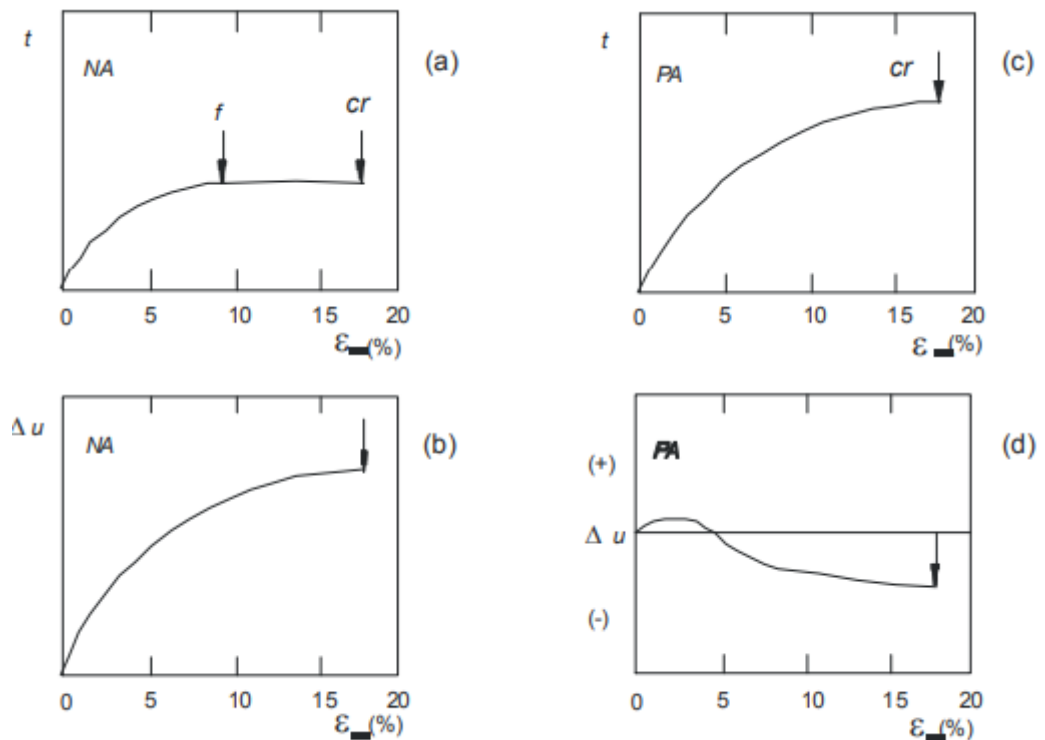
Os dados do ensaio revelam que a resistência máxima ( $t_{m\acute{a}x}$ ) ocorre em deformações axiais reduzidas, próximas de 2%, marcando o ponto de ruptura. A partir desse ponto, a resistência apresenta variação mínima. Em contraste, as poropressões ( $u$ ) aumentam de forma contínua, atingindo a estabilização apenas em deformações bem mais elevadas, superiores a 10% (Ortigão, 2007).

Pinto (2006) demonstra que, em argilas normalmente adensadas submetidas

a ensaios triaxiais adensados não drenados, o carregamento axial gera uma poropressão neutra que reduz a tensão confinante efetiva no corpo de prova. Esse efeito diminui a resistência da argila, fazendo com que a tensão desviadora suportada seja inferior à observada em ensaios do tipo CID para as mesmas deformações específicas. Esse comportamento persiste até a ruptura, quando o incremento de tensão é menor do que no ensaio CID, a pressão neutra permanece positiva e não ocorre variação de volume (Pinto, 2006).

No caso de argilas sobreadensadas, Ortigão (2007) embasou-se em estudos feitos por Henkel (1960) e Bishop e Henkel (1962). A Figura 15 apresenta resultados típicos de uma argila pré-adensada (PA), muito pré-adensada, e os compara com os resultados mostrados nos itens anteriores (a e b) para argila normalmente adensada (NA).

Figura 15 – Comparação de resultados típicos de ensaio triaxial: (a) e (b) argila NA; (c) e (d) argila PA



Fonte: Ortigão (2007, p. 284).

Um comportamento aparentemente inesperado da argila PA é observado nas poropressões (Figura 15), que começam levemente positivas no início do ensaio, mas

se tornam negativas à medida que a deformação axial aumenta, estabilizando-se em um valor constante apenas em deformações axiais muito elevadas. A resistência ao cisalhamento nesse ensaio também atinge seu valor máximo somente para deformações axiais significativas (Ortigão, 2007).

Para Pinto (2006), em argilas sobreadensadas, quando a tensão confinante aplicada no ensaio é inferior à tensão de pré-adensamento do solo, após a etapa inicial de adensamento sob a tensão confinante, o solo se encontra em estado de sobreadensamento.

No ensaio CIU, Pinto (2006) esclarece que, devido à ausência de drenagem, a água presente nos vazios do solo é submetida a um estado de tensão de tração, similar ao que ocorre em uma seringa quando o êmbolo é puxado sem a entrada de líquido. Essa condição gera uma pressão neutra negativa. Como resultado, na ruptura, a tensão desviadora obtida no ensaio CIU é maior do que no ensaio CID, a pressão neutra permanece negativa e não ocorre variação de volume.

Quando um corpo de prova atinge um estado em que as tensões e o excesso de poropressão se estabilizam, embora as deformações plásticas continuem a evoluir, considera-se que o solo está em condição de estado crítico. Nesse estado, os solos apresentam deformações cisalhantes contínuas sem qualquer variação na tensão cisalhante, na tensão normal ou no índice de vazios. Além disso, os deslocamentos observados estão associados a escoamentos turbulentos (Pinto, 2019).

Conforme Ortigão (2007), os resultados de ensaios triaxiais também podem ser representados por trajetórias de tensões efetivas (TTE) e totais (TTT) no plano de tensões triaxiais ( $t \times s'$ ). Trajetórias de tensão são linhas que conectam uma série de pontos, cada um representando um estado de tensão sucessivo submetido a um corpo de prova de solo, durante o andamento de um ensaio (Das, 2014).

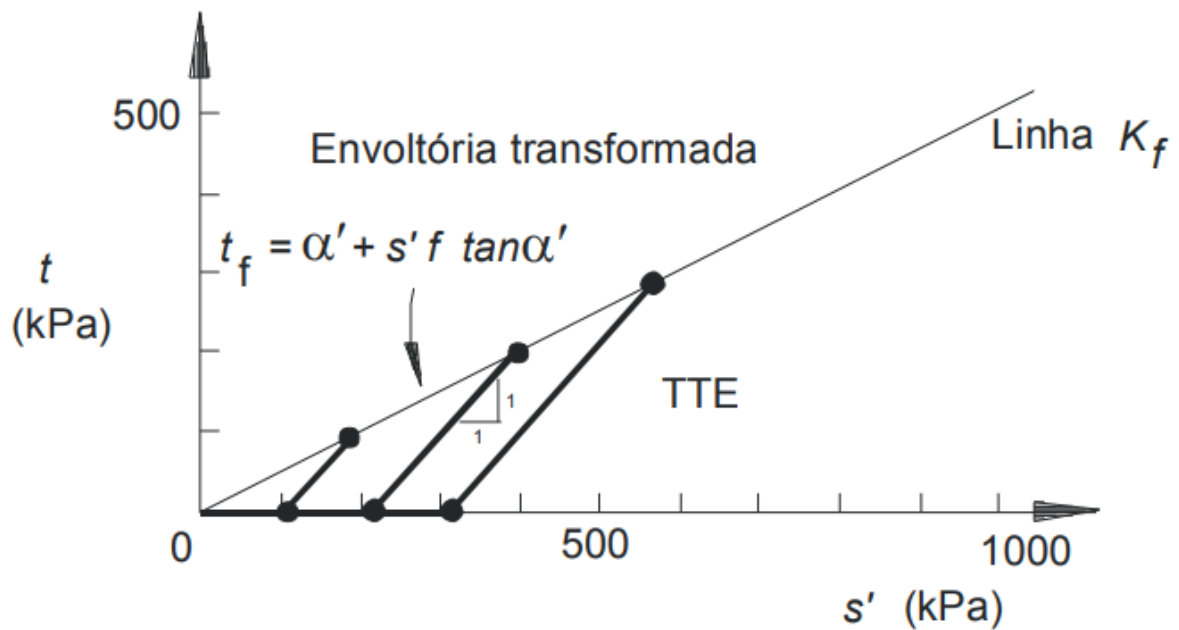
Uma das formas de representação da trajetória de tensão é a que desenha  $q'$  em relação a  $p'$  (no qual  $p'$  e  $q'$  são as coordenadas do topo do círculo de Mohr). Assim, as relações para  $p'$  e  $q'$  são dadas pelas Equações 10 e 11 (Lambe *apud* Das, 2014).

$$q' = \frac{\sigma'_1 - \sigma'_3}{2} \quad (10)$$

$$p' = \frac{\sigma'_1 + \sigma'_3}{2} \quad (11)$$

A envoltória de resistência plotada a partir dos pontos representativos de final de ensaio é conhecida como linha  $K_f$ , ilustrada na Figura 16.

Figura 16 – Envoltória transformada obtida através dos pontos finais das TTEs do ensaio triaxial



Fonte: Ortigão (2007, p. 237).

