

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

JACQUELINE CRISTINA PATZSCH

**AVALIAÇÃO DO USO DE MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA ESTIMAR
O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO PROVENIENTE DA BACIA
SEDIMENTAR DE CURITIBA**

CURITIBA

2024

JACQUELINE CRISTINA PATZSCH

**AVALIAÇÃO DO USO DE MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA ESTIMAR
O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO PROVENIENTE DA BACIA
SEDIMENTAR DE CURITIBA**

**Evaluation of the use of the finite elements method to estimate the mechanical
behavior of a soil from the sedimentary basin of Curitiba.**

Dissertação apresentada como requisito para
obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil da
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
(UTFPR).

Orientador: Ronaldo Luis dos Santos Izzo.

Coorientador: João Elias Abdalla Filho.

CURITIBA

2024



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by-nc/4.0/)

Esta licença permite remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, para fins não comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.



Ministério da Educação
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
Campus Curitiba



JACQUELINE CRISTINA PATZSCH

AVALIAÇÃO DO USO DE MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS PARA ESTIMAR O COMPORTAMENTO MECÂNICO DE UM SOLO PROVENIENTE DA BACIA SEDIMENTAR DE CURITIBA

Trabalho de pesquisa de mestrado apresentado como requisito para obtenção do título de Mestre Em Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR). Área de concentração: Construção Civil.

Data de aprovação: 05 de Setembro de 2024

Dr. Ronaldo Luis Dos Santos Izzo, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Dra. Janine Nicolosi Correa, Doutorado - Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Dr. Vitor Pereira Faro, Doutorado - Universidade Federal do Paraná (Ufpr)

Documento gerado pelo Sistema Acadêmico da UTFPR a partir dos dados da Ata de Defesa em 02/12/2024.

Dedico este trabalho à minha família e aos meus
amigos pelo apoio e suporte.

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao meu orientador Prof. Dr. Ronaldo Luis dos Santos Izzo e ao meu coorientador Prof. Dr. João Elias Abdalla Filho, por todas as contribuições feitas e por todo o auxílio prestado.

À minha família, sem a qual não seria possível eu chegar até aqui. Aos meus pais, Otavio Patzsch e Gisele Furtado, por todo o apoio e suporte ao decorrer dessa jornada.

Aos colegas do laboratório de geotecnia, que me auxiliaram ao decorrer de toda a minha pesquisa. Um agradecimento especial: Tainá Britto, Yeimy Muñoz, Monigleicia Orioli e Douglas Thiel.

Agradeço também à Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – CAPES (Processo nº 23064.002785/2023-19) pela bolsa de fomento de pesquisa, assim como a Universidade Tecnológica Federal do Paraná pela oportunidade.

RESUMO

Este estudo visa determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, como coesão e ângulo de atrito interno, por meio do ensaio de compressão triaxial, e avaliar a eficácia do Método dos Elementos Finitos (MEF) na modelagem desses ensaios. A pesquisa é dividida em duas etapas a fim de realizar uma análise comparativa de resultados laboratoriais e simulações numéricas utilizando o modelo constitutivo elastoplástico perfeito com critérios de ruptura de Mohr-Coulomb. A primeira etapa foi realizada em laboratório, enquanto a segunda se dá através das modelagens. Os resultados experimentais indicaram que o solo estudado apresentou parâmetros de resistência, em função de tensões totais, de aproximadamente 40 kPa para coesão e $5,1^\circ$ para o ângulo de atrito interno. Para tensões efetivas, os parâmetros encontrados foram 30 kPa para coesão e 16° para o ângulo de atrito interno. Simulações numéricas conduzidas com tensões de confinamento menores que a tensão de pré-consolidação estimam a coesão em 20 kPa e o ângulo de atrito em 14° , produzindo discrepâncias percentuais de 17% e 34%, respectivamente, em relação aos valores laboratoriais. A comparação de resultados numéricos e experimentais indica desvios significativos, sugerindo que o modelo simplificado de Mohr-Coulomb pode representar inadequadamente o comportamento complexo do solo. No entanto, a modelagem numérica continua sendo crucial na análise geotécnica, particularmente em cenários onde testes laboratoriais extensivos são impraticáveis. O estudo ressalta a necessidade de avançar modelos constitutivos e calibrar rigorosamente os parâmetros de entrada para melhorar a precisão da previsão e aumentar a confiabilidade das análises geotécnicas em projetos de engenharia.

Palavras-chave: Bacia Sedimentar de Curitiba; ensaio triaxial consolidado não-drenado; Método dos Elementos Finitos.

ABSTRACT

This study seeks to determine soil shear strength parameters, including cohesion and internal friction angle, through triaxial compression tests and to assess the efficacy of the Finite Element Method (FEM) in simulating these tests. The research is divided into two stages to perform a comparative analysis of laboratory results and numerical simulations using the perfect elastoplastic constitutive model with Mohr-Coulomb rupture criteria. The first stage was carried out in the laboratory, while the second was done through modeling. The experimental data reveal that the soil exhibits shear strength parameters, under total stresses, of approximately 40 kPa for cohesion and 5.1° for the internal friction angle. For effective stresses, the parameters are 30 kPa for cohesion and 16° for the internal friction angle. Numerical simulations conducted with confining stresses lower than the pre-consolidation stress estimate cohesion at 20 kPa and the friction angle at 14° , yielding percentage discrepancies of 17% and 34%, respectively, relative to laboratory values. The comparison of numerical and experimental results indicates significant deviations, suggesting that the simplified Mohr-Coulomb model may inadequately represent the complex behaviour of soil. Nevertheless, numerical modelling remains crucial in geotechnical analysis, particularly in scenarios where extensive laboratory testing is impractical. The study underscores the necessity for advancing constitutive models and rigorously calibrating input parameters to improve prediction accuracy and enhance the reliability of geotechnical analyses in engineering projects.

Keywords: Curitiba Sedimentary Basin; undrained consolidated triaxial test; Finite Element Method.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Mapa de distribuição das unidades geológicas na cidade de Curitiba e região metropolitana	17
Figura 2 – Diagrama representativo do ensaio triaxial	20
Figura 3 – Modelo teórico de tensões aplicadas ao decorrer do ensaio CIU.....	22
Figura 4 – Comparação entre ruptura de materiais dúcteis e frágeis	24
Figura 5 – Diagrama tensão-deformação de um material com comportamento elastoplástico	27
Figura 6 - Superfície de escoamento seguindo o critério de Mohr-Coulomb	30
Figura 7 – Fluxograma de etapas para aplicação do MEF	31
Figura 8 – Fluxograma das etapas da pesquisa	37
Figura 9 - Local de coleta de material	38
Figura 10 - Ensaio de granulometria: (a) conjunto de peneiras utilizadas no peneiramento fino e grosso; (b) sedimentação.....	39
Figura 11 - Ensaio de densidade real dos grãos	40
Figura 12 - Materiais utilizados para ensaio de LL.....	41
Figura 13 - Aspecto da ranhura: (a) vista em planta; (b) seção transversal	42
Figura 14 - Materiais utilizados para ensaio de LP.....	43
Figura 15 - Moldagem dos corpos de prova (CP)	45
Figura 16 - Ensaio de resistência à compressão simples	46
Figura 17 - Execução do ensaio triaxial	47
Figura 18 – Modelo representativo do corpo de prova	50
Figura 19 – Representação gráfica das malhas M1 (a), M2 (b) e M3 (c)	51
Figura 20 – Condições de deslocamento no eixo principal (a), na base (b) e no topo (c) do modelo geométrico.....	52
Figura 21 – Representação de tensão confinante no modelo	53
Figura 22 – Curva granulométrica	56
Figura 23 - Carta de plasticidade	57
Figura 24 – Curva de compactação	57
Figura 25 - Curvas de tensão-deformação (ensaio RCS).....	58
Figura 26 - Curva de índice de vazios em função de $\log(\sigma'_v)$	59
Figura 27 - Envoltória de resistência e círculos de Mohr em função de tensões totais.....	60
Figura 28 - Envoltória de resistência e círculos de Mohr em função de tensões efetivas.....	60
Figura 29 – Trajetória de tensões efetivas	61
Figura 30 - Tensão desvio x deformação específica	61
Figura 31 – Variação de poropressão x deformação específica	62
Figura 32 - Módulo de Young (MPa) x deformação específica (%) - RCS.....	62
Figura 33 - Módulo de Young (MPa) x deformação específica (%) – CIU	63
Figura 34 - Diagramas p x q para qualquer σ_3 (a) e para $\sigma_3 < \sigma_{v,m}$ (b)	65
Figura 35 – Círculos de Mohr (conjunto de simulações com malha M2)	67
Figura 36 – Resposta gráfica de tensão de cisalhamento em ensaios com tensão confinante de 50 kPa (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d).....	67
Quadro 1 – Comparação entre os diferentes tipos de ensaio triaxial	21
Quadro 2 - Modelos constitutivos baseado no comportamento do material.....	29
Quadro 3 - Tipos de elementos	32
Quadro 4 - Hardware	49

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Dados de entrada de propriedades do material	49
Tabela 2 – Estatística das malhas.....	51
Tabela 3 – Características gerais e composição química do solo.....	55
Tabela 4 – Distribuição granulométrica	56
Tabela 5 – Parâmetros de resistência considerando 4 tensões confinantes.....	64
Tabela 6 – Parâmetros de resistência considerando $\sigma_3 < \sigma_{v,m}$	66
Tabela 7 – Análise da aplicação de malhas	66
Tabela 8 – Resumo de parâmetros de resistência	68

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BSC	Bacia Sedimentar de Curitiba
CD/CID	Ensaio Triaxial Adensado Drenado
CU/CIU	Ensaio Triaxial Adensado Não-Drenado
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
FRX	Fluorescência de Raio-X
IP	Índice de Plasticidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MEF	Método dos Elementos Finitos
MIT	<i>Massachusetts Institute of Technology</i>
NBR	Normas Brasileiras
OCR	<i>Overconsolidation Ratio</i>
RCS	Resistência à Compressão Simples
SUCS	Sistema Unificado de Classificação De Solos
UU	Ensaio Triaxial Não-Adensado Não-Drenado
UTFPR	Universidade Tecnológica Federal do Paraná

LISTA DE SÍMBOLOS

c (')	Coesão (efetiva)
$[D]$	Matriz de rigidez
e	Índice de vazios
E	Módulo de Young
E_s	Módulo secante de Young
E_{tg}	Módulo tangente de Young
G_s	Densidade real dos grãos do solo
p'_c	Carregamento axial
p'	Tensão efetiva média
q'	Tensão desvio média
q_u	Resistência à compressão não-confinada
$[T]$	Tensor de tensões
u	Poropressão
w	Umidade
$w_{ót}$	Umidade ótima do solo
Al_2O_3	Óxido de alumínio (alumina)
CaO	Óxido de cálcio (cal)
Fe_2O_3	Óxido de ferro (hematita)
K_2O	Óxido de potássio
SiO_2	Dióxido de silício (sílica)
SO_3	Trióxido de enxofre
TiO_2	Dióxido de titânio
$\Delta \varepsilon$	Variação de deformação
$\Delta \sigma$ (')	Variação de tensão normal (efetiva)
Δu	Variação de poropressão
ΔV	Variação de volume
ε	Deformação
ε_a	Deformação específica axial
ε_e	Deformação elástica
ε_f	Deformação de fratura
ε_p	Deformação plástica
ϕ (')	Ângulo de atrito interno (efetivo)
Φ	Diâmetro
μ	Coeficiente de Poisson
ρ_d	Massa específica aparente seca máxima do solo
σ	Tensão normal
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	Tensão normal em um estado triplo de tensões
$\sigma'_1, \sigma'_2, \sigma'_3$	Tensão normal efetiva em um estado triplo de tensões
σ_d	Tensão desvio
σ_o	Tensão de escoamento
σ_u	Tensão de ruptura
$\sigma'_{v,m}$	Tensão de pré-adensamento
τ	Tensão de cisalhamento

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	13
1.1	Objetivos	14
1.1.1	Objetivo geral	14
1.1.2	Objetivos específicos	14
1.2	Justificativa.....	14
1.3	Delimitação da pesquisa.....	15
1.4	Estrutura do trabalho	15
2	REVISÃO DA LITERATURA	16
2.1	Referencial teórico	16
2.1.1	Estudo dos solos	16
<u>2.1.1.1</u>	<u>Solos da formação Guabirotuba</u>	<u>16</u>
<u>2.1.1.2</u>	<u>Tensões no solo</u>	<u>18</u>
2.1.2	Resistência ao cisalhamento do solo	19
<u>2.1.2.1</u>	<u>Ensaio de compressão triaxial.....</u>	<u>19</u>
<u>2.1.2.1.1</u>	<u>Ensaio Consolidado Não-Drenado (CIU).....</u>	<u>22</u>
2.1.3	Mecânica dos materiais	23
<u>2.1.3.1</u>	<u>Diagrama de tensão-deformação</u>	<u>23</u>
<u>2.1.3.2</u>	<u>Teoria da elasticidade</u>	<u>24</u>
<u>2.1.3.3</u>	<u>Teoria da plasticidade</u>	<u>25</u>
<u>2.1.3.3.1</u>	<u>Critério de escoamento</u>	<u>26</u>
<u>2.1.3.4</u>	<u>Materiais elastoplásticos</u>	<u>26</u>
2.1.4	Comportamento mecânico do solo	27
2.1.5	Modelos constitutivos	28
<u>2.1.5.1</u>	<u>Modelo Elastoplástico.....</u>	<u>29</u>
<u>2.1.5.1.1</u>	<u>Modelo Mohr-Coulomb</u>	<u>30</u>
2.1.6	Método dos Elementos Finitos	31
<u>2.1.6.1</u>	<u>Discretização do problema</u>	<u>32</u>
<u>2.1.6.1.1</u>	<u>Tipos de elementos</u>	<u>32</u>
<u>2.1.6.2</u>	<u>Malha.....</u>	<u>33</u>
<u>2.1.6.3</u>	<u>Método dos Elementos Finitos aplicados à geotecnia.....</u>	<u>34</u>
<u>2.1.6.4</u>	<u>Utilização do ANSYS para modelagens de problemas geotécnicos</u>	<u>34</u>
2.2	Estado da arte.....	34
2.2.1	Ensaio de compressão triaxial.....	34

2.2.1.1	Análise de comportamento mecânico do solo	35
2.2.2	Aplicação de MEF na geotecnia	35
3	DESENVOLVIMENTO	37
3.1	Caracterização do solo	38
3.1.1	Distribuição granulométrica	38
3.1.2	Densidade real dos grãos	40
3.1.3	Limites de consistência	41
<u>3.1.3.1</u>	<u>Limite de liquidez.....</u>	<u>41</u>
<u>3.1.3.2</u>	<u>Limite de plasticidade</u>	<u>42</u>
3.1.4	Ensaio de compactação	43
3.1.5	Fluorescência de Raio-X	44
3.2	Ensaio mecânicos	44
3.2.1	Moldagem de corpos de prova	44
3.2.2	Ensaio de resistência à compressão simples	46
3.2.3	Ensaio de adensamento	46
3.2.4	Ensaio de compressão triaxial.....	47
3.3	Modelagem.....	48
3.3.1	Hardware	48
3.3.2	Características do material	49
3.3.3	Concepção do modelo.....	50
<u>3.3.3.1</u>	<u>Concepção geométrica.....</u>	<u>50</u>
<u>3.3.3.2</u>	<u>Geração da malha</u>	<u>50</u>
3.3.4	Condicionantes	51
<u>3.3.4.1</u>	<u>Condições de contorno.....</u>	<u>52</u>
<u>3.3.4.2</u>	<u>Tipo de análise</u>	<u>53</u>
3.3.5	Solução e pós-processamento	54
4	RESULTADOS E ANÁLISES	55
4.1	Caracterização do solo	55
4.2	Ensaio mecânicos	58
4.2.1	Resistência à compressão simples	58
4.2.2	Adensamento edométrico.....	59
4.2.3	Resistência ao cisalhamento	59
4.2.4	Módulo de Young	62
4.3	Modelagem.....	64
4.4	Paridade de resultados	68

5	CONSIDERAÇÕES FINAIS	69
5.1	Conclusões	69
5.2	Sugestões para pesquisas futuras	70
	REFERÊNCIAS.....	71

1 INTRODUÇÃO

O estudo do solo e suas propriedades é de extrema importância para qualquer área da engenharia civil, uma vez que o solo é um elemento fundamental para todos os tipos de projetos. Para um bom dimensionamento, seja este para estruturas, pavimentos ou obras geotécnicas, é imprescindível um bom conhecimento em relação ao comportamento mecânico do solo. A análise desse comportamento mecânico se dá, sobretudo, pelo conhecimento da relação entre tensão e deformação que ocorre (Muñoz, 2021; Reis, 2022).

A Bacia Sedimentar de Curitiba (BSC) apresenta diversidade elevada de solos em sua composição, apresentando, principalmente, argilas siltosas ou siltes argilosos. A principal unidade geológica da região, conhecida também como Formação Guabirotuba, é composta por solos predominantemente finos, com alta expansibilidade e baixa resistência, além de apresentar também uma grande variedade de cores e comportamentos (KORMANN, 2002; BALDOVINO; IZZO, 2020).

Um dos ensaios mais indicados para a determinação de resistência do material é o ensaio de compressão triaxial. Muito utilizado para a determinação da coesão (c) e o ângulo de atrito interno (φ) do solo, o ensaio também oferece uma boa análise da relação da tensão-deformação do solo.

As modelagens e simulações numéricas no entendimento do comportamento de solos é considerada uma alternativa viável aos ensaios de laboratório tradicionais. O Método dos Elementos Finitos (MEF) é uma boa opção para o estudo de comportamento mecânico de solos (HERNÁNDEZ-HERNÁNDEZ *et al.*, 2021).

Na aplicação do MEF, há diversos aspectos decisivos para a obtenção de bons resultados, sendo os principais a escolha adequada da malha formada e o tipo de elemento escolhido, além de condições de contorno pertinentes ao problema de estudo e, talvez o mais importante, o modelo constitutivo que regerá o comportamento do material estudado (PEREIRA, 2018).

A aplicação de modelos constitutivos em geotecnia pode ser encontrado em diversas pesquisas como Ahmad e Ray (2023), Hernández-Hernández *et al.* (2021), Piñedo (2019), Ungureanu, Vlăduț e Biriș (2017), e Zhao *et al.* (2020), entre outros. Contudo, há a escassez de estudos da aplicação desses modelos para a modelagem de ensaios triaxiais de solos provenientes da Bacia Sedimentar de Curitiba.

Com o avanço da tecnologia e o acesso a computadores mais desenvolvidos, é possível utilizar a modelagem de um cenário para melhor determinar o comportamento dos materiais envolvidos, prevendo a distribuição de tensões e deformação.

1.1 Objetivos

1.1.1 Objetivo geral

A presente pesquisa tem como principal objetivo avaliar o uso do Método dos Elementos Finitos para estimativa do comportamento mecânico de um solo proveniente da bacia sedimentar de Curitiba.

1.1.2 Objetivos específicos

Os objetivos específicos do trabalho são:

- Determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento do solo, como coesão e ângulo de atrito interno, através do ensaio de compressão triaxial;
- Aplicar o Método dos Elementos Finitos para modelar um ensaio triaxial a partir de resultados de outros ensaios mais simples, utilizando o modelo constitutivo elastoplástico perfeito com critérios de ruptura de Mohr-Coulomb;
- Analisar os resultados obtidos pelo ensaio laboratorial e pelas modelagens realizadas, a fim de comparar os parâmetros de resistência obtidos;
- Discutir a eficácia da modelagem em prever o comportamento real mecânico do solo sob condições confinadas.

1.2 Justificativa

De acordo com Baldovino e Izzo (2020), a alta expansividade e baixa capacidade de carga são características marcantes de solos presentes na Bacia Sedimentar de Curitiba. Sendo assim, mostra-se vital a importância de um estudo do comportamento do solo para melhor segurança em projetos geotécnicos. A análise desse comportamento pode ser feita através de um ensaio de compressão triaxial, que demandam tempo e equipamentos especializados para sua realização quando

comparado à ensaios mais corriqueiros, como ensaio de resistência à compressão simples (RCS), por exemplo.

Além disso, grande parte de trabalhos realizados na engenharia partem de soluções clássicas e seculares, onde adotam-se hipóteses de mecânica dos materiais que não condizem com a realidade. O avanço de métodos de cálculo e o uso de computadores na área permitem a utilização de modelos matemáticos mais realistas para representação do comportamento de materiais como o solo. Modelos constitutivos elastoplásticos atendem de maneira extensiva problemas relacionados à engenharia geotécnica, justificando seu estudo e suas possíveis aplicações (PUPPI, 2008).

Sendo assim, unir resultados de ensaios mais simples, como ensaio de resistência à compressão simples e o ensaio de adensamento edométrico, a modelagens numéricas regidas por modelos constitutivos elastoplásticos pode apresentar bons resultados na análise mecânica de um solo.

1.3 Delimitação da pesquisa

A presente pesquisa limita-se à utilização de um tipo de solo proveniente da Bacia Sedimentar de Curitiba (argila arenosa cinza) para caracterização e ensaios de resistência. Além disso, foi utilizado apenas um modelo constitutivo elastoplástico perfeito com critérios de ruptura de Mohr-Coulomb.

1.4 Estrutura do trabalho

O trabalho divide-se em 5 capítulos. O capítulo 1 apresenta uma introdução ao tema, abrangendo os objetivos da pesquisa, assim como a justificativa e delimitações da pesquisa. Já o capítulo 2 aborda o referencial teórico e a revisão bibliográfica que respalda a pesquisa. O capítulo 3 apresenta os materiais e métodos empregados durante a pesquisa. O capítulo 4 explicita os resultados obtidos, assim como análises e discussões. Por fim, o capítulo 5 apresenta as conclusões da pesquisa.

2 REVISÃO DA LITERATURA

A revisão de literatura foi dividida em duas partes. A primeira é o referencial teórico, onde são apresentados conceitos básicos correlacionados ao tema da pesquisa. Já a segunda etapa, denominada estado da arte, apresenta produções científicas relevantes para a área de pesquisa.

2.1 Referencial teórico

O referencial teórico foi distribuído em 6 assuntos principais: estudo do solo, resistência ao cisalhamento do solo, mecânica dos materiais, comportamento mecânico do solo, modelos constitutivos e método dos elementos finitos.

2.1.1 Estudo dos solos

Todos os tipos de projeto realizados na engenharia necessitam de um conhecimento razoável do solo sobre o qual a estrutura é realizada. Essa necessidade se dá pela grande quantidade de tipos de solo que existe, cada qual com suas características físicas, mecânicas e químicas (DUNCAN, 1992; PINTO, 2006).

A caracterização do solo é realizada através de alguns ensaios laboratoriais básicos, como a análise granulométrica e os índices de consistência. A partir dos resultados obtidos nesses ensaios, é possível determinar a classificação do solo (PINTO, 2006).

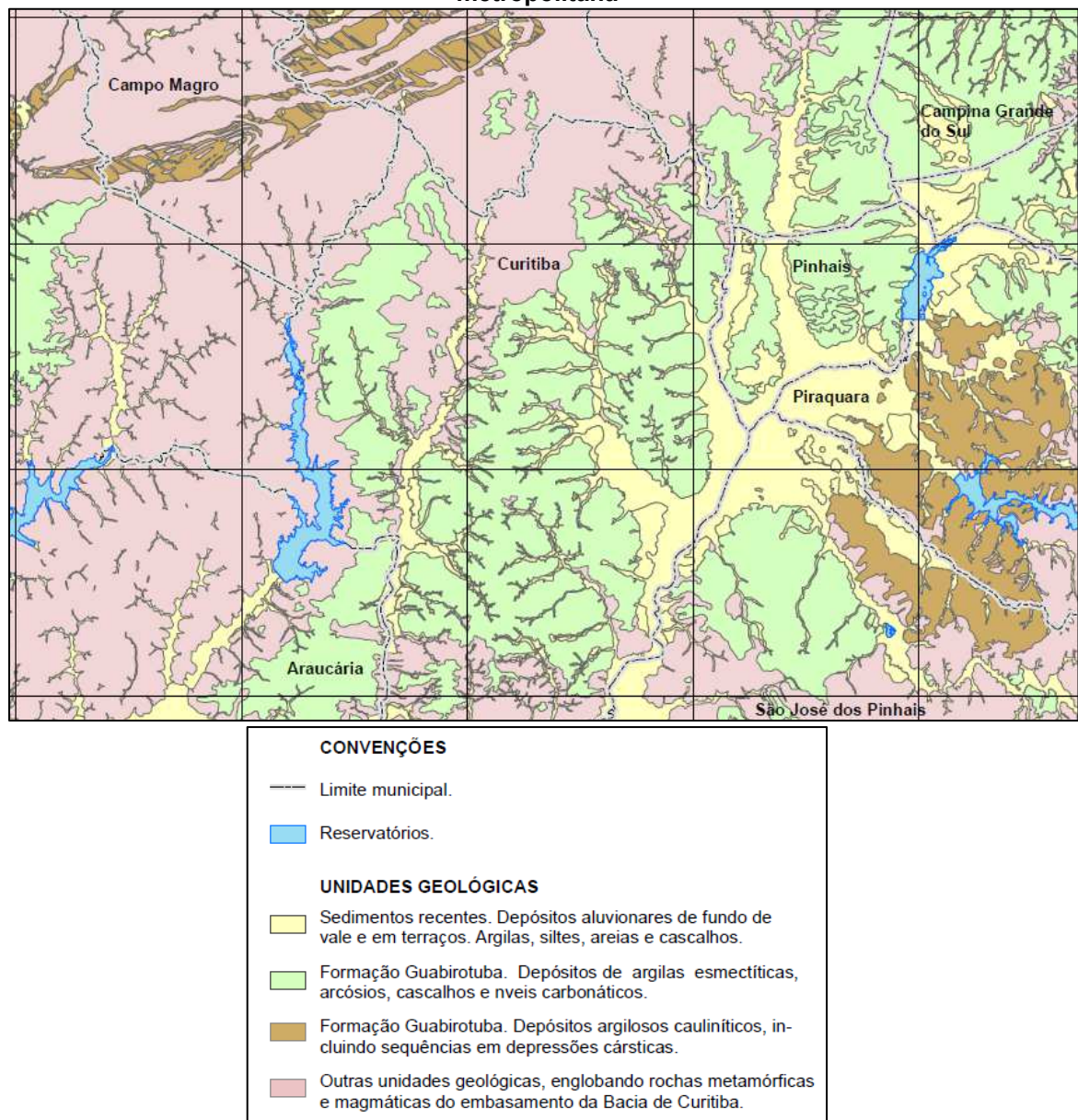
2.1.1.1 Solos da formação Guabirotuba

Em Curitiba e em sua região metropolitana há uma bacia sedimentar formada, principalmente, por uma unidade geológica chamada Formação Guabirotuba. Muito estudada nos últimos anos, a maioria do seu perfil é formado por argilas siltosas ou siltes argilosos, com tonalidades que variam entre as cores cinza, marrom, vermelho e até mesmo amarelo (KORMANN, 2002).

A Formação Guabirotuba é constituída por depósitos pouco consolidados e sua litologia é caracterizada pela presença de argilitos, arenitos e arcóseos. A fração de argila dos sedimentos e solos da região são portadores de carga que possibilitam comportamentos como alta plasticidade e expansibilidade, por exemplo. Isso ocorre devido à litologia da formação, sobretudo nas camadas com alta presença de argilitos, que são formados predominantemente por argilominerais do grupo das esmectitas e

caulinitas (FELIPE *et al.*, 2022). Por sua vez, os arcóseos possuem uma distribuição granulométrica variada, porém com uma matriz areno-siltosa que apresenta uma paleta de cores diversificada (COSTA JR, 2001). A distribuição de depósitos da Formação Guabirrotuba, sedimentos recentes e outras unidades geológicas é apresentada na Figura 1, onde é possível observar quais áreas são caracterizadas como depósitos de argilas esmectíticas, de argilas cauliniticas e depósitos aluvionares.

Figura 1 – Mapa de distribuição das unidades geológicas na cidade de Curitiba e região metropolitana



Fonte: Felipe *et al.* (2022)

De acordo com a legenda apresentada junto a Figura 1, no território geográfico da cidade de Curitiba se concentram grandes concentrações de argilas esmectíticas,

sedimentos recentes e outras unidades geológicas. Já os depósitos de argila com altos níveis de caulinitas se encontram na região metropolitana, principalmente no município de Piraquara, São José dos Pinhais e Campo Magro.

2.1.1.2 Tensões no solo

A distribuição de tensões no maciço de solo é difícil de ser determinada com precisão, podendo variar em distâncias curtas pela variação do perfil estratigráfico do local. Devido à complexidade dessa previsão, o estudo de tensões no solo é feito como um estudo de mecânica no meio contínuo.

Para esse tipo de estudo, consideram-se as tensões em todos os pontos (ou partículas, no caso de solos). Sendo assim, em um ponto qualquer presente no maciço, há um estado triplo de tensões ocorrendo, ou seja, as tensões atuam em três planos distintos. Uma vez que todas essas tensões devem ser consideradas, surge a necessidade de utilizar tensores de tensões, geralmente representados sob a forma matricial (CAPUTO e CAPUTO, 2022).

O tensor de tensões é apresentado como Equação (1).

$$[\mathbf{T}] = \begin{bmatrix} \sigma_x & \tau_{yx} & \tau_{zx} \\ \tau_{xy} & \sigma_y & \tau_{zy} \\ \tau_{xz} & \tau_{yz} & \sigma_z \end{bmatrix} \quad (1)$$

Os elementos do tensor de tensões decompõem-se em componentes de tensão normal (σ) e de tensão de cisalhamento (τ).

Em algumas análises, quando analisado o estado de tensões tridimensional, percebem-se planos que apresentam cisalhamento nulo. Esses planos, denominados de planos de tensão principal, estão sob efeito de tensões principais (σ_1 , σ_2 e σ_3) (PINTO, 2006).

A condição sob a qual o solo se encontra sob efeito de carregamentos e variação volumétrica também é importante para a determinação de tensões e do comportamento do solo estudado. As duas condições possíveis são drenada e não-drenada. A condição drenada ocorre em solos não-saturados e o acréscimo de tensão no sistema é propagado à parcela sólida, não influenciando a pressão nos poros e resultando em variações volumétricas. Já na condição não-drenada, que intercorre em solos saturados, a variação de tensão é transmitida integralmente para a água

presente nos vazios do solo, causando o surgimento de uma pressão interna denominada poropressão (CAPUTO e CAPUTO, 2022).

A constatação dessa poropressão, conhecida também como pressão neutra, leva ao advento do Princípio das Tensões Efetivas, que é expressa pela Equação (2).

$$\bar{\sigma} = \sigma - u \quad (2)$$

Onde $\bar{\sigma}$ representa a tensão normal efetiva, que pode também ser representada por σ' . Já σ representa a tensão normal total e u simboliza a poropressão.

2.1.2 Resistência ao cisalhamento do solo

Quando se estuda tensões no solo e sua ruptura, não são considerados apenas valores máximos de tensão normal ou de cisalhamento, mas sim uma combinação entre os dois tipos (MOHR, 1900 apud DAS e SOBHAN, 2019). Surge então o critério de ruptura de Mohr-Coulomb, que traz uma correlação linear entre tensões normais e cisalhamento através da coesão (c) e do ângulo de atrito interno (φ) do solo, sendo ela apresentada na Equação (3).

$$\tau = c + \sigma \times \tan \varphi \quad (3)$$

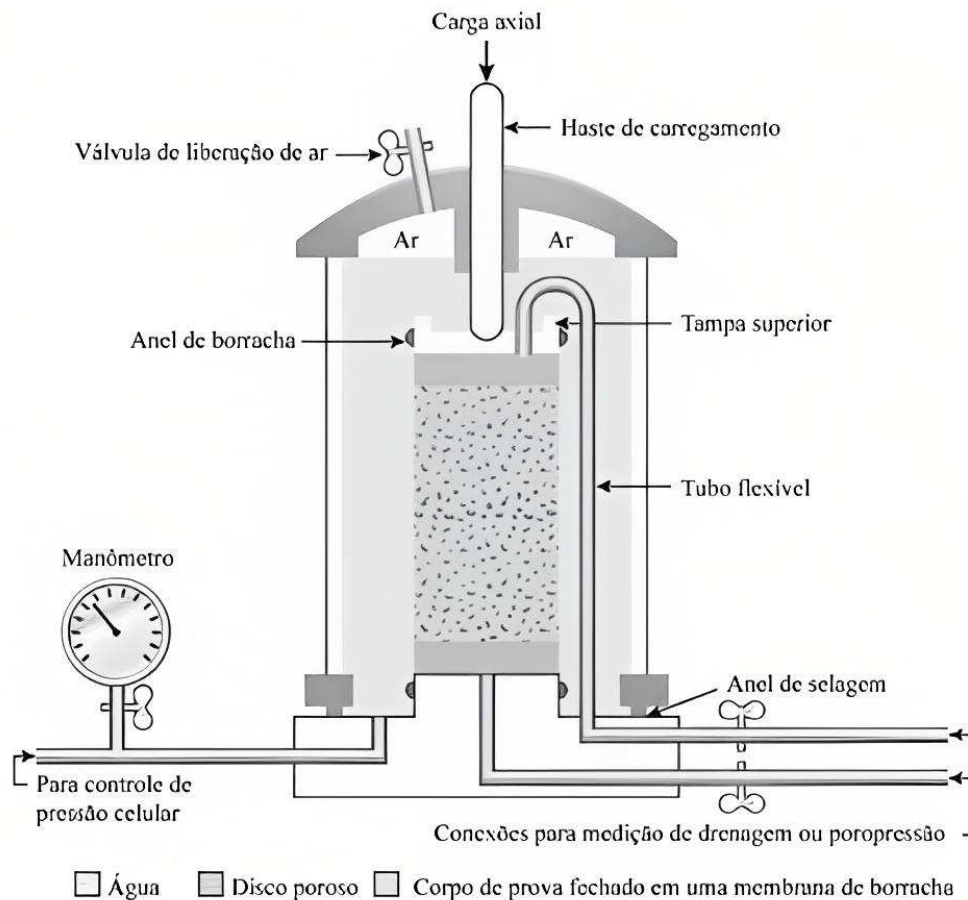
Os ensaios mais utilizados para determinar os parâmetros de resistência ao cisalhamento é o ensaio de cisalhamento direto e o ensaio de compressão triaxial.

2.1.2.1 Ensaio de compressão triaxial

Um dos ensaios mais eficazes e acessíveis para a determinação da resistência ao cisalhamento do solo são os ensaios de compressão triaxial. O ensaio consiste em um corpo de prova de solo, envolto por uma membrana de borracha e colocado em uma câmara triaxial, que pode ser preenchida com água ou glicerina. O fluido utilizado é então submetido à compressão, resultando em uma tensão de confinamento no corpo de prova ensaiado (DAS e SOBHAN, 2019).

Um diagrama representativo dos elementos importantes para a execução de um ensaio triaxial pode ser observado na Figura 2.

Figura 2 – Diagrama representativo do ensaio triaxial



Fonte: Das e Sobhan (2019)

Há alguns elementos importantes para a execução dos ensaios triaxiais e estes são apresentados no esquema gráfico da Figura 2. Alguns desses elementos são a haste de carregamento, responsável pelo carregamento axial aplicado na etapa de ruptura, o disco poroso, que permite a drenagem do corpo de prova, e o manômetro, para melhor controle de pressão dentro da célula triaxial.

Para a determinação dos parâmetros de resistência do solo através do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, várias amostras devem ser ensaiadas. Cada amostra terá um par de tensões correspondente à sua ruptura, que será utilizada para a elaboração dos círculos de Mohr e a envoltória de resistência do solo. As características geométricas da envoltória, como o valor de interceptação do eixo vertical e a inclinação da reta, são os parâmetros de coesão e ângulo de atrito do solo, respectivamente (CAPUTO e CAPUTO, 2022).

Há três etapas nos ensaios de compressão triaxial: a saturação, a consolidação (também chamado de adensamento) e a ruptura do corpo de prova (fase de cisalhamento).

A saturação do corpo de prova pode ser feita por percolação ou por contrapressão. A verificação da saturação do corpo de prova é feita pelos coeficientes de pressão neutra A e B, que consiste na variação controlada da tensão neutra e das tensões principais σ_1 e σ_3 (SKEMPTON, 1954 *apud* DAS e SOBHAN, 2019).

Os coeficientes A e B são correlacionados a partir da Equação (4).

$$\Delta u = B [\Delta \sigma_3 + A \times (\Delta \sigma_1 - \Delta \sigma_3)] \quad (4)$$

A fase de adensamento consiste no aumento da pressão confinante (σ_3) para atingir um estado de tensão hidrostático, onde $\Delta \sigma_1 = \Delta \sigma_2 = \Delta \sigma_3$.

O cisalhamento do solo se dá pela aplicação de uma carga axial no eixo de geratriz do corpo de prova através de um pistão. A tensão resultante desse carregamento adicional é denominada tensão desvio (*deviator stress*, em inglês), definida como diferença de tensões principais (CAPUTO e CAPUTO, 2022).

Há três tipos de ensaio de compressão triaxial, caracterizados em relação às condições de drenagem do ensaio na fase de adensamento e ruptura, sendo eles: o ensaio adensado drenado (CD ou CID), o ensaio adensado não-drenado (CU ou CIU) e o ensaio não-adensado não-drenado (UU). É possível encontrar no Quadro 1 as principais características de cada fase para cada tipo de ensaio triaxial.

Quadro 1 – Comparação entre os diferentes tipos de ensaio triaxial

Tipo de ensaio triaxial	Características da fase de adensamento	Características da fase de ruptura	Norma para execução
Adensado Drenado (CID)	Drenagem permitida; $\Delta V \neq 0$; $\Delta u = 0$	Drenagem permitida; $\Delta V \neq 0$; $\Delta u = 0$	ASTM D7181-20
Adensado Não-Drenado (CIU)	Drenagem permitida; $\Delta V \neq 0$; $\Delta u = 0$	Drenagem bloqueada; $\Delta V = 0$; $\Delta u \neq 0$	ASTM D4767-20
Não-adensado Não-drenado (UU)	Drenagem bloqueada; $\Delta V = 0$; $\Delta u \neq 0$	Drenagem bloqueada; $\Delta V = 0$; $\Delta u \neq 0$	ASTM D2850-23

Fonte: Autora (2024)

Nos ensaios triaxiais do tipo CID e CIU, a etapa de adensamento se dá com drenagem permitida, ou seja, como a água é capaz de sair livremente do sistema, há uma variação volumétrica (ΔV) e uma variação de poropressão (Δu) nula. Contudo, esses ensaios diferem entre si pela condição imposta na fase de ruptura do ensaio, onde há a drenagem permitida no tipo CID e a drenagem bloqueada no CIU. A drenagem permitida nessa etapa, assim como na anterior, causa uma variação

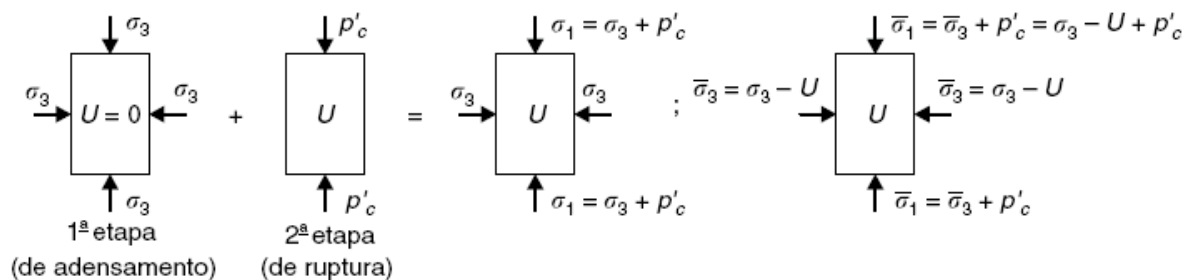
volumétrica não-nula e uma variação inexistente de poropressão. Contudo, quando a drenagem é bloqueada, o volume não varia, ocorrendo então uma variação da poropressão no sistema. Já no ensaio do tipo UU, a drenagem é bloqueada nas etapas de adensamento e de ruptura, levando a invariabilidade do volume ($\Delta V = 0$) e o surgimento de poropressão.

2.1.2.1.1 Ensaio Consolidado Não-Drenado (CIU)

No ensaio CIU (*consolidated undrained*, em inglês), a drenagem é permitida somente na fase de adensamento do ensaio. Na fase de ruptura, onde a carga axial é aplicada, não há drenagem, o que leva à variação de poropressão nessa fase.

Um modelo demonstrativo das tensões aplicadas nas fases de adensamento e ruptura, detalhando todas as tensões envolvidas no sistema, é apresentado na Figura 3. Na etapa de adensamento, há a aplicação da tensão confinante (σ_3), com drenagem liberada, resultando na inexistência de poropressão. Na etapa seguinte, a de ruptura, é aplicada o carregamento axial (p'_c) e a drenagem é bloqueada, surgindo então a poropressão no corpo de prova. A manifestação da poropressão possibilita a determinação da resistência em relação às tensões totais (σ_1 e σ_3) e às tensões efetivas ($\bar{\sigma}_1$ e $\bar{\sigma}_3$ ou σ'_1 e σ'_3).

Figura 3 – Modelo teórico de tensões aplicadas ao decorrer do ensaio CIU



Fonte: Caputo e Caputo (2022)

É importante especificar que as condições apresentadas no modelo da Figura 3 são válidas apenas para o ensaio consolidado não-drenado (CIU). Os ensaios CID e UU apresentam diferenças significativas, como a inexistência de poropressão em algumas etapas.

Utilizado para a determinação da resistência não-drenada em função do adensamento, esse ensaio pode ser usado estipular a resistência em termos de

tensões efetivas, caso as pressões neutras forem medidas ao decorrer do ensaio (PINTO, 2006).

2.1.3 Mecânica dos materiais

O comportamento mecânico dos materiais pode ser complexo de ser estudado. Além disso, de acordo com o autor Schön (2013, p. 5), “a mecânica dos materiais pode ser definida como a subdisciplina da ciência dos materiais que lida com a resposta dos materiais a forças externas aplicadas sobre os mesmos.”

Essa resposta dos materiais em relação às forças externas se dá por meio do surgimento de deformações, que são determinadas em função das tensões normal e cisalhante. As deformações podem ser classificadas de duas maneiras: deformação elástica e deformação plástica. A deformação elástica é caracterizada pela recuperação ao seu estado natural após o descarregamento mecânico, ou seja, assim que a carga externa é retirada, a deformação é desvanecida. Já a deformação plástica não desaparece com o descarregamento mecânico do sistema, tornando permanente a deformação que ocorreu (DOWLING, 2018).

As teorias que correlacionam as tensões com cada tipo de deformação serão discutidas com mais detalhes futuramente.

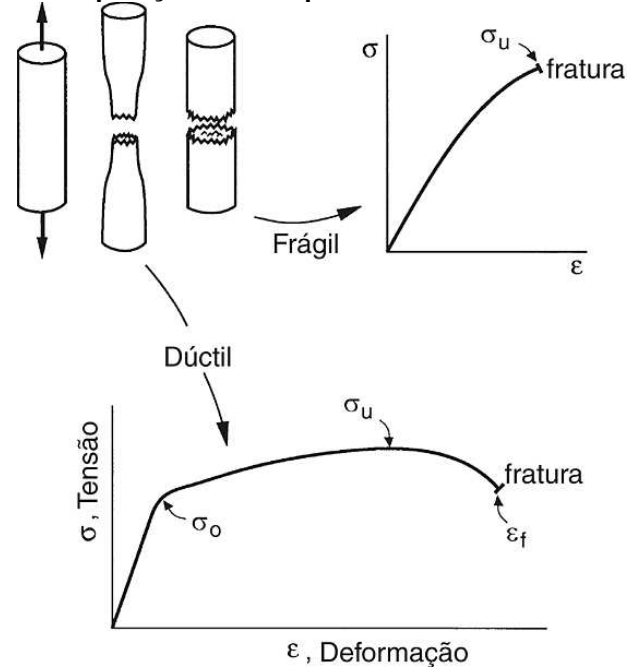
2.1.3.1 Diagrama de tensão-deformação

O diagrama de tensão-deformação dos materiais é obtido adotando a grandeza de deformação no eixo das abscissas e as tensões correspondentes no eixo das ordenadas. Apesar de haver grande variabilidade de diagramas de acordo com o material estudado, classificam-se os materiais em dois principais grupos: materiais dúcteis e materiais frágeis (BEER *et al.*, 2021).