A envoltória transformada pode ser expressa pela Equação 12:

$$t_f = a' + s'_f \tan \alpha' \quad (12)$$

onde  $a'$  e  $\alpha'$  representam os parâmetros efetivos de resistência da envoltória transformada, correspondendo ao intercepto na origem e ao ângulo de inclinação da linha, respectivamente. Para obter-se os valores de  $a'$  e  $\alpha'$ , utilizam-se as Equações 13 e 14.

$$\text{sen} \phi' = \tan \alpha' \quad (13)$$

$$c' = \frac{a'}{\cos\phi'} \quad (14)$$

De acordo com Ortigão (2007), as diferenças nos valores de poropressão ( $\Delta u$ ) resultam em comportamentos distintos na TTE durante ensaios CIU de compressão axial em argilas normalmente adensadas (NA) e pré-adensadas (PA). Em argilas NA, onde  $\Delta u$  é positivo durante o cisalhamento, a TTE exibe uma curvatura posicionada à esquerda da TTT. Por outro lado, em argilas PA, os valores negativos de  $\Delta u$  fazem com que a TTE se desloque para a direita da TTT.

### 2.4.2 Modelo Cam-Clay

No final da década de 1950, a Universidade de Cambridge, na Inglaterra, tornou-se referência em estudos sobre modelos constitutivos de solos. Esses esforços culminaram no desenvolvimento do Modelo Cam-Clay e do Modelo Cam-Clay Modificado (Pinto, 2019).

Os avanços nas pesquisas permitiram a definição do estado crítico do solo, caracterizado por grandes deformações em areias e argilas moles, onde o cisalhamento ocorre de forma contínua, sem qualquer aumento adicional de tensão ou alteração no volume. A Teoria dos Estados Críticos (TEC) unifica, em um único modelo, os conceitos de resistência, compressibilidade e deformabilidade dos solos (Baroni, 2016).

#### 2.4.2.1 Linha de Compressão Isotrópica (LIC)

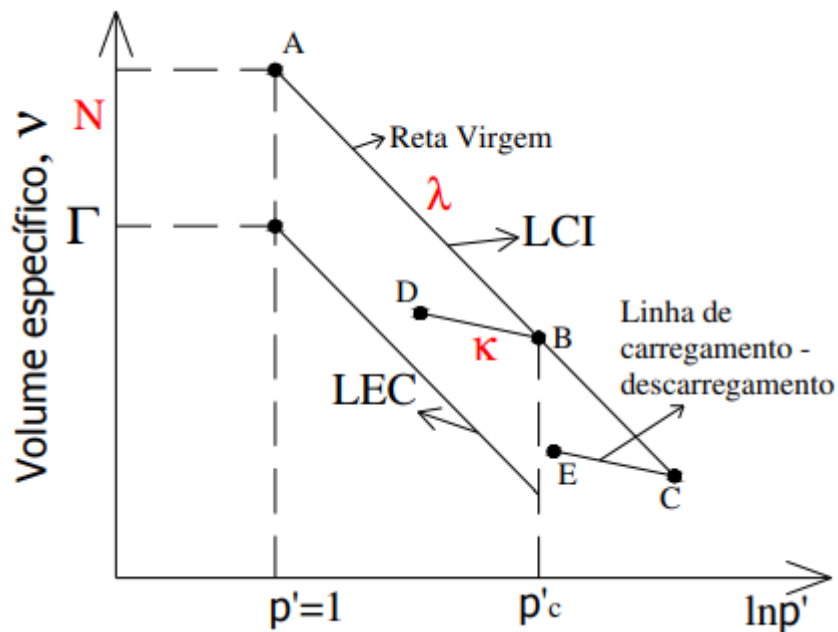
A compressão isotrópica ( $\sigma'_1 = \sigma'_2 = \sigma'_3$ ) de uma amostra de argila normalmente adensada pode ser representada por uma linha reta no diagrama  $v: \ln p'$ , onde  $v = 1 + e$  é o volume específico,  $e$  é o índice de vazios, e  $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$  corresponde à tensão efetiva média. Essa linha reta, conhecida como linha de compressão isotrópica (LIC), é ilustrada no segmento A-C da Figura 17 e descrita matematicamente pela Equação 15 (Baroni, 2016).

$$v = N - \lambda \ln p' \quad (15)$$



Em que  $N$  é o volume específico do solo normalmente adensado a  $p' = 1 \text{ kPa}$  e  $\lambda$  é a declividade da LCI.

Figura 17 – Linha de compressão isotrópica e linha do estado crítico para a compressão isotrópica



Fonte: Baroni (2016, p. 29).

Conforme Baroni (2016), os segmentos B-D e C-E na Figura 16 correspondem às linhas de descarregamento e recarregamento, que representam o comportamento elástico do solo. Esse comportamento é descrito matematicamente pela Equação 16.

$$V = V_k - K \ln p' \quad (16)$$

em que  $V_k$  é o volume específico para  $p' = 1$  ( $\ln p' = 0$ ) e  $K$  é a declividade da linha de descarregamento-recarregamento.  $p'$  é a tensão efetiva.

Baroni (2016) estabelece que os coeficientes  $\lambda$  e  $K$  representam, respectivamente, as inclinações da linha virgem e da linha de recompressão. Ao longo da linha virgem, a variação de volume é majoritariamente irreversível, indicando comportamento plástico, enquanto, na linha de recompressão, a variação é reversível, refletindo comportamento elástico.

### 2.4.2.2 Linha de Estado Crítico (LEC)

A definição e o estudo da Linha de Estado Crítico (LEC) são fundamentados nos resultados de tensão-deformação obtidos em ensaios triaxiais (Ortigão, 2007). A LEC é paralela à Linha de Compressão Isotrópica (LIC); contudo, diferentemente da LIC, é necessário determinar o parâmetro  $\Gamma$ , que representa o volume específico do solo na LEC para um valor unitário  $v$ . Essa definição permite localizar a LEC no plano  $v:p'$  (Baroni, 2016).

Como a LEC é paralela à LIC, apresenta a mesma inclinação  $\lambda$ , sendo representada pela Equação 17.

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (17)$$

Ainda segundo Baroni (2016), no plano  $q:p'$ , as tensões desvio aumentam até que seja encontrada a Linha do Estado Crítico. O estado crítico passa a ser definido então por  $q' = Mp'$ . Enquanto isso, o parâmetro M é definido pela equação empírica simplificada (Equação 18), para a condição de ensaio triaxial por compressão.

$$M = \frac{\phi'}{25} \quad (18)$$

com  $\phi$  em graus.

Em concordância com Araújo *et al.* (2024), é possível definir o valor de  $p'$  pela Equação 19, para elaboração do gráfico de Índice de Vazios x Log  $p'$  para determinar a linha de estado crítico (LEC).

$$p' = \frac{\sigma'_1 + 2\sigma'_3}{3} \quad (19)$$

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

O presente capítulo tem como objetivo descrever a área do campo experimental da UFSC – Perini Business Park, o método de análise e os procedimentos feitos para obtenção dos resultados.

#### 3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA DE ESTUDO

O campus de Joinville da Universidade Federal de Santa Catarina localiza-se na Zona Industrial Norte, inserido no Perini Business Park, o maior parque empresarial multissetorial da América do Sul. O complexo conta com mais de 2,8 milhões de metros quadrados de terreno e 325 mil metros quadrados de área construída, abrigando mais de 290 empresas, incluindo nacionais e multinacionais de pequeno, médio e grande porte. A localização do parque e da universidade é identificada na Figura 18.

Figura 18 – Localização do Perini Business Park e UFSC



Fonte: Adaptado de Google Maps (2024).

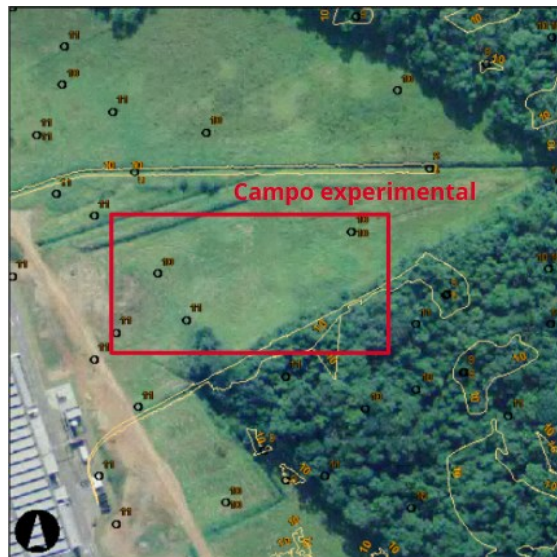
O campo experimental estudado está situado nas coordenadas  $26^{\circ}14'10.39''\text{S}$  de latitude e  $48^{\circ}52'45.88''\text{O}$  de longitude, próximo ao campus da UFSC (Figura 19). Segundo o Sistema de Informações Municipais Georreferenciadas (SimGeo), a cota altimétrica do local é de 10 metros como observa-se na Figura 20.

Figura 19 – Localização da área de estudo do campo experimental



Fonte: Adaptado de Google Maps (2023).