Materiais capazes de suportar grandes quantidades de deformação plástica têm comportamento dúctil, e aqueles que fraturam sem deformação plástica apreciável possuem comportamento frágil. O comportamento dúctil ocorre para muitos metais, tais como aços de baixa resistência, cobre e chumbo, e para alguns plásticos, como o polietileno. O comportamento frágil ocorre para o vidro, a rocha, o acrílico, e alguns metais, tais como o aço de alta resistência empregado em limas (DOWLING, 2018, p. 3).

Uma ilustração entre a ruptura de materiais dúcteis e frágeis é apresentada na Figura 4, juntamente com diagramas de tensão-deformação típicos para cada tipo de material.

Figura 4 – Comparação entre ruptura de materiais dúcteis e frágeis



Fonte: Dowling (2018)

A ruptura apresentada na Figura 4 é resultado de um ensaio de tração e é possível observar que ocorre fenômeno de estrição na ruptura do material dúctil. Esse fenômeno é considerado uma instabilidade plástica (SCHÖN, 2013).

2.1.3.2 Teoria da elasticidade

A teoria da elasticidade baseia-se na relação conhecida como Lei de Hooke, a qual correlata linearmente a tensão e deformação dos materiais através do módulo de rigidez (E), também conhecido como módulo de elasticidade ou módulo de Young. A equação que rege a Lei de Hooke de como simplificado, envolvendo apenas tensões e deformações uniaxiais, é apresentada como Equação (5).

$$\sigma = E \times \varepsilon \quad (5)$$

O maior valor da tensão para o qual a lei de Hooke pode ser utilizada para determinado material é conhecido como o limite de proporcionalidade daquele material. No caso dos materiais dúcteis que possuem um ponto de escoamento bem definido(...), o limite de proporcionalidade quase coincide com o ponto de escoamento. Para outros materiais, o limite de proporcionalidade não pode ser definido tão facilmente, visto que é difícil determinar com precisão o valor da tensão σ para o qual a relação entre σ e ε deixa de ser linear. Contudo, em razão dessa dificuldade, podemos concluir para esses materiais que o uso da lei de Hooke para valores de tensão ligeiramente maiores que o limite proporcional real não resultará em um erro significativo (BEER *et al.*, 2021, p. 58).

No caso apresentado na Figura 4, o diagrama de tensão-deformação relativo ao material dúctil possui uma tensão bem definida ao final do trecho linear do gráfico (σ_0). Esse seria o limite de proporcionalidade da conjuntura apontada, caracterizada também como a tensão de escoamento do material.

Existem alguns materiais, como o solo, que não possuem uma linearidade no seu comportamento elástico. Isso significa que na hora do descarregamento do sistema, o material não segue a mesma trajetória no diagrama de tensão-deformação, apresentando um comportamento mais rígido na hora do recarregamento. Esse aumento na rigidez se dá devido à sua dependência nas tensões e/ou deformações que ocorrem no sistema (LEES, 2016).

2.1.3.3 Teoria da plasticidade

A deformação plástica é tipificada ao início do escoamento do material, ou seja, no limite de proporcionalidade citado anteriormente. Esse escoamento é identificado quando um aumento pequeno da tensão está relacionado com uma grande variação da deformação que o material sofre (DOWLING, 2018).

A natureza dessa teoria é fenomenológica, isto é, as análises pertinentes a ela são de origens experimentais do comportamento macroscópico de corpos deformáveis (FERNANDES, 2022).

A teoria da plasticidade e sua aplicação devem lidar com dois aspectos importantes: 1. Desenvolvimento de relações de tensão-deformação para materiais elastoplásticos invíscidos, levando em conta os fenômenos de enrijecimento e de amolecimento; 2. Procedimento geral para solução numérica das equações do problema estrutural elastoplástico em questão, sob a ação de carregamentos ou deslocamentos (CHEN e HAN, 1988 apud FERNANDES, 2022).

De acordo com Lees (2016), a análise do comportamento plástico dos materiais, especialmente solos, pode ser considerada de três maneiras distintas. Na primeira, denominada perfeitamente plástica, a tensão de escoamento mantém-se constante. Já na abordagem com enrijecimento, observa-se um aumento progressivo na tensão de escoamento durante o processo de escoamento. Por fim, na abordagem com amolecimento, ocorre uma diminuição na tensão de escoamento ao longo do processo de escoamento.

2.1.3.3.1 Critério de escoamento

Na análise do comportamento mecânico de materiais, especificamente para a determinação do limite de proporcionalidade elástica, é necessário estabelecer um critério de escoamento. Esse critério define a tensão que desencadeará o início desse processo. Dada a elevada complexidade desse estudo, surge a necessidade de desenvolver critérios empíricos e semiempíricos. Como exemplos podem-se citar o critério de Von-Mises e o critério de Tresca (SCHÖN, 2013).

Nas análises multiaxiais, o critério de escoamento deixa de ser representado por um valor específico, como a tensão de escoamento em casos uniaxiais. Em seu lugar, surge uma função de escoamento expressa em termos de componentes, invariantes de tensão e parâmetros específicos do fenômeno de escoamento. Essa função de escoamento desempenha o papel equivalente à tensão de escoamento em situações uniaxiais, demarcando a transição entre o comportamento elástico e o elastoplástico (POTTS e ZDRAVKOVIĆ, 1999).

A função de escoamento é apresentada como Equação (6), onde $\{\sigma\}$ é o componente do estado de tensões atuantes e $\{k\}$ representa parâmetros relacionados ao comportamento específico do escoamento, como o enrijecimento e amolecimento do material, por exemplo.

$$F(\{\sigma\}, \{k\}) = 0 \quad (6)$$

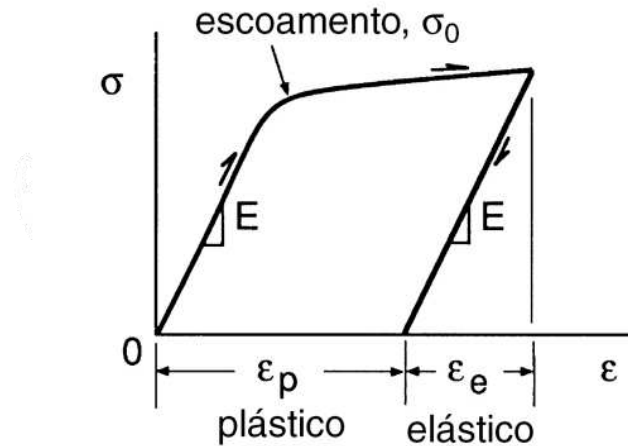
Um critério muito utilizado para o estudo do comportamento elastoplástico do solo é o critério de Mohr-Coulomb, o qual assume um comportamento perfeitamente plástico do material. Sendo assim, o componente $\{k\}$ da Equação (6) é uma constante correlacionada à coesão e ao ângulo de atrito interno. Esse critério, apesar de ser originalmente tratado como critério de falha/ruptura em outros materiais, é adotado como critério de escoamento no estudo da mecânica dos solos.

2.1.3.4 Materiais elastoplásticos

O estudo de materiais elastoplásticos é complexo, exigindo a consideração de todos os elementos abordados nos itens 2.1.3.2 e 2.1.3.3 desta pesquisa. Um diagrama simplificado de tensão-deformação para um material elastoplástico pode ser observado na Figura 5, na qual é possível observar onde inicia o processo de

escoamento, assim como as deformações em cada etapa (comportamento elástico e plástico) de aplicação de carga e descarregamento do sistema.

Figura 5 – Diagrama tensão-deformação de um material com comportamento elastoplástico



Fonte: Dowling (2018)

É importante ressaltar que o diagrama apresentado na Figura 5 exprime um comportamento típico em caso de carregamento e descarregamento de um material elastoplástico.

2.1.4 Comportamento mecânico do solo

Há dois parâmetros básicos para a análise do comportamento mecânico de qualquer material, sendo eles o módulo de rigidez e o coeficiente de Poisson. Na mecânica dos solos, em particular, essas propriedades se mostram complexas, devido às diferentes características físicas entre os diversos tipos de solo. Como afirmam Das e Sibhan (2019), a disposição não homogênea dos depósitos de solo resulta em uma variação do módulo de elasticidade secante (E_s) em função da profundidade do solo analisado.

Em razão dessa variabilidade do módulo de elasticidade, ensaios como o de resistência à compressão simples não fornece um modelo confiável na análise do comportamento real do solo (PINTO, 2006).

O estudo do comportamento mecânico do solo, especialmente na fase elastoplástica, resultou em avanços importantes para a teoria da plasticidade. Esse avanço ocorreu uma vez que solos possuem o comportamento mecânico mais complexo em relação à descrição matemática deles (PUZRIN, 2012).

Essa complexidade, ainda de acordo com Puzrin (2012), é causada por uma lista de fatores, como:

- Não linearidade com carregamento inicial, descarregamento e recarregamento;
- Dependência da trajetória de tensões, ou seja, apresenta diferentes deformações para mesmas tensões;
- As propriedades mecânicas se alteram devido a tensões confinantes;
- Memória do material, que está correlacionada com a tensão de pré-adensamento do solo;
- Dilatância, propriedade do material que tem seu volume alterado durante o cisalhamento;
- Enrijecimento, que está relacionado à mudança da tensão de escoamento com deformação plástica;
- Curvas de tensão-deformação distintas para várias taxas de deformação;
- Dependência de fatores relacionados ao tempo, como o *creep* e a relaxação.

Dada a elevada complexidade do solo, seu comportamento é considerado constitutivo. Para previsões precisas de tensão e deformação, é recomendado empregar modelos constitutivos (POTTS e ZDRAVKOVIĆ, 1999). Além disso, os solos são classificados como materiais multifásicos, apresentando em sua estrutura componentes de diferentes tamanhos, juntamente com poros que podem conter diversos líquidos ou gases. Devido à presença de fluidos nos poros, é comum expressar resultados em termos de tensão efetiva e poropressão, ao invés de tensões totais, como ocorre em outros materiais (KLAUSNER, 2011; POTTS e ZDRAVKOVIĆ, 1999).

2.1.5 Modelos constitutivos

Para estudar comportamentos constitutivos é necessário conhecer quais representações matemáticas possibilitam o entendimento e previsão de resposta a forças ou deslocamentos aplicados. Esses são conhecidos como modelos constitutivos. A complexidade desses modelos pode variar conforme a necessidade e recursos disponíveis para análise do comportamento do material (KLAUSNER, 2011).

Alguns modelos podem ser observados no Quadro 2, classificados de acordo com o tipo de comportamento mecânico que eles representam.

Quadro 2 - Modelos constitutivos baseado no comportamento do material

Comportamento do material	Modelos de cálculo
Elasticidade Linear	○ Lei de Hooke.
Elasticidade Não-Linear	○ Bi linear; ○ K-G; ○ Hiperbólico; ○ Rigidez com pequenas deformações; ○ Puzrin e Burland.
Elastoplástico simples	○ Tresca; ○ Von Mises; ○ Mohr-Coulomb; ○ Drucker-Prager; ○ Deformação elástica enrijecimento/amolecimento Mohr-Coulomb; ○ Cam-clay.
Elastoplástico avançado	○ Duplo enrijecimento de Lade; ○ Solos MIT; ○ Bubble; ○ Al-Tabbaa e Wood.

Fonte: Autora (2024)

Para análise de solos, os modelos mais básicos e de uso limitados são àqueles que representam uma análise elástico linear. Esse tipo de análise não contempla diversas características do solo, sendo então pouco recomendado. Expandindo a complexidade, há modelos que oferecem uma análise elástica não-linear, dentre eles os modelos bi linear, K-G e hiperbólico, por exemplo.

Existem ainda os modelos elasto-plástico, que, segundo Mendonça (2005), apresentam os melhores resultados e maiores avanços na tentativa de reproduzir o comportamento real do solo.

2.1.5.1 Modelo Elastoplástico

Há modelos constitutivos elastoplásticos com vários níveis de complexidade. Modelos como Von Misses, Tresca e Mohr-Coulomb são considerados modelos simples, uma vez que assumem um comportamento plástico perfeito depois do escoamento. Já os modelos mais avançados, como o modelo de enrijecimento duplo de Lade (1977 apud POTTS e ZDRAVKOVIĆ, 1999) e os modelos de solo

desenvolvidos no MIT (Massachusetts Institute of Technology) pelo pesquisador Whittle (1987 apud POTTS e ZDRAVKOVIĆ, 1999).

2.1.5.1.1 Modelo Mohr-Coulomb

A correlação linear entre a tensão normal e de cisalhamento ocorre por meio do critério de ruptura de Mohr-Coulomb, especialmente em função de tensões efetivas. Essa correlação linear, apresentada na Equação (3), é então desenvolvida em função das tensões principais e resulta na relação apresentada na Equação (7).

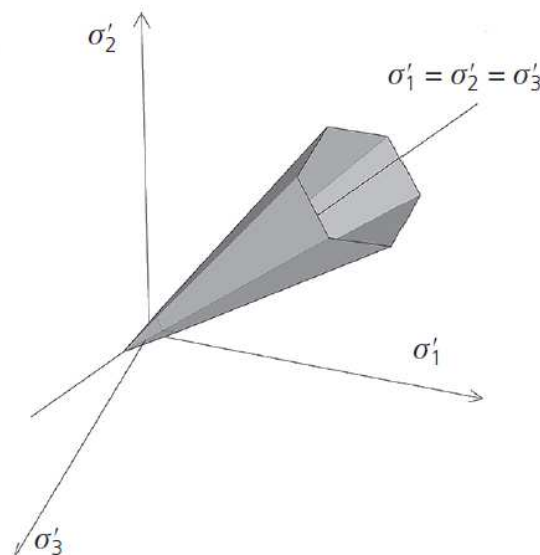
$$\sigma'_1 - \sigma'_3 = 2c' \cos \varphi' + (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' \quad (7)$$

Essa correlação é então adotada como a função de escoamento do material, resultando em uma representação gráfica de uma pirâmide hexagonal irregular. Similar ao modelo de Tresca, o modelo de Mohr-Coulomb é considerado perfeitamente plástico, uma vez que não incorpora fatores como enrijecimento e amolecimento do solo. Para esse critério portanto, a função de escoamento do solo, é apresentada na Equação (8).

$$F(\{\sigma'\}, \{k\}) = \sigma'_1 - \sigma'_3 - 2c' \cos \varphi' - (\sigma'_1 + \sigma'_3) \sin \varphi' \quad (8)$$

A superfície de escoamento, regida pela função apresentada na Equação (8), é apresentada na Figura 6, onde é possível observar o formato da superfície de escoamento em um espaço multiaxial.

Figura 6 - Superfície de escoamento seguindo o critério de Mohr-Coulomb



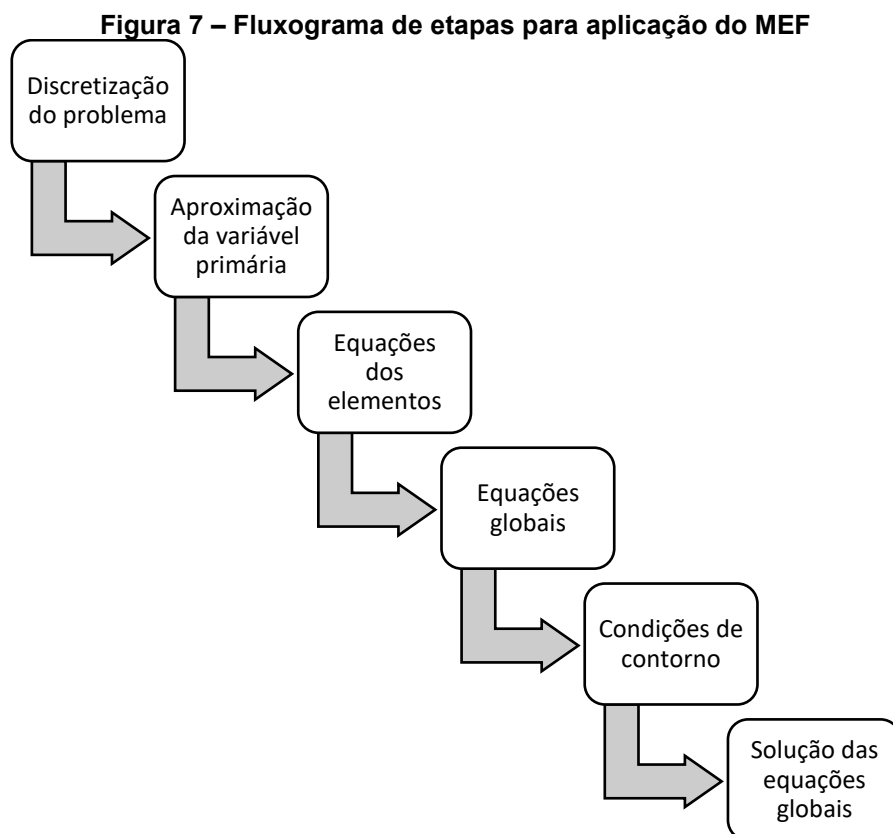
Fonte: Lees (2016)

2.1.6 Método dos Elementos Finitos

O Método dos Elementos Finitos (MEF) é um método numérico que consiste em fragmentar um problema contínuo e representá-lo por um número finito de regiões, que são denominados elementos finitos. Essa quebra do problema contínuo é chamada de discretização do problema. De acordo com Cook *et al.* (2002), cada elemento finito pode ser visto como um pedaço pequeno da estrutura, porém vale ressaltar que é um conceito diferente de elementos infinitesimais utilizados em cálculos diferenciais. Os elementos estão conectados mutualmente por meio de nós e a junção de vários elementos é chamada de malha.

A partir da combinação entre a matriz de rigidez e os vetores de forças de cada elemento discretizado, é possível determinar uma solução aproximada para o problema presente no sistema contínuo (DOW, 1999). Com a análise feita a partir dos elementos finitos, o MEF se mostra muito versátil, uma vez que não apresenta restrições geométricas e pode ser aplicado a problemas como transferência de calor, campos magnéticos e análise de tensões (COOK *et al.*, 2002).

A aplicação do MEF, em qualquer problemática, segue um padrão de etapas, observadas na Figura 7.



Fonte: Adaptado de Potts e Zdravković (1999)

A metodologia aplicada em cada etapa representada na Figura 7 deve ser bem detalhada, uma vez que toda e qualquer decisão tomada ao decorrer da aplicação do método influencia os resultados da modelagem.

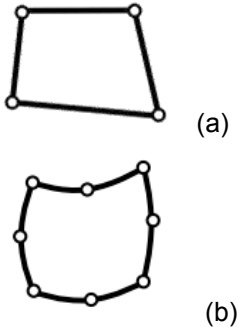
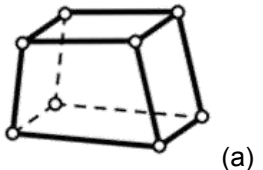
2.1.6.1 Discretização do problema

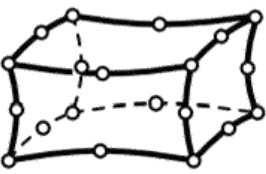
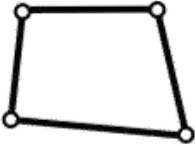
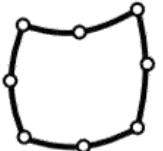
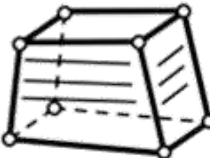
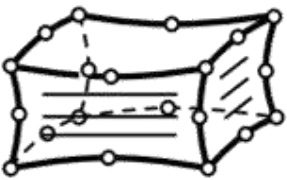
No método dos elementos finitos (MEF), a discretização do problema resulta em subdivisões do domínio, chamadas de elementos, que são geralmente classificados por sua dimensionalidade ou geometria. Há elementos unidimensionais (como vigas), bidimensionais (como triângulos e quadriláteros) e tridimensionais (como tetraedros e hexaedros), que são utilizados para modelar pontos e linhas, superfícies e volumes, respectivamente. Dentro de cada tipo de elementos, há uma variação de complexidade, uma vez que pode ser introduzidas funções de interpolação mais avançadas dentro de cada elemento.

2.1.6.1.1 Tipos de elementos

O tipo de elemento utilizado depende de quais análises são requeridas e quais condições são impostas ao modelo. Alguns elementos utilizados para análise estática no software ANSYS, ideais para uso em problemas envolvendo solo, são apresentados no Quadro 3, explicitando sua dimensionalidade e características específicas.

Quadro 3 - Tipos de elementos

Nome	Código – Nós	Dimensionalidade	Representação gráfica
Coupled Pore-Pressure Mechanical Solid Element	(a) CPT212 – 4-Node (b) CPT213 – 8-Node	2D	
Coupled Pore-Pressure Mechanical Solid Element	(a) CPT215 – 8-Node	3D	

Nome	Código – Nós	Dimensionalidade	Representação gráfica
Coupled Pore- Pressure Mechanical Solid Element	(b) CPT216 – 20-Node (c) CPT217 – 10-Node	3D	 (b)  (c)
Structural Solid	(a) PLANE182 – 4-Node (b) PLANE183 – 8-Node	2D	 (a)  (b)
Structural Solid	(a) SOLID185 – 8-Node (b) SOLID186 – 20-Node	3D	 (a)  (b)

Fonte: ANSYS Inc. (2023)

2.1.6.2 Malha

O tamanho e o arranjo dos elementos em uma malha são fundamentais para a precisão da análise de elementos finitos, uma vez que uma malha malformada pode causar erros significativos, sendo então crucial garantir sua qualidade. É importante considerar também que malhas muito finas, com pequenos elementos em todo o domínio, oferecem alta precisão, mas aumentam o tempo de processamento necessário. Para otimizar a análise, é importante usar uma malha graduada, com elementos menores nas áreas críticas e maiores em regiões com tensões e deformações mais uniformes. Isso possibilita uma economia no processamento

computacional na resolução do problema, sem comprometer significativamente a precisão dos resultados (LEES, 2016).

2.1.6.3 Método dos Elementos Finitos aplicados à geotecnia

Devido às complexidades e não linearidades do comportamento do solo, os métodos mais indicados para as análises são, por natureza, numéricos. As abordagens mais comuns são baseadas no método das diferenças finitas e no método dos elementos finitos. A capacidade desses métodos de refletir precisamente as condições de campo depende de como o modelo constitutivo representa o comportamento real do solo e da precisão das condições de contorno impostas no modelo (POTTS e ZDRAVKOVIĆ, 1999).

2.1.6.4 Utilização do ANSYS para modelagens de problemas geotécnicos

O ANSYS é um software avançado e amplamente utilizado para simulação e análise de engenharia, incluindo problemas geotécnicos. Desenvolvido pela ANSYS Inc., o software oferece uma plataforma completa para modelagem e análise através do método dos elementos finitos, com ferramentas desenvolvidas para problemas complexos. Sua interface intuitiva permite a criação de modelos detalhados e simulações precisas, integrando análises estruturais, térmicas e fluidodinâmicas, tornando-o uma solução versátil e eficaz para diversos campos da engenharia, incluindo a engenharia geotécnica.

2.2 Estado da arte

2.2.1 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial é muito versátil, uma vez que permite determinar os parâmetros de resistência e o comportamento mecânico de qualquer tipo de solo. O comportamento das argilas e das areias são diferentes, uma vez que as argilas possuem baixa permeabilidade, sendo então necessário a determinação da sua resistência em situações de carregamento drenado e não drenado. Já as areias, por serem permeáveis, costumam ser analisadas em função dos critérios de tensões efetivas, uma vez que há uma dissipação rápida de poropressão em casos de carregamento (CAPUTO e CAPUTO, 2022; PINTO, 2006).

Pesquisas realizadas no Brasil, como a de Fontoura (2015), Muñoz (2021), Ramos (2019), Souza Jr (2019) e Teles (2019) utilizaram ensaios triaxiais de diferentes tipos de acordo com a análise necessária para o solo utilizado em suas pesquisas. Autores com solos com alta porcentagem de solos granulares tendem a optar pelo ensaio CID (FONTOURA, 2015; RAMOS, 2019), enquanto pesquisas sobre solos predominantemente finos definem o ensaio CIU como primacial (MUÑOZ, 2021; TELES, 2019).

O comportamento mecânico dos solos da Formação Guabirotuba, sobretudo a partir de ensaios triaxiais, ainda são pouco difundidos. Autores como Baldin *et al.* (2023), Baldovino (2021) e Muñoz *et al.* (2023) apresentaram e analisaram os resultados aplicados à melhoria de diferentes solos pertencentes à Formação Guabirotuba.

2.2.1.1 Análise de comportamento mecânico do solo

O ensaio triaxial é um dos melhores métodos para analisar o comportamento mecânico do solo, sendo muito utilizado para a avaliação de melhoria de solo e validação de modelagens numéricas.

O melhoramento do solo é muito estudado, principalmente em regiões onde o solo pode apresentar parâmetros de resistência baixos ou alguma característica físico-química que possa comprometer seu uso. Sendo assim, há pesquisas que procuram estudar e avaliar se há alteração no comportamento mecânico do solo melhorado. Diversos materiais podem ser utilizados para melhorar o solo, como pó de vidro e lama de cal (BALDOVINO, 2021), cimento e fibras de polipropileno (MUÑOZ *et al.*, 2023), casca de arroz (BALDIN *et al.*, 2023), fibras de coco (REIS, 2022), entre outros.

A validação e auxílio em modelagens numéricas são outros usos corriqueiros para a aplicação do ensaio triaxial, sobretudo a análise mecânica do solo.

2.2.2 Aplicação de MEF na geotecnia

Autores como Ahmad; Ray (2023), Fernandes (2021), Hernández-Hernández *et al.* (2021), Ungureanu; Vlăduț; Biriș (2017), e Zhao *et al.* (2020) utilizaram resultados de ensaios triaxiais para validar resultados obtidos através de métodos numéricos ou assessorar na análise de simulações numéricas para verificação de estabilidade e distribuição de tensões.

O uso de parâmetros de resistência como dados de entrada de uma modelagem computacional é usual. Fernandes (2021), por exemplo, utilizou essa prática e analisou a estabilidade de um solo silto-argiloso não saturado através de modelagens utilizando o MEF. O autor levou em consideração também a condutividade hidráulica do solo e a influência de precipitações sobre o talude modelado. A partir das simulações realizadas pelo pesquisador, foi possível determinar que a estabilidade do talude não foi comprometida com os fatores considerados.

Outra aplicação direta do MEF encontrada na literatura é para a previsão e análise de tensões e deformações para diferentes situações. Um estudo realizado por Ungureanu, Vlăduț e Biriș (2017) sobre o impacto que cargas de compressão causam em solos agrícolas comparou os resultados obtidos entre modelagens de solos coesivos e granulares para as mesmas condições de carregamento.

Modelagens realizadas para a validação de métodos numéricos também podem ser encontradas na literatura, como a pesquisa de Ahmad e Ray (2023), que comparou os resultados obtidos pelo ensaio de cisalhamento torcional com àqueles obtidos pela modelagem desse mesmo ensaio. Os autores utilizaram o modelo constitutivo elastoplástico (modelo Tresca) para definir o comportamento do material e o modelo Ramberg-Osgood para simular o seu comportamento dinâmico. Por fim, concluem que os resultados de ensaio e da modelagem são correspondentes.

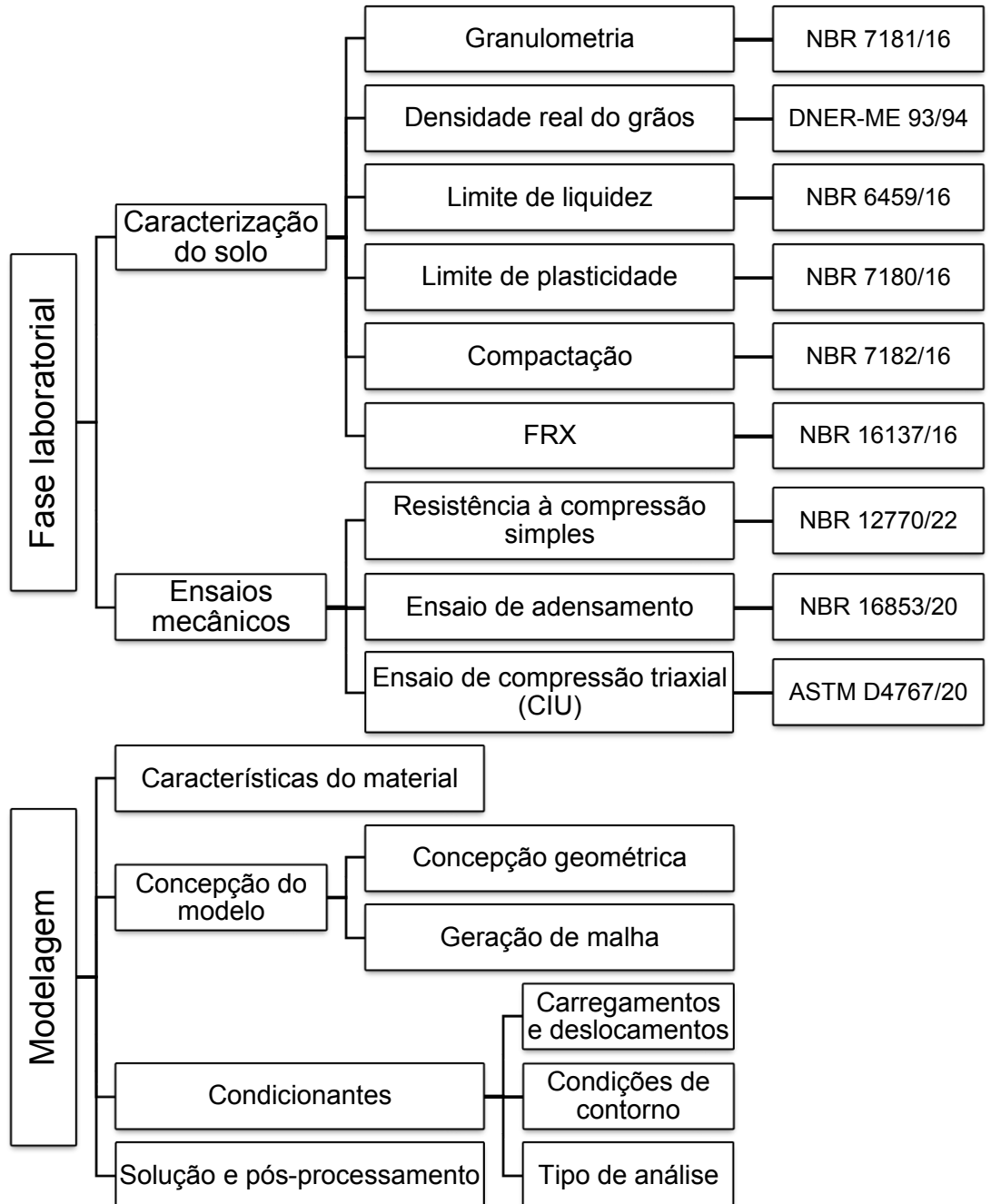
Nessa mesma linha de pesquisa, Hernández-Hernández *et al.* (2021) realizaram ensaios triaxiais do tipo UU (não-consolidado não-drenado) em um solo típico da região central do México a fim de comparar os resultados com as modelagens geradas sob as mesmas condições do ensaio. Os modelos constitutivos usados nessa pesquisa foram o modelo de Mohr-Coulomb e o modelo de endurecimento do solo. Os autores concluíram que os resultados das simulações eram satisfatórios para estimar a relação de tensão-deformação do solo em certos teores de umidade.

Há uma variedade de modelos constitutivos encontrados na literatura, além dos modelos de Tresca e Mohr-Coulomb. Os modelos de Drucker-Prager (SUÁREZ *et al.*, 2008), hiperbólico (SUÁREZ *et al.*, 2010) e Cam-Clay (MENDOZA; FARIAS; DA CUNHA, 2014) são alguns dos mais encontrados nas pesquisas. Apesar dos avanços na modelagem de problemas geotécnicos com métodos numéricos, há uma lacuna significativa em pesquisas sobre a aplicação de resultados de ensaios de compressão simples e adensamento para a modelagem de ensaios triaxiais de solos.

3 DESENVOLVIMENTO

A presente pesquisa foi dividida em duas partes, sendo: a fase laboratorial, que inclui ensaios de caracterização e de resistência mecânica, e a fase de modelagem de um ensaio de compressão triaxial. As etapas mencionadas estão detalhadas na Figura 8.

Figura 8 – Fluxograma das etapas da pesquisa



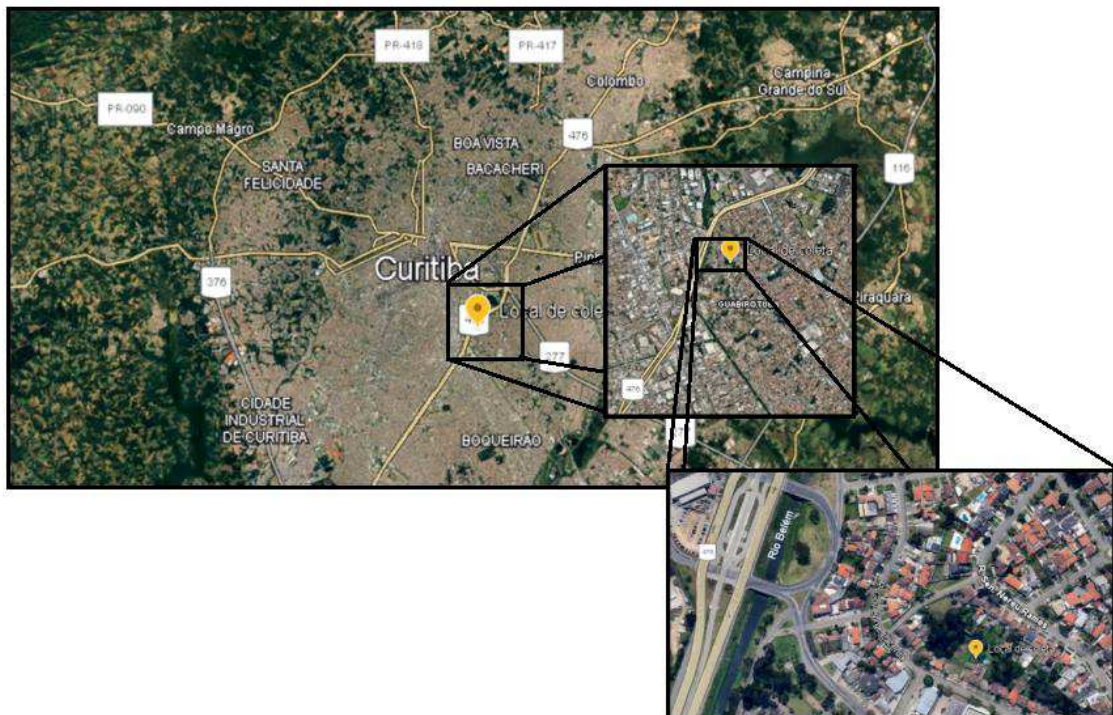
Fonte: Autora (2024)

A primeira fase apresentada inclui toda a caracterização do solo estudado, tal como ensaios complementares para análise mecânica do material e, por fim, os ensaios de compressão triaxial. A modelagem do ensaio triaxial foi então realizada a fim de determinar as relações de tensão e deformações do solo, assim como seus parâmetros de resistência.

3.1 Caracterização do solo

O solo utilizado na presente pesquisa foi obtido em uma obra residencial no bairro Guabirotuba em Curitiba (PR), em coordenadas aproximadas de: 25°27'S 49°14'W. O local, demarcado no mapa de Curitiba, pode ser observado na Figura 9.

Figura 9 - Local de coleta de material



Fonte: Autora (2024)

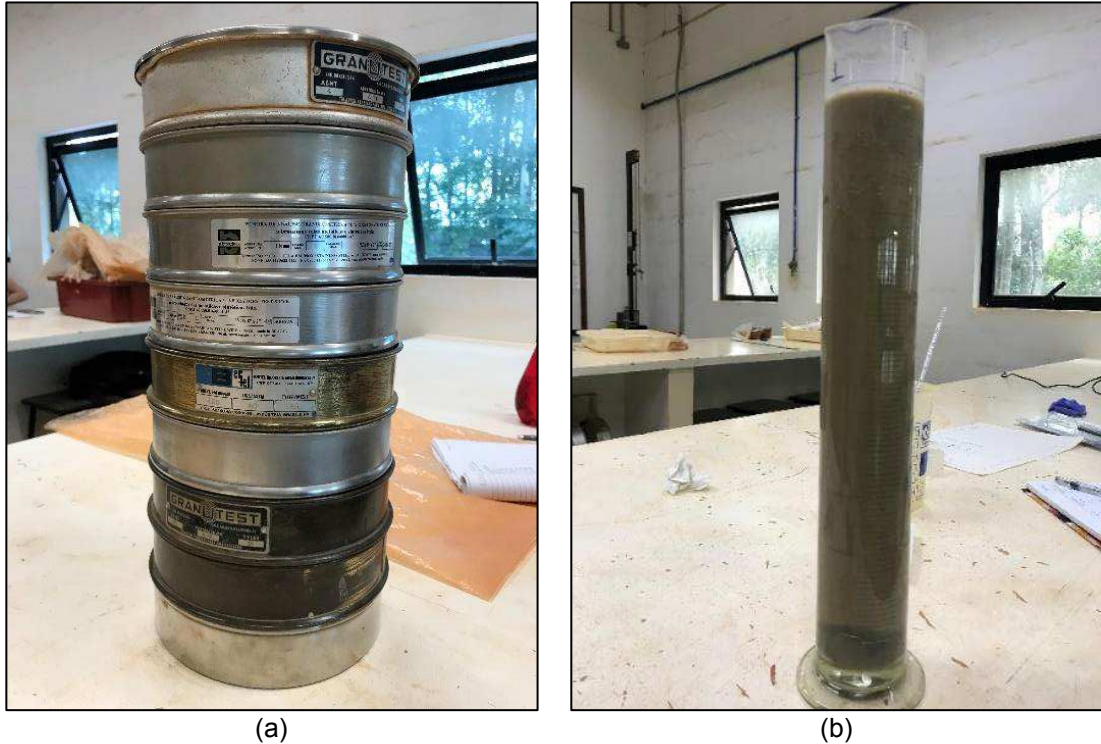
O material foi coletado a uma profundidade aproximada de 2 a 4 metros abaixo do nível do terreno, no momento de preparação da execução da fundação da obra.

3.1.1 Distribuição granulométrica

A análise granulométrica do solo estudado foi executada com base nas diretrizes estabelecidas pela NBR 7181 (ABNT, 2016a), sendo a amostra preparada de acordo com a NBR 6457 (ABNT, 2024). O ensaio foi realizado com as etapas de

peneiramento grosso, peneiramento fino e método de sedimentação, sendo algumas dessas representadas na Figura 10.

Figura 10 - Ensaio de granulometria: (a) conjunto de peneiras utilizadas no peneiramento fino e grosso; (b) sedimentação



Fonte: Autora (2024)

A etapa de peneiramento grosso consiste na determinação de percentuais retidos nas peneiras com aberturas maiores do que aquela apresentada pela peneira de nº 10 ($\Phi = 2 \text{ mm}$), apresentadas na Figura 10a.

Com o material passante na peneira nº 10 ($\Phi < 2 \text{ mm}$) foi realizada a etapa de sedimentação, para análise de partículas menores que $0,075 \text{ mm}$. Esta etapa está representada na Figura 10b, onde é possível observar a mistura de solo com defloculante e água destilada na proveta. Com o fim das leituras, a mistura foi passada pela peneira de nº 200 ($\Phi = 0,075 \text{ mm}$) e o material retido foi colocado em estufa para secar.

Por fim foi realizada a etapa de peneiramento fino, onde foram determinados os percentuais de materiais retidos nas peneiras que apresentam abertura entre $1,2$ e $0,075 \text{ mm}$ (nº 16 a nº 200), completando assim a curva granulométrica do solo estudado.

3.1.2 Densidade real dos grãos

O método para a determinação da densidade real do solo foi àquele descrito pela norma DNER-ME 093 (1994), utilizando 5 amostras distintas, como apresentado na Figura 11. Para a execução desse ensaio, é necessário controle da temperatura, o que se deu através de um equipamento específico de banho maria, como é ilustrado pela Figura 11b.

Figura 11 - Ensaio de densidade real dos grãos



(a)



(b)

Fonte: Autora (2024)

Como previsto na norma citada, houve também a correção das densidades calculadas para cada amostra. A densidade real do solo a uma temperatura qualquer é calculada a partir da relação entre as massas da amostra e amostra controlada de água. A correção da densidade em função da temperatura, se dá através da Equação (9).

$$D_{20} = k_{20} \times D_t \quad (9)$$

Onde D_{20} é a densidade real do solo aos 20° C, D_t é a densidade real do solo a uma temperatura qualquer registrada no momento do ensaio e k_{20} é um fator de correção para com a densidade relativa da água em diferentes temperaturas. Essa propriedade do solo é adimensional.

O valor da densidade real do solo é deferido pela média entre duas determinações que não apresentam diferença superior a 0,009 entre si.

3.1.3 Limites de consistência

3.1.3.1 Limite de liquidez

O ensaio de limite de liquidez do solo foi executado a partir das recomendações feitas pela NBR 6459 (ABNT, 2016b), com a amostra de solo passante na peneira #40 (malha com abertura de 0,42 mm). Os equipamentos utilizados para a execução do ensaio são apresentados na Figura 12.

Figura 12 - Materiais utilizados para ensaio de LL



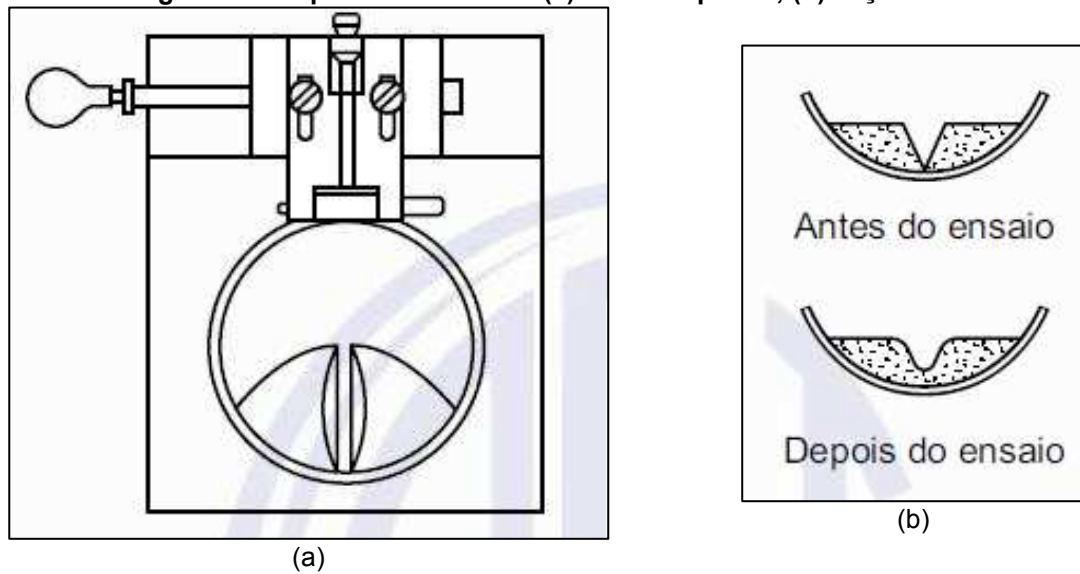
Fonte: Autora (2024)

Para o equipamento utilizado, todas as verificações requisitadas pela norma foram cumpridas antes da realização do ensaio.

O ensaio é iniciado pela homogeneização da mistura de solo e água destilada, com duração próxima a 30 minutos. Em seguida, é moldada a mistura na concha, garantindo que a parte central não apresente altura superior a 10 mm. Com o auxílio do cinzel, divide-se a mistura presente na concha com uma ranhura que discorre por toda a mistura. O formato da ranhura em questão pode ser observado na Figura 13.