Figura 20 – Curvas de nível na área de estudo do campo experimental

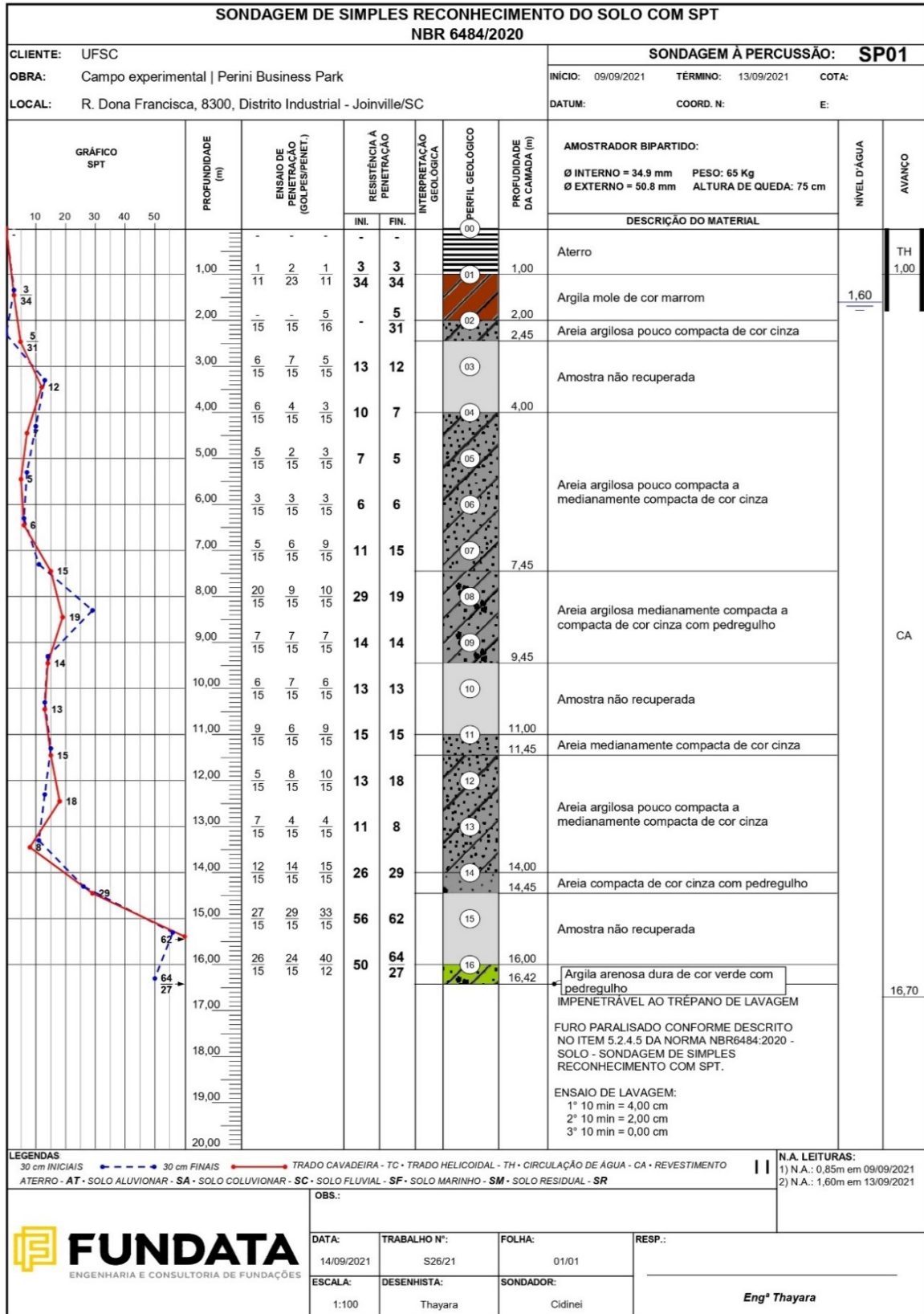


Fonte: Prefeitura de Joinville (2024).

O campo experimental conta com um boletim de sondagem SPT, realizado em 2021, que registra perfurações até a profundidade de 16 metros (Figura 21). Os resultados indicaram que o NSPT varia de 3 a 64, com o material classificado como

granular. O nível freático foi identificado a uma profundidade de 1,60 metros.

Figura 21 – Boletim de Sondagem SPT



Fonte: Fundata (2021).



### 3.1.1. Geologia

De acordo com Gonçalves (1993), a região de Joinville e seus arredores é caracterizada por um embasamento geológico cristalino da Serra do Mar (Escudo Catarinense), datado da era Pré-Cambriana, em combinação com sedimentos mais recentes. A área urbanizada do município apresenta uma predominância de gnaiss granulítico, gnaiss bandado e depósitos sedimentares recentes.

No contexto geológico brasileiro, destaca-se o município de Joinville, em Santa Catarina, que, segundo Freitas (1992), está inserido integralmente no Cráton Luís Alves, com coberturas cenozoicas na porção centro-leste, indicando um ambiente geológico que facilita a ocorrência de solos moles. A Figura 22 ilustra o mapa geológico do município e suas principais unidades litoestratigráficas, contextualizando a localização desses solos na região.

Figura 22– Classificação geológica e localização do campo experimental



Fonte: Bauer (Adaptado, 2022, p.67).

Segundo o Serviço Geológico do Brasil (2011), a relação tectonoestratigráfica do local do campo experimental é composta por uma cobertura superficial de Depósitos Aluvionares do período Quaternário, com formação estimada em aproximadamente 2,5 milhões de anos. Esses depósitos consistem em areias,

cascalheiras e sedimentos silto-argilosos, que se acumulam em planícies de inundação, terraços e calhas da rede fluvial atual.

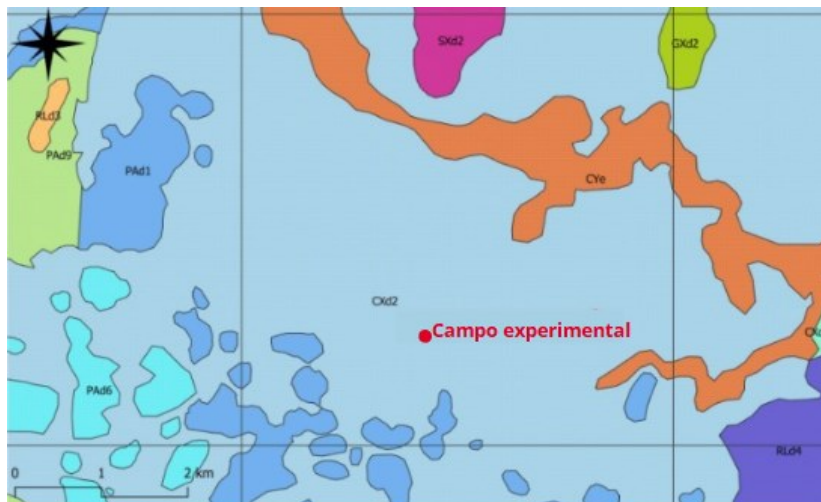
De modo geral, a área de pesquisa está inserida no domínio dos depósitos sedimentares, que integram a subunidade das Planícies Litorâneas Marinhas. Essa unidade é caracterizada por áreas planas formadas pela acumulação marinha em praias, canais de maré, dunas e terraços arenosos. Os sedimentos silto-argilosos, associados tanto à dinâmica fluvial quanto à marinha, reforçam essa relação, compondo também a Planície Litorânea (CPRM, 2011), o que evidencia a interação entre processos marinhos e fluviais na evolução deposicional da região.

### 3.1.2. Pedologia

A classificação dos solos da área do campo experimental foi realizada com base no Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS), desenvolvida pela Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária (EMBRAPA) em 2006. Este sistema utiliza critérios técnicos para categorizar os solos, considerando características físicas, químicas e mineralógicas, o que garante uma análise precisa e padronizada em território nacional.

O solo da região (Figura 23) foi identificado como um Cambissolo Háplico Distrófico (Cxd2) típico, apresentando horizonte A moderado, textura argilosa, e associado à fase Floresta Ombrófila Densa. O relevo é plano a suavemente ondulado, com formação sobre sedimentos recentes do período Quaternário.

Figura 23 – Classificação pedológica e localização do campo experimental

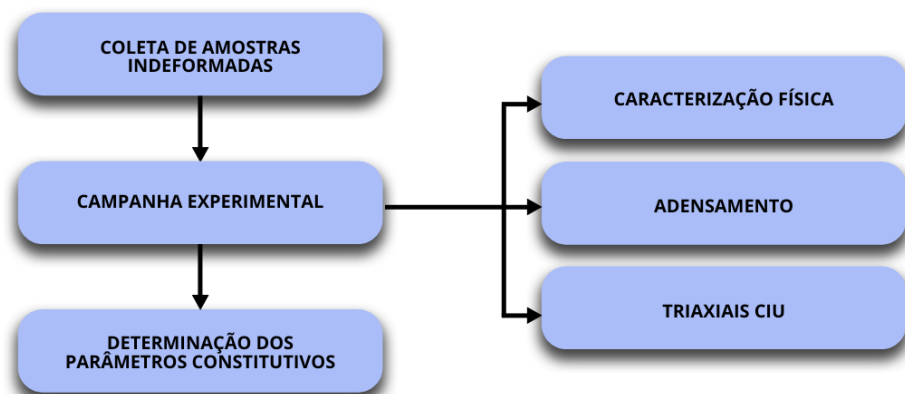


Fonte: Bauer (Adaptado, 2022, p. 68).

## 3.2 METODOLOGIA

Para o desenvolvimento do trabalho, foram seguidas as etapas apresentadas no fluxograma (Figura 24), que organiza de forma sintética o processo conduzido ao longo da pesquisa. Em sequência, são descritas as técnicas empregadas, os equipamentos utilizados e as condições experimentais adotadas, assegurando clareza e detalhamento da metodologia aplicada.

Figura 24 – Fluxograma das atividades realizadas



Fonte: Autor (2024).

### 3.2.1. Amostragem

A profundidade de estudo foi definida com base no boletim de sondagem SPT (Figura 20), previamente realizado em 2021 no campo experimental. A profundidade selecionada para a coleta dos materiais destinados à pesquisa foi entre 1,5 m e 2,5m, considerando as características geotécnicas identificadas durante a investigação preliminar.

Para a coleta das amostras, foram realizadas três perfurações no solo, dispostas em um raio de 2 metros entre si, utilizando um conjunto de hastes acopladas a um trado helicoidal manual (Figura 25). As perfurações foram realizadas até a profundidade previamente estabelecida. Inicialmente, a sondagem com o trado manual foi conduzida com relativa facilidade até a profundidade de 2,20 metros, onde foi realizada a cravação do primeiro tubo Shelby para a coleta da amostra indeformada.