Com a ranhura devidamente executada, inicia-se os golpes da concha contra a base, girando a manivela do equipamento (com frequência de 2 rotações por segundo) e causando a queda livre da concha na altura pré-determinada. Registra-se então o número de golpes necessários para a ranhura fechar em sua base, como apresentado na Figura 13b.

Figura 13 - Aspecto da ranhura: (a) vista em planta; (b) seção transversal



Fonte: ABNT (2016b)

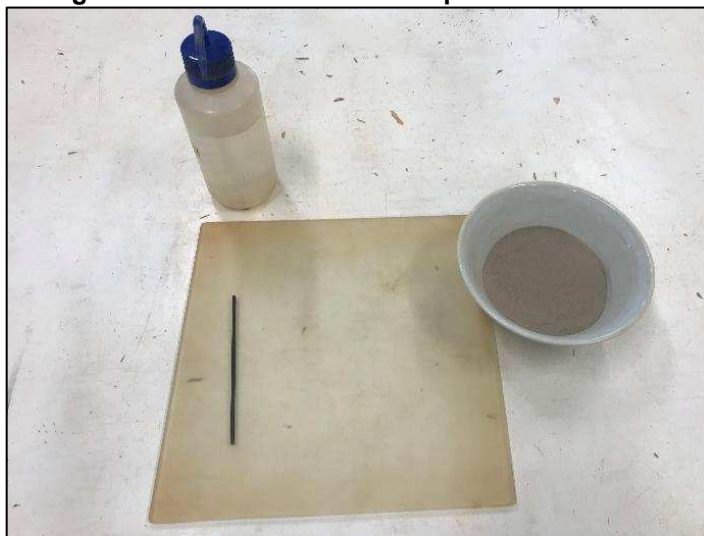
O ensaio foi concluído após a obtenção de 5 pontos do ensaio, cobrindo os intervalos de 15 a 35 golpes. Com o cálculo das umidades correspondentes ao número de golpes, foi gerado um gráfico relacionando o número de golpes como ordenadas (em escala logarítmica) e a umidade como abscissas (em escala aritmética), estipulando uma reta ajustada aos pontos obtidos no ensaio. O limite de liquidez é a umidade correspondente à 25 golpes na reta ajustada.

3.1.3.2 Limite de plasticidade

O ensaio de limite de plasticidade, regido pela NBR 7180 (ABNT, 2016c), consiste na obtenção de um cilindro com diâmetro de 3 mm e comprimento de 100 mm, utilizando uma mistura de solo e água destilada. Tal como para o ensaio de limite de liquidez, é necessário homogeneizar a mistura por volta de 30 minutos antes de iniciar o ensaio. Os principais materiais utilizados para a execução desse ensaio são apresentados na Figura 14.

O limite de plasticidade foi estabelecido pela média de, pelo menos, 3 valores de umidades, considerando uma diferença máxima de 5% entre essa média e as umidades encontradas durante o ensaio. O limite de plasticidade deve ser expresso em porcentagem.

Figura 14 - Materiais utilizados para ensaio de LP



Fonte: Autora (2024)

Com a determinação do limite de liquidez e o limite de plasticidade, foi possível precisar também o Índice de Plasticidade (IP), caracterizado como a diferença dos limites de consistência determinados.

3.1.4 Ensaio de compactação

O ensaio de compactação, utilizado para determinar principalmente a massa específica aparente máxima e a umidade ótima do solo, foi realizado a partir das diretrizes estabelecidas pela NBR 7182 (ABNT, 2016d).

Para a execução desse ensaio, optou-se pela utilização do cilindro pequeno, com as dimensões estabelecidas em norma (diâmetro de aproximadamente 100 mm e altura próxima a 127 mm). A energia de compactação escolhida foi a normal, caracterizada pela moldagem do corpo de prova em 3 camadas, com 26 golpes por camada utilizando o soquete de menor tamanho (também estabelecido pela norma citada).

O ensaio foi realizado sem reuso de material e com amostras preparadas com secagem prévia. Para o primeiro ponto de análise, a água destilada foi adicionada até o solo apresentar uma umidade aproximadamente 5% abaixo da umidade ótima presumível. Já para o segundo ponto, a umidade recomendada é de 2% acima da anterior, e assim por diante.

É recomendado a execução de 5 pontos para a composição da curva de compactação, sendo dois presentes no ramo seco da curva, um ponto próximo à umidade ótima, e dois no ramo úmido da curva.

A curva de compactação deve ser apresentada utilizando coordenadas cartesianas normais, com os teores de umidade no eixo das abscissas e as massas específicas aparentes secas correspondentes no eixo das ordenadas. Recomenda-se também apresentar as curvas de saturação no mesmo gráfico.

3.1.5 Fluorescência de Raio-X

O ensaio de Fluorescência de Raio-X (FRX), que permite inferir a composição química do solo, foi realizado pelo laboratório de materiais do Departamento de Construção Civil (DACOC) da UTFPR. O equipamento utilizado foi o espectrômetro EDX-720/800HS e a amostra analisada foi de solo passante na peneira n° 200 (abertura da malha de 0,075 mm).

3.2 Ensaios mecânicos

3.2.1 Moldagem de corpos de prova

Os corpos de prova (CP) utilizados em todos os ensaios mecânicos foram moldados na umidade ótima e na massa específica aparente máxima, determinadas pelo ensaio de compactação na energia normal. As moldagens foram realizadas seguindo as indicações estabelecidas nas normas específicas de cada ensaio, endo elas: NBR 12770 (ABNT, 2022) para o ensaio de resistência a compressão simples, NBR 16853 (ABNT, 2020) para o ensaio de adensamento e D4767 (ASTM, 2020a) para o ensaio de compressão triaxial.

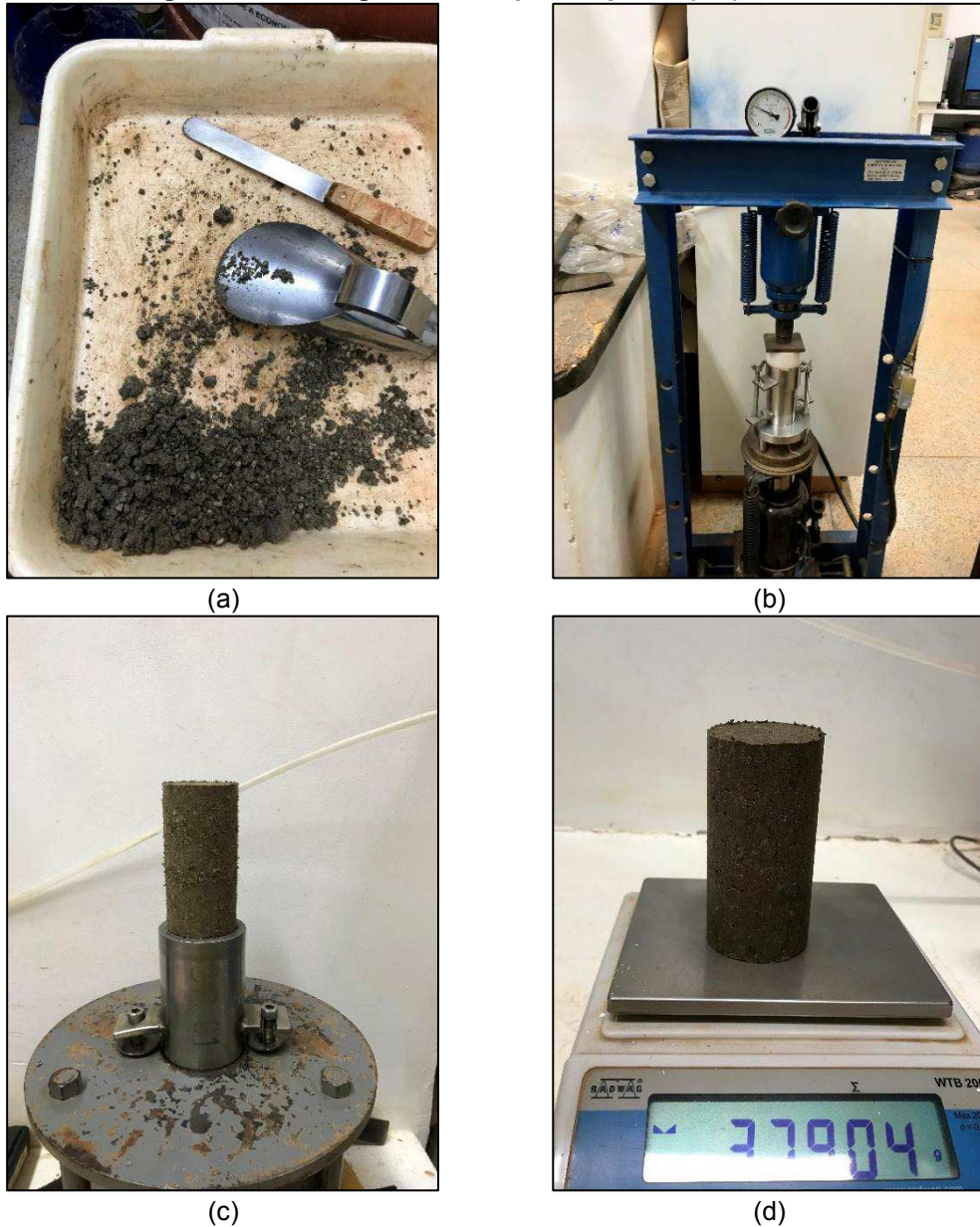
A amostra utilizada para o ensaio de adensamento unidimensional foi moldada em um anel de adensamento com dimensões próximas de 20 mm de altura e 75 mm de diâmetro.

Os CP utilizados nos ensaios de resistência à compressão simples e ensaios triaxiais foram moldados da mesma forma, com as dimensões de 5 cm de diâmetro e 10 cm de altura, com variações de até 0,05 cm. A moldagem de cada CP foi feita em 3 camadas iguais, garantindo o aumento de aderência através das camadas por ranhuras feitas após a compactação das mesmas. Algumas etapas de moldagem dos CP podem ser observadas na Figura 15.

Inicialmente é preciso determinar a quantidade de água destilada a ser adicionada ao solo para garantir a umidade ótima da mistura (tolerando variações de até 0,5%). A mistura foi então homogeneizada com o auxílio de uma espátula (Figura

15a). A moldagem foi feita em 3 camadas, com o auxílio de moldes de aço inox e de uma prensa hidropneumática (Figura 15b). Após a moldagem, foi utilizada uma extratora manual para desmoldar o CP (Figura 15c) e, com o auxílio de uma balança com precisão de 0,01 g e paquímetro de precisão 0,01 mm, foi constatado se a massa e dimensões estavam dentro dos limites das variações aceitáveis (Figura 15d).

Figura 15 - Moldagem dos corpos de prova (CP)

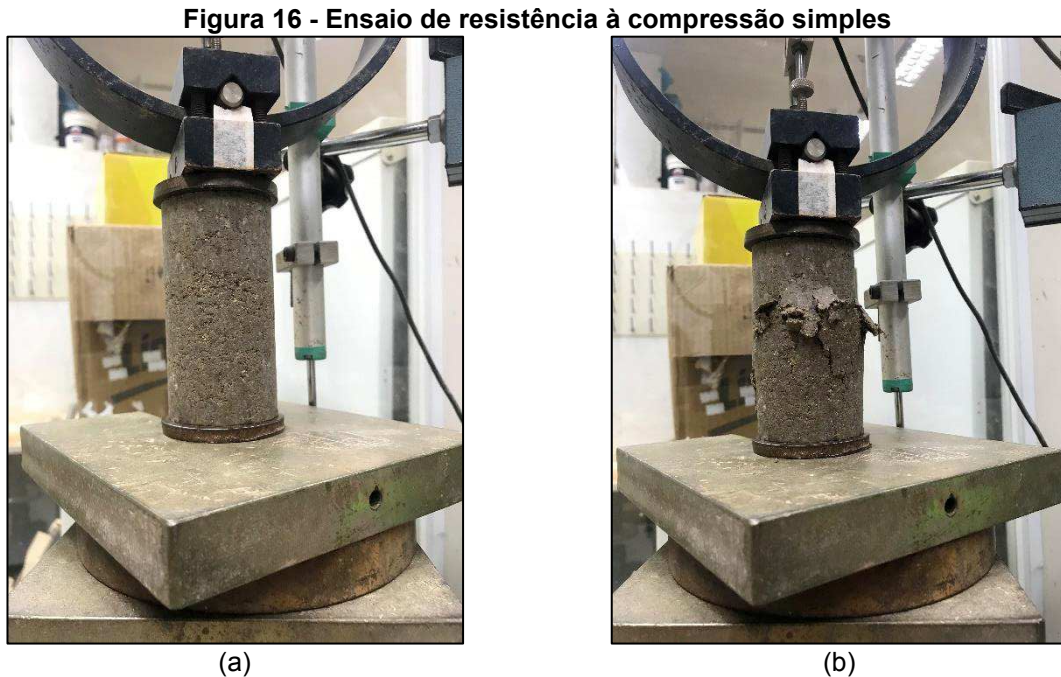


Fonte: Autora (2024)

Foram moldados 4 CP para o ensaio de resistência à compressão simples e 8 CP para os ensaios triaxiais.

3.2.2 Ensaio de resistência à compressão simples

O ensaio de resistência à compressão não confinada do solo, regido pela NBR 12770 (ABNT, 2022), foi realizado em uma prensa automática, com a velocidade de deformação fixa de 1 mm/min. O ensaio foi executado até o rompimento dos CP, como é possível observar na Figura 16.



Fonte: Autora (2024)

3.2.3 Ensaio de adensamento

O ensaio de adensamento unidimensional foi realizado a partir das diretrizes estabelecidas pela norma NBR 16853 (ABNT, 2020), utilizando 7 etapas de carregamento e 1 de descarregamento. As tensões antepostas para a execução do ensaio são: 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa, 600 kPa e 800 kPa, com o descarregamento ocorrendo com 600 kPa. Todas as etapas dispuseram de duração semelhante. Ao decorrer do ensaio, as cargas aplicadas e os deslocamentos foram registrados.

Após a conclusão do ensaio, foram determinadas algumas grandezas, sendo as principais o coeficiente de adensamento c_v de cada fase de ensaio (utilizando o

processo de Taylor¹), o índice de compressão C_c e a tensão de pré-adensamento (determinada através do processo de Pacheco Silva²).

3.2.4 Ensaio de compressão triaxial

O ensaio de compressão triaxial, do tipo consolidado não-drenado, não possui norma regulamentadora no Brasil, sendo então necessário recorrer à normas internacionais já existentes. Optou-se por utilizar a norma americana D4767 (ASTM, 2020a).

Os equipamentos necessários para a execução desse ensaio são: uma câmara triaxial, uma prensa automática de célula de carga, um controlador de volume e pressão, assim como um sistema computacional para o registro de leituras ao decorrer do ensaio. O ensaio sendo executado pode ser observado na Figura 17.

Figura 17 - Execução do ensaio triaxial



(a)



(b)

Fonte: Autora (2024)

Para a montagem do ensaio, deve-se utilizar alguns materiais como: papel filtro e pedras porosas (no topo e na base do CP), além de uma membrana impermeável para garantir uma drenagem controlada pelas extremidades do CP.

¹ Processo de determinação do coeficiente de adensamento c_v através da análise da curva de deslocamento pelo tempo em escala quadrática ($\sqrt{t}$). Processo importante para análise de solos argilosos, onde o adensamento é lento.

² Processo de Pacheco Silva é essencial para avaliar o estado de tensões e história de carregamento do solo.

Atentando-se à ordem de montagem dos elementos que compõem a câmara triaxial, a mesma é fechada e preenchida totalmente com água.

O ensaio de compressão triaxial é dividido em 3 principais etapas, sendo elas: saturação, adensamento e ruptura. Além disso, para a determinação da envoltória de ruptura do solo é necessário ensaiar, no mínimo, 3 CP, variando a tensão confinante em cada ensaio. Na presente pesquisa optou-se por ensaiar 4 CP, com tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 400 kPa.

As análises de resistência do solo ocorreram a partir das leituras obtidas na fase de ruptura. Alguns gráficos foram indispensáveis para o entendimento do comportamento do solo, sendo os principais: a curva de tensão desvio ($\sigma_1 - \sigma_3$) em função da deformação axial (ϵ), a curva de poropressão (u) em função da deformação axial (ϵ), o diagrama $p' - q$ (incluindo as trajetórias de tensão), e o círculos de Mohr obtidos em todos os ensaios realizados.

A partir do diagrama de círculos de Mohr foi possível determinar a envoltória de ruptura (ou resistência), indispensável para a determinação de parâmetros de resistência como a coesão e o ângulo de atrito interno (totais e efetivos).

3.3 Modelagem

Cada modelagem da presente pesquisa foi realizada em 4 partes no software ANSYS Student 2024, utilizando a ferramenta de análise estática estrutural. A primeira parte é a determinação das características do material, seguida pela concepção física do modelo, que inclui a concepção geométrica e geração da malha no modelo. São então adicionados os condicionantes da modelagem como os carregamentos aplicados, as condições de contorno do sistema e o tipo de análise. A solução é gerada pelo software, partindo para a etapa de pós-processamento, na qual podem ser analisadas a evolução de diferentes grandezas ao decorrer do modelo representativo de um ensaio triaxial.

Foram realizadas 12 modelagens ao todo, levando em consideração 4 tensões confinantes e 3 malhas diferentes para cada uma delas.

3.3.1 Hardware

As modelagens foram realizadas em um computador portátil tipo notebook, com as especificações citadas no Quadro 4.

Quadro 4 - Hardware

Hardware	Especificação
Dispositivo	Dell Inspiron 3583
Processador	Intel® Core™ i7-8565U CPU @ 1.80GHz
Memória RAM	DDR4 16GB Dual Channel
Gráfico	Intel® UHD Graphics 620 + Dell Radeon™ 520
Sistema operacional	Microsoft Windows 11. 64-bit

Fonte: Autora (2024)

3.3.2 Características do material

Apesar do software oferecer uma biblioteca que disponibiliza características de vários materiais já pré-estabelecido, o material utilizado na presente pesquisa (solo argilo-arenoso) não é um deles. Sendo assim, fez-se necessária a criação e caracterização de um novo tipo de material, utilizando ferramentas do próprio software. As características que regem o comportamento mecânico e propriedades físicas do material e foram acrescentadas ao sistema podem ser observadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Dados de entrada de propriedades do material

Propriedade	Símbolo	Unidade	Valor
Massa específica ¹	ρ	kg/m ³	1620
Módulo de Young ¹	E	Pa	6,71E+06
Coeficiente de Poisson ²	ν	-	0,3
Módulo de compressibilidade volumétrica ³	K	Pa	5,59E+06
Módulo de elasticidade transversal ³	G	Pa	2,58E+06
Resistência de escoamento à compressão ¹	σ_y	Pa	1,79E+05
Resistência de ruptura à compressão ¹	σ_u	Pa	1,88E+05
Ângulo de atrito interno inicial ²	ϕ_0	°	10
Coesão inicial ¹	c_0	Pa	7,91E+04
Ângulo de dilatação ²	ψ	°	0
Ângulo de atrito interno residual ²	ϕ_r	°	5
Coesão residual ²	c_r	Pa	2,37E+04

¹ Obtido diretamente através de ensaios e verificações reais² Valores geralmente encontrados na literatura³ Valores determinados pelo software com base em outros dados introduzidos no sistema**Fonte: Autora (2024)**

Como apresentado na Tabela 1, algumas grandezas foram obtidas a partir de resultados e verificações diretas do material, enquanto outras foram calculadas pelo próprio software com base nas características oferecidas. Além disso, algumas foram também estimadas a partir de outras referências, como é o caso do coeficiente de Poisson e ângulo de atrito interno, por exemplo.

Além das propriedades já apresentadas, foram também inseridos resultados do ensaio de resistência à compressão simples obtidos em laboratório, para melhor representar o comportamento do solo estudado.

3.3.3 Concepção do modelo

A concepção do modelo físico da simulação é dividida em duas partes, sendo a primeira a concepção geométrica do problema, seguida pela geração da malha, que considera complexidade do problema e o tipo de elemento mais indicado para análise a ser realizada.

3.3.3.1 Concepção geométrica

A concepção física do problema foi feita através de um modelo axissimétrico de um corpo de prova cilíndrico sob condições confinantes. Utilizando o eixo principal como o de axissimetria, a representação gráfica do modelo se torna um retângulo de dimensões 2,5 cm de base e 10 cm de altura, como pode ser observado na Figura 18.

Figura 18 – Modelo representativo do corpo de prova



Fonte: Autora (2024)

3.3.3.2 Geração da malha

A malha foi gerada de maneira automática, porém estabelecendo restrições específicas, como o uso de elementos de geometria quadrilátera e do tipo quadráticos (8 nós). Optou-se pelo uso de 3 malhas diferentes, a fim de verificar se a precisão dos

resultados corresponde com o custo computacional necessário para a resolução do problema. A estatística básica das 3 malhas é apresentada na Tabela 2.

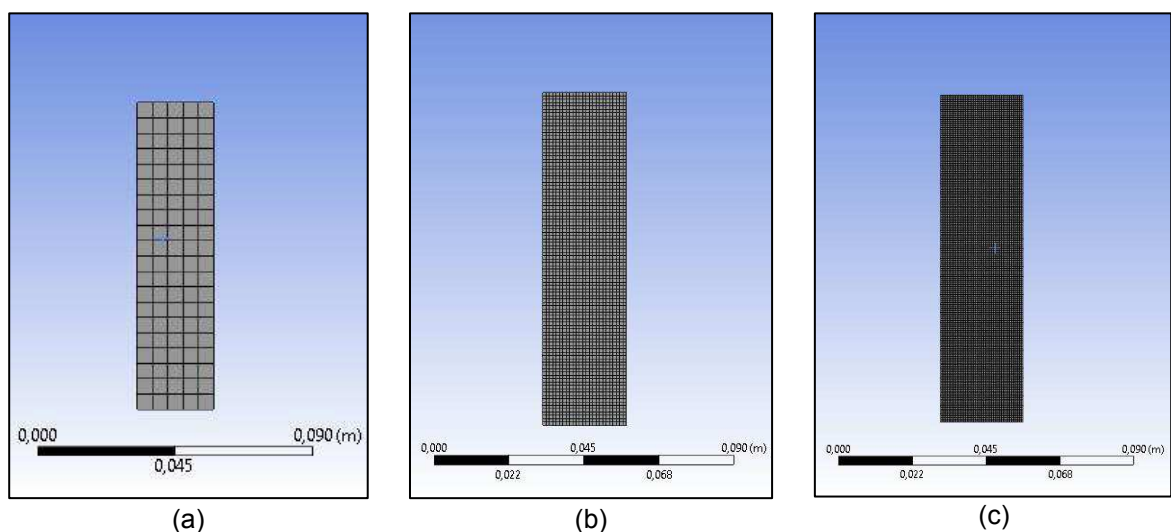
Tabela 2 – Estatística das malhas

Malha	Nós	Elementos	Tamanho do elemento (m)
M1	351	100	0,005
M2	7751	2500	0,001
M3	30501	10000	0,0005

Fonte: Autora (2024)

As mesmas malhas foram aplicadas às modelagens com tensões confinantes diferentes, uma vez que elas foram estabelecidas com base na geometria do modelo bidimensional. Como apresentado na Tabela 2, os elementos de M1 possuem a dimensão máxima de 0,005 m, enquanto os elementos de M2 têm sua maior dimensão igual à 0,001 m. Já a malha M3, que é a mais refinada das 3 utilizadas, apresenta a maior dimensão de 0,0005. A representação gráfica das 3 malhas pode ser encontrada na Figura 19.

Figura 19 – Representação gráfica das malhas M1 (a), M2 (b) e M3 (c)



3.3.4 Condicionantes

Os condicionantes do problema são divididos em 2 grupos: condições de contorno, que incluem os carregamentos e deslocamentos impostos ao modelo, e o tipo de análise a ser realizada.

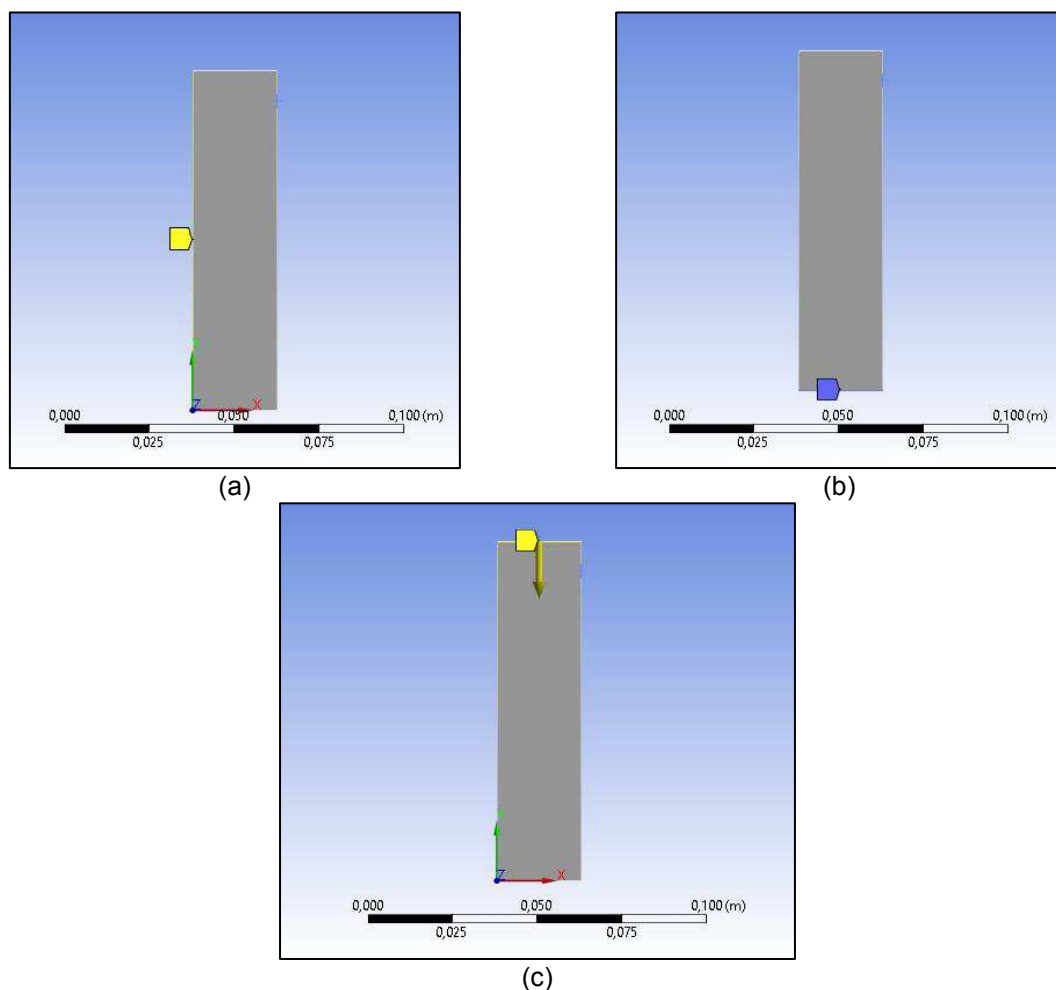
3.3.4.1 Condições de contorno

As principais condições de contorno aplicadas ao modelo foram em relação ao deslocamento e às tensões aplicadas. As condições de deslocamento foram comuns a todos os modelos, independente da tensão confinante do sistema.

Por se tratar de um modelo representativo axissimétrico, o deslocamento da face do retângulo que coincide com o eixo principal do cilindro, apresentado na Figura 20a, fica restrito na direção horizontal e livre na direção vertical.

Já a base do retângulo, que representa a base do corpo de prova, mantém-se fixa nas duas direções do plano analisado, como observado na Figura 20b. Por fim, como apresentado na Figura 20c, o topo do retângulo é submetido a um deslocamento constante até uma deformação de 15% ser atingida, representando a imposição que ocorre no ensaio laboratorial.

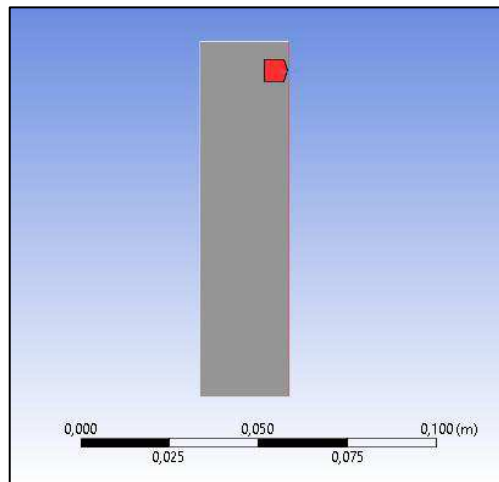
Figura 20 – Condições de deslocamento no eixo principal (a), na base (b) e no topo (c) do modelo geométrico



Fonte: Autora (2024)

Outra condição de contorno importante para a modelagem do ensaio triaxial é a tensão confinante aplicada ao sistema. Essa condição foi imposta no sistema através de uma pressão lateral, com valores de 50, 100, 200 e 400 kPa, como imposto nos ensaios laboratoriais. A representação dessa tensão na simulação pode ser observada na Figura 21.

Figura 21 – Representação de tensão confinante no modelo



Fonte: Autora (2024)

3.3.4.2 Tipo de análise

A análise imposta ao modelo foi segmentada em duas partes, sendo a primeira uma representação da etapa de consolidação do ensaio triaxial, onde há apenas a aplicação da tensão confinante no sistema. Em seguida, na etapa de cisalhamento, é aplicado também o deslocamento constante já mencionado.

Foi imposta à primeira etapa uma duração de 200 s, com uma solução em processo quase-estático. Além disso, fixou-se uma convergência de deslocamento e de estabilização constante, para garantir uma solução numérica satisfatória e um resultado fisicamente coerente.

Já na segunda etapa, que representada a fase de ruptura do ensaio triaxial, foi determinada uma duração de 160 s, com uma condição de convergência de estabilização constante.

3.3.5 Solução e pós-processamento

Em relação à solução e ao pós-processamento da modelagem, foram selecionados alguns resultados pertinentes para a análise mecânica do material sob as condições impostas, sendo os principais:

- Sonda de tensões, que inclui as tensões principais, incluindo tensão equivalente de Von-Misses;
- Sonda de deformações, focando em análises de deformações no eixo principal (Y) e de cisalhamento (no plano XY);
- Força de reação, sobretudo no topo do modelo geométrico, devido ao deslocamento imposto.

A análises desses resultados foi realizada de maneira gráfica, a partir das simulações visuais geradas pelo software, e a partir de tratamento de dados brutos, também fornecidos pelo ANSYS.

4 RESULTADOS E ANÁLISES

A apresentação dos resultados da pesquisa foi dividida em 4 partes: caracterização do solo, características mecânicas do solo, modelagem e avaliação da modelagem a partir da comparação dos ensaios laboratoriais. Cada parte também apresenta as devidas discussões.

4.1 Caracterização do solo

Os ensaios realizados para a caracterização do solo foram: análise granulométrica, densidade real dos grãos, limites de consistência (incluindo a classificação do solo), FRX e ensaio de compactação.

Os resultados referentes à densidade real dos grãos, limites de consistência, classificação unificada do solo (SUCS) e a composição química, obtida pelo ensaio FRX, estão apresentados na Tabela 3.

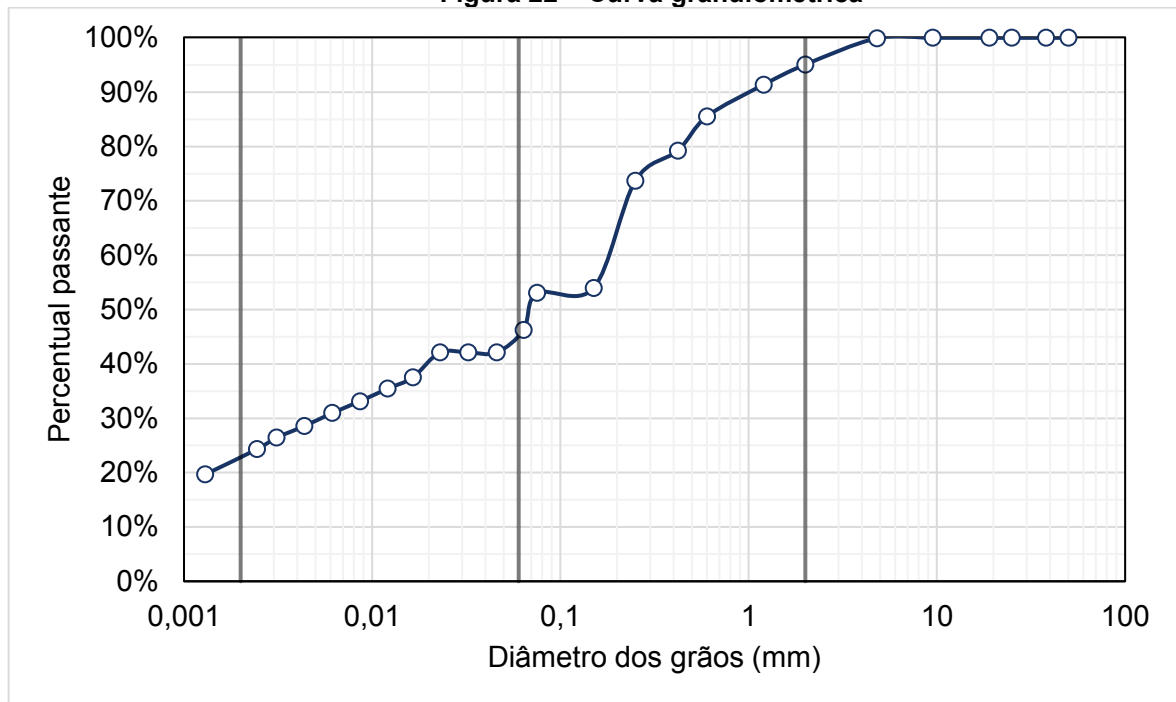
Tabela 3 – Características gerais e composição química do solo

Propriedade	Unidade	Valor	Referência
Densidade Específica dos Grãos	-	2,76	DNER-ME 93/94
Limite de Liquidez	%	45	NBR 6459/16
Limite de Plasticidade	%	24	NBR 7180/16
Índice de Plasticidade	%	21	-
Classificação SUCS	-	CL	ASTM D2487-17
Composição química			
SiO ₂	%	71,16	NBR 16137/16
Al ₂ O ₃	%	18,28	
K ₂ O	%	3,70	
SO ₃	%	3,21	
CaO	%	2,58	
Fe ₂ O ₃	%	0,56	
TiO ₂	%	0,52	

Fonte: Autora (2024)

O solo é composto principalmente por dióxido de silício (sílica), com representação superior a 70% em sua composição. Além disso, o solo possui cerca de 18,3% de óxido de alumínio (alumina). O restante da composição do solo é de óxido de potássio, trióxido de enxofre, óxido de cálcio (cal), óxido de ferro (hematita) e dióxido de titânio, porém em percentuais muito menores.

A análise granulométrica do solo, obtida através de peneiramento e ensaio de sedimentação, foi utilizada para a construção de uma curva granulométrica, apresentada na Figura 22.

Figura 22 – Curva granulométrica

Fonte: Autora (2024)

De acordo com a curva granulométrica o solo, o solo possui frações próximas de solos finos (argila e silte) e uma parcela maior de areia. Os percentuais acurados da composição do solo estão presentes na Tabela 4.

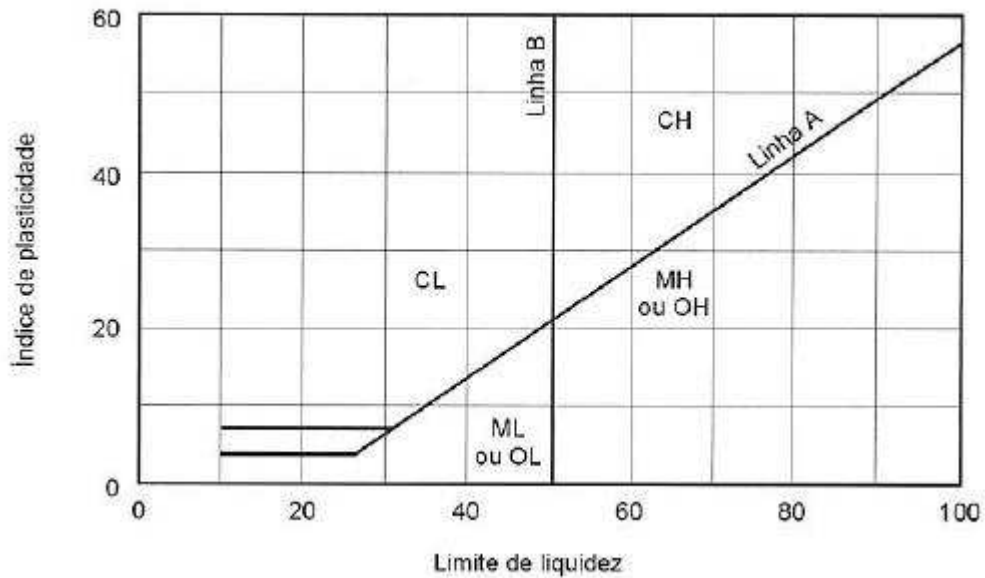
Tabela 4 – Distribuição granulométrica

Tipo	Percentual
Pedregulho ($\Phi \geq 2$ mm)	4,92%
Areia ($0,06$ mm $\geq \Phi > 2$ mm)	48,83%
Areia grossa ($0,6$ mm $\geq \Phi > 2$ mm)	9,55%
Areia média ($0,2$ mm $\geq \Phi > 0,6$ mm)	21,70%
Areia fina ($0,06$ mm $\geq \Phi > 0,2$ mm)	17,59%
Silte ($0,002$ mm $\geq \Phi > 0,06$ mm)	21,95%
Argila ($\Phi \leq 0,002$ mm)	24,30%

Fonte: Autora (2024)

A classificação do solo, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS), é de argila de baixa compressibilidade (CL). De acordo com ASTM D2487 (2020b), o solo é considerado como um solo fino (argila ou silte) se, na análise granulométrica, houver mais de 50% de solo passante na peneira n° 200 (abertura de 0,075 mm). Em relação à classificação do solo fino, ainda de acordo com a norma, é necessário utilizar a carta de plasticidade, que relaciona o limite de liquidez do solo com o seu índice de plasticidade. A carta de plasticidade, adaptada da norma D2487 (ASTM, 2020b), é apresentada na Figura 23.

Figura 23 - Carta de plasticidade

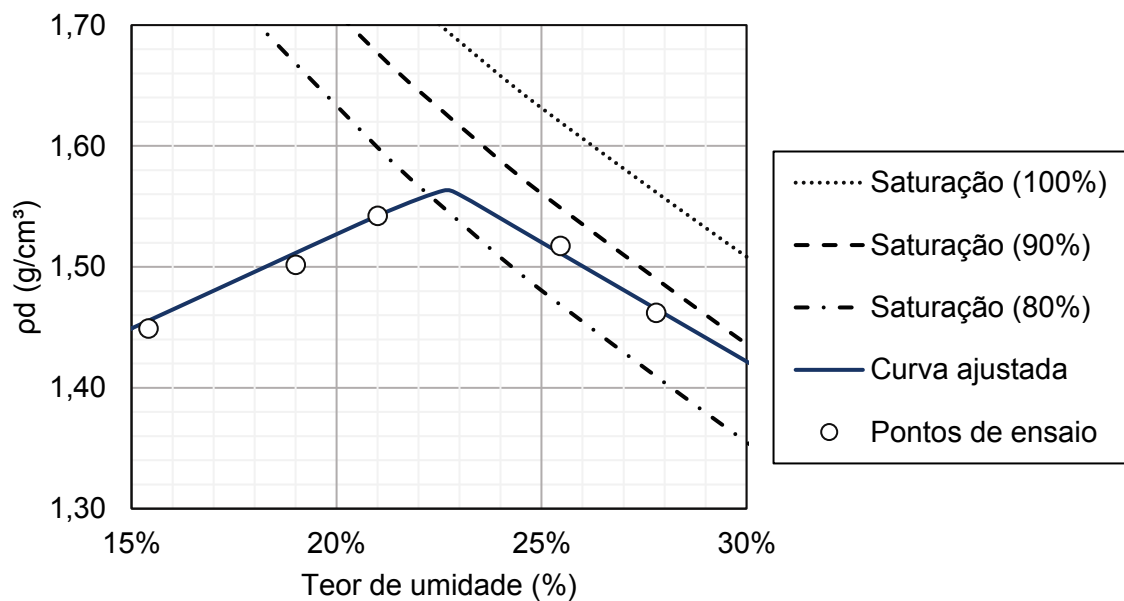


Fonte: Pinto (2006)

Como o solo estudado apresenta um limite de liquidez de 45% e um índice de plasticidade igual a 21%, o solo é caracterizado como argila de alta compressibilidade.

Por fim, no ensaio de compactação foram determinados a umidade ótima ($w_{ót}$) do solo, assim como a massa específica aparente seca máxima ($\rho_{dmáx}$). A curva de compactação obtida é apresentada na Figura 24.

Figura 24 – Curva de compactação



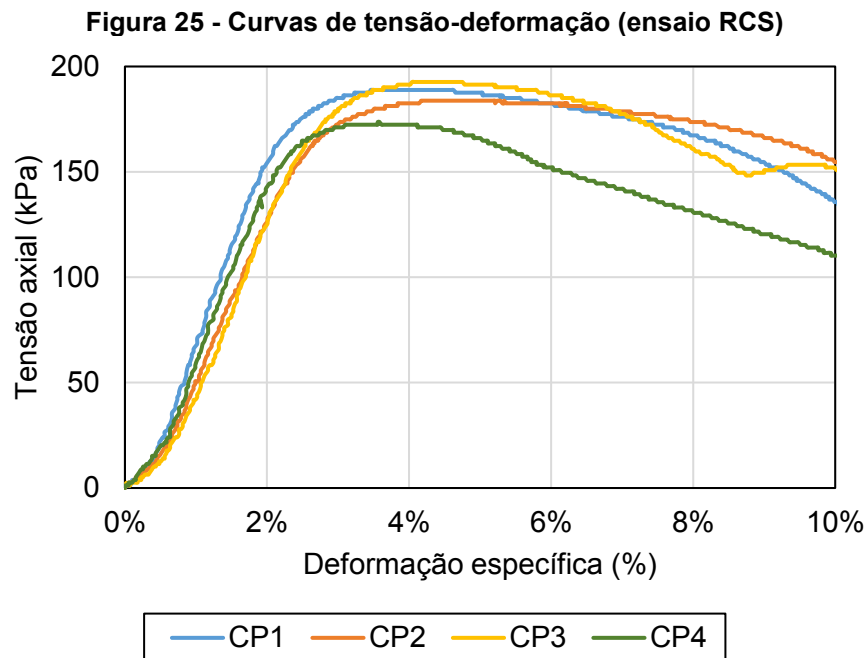
Fonte: Autora (2024)

A partir da curva de compactação, foi possível determinar que a umidade ótima do solo é de aproximadamente 22,6% e a massa específica aparente seca máxima é de 1,56 g/cm³.

4.2 Ensaios mecânicos

4.2.1 Resistência à compressão simples

A resistência à compressão não-confinada (q_u) do solo foi determinada a partir da análise estatística dos resultados obtidos em 4 repetições do ensaio. As curvas que correlacionam a tensão de compressão e a deformação específica obtidos são apresentadas na Figura 25.