Figura 25 – Perfuração utilizando conjunto de hastes



Fonte: Autor, (2024).

Abaixo desta profundidade, foi encontrada uma camada de areia que dificultou a cravação completa do tubo Shelby. Esse obstáculo demandou a cravação de outros dois tubos, uma vez que a camada de argila cinza de interesse apresentava espessura reduzida e, em algumas ocasiões, encontrava-se misturada à argila alaranjada presente acima dela. Durante a coleta das amostras subsequentes, ao identificar a camada-alvo, foi realizada a cravação cuidadosa do tubo para assegurar a obtenção do material de interesse.

Ao final do processo, foram obtidas três amostras indeformadas do material de estudo, extraídas de acordo com os requisitos estabelecidos pela NBR 9820 (ABNT, 1997).

Os tubos Shelby (Figura 26) contendo as amostras indeformadas foram devidamente lacrados e armazenados em câmara úmida, garantindo a preservação das características naturais de umidade e estrutura do material. Esse armazenamento foi mantido até o momento da extração das amostras para a moldagem dos corpos de prova, assegurando que as propriedades geotécnicas permanecessem inalteradas.

Figura 26 – Tubos Shelby



Fonte: Autor, (2024).

### 3.2.2. Caracterização dos materiais

A caracterização dos materiais coletados foi previamente realizada por Alves (2024), como etapa inicial das pesquisas relacionadas ao campo experimental. Os materiais utilizados para a caracterização foram obtidos por meio da sondagem, que permitiu a coleta de amostras indeformadas. Os resultados dessa caracterização estão apresentados no Quadro 3, que detalha as propriedades dos materiais em diferentes profundidades.

Entre os parâmetros avaliados, destacam-se a densidade real dos grãos ( $G$ ), os limites de plasticidade e os percentuais relativos de areia, silte e argila. Para este estudo, foram selecionadas como representativas as amostras F1 A4 e F2 A2, ambas situadas no mesmo horizonte do perfil de solo dos materiais ensaiados neste trabalho.

Quadro 3 – Caracterização dos materiais

Amostra	G	Plasticidade	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
F1 A1	2,745	Altamente Plástico	11,26	45,9	42,8
F1 A2	2,7	Baixa Plasticidade	46,44	27,55	26,01
F1 A3	2,627	Não Plástico	70,86	18,37	10,77
F1 A4	2,637	Altamente Plástico	27,89	40,29	31,82
Amostra	G	Plasticidade	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
F1 A5	2,678	Não Plástico	77,84	17,18	4,97
F2 A1	2,718	Altamente Plástico	13,98	46,17	39,85
F2 A2	2,641	Média Plasticidade	43,82	27,98	28,2
F2 A3	2,643	Não Plástico	70,37	29,53	
F2 A4	2,7	Não Plástico	76,88	23,12	

Fonte: Alves (2024, p. 26).

### 3.2.3. Ensaio de Adensamento

Para a execução do ensaio de adensamento, o material foi extraído de um tubo Shelby contendo argila cinza de alta plasticidade, o material em campo encontrava-se a uma profundidade de 2,30m. A amostra foi cuidadosamente preparada (Figura 27), respeitando os procedimentos normativos descritos na NBR 16853 (ABNT, 2020), que garantem a preservação das propriedades estruturais da argila. A célula de adensamento (Figura 28) foi montada de forma a minimizar distúrbios na amostra, assegurando a representatividade dos resultados.

Os índices físicos do corpo de prova utilizado para este ensaio são expostos no Quadro 4.

Quadro 4 – Índices físicos CP ensaio de adensamento

$\gamma_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,473
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0,763
$\omega$	93,05%
$e$	2,587
$n$	0,72
$S_r$	0,98

Fonte: Autor (2024).

Figura 27 – Corpo de prova para o ensaio de adensamento



Fonte: Autor (2024).

Figura 28 – Célula de adensamento



Fonte: Autor (2024).

O ensaio foi conduzido em dois ciclos de carregamento e descarregamento. No primeiro ciclo, a amostra foi submetida a tensões progressivas até 800 kPa, seguido de um alívio gradual até 50 kPa. No segundo ciclo, a tensão máxima aplicada foi de 1600 kPa, com descarga posterior até 25 kPa. Cada incremento de carga foi mantido até a estabilização da deformação, conforme preconizado pela norma.

### 3.2.4. Ensaio Triaxial CIU

O ensaio triaxial CIU foi conduzido seguindo os procedimentos descritos pela norma ASTM D7181, visando determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento de solos coesivos em condições de carregamento isotrópico com comportamento não drenado.

As amostras indeformadas de solo foram coletadas em campo utilizando tubos Shelby, garantindo a preservação das características estruturais do material. Antes do início de cada ensaio, três amostras distintas foram cuidadosamente moldadas e ajustadas às dimensões padronizadas do corpo de prova, conforme especificado na norma. Na Tabela 1 a seguir, são apresentadas as informações relativas a cada corpo de prova, incluindo a profundidade de coleta e a respectiva tensão confinante aplicada durante o ensaio. Em seguida são apresentados os respectivos CPs nas Figuras 29, 30 e 31.

Tabela 1 – Profundidade de coleta e tensões confinantes aplicadas para cada corpo de prova no ensaio triaxial CIU

<b>Corpo de Prova</b>	<b>Profundidade (m)</b>	<b>Tensão Confinante (kPa)</b>
CP1	2,10	50
CP2	1,90	100
CP3	1,50	200

Fonte: Autor (2024).



Figura 29 – CP1



Fonte: Autor, (2024).

Figura 30 – CP2



Fonte: Autor, (2024)

Figura 31 – CP3



Fonte: Autor, (2024).

Cada corpo de prova foi cuidadosamente montado na célula triaxial, sendo encapsulado em uma membrana de borracha para garantir o isolamento do solo em relação ao fluido de confinamento. Para assegurar a estanqueidade do sistema, foram utilizados anéis e dispositivos de vedação. Em seguida, a célula foi preenchida com fluido de confinamento (Figura 32), permitindo a aplicação das tensões isotrópicas necessárias para o ensaio.

Figura 32 – Célula triaxial



Fonte: Autor (2024).

Posteriormente, a saturação do corpo de prova foi conduzida de maneira controlada, utilizando-se a aplicação de contrapressão enquanto o parâmetro B era monitorado. Esse parâmetro, que representa a relação entre a variação da pressão intersticial e a variação da pressão de confinamento, foi acompanhado até atingir valores superiores a 0,95, assumindo-se assim a amostra completamente saturada.

Após a saturação, foi iniciada a etapa de adensamento. Durante esta fase, foi aplicada uma tensão de confinamento controlada, permitindo a expulsão dos vazios da estrutura do solo e promovendo a consolidação total do corpo de prova.

Em seguida, iniciou-se a fase de cisalhamento, caracterizada pela aplicação progressiva de uma tensão-desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) ao corpo de prova. Essa tensão é aumentada de forma controlada, permitindo que a poropressão desenvolvida no interior do corpo de prova permaneça uniforme.

A fase de cisalhamento é conduzida até que a amostra alcance a ruptura ou um estado crítico. Para solos saturados, a drenagem é impedida, e a resistência ao cisalhamento é avaliada considerando o comportamento não drenado da amostra.

### **3.2.5. Determinação dos parâmetros constitutivos**

Os dados coletados durante o ensaio de adensamento foram transferidos para planilhas no software Excel para análise quantitativa. O Coeficiente de Adensamento (Cv) foi determinado utilizando os métodos de Casagrande e Taylor, enquanto os coeficientes de compressão (Cc) e recompressão (Cr) foram obtidos a partir das curvas e índices de compressibilidade gerados. Esses parâmetros são fundamentais para avaliar o comportamento de consolidação da argila em diferentes condições de carga e descarga.

Os resultados obtidos no ensaio triaxial são apresentados graficamente e numericamente, permitindo a interpretação detalhada das propriedades mecânicas do solo. Após o ensaio, os dados foram coletados e organizados em planilhas no software Excel, possibilitando a análise e obtenção dos principais parâmetros. Durante a análise, são traçadas as curvas de tensão-desvio ( $\sigma_1 - \sigma_3$ ) *versus* deformação axial ( $\epsilon_1$ ), bem como a evolução da poropressão ( $u$ ) em função da deformação. Essas informações são fundamentais para caracterizar o comportamento tensão-deformação e os estados de resistência ao cisalhamento do material.



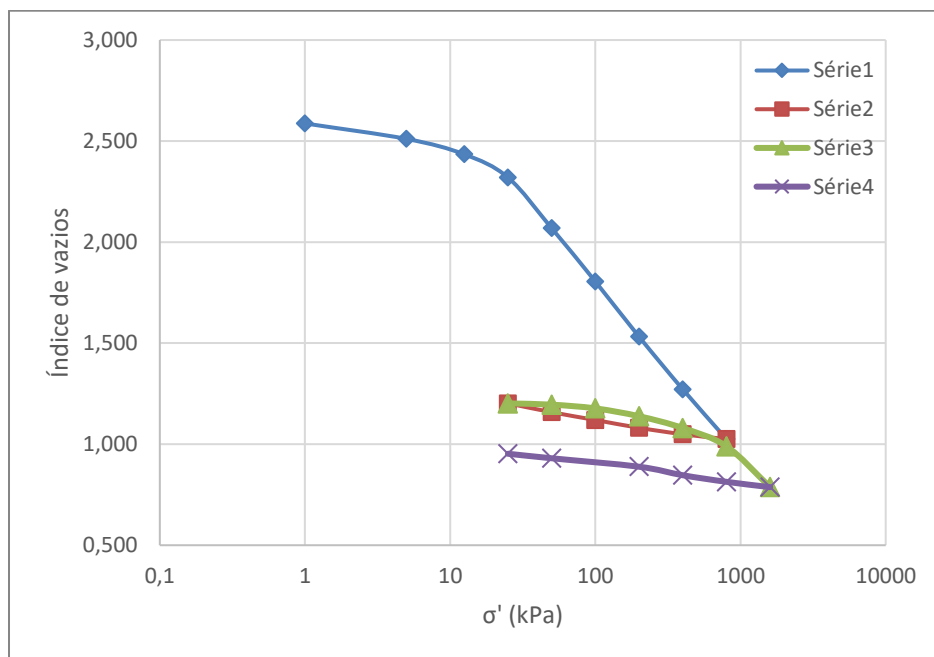
## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são apresentados os resultados decorrentes da análise dos ensaios laboratoriais realizados, com ênfase na avaliação das propriedades geotécnicas do solo estudado. Os resultados obtidos incluem a determinação dos parâmetros de compressibilidade e resistência ao cisalhamento, fundamentais para a compreensão do comportamento mecânico do material em diferentes condições de carregamento.