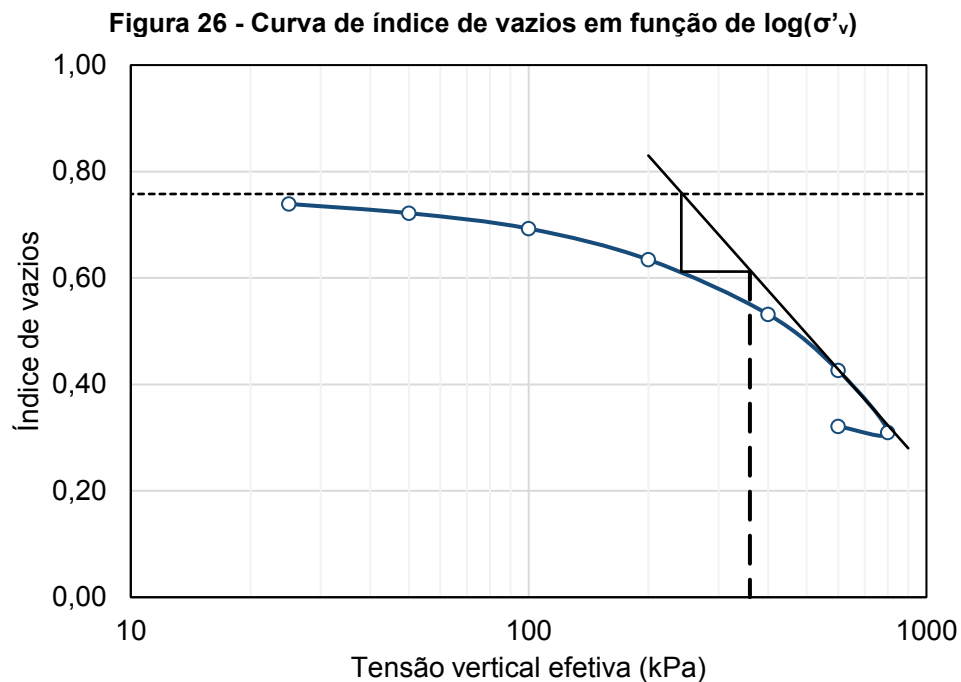
Fonte: Autora (2024)

A partir das curvas obtidas foi possível determinar que o valor da resistência à compressão não-confinada do solo estudado é de $184,7 \pm 0,8$ kPa.

Para os solos, diferente de outros materiais com comportamentos mais lineares, não é possível determinar um valor constante e representativo para módulo de elasticidade através do ensaio de compressão simples. Isso se deve ao fato de haver tensões de confinamento crescentes relacionados à profundidade do solo estudado. É exequível, contudo, expressar o módulo de elasticidade do solo em função dos níveis de tensão axial e de confinamento (PINTO, 2006).

4.2.2 Adensamento edométrico

O principal resultado obtido no ensaio de adensamento edométrico, também conhecido como unidimensional ou confinado, é a tensão de pré-adensamento ($\sigma'_{v,m}$). A partir do método de Pacheco Silva, apresentado na Figura 26, determinou-se que a tensão de pré-adensamento do solo estudado e o índice de vazios correspondente é aproximadamente 360 kPa e 0,56, respectivamente.



Fonte: Autora (2024)

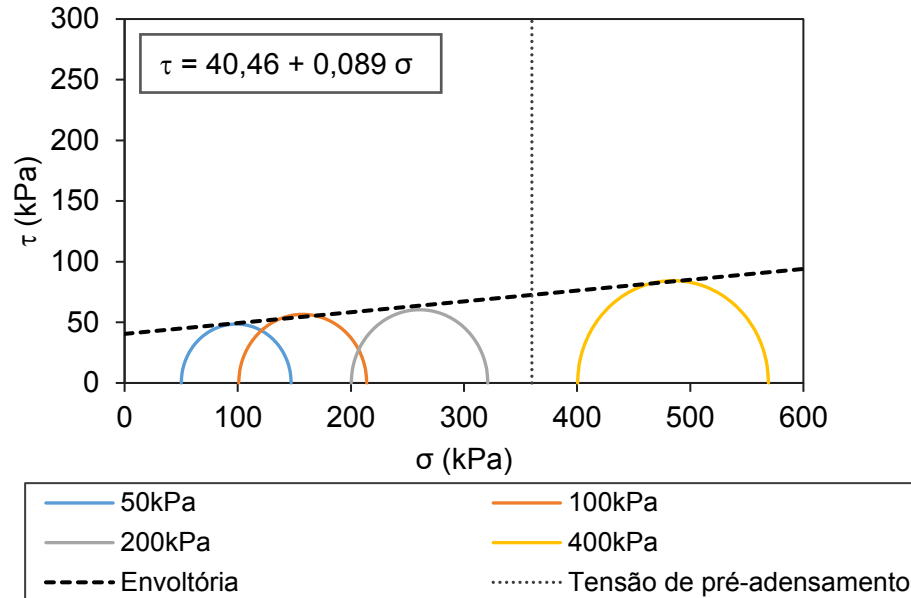
O comportamento do solo é diferente para condições de tensões menores e maiores à tensão de pré-adensamento. Na conjuntura de tensões aplicadas que sejam inferiores à tensão de pré-adensamento, o solo apresenta um comportamento pré-adensado. Caso contrário, o comportamento do solo é considerado como subadensado (CAPUTO e CAPUTO, 2022).

4.2.3 Resistência ao cisalhamento

O ensaio triaxial do tipo consolidado não drenado foi utilizado para a determinação dos parâmetros de resistência do solo, tanto em função de tensões efetivas como totais. A coesão e ângulo de atrito em função de tensões totais foi de 40 kPa e $5,1^\circ$, respectivamente. Já em razão das tensões efetivas, a coesão e o ângulo de atrito encontrados foram 30 kPa e 16° .

A envoltória de resistência e círculos de Mohr, em função de tensões totais, são apresentados na Figura 27.

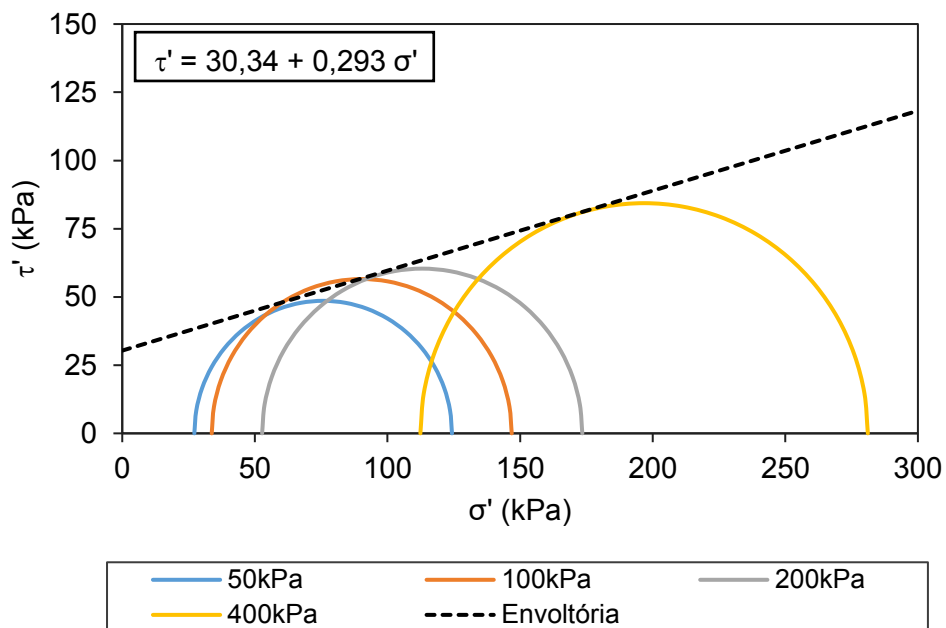
Figura 27 - Envoltória de resistência e círculos de Mohr em função de tensões totais



Fonte: Autora (2024)

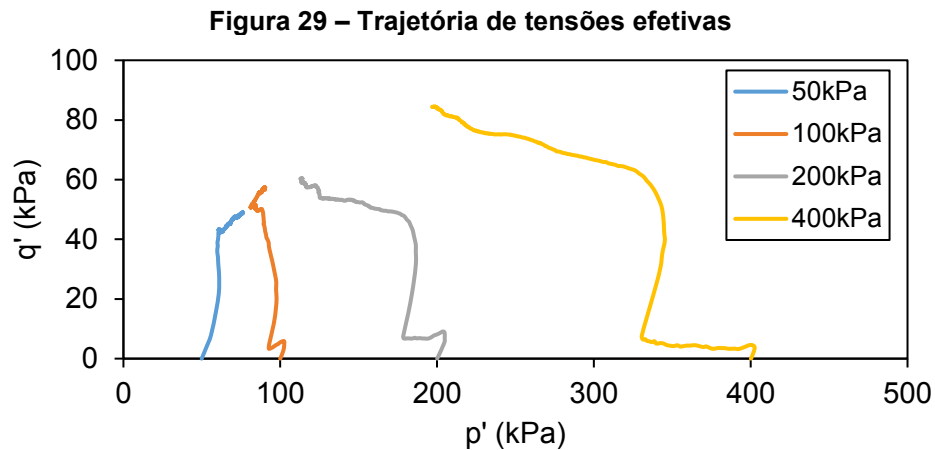
Os círculos de Mohr e envoltória de resistência em função de tensões efetivas são apresentados na Figura 28.

Figura 28 - Envoltória de resistência e círculos de Mohr em função de tensões efetivas



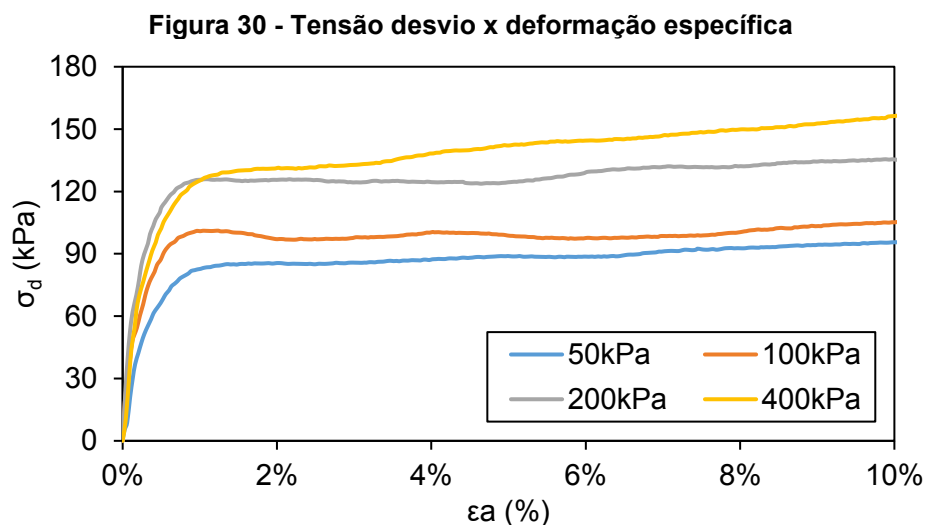
Fonte: Autora (2024)

Além dos círculos de Mohr e envoltórias de resistência, são determinadas também as trajetórias de tensão no diagrama p' - q' , onde p' é a tensão efetiva média e q' é a tensão desvio média, ambas obtidas ao decorrer de todos os ensaios. As trajetórias de tensões obtidas nos ensaios são apresentadas na Figura 29.



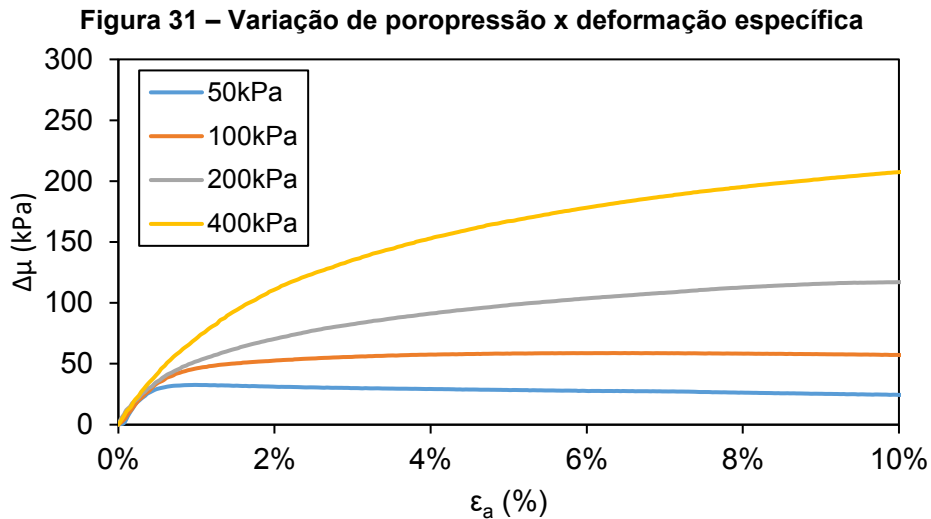
Fonte: Autora (2024)

A correlação entre a tensão desvio (σ_d) e a deformação axial específica (ϵ_a) é determinada a partir das curvas representadas na Figura 30. O comportamento do solo, sob o efeito de tensões desvio crescentes, é similar para tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa. Para essas três tensões confinantes, há certa estabilidade na tensão desvio para deformações progressivas. Já para tensão confinante de 400 kPa, o comportamento se altera, aumentando gradativamente a tensão desvio em função da deformação específica que ocorre no CP. Essa alteração ocorre devido ao surgimento de tensões superiores à tensão de pré-adensamento.



Fonte: Autora (2024)

Esse comportamento pode ser observado também na relação da poropressão para com a deformação específica ao decorrer do ensaio, como pode ser observado na Figura 31.

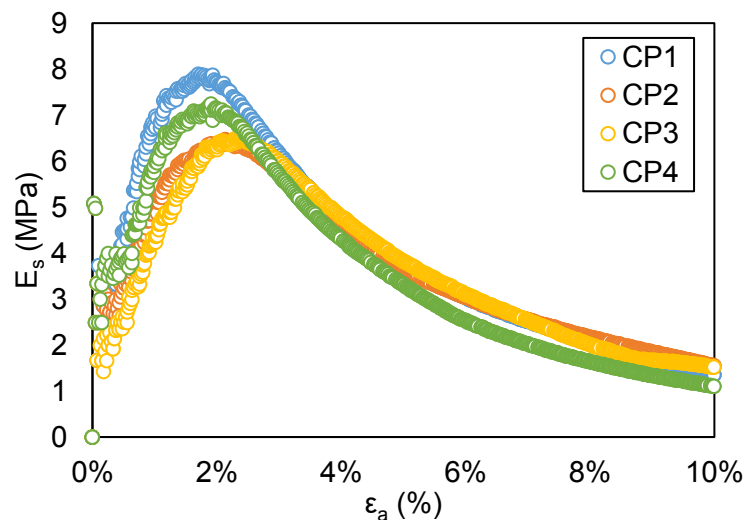


Fonte: Autora (2024)

4.2.4 Módulo de Young

A partir dos resultados obtidos no ensaio de resistência à compressão simples é possível estipular a progressão do módulo de Young, como é possível observar na Figura 32. O modo como ocorre o desenvolvimento do módulo secante de Young, correlacionado à deformação específica, segue um mesmo padrão, obtendo seu maior valor próximo à deformação de 2%.

Figura 32 - Módulo de Young (MPa) x deformação específica (%) - RCS

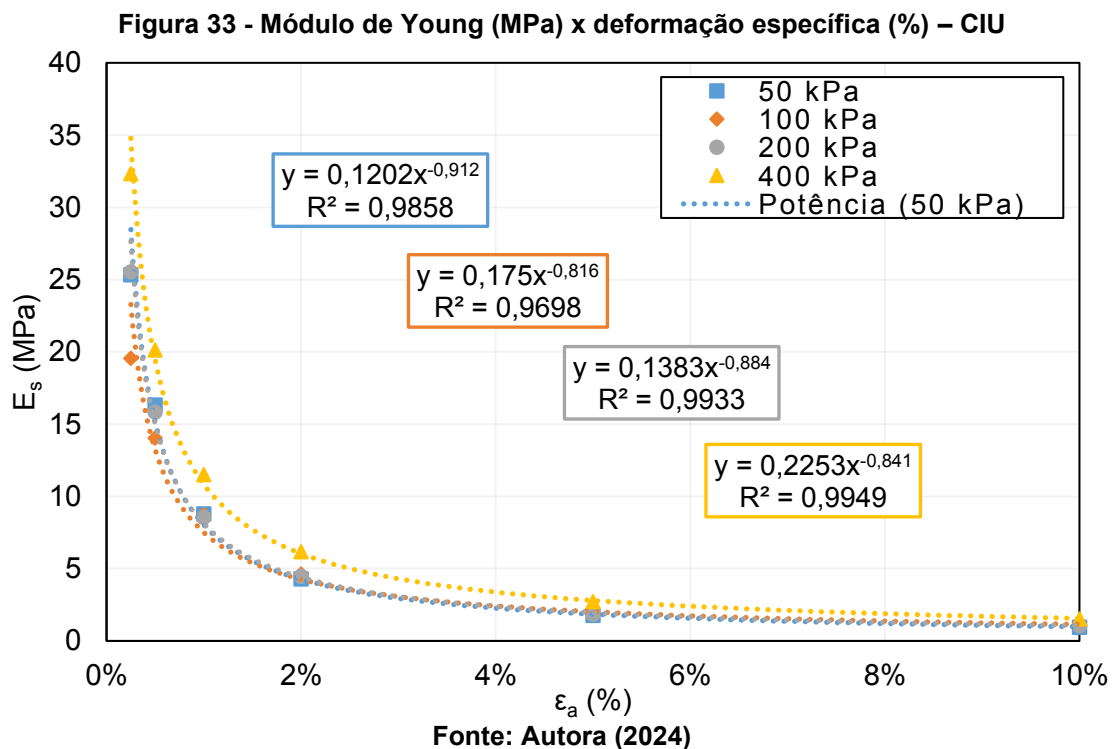


Fonte: Autora (2024)

A partir dos resultados do ensaio de resistência à compressão simples foi possível determinar que o módulo de elasticidade, obtido de maneira não confinada, é de $6,72 \pm 0,05$ MPa.

Contudo, como o ensaio de resistência à compressão simples é executado de maneira não confinada, os valores do módulo secante não representam um reflexo fidedigno do comportamento real do solo. Para uma análise mais precisa, os resultados obtidos a partir dos ensaios de compressão triaxial são uma solução mais adequada.

A variação do módulo secante de Young para todas as tensões confinantes consideradas no ensaio triaxial é apresentada na Figura 33. É possível observar que a correlação entre as duas grandezas apresentadas no gráfico é de uma curva representativa a uma função potência.



A partir da análise do gráfico que correlaciona o módulo secante de Young e a deformação específica axial, é possível afirmar que o solo se torna menos rígido à medida que ocorre o cisalhamento. Além disso, o comportamento do solo em relação à sua tensão de pré-adensamento, definido pelo OCR (*overconsolidation ratio*), também tem influência no valor do módulo de Young (POTTS e ZDRAVKOVIĆ, 1999).

4.3 Modelagem

A partir das leituras feitas pelo software ao decorrer das simulações feitas, foi possível determinar parâmetros de resistência do solo. Esses valores encontrados variam de acordo com a malha utilizada, uma vez que o tamanho dos elementos influencia na precisão dos resultados. Os parâmetros encontrados para cada malha são apresentados na Tabela 5.

Tabela 5 – Parâmetros de resistência considerando 4 tensões confinantes		
Malha	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito interno (°)
M1	33	10
M2	54	4,5
M3	55	3,6

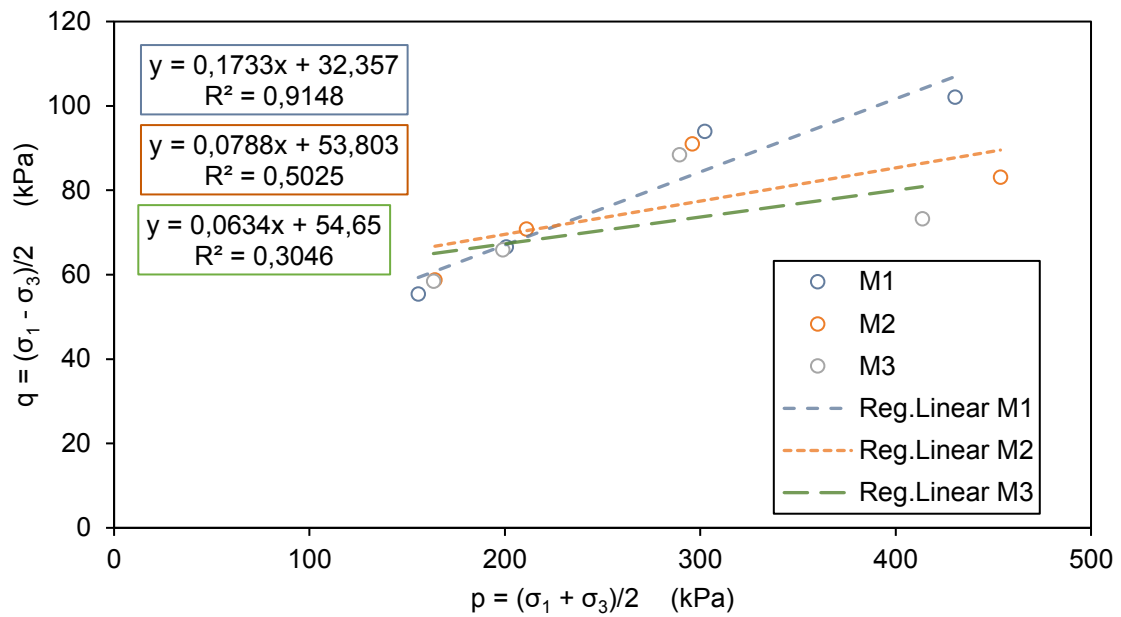
Fonte: Autora (2024)

Os valores apresentados na Tabela 5 apresentam uma variação considerável, especialmente os obtidos a partir da malha M1, que é a menos refinada. Essa diferença ressalta a influência do refinamento da malha na precisão dos resultados obtidos nas simulações.