### 4.1. Compressibilidade

A partir dos resultados obtidos nos ensaios de adensamento realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos da UFSC, foi inicialmente calculada a variação de altura dos corpos de prova em função das cargas aplicadas. Com base nesses dados, determinou-se o índice de vazios correspondente a cada estágio de carregamento para a amostra analisada. Esses índices foram utilizados para traçar a curva de adensamento, que representa a relação entre o índice de vazios e a tensão vertical aplicada, conforme apresentado na Figura 33.

Figura 33 – Curva de adensamento



Fonte: Autor (2024).

A partir da interpretação da curva de adensamento, foram determinados os coeficientes de compressão ( $C_c$ ), recompressão ( $C_r$ ) e descompressão ( $C_d$ ). Para o coeficiente de descompressão, foram obtidos dois valores distintos devido às duas etapas de descarga realizadas durante o ensaio. Esses parâmetros são essenciais para avaliar o comportamento compressível do solo sob diferentes condições de carregamento e descarregamento.

Além disso, foi identificada a tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), calculada com base no método de Pacheco e Silva. Parâmetro essencial para caracterizar o histórico de tensões do solo, permitindo compreender sua condição de adensamento e a transição entre os regimes de recompressão e compressão normal. Os resultados obtidos são apresentados na Tabela 2.

Tabela 2 – Coeficientes de compressão, recompressão, descompressão e tensão de pré-adensamento

$C_c$	$C_r$	$Cd_1$	$Cd_2$	$\sigma'_{vm}$ (kPa)
0,87	0,19	0,12	0,09	20,2

Fonte: Autor (2024).

Para a obtenção do OCR, foi utilizada a Equação 1. O cálculo da tensão vertical de campo considerou o solo acima da amostra com um peso específico natural de 13 kN/m<sup>3</sup>, tendo em vista que o solo apresenta alto teor de matéria orgânica. A amostra foi coletada a uma profundidade de 2,30m, enquanto o nível d'água encontrava-se aflorante a 1,35 m de profundidade no momento da sondagem. O valor da tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{vm}$ ), comparado à tensão efetiva vertical de campo ( $\sigma'_{v0}$ ), resultou em um OCR igual a 1,0, classificando o solo como argila normalmente adensada.

A qualidade da amostra foi classificada como boa a regular, conforme os critérios estabelecidos por Lunne, Berre e Strandvik (1997), com base no OCR. A relação de compressibilidade relativa ( $\Delta e/e_0$ ) determinada foi de 0,06, assegurando a obtenção de resultados confiáveis na interpretação dos parâmetros do ensaio.

Quando comparado a outros depósitos de argilas moles do estado de Santa Catarina (Quadro 5), o solo estudado apresenta menor compressibilidade. Esse comportamento pode ser atribuído à sua disposição em camadas superficiais e à presença de partículas de areia. Por outro lado, o valor de  $C_r$  é semelhante ao

observado nos outros depósitos do estado.

Quadro 5 – Coeficientes de adensamento, compressão e recompressão de depósitos sedimentares do estado de Santa Catarina

Local	$C_v$ (cm <sup>2</sup> /s) x 10 <sup>-4</sup>	$C_c$	$C_r$
Laguna	3,6	-	-
Florianópolis	3,9	1,94	0,1
Tubarão	2,3 a 13,7	1,03 a 2,73	0,05 a 0,15
Gaspar	2,3	0,95	0,06

Fonte: Grando (adaptado, 2024, p.772).

Para a obtenção dos valores dos coeficientes de adensamento ( $C_v$ ), foram utilizados os métodos de Casagrande e Taylor, previamente descritos. Os resultados obtidos referem-se aos dois ciclos de carregamento realizados, sendo apresentados nos Quadros 6 e 7 para cada carregamento, enquanto as Figuras 34 e 35 ilustram os gráficos da variação do coeficiente de adensamento em função da carga aplicada.

Quadro 6 – Valores de  $C_v$  na 1º etapa de carregamento

$\sigma$ (kPa)	$C_v$	
	Casagrande 1º Etapa	Taylor 1º Etapa
5,00	3,596E-03	2,48E-03
12,50	1,775E-03	1,46E-03
25,00	1,060E-03	1,60E-03
50,00	6,503E-04	7,64E-04
100,00	2,309E-04	7,75E-04
200,00	5,202E-04	5,24E-04
400,00	5,573E-04	4,44E-04
800,00	5,453E-04	4,21E-04

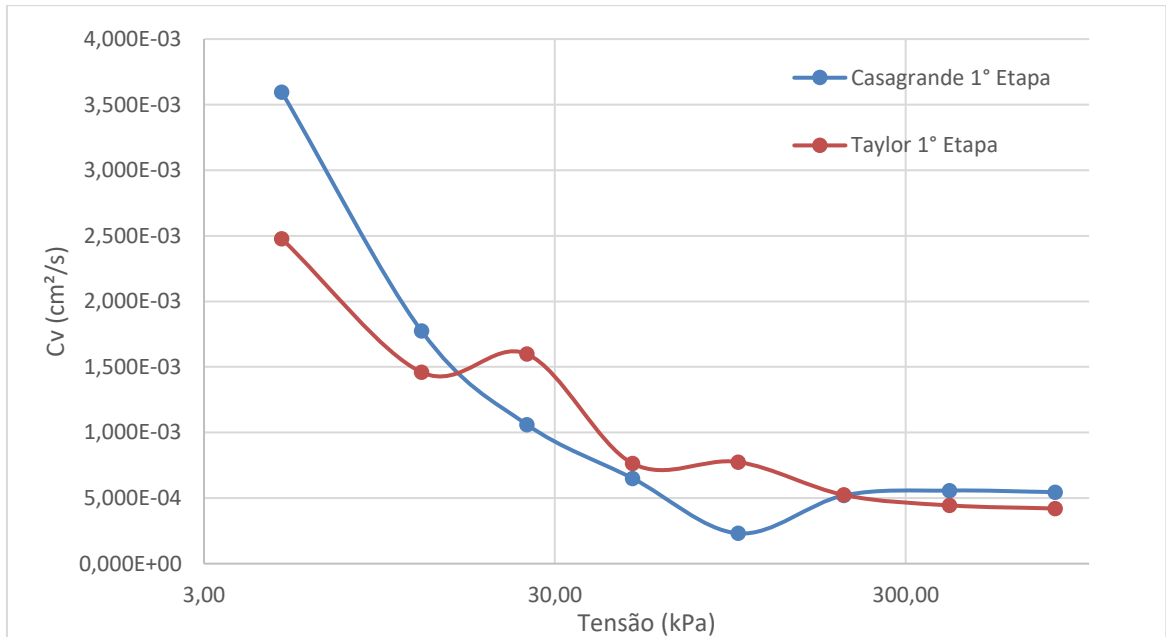
Fonte: Autor (2024).

Quadro 7 – Valores de  $C_v$  na 2º etapa de carregamento

$\sigma$ (kPa)	2º Etapa	
	Casagrande 2º Etapa	Taylor 2º Etapa
50,00	3,337E-03	1,83E-03
100,00	9,403E-04	1,81E-03
200,00	1,498E-03	1,05E-03
400,00	1,433E-03	1,34E-03
800,00	1,539E-03	7,18E-04
1600,00	1,049E-03	3,95E-04

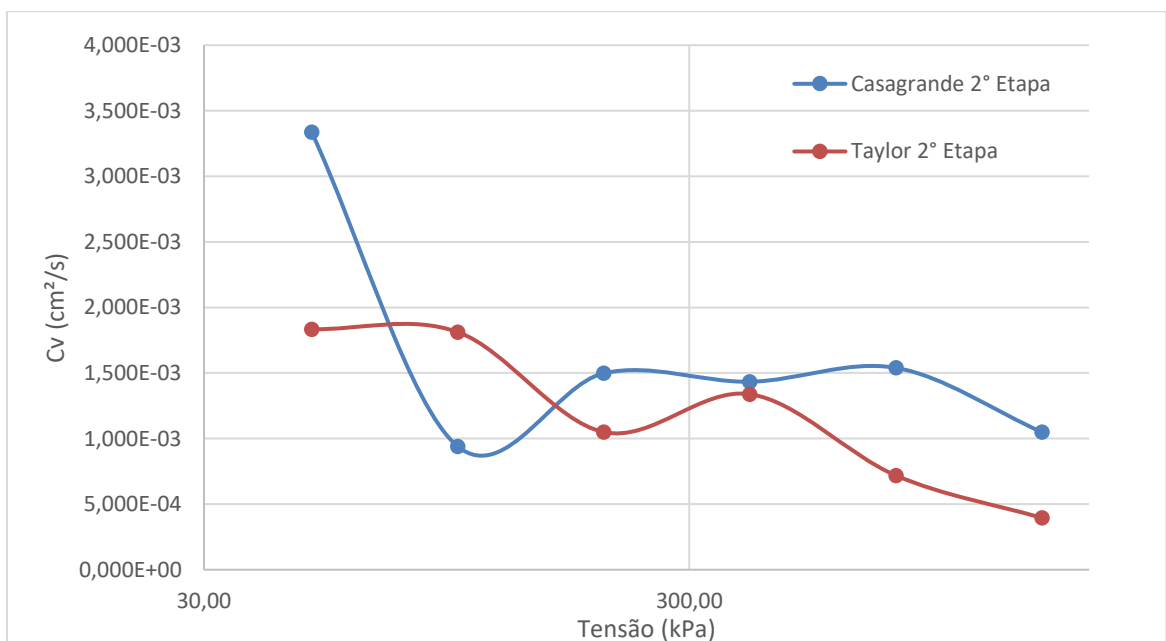
Fonte: Autor (2024).

Figura 34 – Variação do Cv em função da carga aplicada na 1ª etapa de carregamento



Fonte: Autor (2024).

Figura 35 – Variação do Cv em função da carga aplicada na 2ª etapa de carregamento

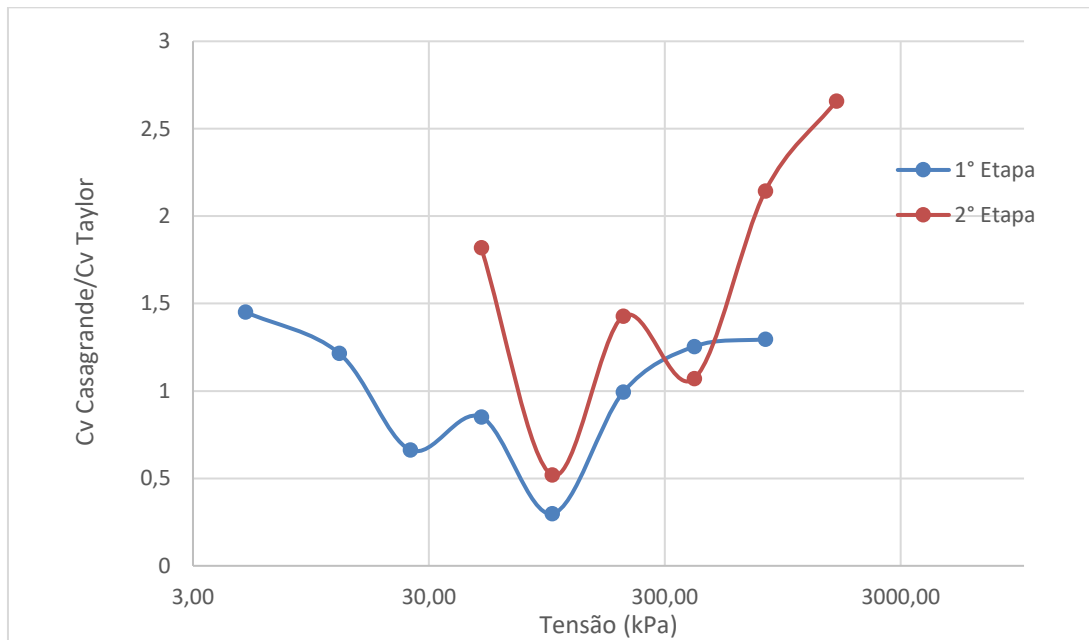


Fonte: Autor (2024).

O coeficiente de adensamento apresentou variação significativa nas primeiras etapas de carregamento, estabilizando-se com menor variação nas etapas seguintes. Para comparar os dois métodos utilizados, foi elaborado um gráfico que relaciona os

valores de  $C_v$ , obtidos por cada método em função da carga aplicada, conforme ilustrado na Figura 36. Observa-se que a relação entre os resultados dos dois métodos apresenta pequenas variações para maioria das etapas de carga, indicando consistência entre os valores obtidos.

Figura 36 – Variação do  $C_v$  em função da carga aplicada na 1ª etapa pelo método de Taylor



Fonte: Autor (2024).

## 4.2. Resistência ao cisalhamento

Os parâmetros de resistência do material, determinados a partir dos ensaios triaxiais CIU, são apresentados a seguir. A Figura 37 apresenta os gráficos de tensão-deformação para os corpos de prova ensaiados. Observa-se que o CP2, submetido a uma tensão confinante de 100 kPa, apresenta valores de resistência mais elevados em comparação com os demais corpos de prova ensaiados sob tensões de 50 kPa e 200 kPa.

Além disso, o comportamento do CP2 em sua TTE, exibe uma curvatura atípica no gráfico. Essa curvatura sugere um aumento na poropressão durante o carregamento, seguido de uma redução ao aproximar-se a resistência de pico. Esse comportamento indica uma possível heterogeneidade do material, o que é corroborado pelos resultados dos índices físicos dos CPs apresentados na Tabela 3.

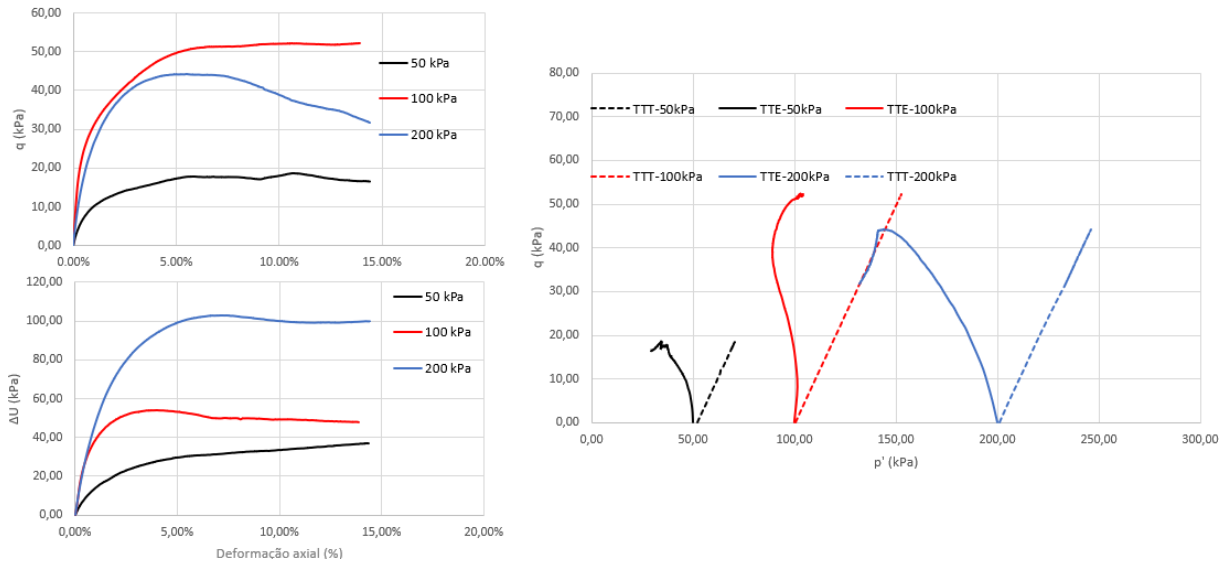
O CP2 apresenta um peso específico natural superior aos demais corpos de prova, além de um teor de umidade e um índice de vazios inferiores, evidenciando diferenças significativas entre os materiais ensaiados. Esses resultados reforçam a heterogeneidade do perfil de solo, indicando que o material do CP2 possui propriedades distintas que afetam diretamente o comportamento tensão-deformação do material.

Tabela 3 - Índices físicos dos CPs do ensaio triaxial

	CP1	CP2	CP3
$\gamma_{nat}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1,441	1,946	1,737
$\gamma_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	0,740	1,450	1,078
$\omega$	94,84%	34,26%	61,16%
$e$	2,701	0,876	1,598
$n$	0,730	0,467	0,615
$S_r$	0,960	0,905	0,970

Fonte: Autor (2024).

Figura 37 – Resultados dos ensaios triaxiais para todos os CPs



Fonte: Autor (2024).

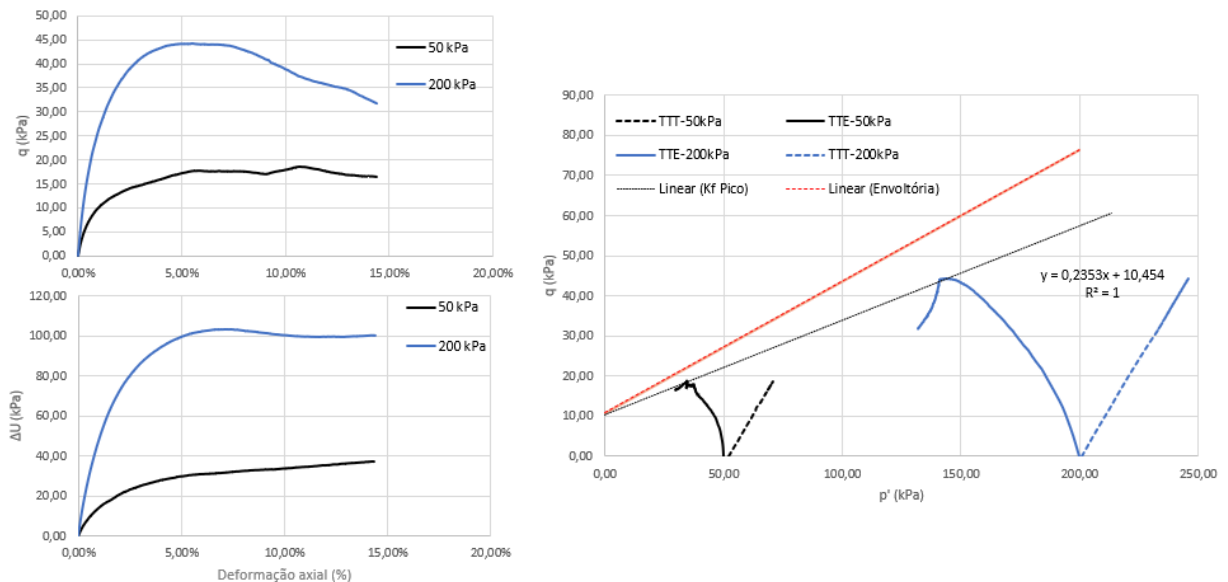
O ensaio realizado no CP2 sob tensão confinante de 100 kPa foi desconsiderado na determinação dos parâmetros geotécnicos. Essa decisão deve-se ao fato de o material apresentar índices físicos discrepantes em relação aos demais corpos de prova, além de os resultados do ensaio indicarem parâmetros de resistência significativamente superiores, o que comprometeria a consistência na determinação

dos parâmetros finais, sendo utilizados apenas o CP1 e CP3 para deduzir os parâmetros de comportamento do material.

Para as amostras ensaiadas com tensões confinantes de 50 kPa e 200 kPa, as curvas de variação da tensão desviadora  $q$  e da poropressão em função das deformações axiais são apresentadas na Figura 38. A amostra ensaiada sob 50 kPa não apresenta uma resistência de pico bem definida, exibindo comportamento típico de argila normalmente adensada. Por outro lado, a amostra ensaiada sob 200 kPa apresenta uma pequena resistência de pico.

As trajetórias de tensão efetiva e total, também ilustradas na Figura 38, evidenciam o aumento da poropressão ao longo do ensaio, o que resulta na redução progressiva da tensão efetiva. Com base nesses resultados, foi possível determinar a resistência não drenada do material para as condições de carga submetidas nos ensaios, sendo  $S_u$  igual a 16,52 kPa para a tensão de 50 kPa e 32,28 kPa para a tensão de 200 kPa.

Figura 38 – Resultados dos ensaios triaxiais CP1 e CP3



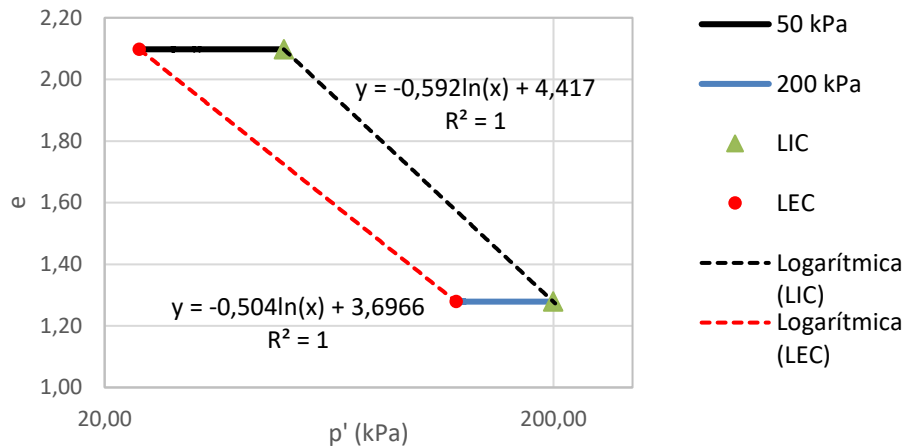
Fonte: Autor (2024).

A relação entre o índice de vazios e  $p'$  permitiu a definição da LIC e LEC para o material, conforme apresentado na Figura 39. Para definição do estado crítico  $p'$  foi determinado com base no método de Cambridge, considerando as condições de equilíbrio.

Observou-se que, devido à estabilidade do índice de vazios ao longo do

ensaio, as trajetórias formam uma linha horizontal no gráfico  $e \times p'$ . À medida que a TTE intercepta a linha  $Kf$ , os estados de tensão avançam para a condição de estado crítico, formando duas retas paralelas.

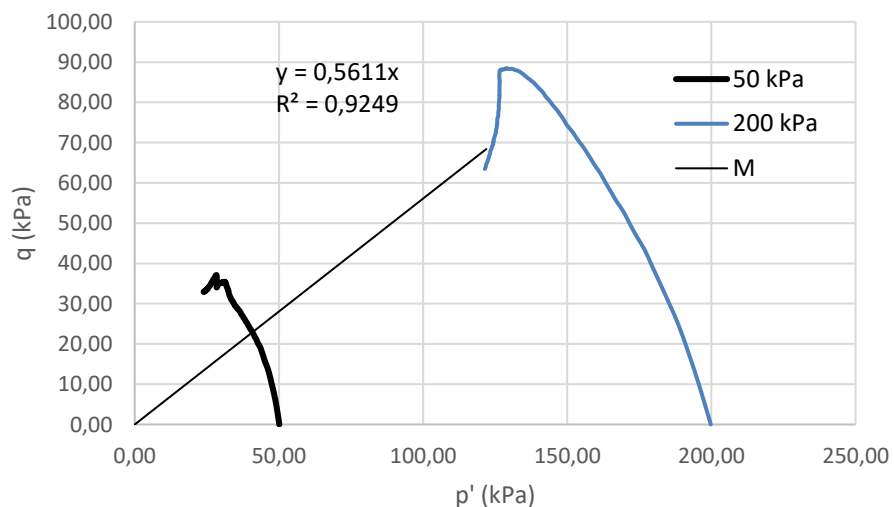
Figura 39 – LIC e LEC do material ensaiado



Fonte: Autor (2024).

Também foi possível determinar o ângulo de atrito de estado crítico (parâmetro  $M$ ), que representa a inclinação da LEC, obtida a partir das TTEs, como é visto na Figura 40 a seguir. Esse parâmetro é essencial para descrever a resistência ao cisalhamento do solo no estado crítico e sua estabilidade durante deformações contínuas.

Figura 40 – Trajetória de tensões efetivas e parâmetro  $M$



Fonte: Autor (2024).



A partir dos resultados obtidos dos ensaios triaxiais foi possível obter os parâmetros geotécnicos do material estudado apresentados na Tabela 4.

Tabela 4 – Parâmetros geotécnicos do material

$c'$ (kPa)	10,76
$\phi_1$ (°)	13,61
$\phi_2$ (°)	25,35
$\lambda$ (LEC)	0,504
$\lambda$ (LIC)	0,592
$\Gamma$	3,696
$M$	0,561
$S_u$ (kPa) (sob $p'_i$ 50 e 200 kPa)	16,52 – 32,28
$\gamma_n$ médio (kN/m <sup>3</sup> )	15,5

Fonte: Autor (2024).

Para o cálculo do ângulo de atrito, foram realizadas duas abordagens distintas a fim de avaliar o comportamento do solo sob diferentes condições. Na primeira abordagem, considerou-se o efeito da coesão, resultando em  $\phi_1$  de 13,61°. Já na segunda abordagem, foi adotada uma condição puramente friccional, na qual a coesão foi assumida como nula, obtendo-se  $\phi_2$  de 25,35°.

Os resultados dos ensaios, comparados a outros depósitos de argilas moles do litoral brasileiro (Tabela 5), apresentam-se dentro do esperado para o tipo de solo estudado, caracterizando-se por uma baixa resistência não drenada e um ângulo de atrito baixo. Esses parâmetros refletem as características típicas de solos sedimentares de ambientes costeiros, que geralmente apresentam alta compressibilidade, elevado teor de finos e um comportamento mecânico condicionado por sua estrutura dispersa. Tais resultados são coerentes com os valores observados em estudos similares, reforçando a representatividade do material analisado em relação a depósitos argilosos de mesma natureza.

Tabela 5 – Parâmetros geotécnicos de depósitos de argilas moles do litoral

<b>Local</b>	<b><math>\gamma_n</math> (kN/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Su (kPa)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
<i>Planícies de Santos (SP)</i>	13,5 - 15,5	8 - 40	19 - 24
<i>Sarapuí (RJ)</i>	13	8 - 20	25 - 30
<i>Porto de Rio Grande (RS)</i>	15 - 17,8	50 - 90	23 - 29
<i>Recife (PE)</i>	15,1 - 16,4	2 - 40	25 - 28
<i>Porto de Sergipe (SE)</i>	16	12 - 25	26 - 30

Fonte: Adaptado de Almeida e Marques (2014, p.186).

## 5. CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Os resultados obtidos neste trabalho destacaram a importância de uma abordagem criteriosa e técnica na caracterização geotécnica de argilas de alta compressibilidade. As amostras indeformadas foram coletadas utilizando tubos Shelby, assegurando uma representatividade adequada das condições *in situ* e minimizando os efeitos de perturbação.

Após a coleta de três amostras indeformadas, observou-se uma significativa variação nas características do solo dentro de uma camada relativamente estreita. Essa heterogeneidade inviabilizou a utilização de uma das amostras para a determinação dos parâmetros geotécnicos do material. Os ensaios laboratoriais realizados nas amostras viáveis revelaram um solo de baixa resistência ao cisalhamento e altamente susceptível a deformações ao longo do tempo, evidenciando sua vulnerabilidade a carregamentos prolongados e condições de instabilidade.

A análise das características de resistência ao cisalhamento, realizada por meio de ensaios triaxiais, evidenciou que o solo estudado apresenta uma resistência ao cisalhamento relativamente baixa, compatível com o comportamento de argilas de alta compressibilidade. Os valores de resistência não drenada ( $S_u$ ) mostraram-se alinhados com os reportados na literatura para solos similares. Em contrapartida, o ângulo de atrito apresentou valores inferiores, indicando uma menor contribuição da resistência friccional no comportamento global do material.

Os ensaios de adensamento complementaram essa análise, confirmando que o solo estudado apresenta características de elevada compressibilidade, embora ligeiramente menores que as geralmente reportadas na literatura. Os índices de compressão e recompressão apontaram uma elevada susceptibilidade a deformações sob carregamento. Além disso, o coeficiente de adensamento revelou um comportamento relativamente favorável no que diz respeito à dissipação de poropressões.

Finalmente, a calibração dos parâmetros de comportamento geotécnico à luz da mecânica dos solos dos estados críticos permitiu integrar as propriedades do solo nos domínios elástico e plástico, permitindo a previsão do comportamento do material

ao alcançar o estado crítico. Possibilitando a compreensão dos mecanismos que governam a resistência e a deformabilidade do solo.

Esses resultados ressaltam a necessidade de um cuidado adicional em projetos onde o solo é submetido a solicitações tangenciais, especialmente em condições de carga não drenada, além de implicações diretas para projetos que exigem previsões precisas de recalques ao longo do tempo. Os dados obtidos reforçam a necessidade de técnicas padronizadas e análises detalhadas, fundamentais para a previsão do comportamento geotécnico, contribuindo para a segurança e a eficiência de projetos de engenharia civil.

Para trabalhos futuros no campo experimental, sugere-se a coleta de um maior número de amostras indeformadas, preferencialmente provenientes do mesmo tubo Shelby. Essa abordagem visa aumentar a confiabilidade e a consistência dos resultados, além de validar a envoltória de ruptura, a Linha de Compressão Isotrópica (LIC) e a Linha de Estado Crítico (LEC).

Adicionalmente, recomenda-se a realização de ensaios de adensamento e triaxiais em amostras coletadas em diferentes profundidades, a fim de ampliar a compreensão do comportamento do solo em todo o perfil investigado.

Outra sugestão para estudos futuros seria a avaliação dos recalques esperados com a implantação de um galpão industrial, considerando o uso potencial do solo na área destinada ao parque Perini. Essa análise contribuiria para uma previsão mais precisa do comportamento do solo sob carregamentos aplicados, garantindo maior segurança e eficiência no desenvolvimento do projeto.

## REFERÊNCIAS

ALMEIDA, M, de S. S.; MARQUES M. E. S. **Aterro sobre solos moles: projeto e desempenho**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

ALVES, B. J. **Campo experimental UFSC/Perini Bussines Park**: Caracterização geotécnica. 2024. Relatório de Iniciação Científica (Engenharia Civil de Infraestrutura) – Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2024.

ARAÚJO, L. A. *et al.* Calibração do modelo NorSand para o rejeito de uma barragem de mineração de ferro. *In*: XXI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2024, Balneário Camboriú. **Anais [...]** Disponível em: <<https://www.cobramseg.com.br/upload/trabalhos/t1arquivo/CFNbskViKVHVu3ScA7LHfWg15hX9.pdf>>. Acesso em: 28 out. 2024.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 16853**: Solo - Ensaio de Adensamento Unidimensional. 1 ed. Rio de Janeiro, 2020.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9820**: Coleta de amostras indeformadas de solos de baixa consistência em furos de sondagem. Rio de Janeiro, 1997.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo – Sondagem de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2020.

ASTM INTERNATIONAL. **D7181 - 20**: Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils. West Conshohocken, Pa: Astm International, 2020. Disponível em: <<<https://compass.astm.org/document/?contentCode=ASTM%7CD7181-20%7Cen-US&proxycl=https%3A%2F%2Fsecure.astm.org&fromLogin=true>>>. Acesso em: 25 out. 2024.

BALDI, G; D. W.; THOMAS, G. E.. **A revolution of conventional in triaxial test methods**. Philadelphia, Pa: ASTM, p. 219-263, 1988.

BARONI, M. **Comportamento Geotécnico de Argilas Extremamente Moles da Baixada de Jacarepaguá**. 2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016

BERTUOL, F. **Caracterização geotécnica de sensibilidade de um depósito sedimentar do Rio Grande do Sul com o uso de ensaios de laboratório**. 2009. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

CAPUTO, H. P. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. 6. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1996.

CHIOSSI, N. J. **Geologia aplicada à engenharia**. 2. ed. São Paulo: Universidade de São Paulo, 1979.

COLA, C.; SERRANO, T. J. **Técnicas construtivas para aterro em solo mole**. 2018. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade São Francisco, São Paulo, 2018.

CPRM. Serviço Geológico Do Brasil. **Mapeamento geológico e hidrológico do município de Joinville-SC**. Porto Alegre, 2021.

CPRM. Serviço Geológico do Brasil. **Projeto Joinville**. 2011. Disponível em: <<https://www.sgb.gov.br/publique/Geologia/Geologia-Basica/Projeto-Joinville-363.html>>. Acesso em: 30 nov. 2023.

DAS, B. M. **Fundamentos da engenharia geotécnica**. 6. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2007. Tradução da 6ª edição norte-americana.

ESPÍNDOLA, M. da. S. **Análise dos parâmetros geotécnicos dos solos moles da obra de ampliação do Aeroporto Internacional Hercílio Luz, Florianópolis**. 2011. Dissertação (Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico de Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2011.

FILHO, R. G. **Obras sobre solos moles e suas respectivas soluções: um exemplo prático da obra de um complexo de vacinas em Santa Cruz, RJ**. 2017. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2017.

FRANÇA JÚNIOR, R. M. de. **Levantamento de dados e informações para mapeamento geotécnico da área urbana de Joinville**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico de Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2002.

FREITAS, M. A. *et al.* Geologia e planejamento urbano: Exemplo do município de Joinville-SC. *In: L CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA*, 2021, Brasília. **Anais [...]** Disponível em: <<https://rigeo.sgb.gov.br/handle/doc/22497>>. Acesso em: 30 set. 2024.

GONÇALVES, M. L. **Geologia para planejamento de uso e ocupação territorial do município de Joinville**. 1993. Tese (Doutorado em Recursos Minerais e Hidrogeologia) - Departamento de Geociências, Universidade de São Paulo, São Paulo, 1993.

GUIMARÃES, J. E. P. **A cal: fundamentos e aplicações na engenharia civil**. 1. ed. São Paulo: Pini, 1998.

GRANDO, A. **Propriedades e parâmetros geotécnicos de depósitos com argilas moles de Santa Catarina**. 2018. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico de Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2018.

HOLTZ, R. D.; KOVACS, W. D. **An introduction to geotechnical engineering**.

Londres: Prentice-Hall, 1981.

HIGASHI, R. R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras brasileiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Centro Tecnológico de Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2006.

MASSAD, F. **Obras de terra: curso básico de geotecnia**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2003.

MORAIS, E. R. de. Avaliação de índices físicos, mecânicos e estruturais do solo, Aplicado a pavimentação. **VETOR - Revista de Ciências Exatas e Engenharias**, [S. l.], v. 25, n. 2, p. 41–55, 2016. Disponível em: <<https://periodicos.furg.br/vetor/article/view/4482>>. Acesso em: 15 nov. 2024.

NASCIMENTO, B. de. P.; CORSI, A. C. Uso de de geotecnologias aplicadas a seleção de locais com possíveis ocorrências de solos moles. *In*: XVII Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e Ambiental, 2022, Belo Horizonte. **Anais [...]** Disponível em: <https://schenautomacao.com.br/cbge2022/anais/trabalhos.php?id=NMK6IFNpbXD Ds3NpbyBzb2JyZSBKb3ZlbnMgUHJvZmlzc2lvbmFpcyAtIDTCuiBTSIA=>>. Acesso em: 02 nov. 2024.

NIETIEDT, J. A. **Aterros instrumentados sobre solos moles: estudo de caso na BR-448**. 2014. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2014.

ORTIGÃO, J. A. R. **Introdução à mecânica do solos dos estados críticos**. 3. Ed. Rio de Janeiro: Terratek, 2007.

PICCININI, C. A. **Estudo de comportamento eletroforético e reológico de argilas em meio aquoso para processamento eletroforético de barbotinas**. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

PINTO, C. de. S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de textos, 2006.

PINTO, V. Q. R. **Comportamento geotécnico de estéril de bauxita e seu potencial uso como estrato de fundação**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia), Universidade de Brasília, Distrito Federal, 2019.

POSSAMAI, R. C. **Análise dos recalques por adensamento primário: aterro sobre solos moles no campus da UFSC na curva do arro**. 2016. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia de Infraestrutura) – Centro Tecnológico de Joinville, Universidade Federal de Santa Catarina, Joinville, 2016.

SAYÃO, A. S. F. J.; CARVALHO, N. F.; RABE, C. Ensaio Geotécnicos na Argila Mole da Rodovia BR-101 em Santa Catarina. *In*: GEOSUL – III SIMPÓSIO DE PRÁTICA DE ENGENHARIA GEOTÉCNICA DA REGIÃO SUL, Porto Alegre, RS, 2002, v.1, p.81-89.

SOARES, J. M. **Estudo do comportamento Geotécnico do Depósito de Argila Mole da Grande Porto Alegre.** Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

SOARES, J. M., SCHNAID, F., BICA, A. V. D. Determination of the characteristics of a soft clay deposit in Southern Brazil. In: International Symposium Recent Develop. Soil Pav. Mech., 1997, Rotterdam: Balkema Publ., p. 297-302.

SCHNAID, F.; ODEBRECHT, E. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações.** 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SimGEO - Secretaria de Planejamento, Orçamento e Gestão/Prefeitura Municipal de Joinville. 2010. **Ortofotos do Município de Joinville.** Escala de Vão 1:10.000 / 1:5.000. Executado por: Aeroimagem Engenharia e Aerolevantamento, ano de 2010.