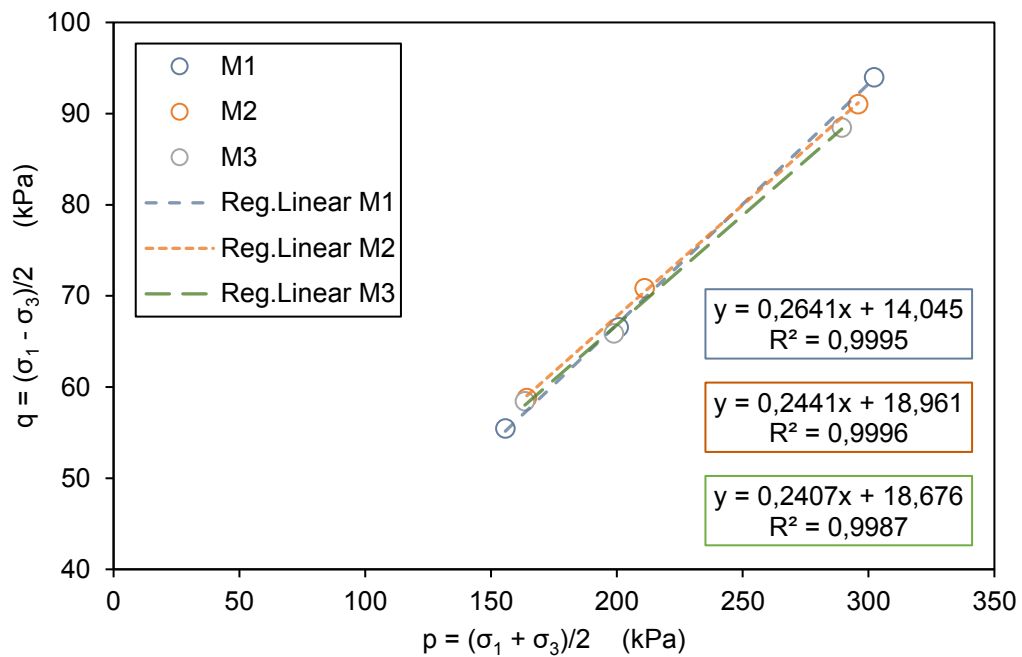
No diagrama $p \times q$, utilizado para correlacionar as tensões principais no solo, verificou-se que, ao considerar os valores máximos de todos os ensaios, a regressão linear apresentou um coeficiente de determinação R^2 significativamente maior quando foram analisados apenas os pontos referentes aos ensaios com tensão confinante inferior à tensão de pré-adensamento determinada no ensaio de adensamento. Isso indica que as condições de tensão confinante inferiores à tensão de pré-adensamento geram respostas mais consistentes e previsíveis no comportamento do solo.

Os diagramas correspondentes, contendo a regressão linear e os coeficientes R^2 , estão apresentados na Figura 34. A primeira parte (Figura 34a) considera todas as tensões confinantes analisadas, enquanto a segunda (Figura 34b) foca nas modelagens com tensão confinante inferior a 360 kPa, valor equivalente à tensão de pré-adensamento.

Figura 34 - Diagramas pxq para qualquer σ_3 (a) e para $\sigma_3 < \sigma_{v,m}$ (b)



(a)



(b)

Fonte: Autora (2024)

Baseando-se nessa análise, é pertinente então a determinação dos valores de coesão e ângulo de atrito interno para circunstâncias onde o solo encontra-se em comportamento pré-adensado. Os parâmetros de resistência obtidos pelos resultados das modelagens utilizando tensões confinantes de 50, 100 e 200 kPa podem ser encontrados na Tabela 6.

Tabela 6 – Parâmetros de resistência considerando $\sigma_3 < \sigma_{v,m}$

Malha	Coesão (kPa)	Ângulo de atrito interno (°)
M1	17	15,3
M2	20	14,1
M3	19	13,9

Fonte: Autora (2024)

Suportado pelos valores encontrados e apresentados na Tabela 6, é possível ver uma certa convergência de resultados para as malhas mais refinadas (M2 e M3).

Um refinamento de 5x (da malha M1 para a malha M2) resultou uma variação de aproximadamente 7,7% no valor de ângulo de atrito interno e 12,6% no valor encontrado para a coesão do solo. Já o refinamento da malha M2 para a malha M3, que é de 2x, demonstrou uma variação de 1,4% e 1,6% nos resultados de ângulo de atrito interno e de coesão, respectivamente.

Um resumo da estatística média de cada malha, correlacionada ao seu custo computacional médio, pode ser observado na Tabela 7.

Tabela 7 – Análise da aplicação de malhas

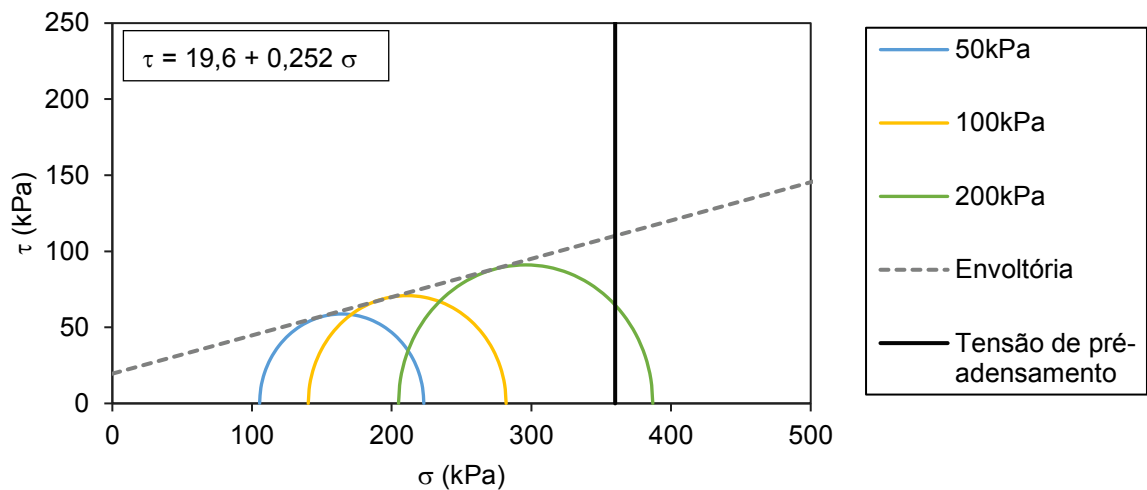
Malha	Tempo médio de processamento	Refinamento	Variação de resultados	Variação de tempo de processamento
M1	1 min 18 s	-	-	-
M2	3 min 48 s	M1 → M2: 5	M1 → M2 ϕ : 7,8% c 12,6%	M1 → M2: 192%
M3	8min 36 s	M2 → M3: 2	M2 → M3 ϕ : 1,4% c 1,6%	M2 → M3: 126%

Fonte: Autora (2024)

Os dados apresentados na Tabela 7 explicitam com clareza a diferença entre as malhas. O refinamento da malha M1 para a malha M2 apresentou uma alta variação dos resultados, o que indica a carência de precisão dos resultados obtidos pela malha M1, além de um aumento expressivo no tempo de processamento. Já o refinamento de M2 para M3 apresenta resultados mais próximos e com um aumento de custo computacional menor. A partir dessa constatação, os resultados analisados foram principalmente provenientes das modelagens feitas com as malhas M2 e M3.

O círculo de Mohr, representado juntamente com a envoltória de resistência, foi produzido por dados obtidos das modelagens utilizando a malha M2. Como já apresentado na Figura 34b, esse conjunto de simulações apresentou uma boa correlação linear, sendo então selecionado para construção dos círculos de Mohr, mostrados na Figura 35, assim como a envoltória de resistência.

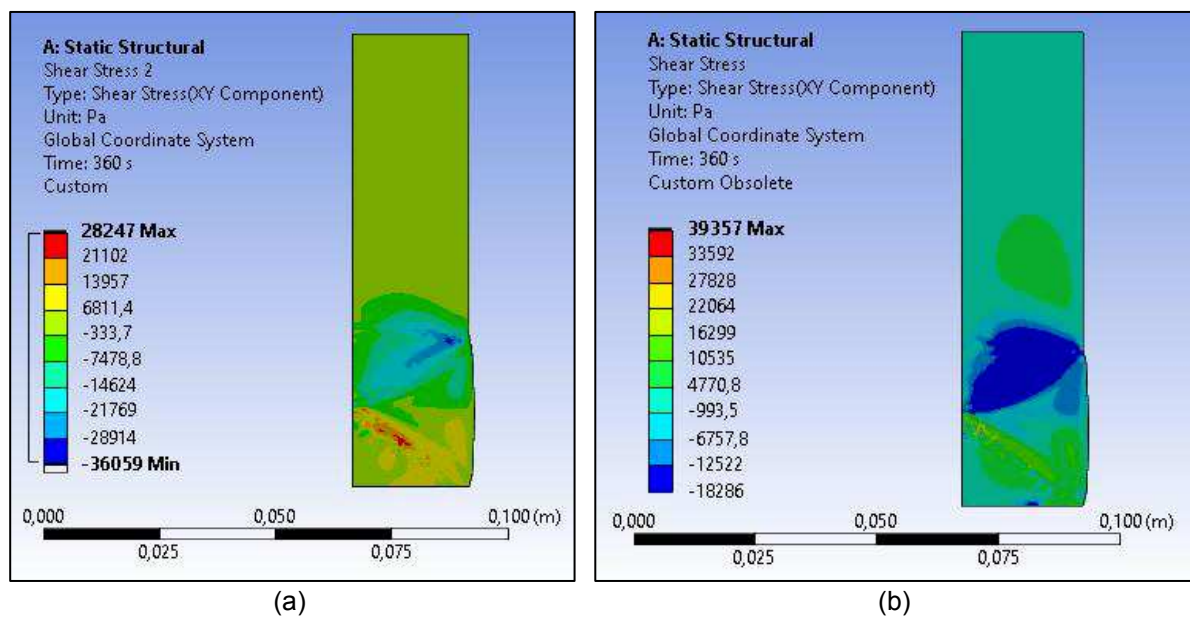
Figura 35 – Círculos de Mohr (conjunto de simulações com malha M2)

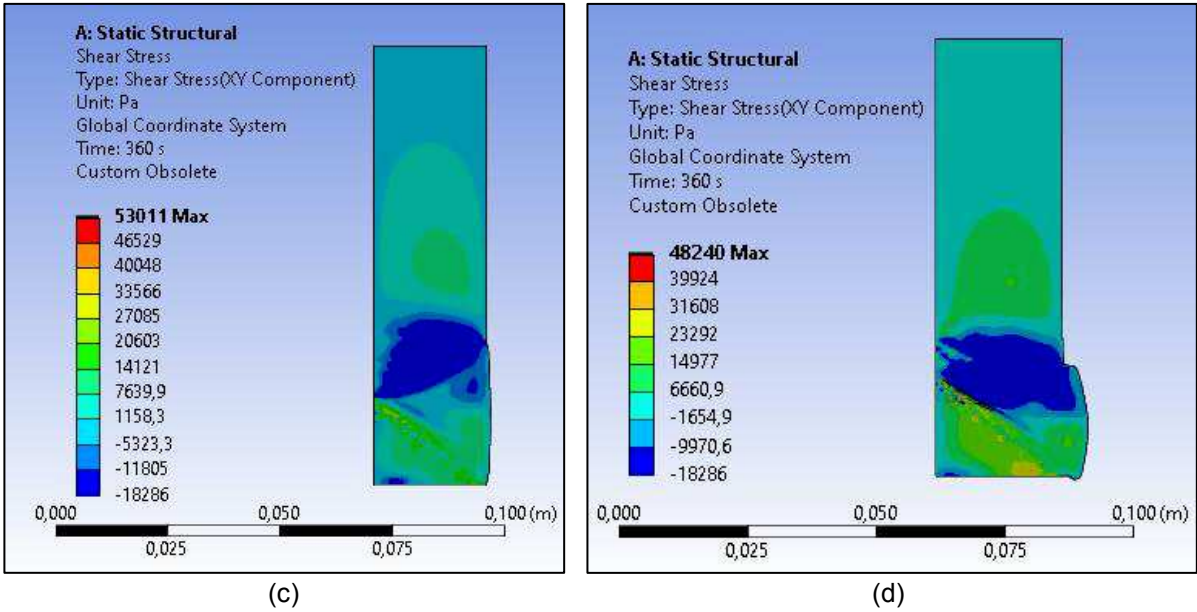


Fonte: Autora (2024)

Por fim, ao analisar as respostas gráficas geradas pelo ANSYS é possível identificar a tendência de comportamento de ruptura do material. Quando é analisada a distribuição de tensão de cisalhamento no modelo, que pode ser observada nas Figura 36a-d, é possível identificar as regiões de maior concentração desse tipo de tensão, indicando onde ocorre a ruptura.

Figura 36 – Resposta gráfica de tensão de cisalhamento em ensaios com tensão confinante de 50 kPa (a), 100 kPa (b), 200 kPa (c) e 400 kPa (d)





Fonte: Autora (2024)

Todas as respostas gráficas apresentadas na Figura 36a-d foram obtidas através do uso da malha M2 e geradas na mesma escala.

4.4 Paridade de resultados

Um resumo dos resultados de parâmetros de resistências, obtidos nos ensaios mecânicos e nas modelagens realizadas, encontra-se na Tabela 8. Os resultados apresentados foram determinados utilizando apenas tensões confinantes inferiores à de pré-adensamento.

Tabela 8 – Resumo de parâmetros de resistência

Parâmetro	Unidade	Ensaio CIU	Modelagem (M2)	Diferença percentual
Coesão	kPa	29	20	17%
Ângulo de atrito interno	°	17	14	34%

Fonte: Autora (2024)

A variação percentual apresentada pelos parâmetros de resistência pode ter várias causas, dentre elas conjecturas que simplificam o comportamento do solo na modelagem, sensibilidade das simulações às condições de contorno e propriedades do material, além de limitações de análise providas do software.

5 CONSIDERAÇÕES FINAIS

5.1 Conclusões

As conclusões preliminares desta pesquisa, obtidas até o presente momento, estão apresentadas a seguir:

- O solo estudado apresentou parâmetros de resistência, em função de tensões totais, de aproximadamente 40 kPa para coesão e $5,1^\circ$ para o ângulo de atrito interno. Considerando as tensões efetivas, os parâmetros de coesão e ângulo de atrito interno encontrados foram 30 kPa e 16° , respectivamente;
- A partir dos resultados obtidos nas simulações com tensões confinantes inferiores à tensão de pré-adensamento, determinou-se que a coesão do solo é de aproximadamente 20 kPa e o ângulo de atrito é 14° . Isso representa uma diferença percentual de 17% e 34% dos valores de coesão e ângulo de atrito, respectivamente, quando comparado aos resultados correspondentes determinados em laboratório;
- A aplicação do MEF utilizando o modelo constitutivo elastoplástico perfeito com o critério de ruptura de Mohr-Coulomb permitiu a simulação de ensaios triaxiais a partir de ensaios mais simples. No entanto, a comparação entre os resultados numéricos e os dados experimentais revelou diferenças consideráveis, sugerindo que o modelo simplificado pode não capturar plenamente a complexidade do comportamento real do solo;
- O estudo demonstra que a modelagem numérica continua sendo uma ferramenta essencial para a análise geotécnica, especialmente em situações em que ensaios laboratoriais extensivos não são viáveis, apesar das diferenças consideráveis observadas entre os resultados experimentais e numéricos. A pesquisa ressalta a necessidade de aprimorar os modelos constitutivos, como o de Mohr-Coulomb, e de realizar uma calibração mais rigorosa dos parâmetros de entrada para reduzir as discrepâncias e aumentar a confiabilidade das previsões em projetos de engenharia.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras

Para pesquisas futuras, sugere-se:

- Explorar e validar modelos constitutivos mais complexos, como o de plasticidade não associativa e o modelo de Cam-Clay Modificado, para melhorar a precisão na previsão dos parâmetros de resistência do solo em diferentes condições de tensão;
- Realizar simulações e ensaios laboratoriais para analisar o efeito de tensões confinantes superiores à tensão de pré-adensamento na coesão e no ângulo de atrito interno do solo, ajustando os modelos constitutivos conforme necessário;
- Desenvolver métodos automáticos ou semiautomáticos para calibrar e otimizar parâmetros em modelos numéricos, visando reduzir as discrepâncias entre os resultados simulados e os experimentais.

REFERÊNCIAS

- AHMAD, M.; RAY, R. Modelling of the Torsional Simple Shear Test with Randomized Tresca Model Properties in Midas GTS NX. **Geotechnical and Geological Engineering**, 1 maio 2023.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D4767**. Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2020a.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. **ASTM D2487**. Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA: ASTM International, 2020b.
- ANSYS, Inc. **ANSYS Mechanical APDL Verification Manual**. Canonsburg, PA: ANSYS, Inc., 2023.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7181**. Solo — Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016a.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6459**. Solo — Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016b.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7180**. Solo — Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016c.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 7182**. Solo — Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016d.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 16853**. Solo — Ensaio de adensamento unidimensional. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 12770**. Solo — Determinação da resistência à compressão não confinada de solo coesivo. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR 6457**. Solos — Preparação de amostras para ensaios de compactação, caracterização e determinação do teor de umidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2024.
- BALDIN, C. R. B. *et al.* Mechanical properties of a clay soil reinforced with rice husk under drained and undrained conditions. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, v. 15, n. 10, p. 2676–2686, 1 out. 2023.
- BALDOVINO, J. DE J. A. **Contribuição ao Estudo da Estabilização e Geopolimerização de um Solo Siltoso da Formação Guabirotuba Melhorado com Pó de Vidro e Lama de Cal**. Tese—Curitiba: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2021.

BALDOVINO, J. DE J. A.; IZZO, R. L. DOS S. Estabilização de um solo da camada cinza da Formação Guabirotuba para fins de pavimentação urbana em Curitiba, Brasil. **COLLOQUIUM EXACTARUM**, v. 12, n. 1, p. 39–52, 15 jun. 2020.

BEER, F. P. *et al.* **Mecânica dos materiais**. Porto Alegre: AMGH, 2021.

CAPUTO, H. P.; CAPUTO, A. N. **Mecânica dos Solos: Teoria e Aplicações**. 8. ed. [s.l.] Grupo GEN, 2022.

COOK, R. D. *et al.* **Concepts & Applications of Finite Element Analysis**. 4th. ed. [s.l.] John Wiley & Sons, 2002.

COSTA JR, H. **Mapa de estimativa de unidades geotécnicas de São José dos Pinhais - PR**. Dissertação—Florianópolis: Universidade Federal de Santa Catarina, 2001.

DAS, B. M.; SOBHAN, K. **Fundamentos de engenharia geotécnica**. [s.l.] Cengage Learning Edicoes Ltda., 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **DNER-ME 093/94**. Solos — determinação da densidade real. Rio de Janeiro: DNER, 1994.

DOW, J. D. **The Finite Element Method and Error Analysis Procedures**. [s.l.] Academy Press, 1999.

DOWLING, N. **Comportamento Mecânico dos Materiais**. 4 ed. ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2018.

DUNCAN, C. I. **Soils and Foundations for Architects and Engineers**. [s.l.] Springer US, 1992.

FELIPE, R. DA S. *et al.* **Formação Guabirotuba - Uso e ocupação**. Curitiba: [s.n.].

FERNANDES, H. C. L. **Estudo Experimental e Numérico para Avaliação da Estabilidade de Talude em Solos Não Saturados**. Dissertação—Ouro Preto: Universidade Federal de Ouro Preto, 2021.

FERNANDES, M. T. C. A. **Plasticidade: Teoria e Exemplos na Engenharia**. 1 ed ed. Petrópolis: Ed. do Autor, 2022.

FONTOURA, T. B. **Comportamento Tensão-Deformação E Resistência Ao Cisalhamento De Uma Areia De Duna Cimentada Artificialmente**. Dissertação—Natal: Universidade Federal Do Rio Grande Do Norte, 2015.

HERNÁNDEZ-HERNÁNDEZ, V. A. *et al.* Experimental and numerical analysis of triaxial compression test for a clay soil. **Chilean Journal of Agricultural Research**, v. 81, n. 3, p. 357–367, 1 set. 2021.

KLAUSNER, Y. **Fundamentals of Continuum Mechanics of Soils**. 1 ed. ed. London: Springer London, 2011.

KORMANN, A. **Comportamento geomecânico da Formação Guabirotuba**. Tese—São Paulo: Universidade de São Paulo, 2002.

LEES, A. **Geotechnical Finite Element Analysis - A practical guide**. London: ICE Publishing, 2016.

MENDONÇA, H. M. X. DE. **Sobre a modelagem de problemas da engenharia geotécnica pelo método dos elementos finitos**. [s.l.: s.n.].

MENDOZA, C.; FARIAS, M.; DA CUNHA, R. P. Validación de modelos constitutivos avanzados de comportamiento mecánico para la arcilla estructurada de Brasília Validation of advanced constitutive models for the mechanical behaviour of Brasília's structured clay. **Obras y Proyectos**, v. 15, p. 52–70, 2014.

MUÑOZ, Y. O. **Estudo do comportamento tensão-deformação e estabilidade de taludes de solo melhorado para aplicação em aterros rodoviários**. Dissertação—Curitiba: Universidade Tecnológica Federal do Paraná, 2021.

MUÑOZ, Y. O. *et al.* The Behavior of Stabilized Reinforced Soil for Road Embankments Application. **Geotechnical and Geological Engineering**, 1 jun. 2023.
PEREIRA, M. S. **Modelagens física e numérica de solo colapsível reforçado por colunas de solo laterítico compactado**. Dissertação—São Carlos: Universidade de São Paulo, 2018.

PIÑEDO, F. K. C. **Avaliação e implementação de um modelo constitutivo de solo reforçado com fibra**. Dissertação—Rio de Janeiro: Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2019.

PINTO, C. DE S. **Curso Básico Mecânica dos Solos**. [s.l.: s.n.].

POTTS, D. M.; ZDRAVKOVIĆ, LIDIJA. **Finite element analysis in geotechnical engineering. Theory**. [s.l.] Thomas Telford, 1999.

PUPPI, R. F. K. **Implementação de modelo constitutivo hiperplástico com dano acoplado aplicado a solos residuais**. Tese—Curitiba: Universidade Federal do Paraná, 2008.

PUZRIN, A. M. **Constitutive Modelling in Geomechanics**. 1 ed ed. Heidelberg: Springer Berlin, 2012.

RAMOS, M. C. L. DA S. **Estudo Geológico-Geotécnico e Análise Da Estabilidade De Uma Encosta Localizada No Bairro Do Curado II No Município De Jaboatão Dos Guararapes - PE**. Dissertação—Recife: Universidade Federal de Pernambuco, 2019.

REIS, A. F. DE S. M. **Análise do Comportamento Mecânico de um Solo Reforçado com Fibra de Coco**. Dissertação—Salvador: Universidade Federal da Bahia, 2022.

SCHÖN, C. G. **Mecânica dos Materiais**. 1ª ed ed. Rio de Janeiro: Elsevier, 2013.

SOUZA JR, P. L. **Comportamento Drenado E Não Drenado De Uma Areia Eólica De Natal/RN**. Dissertação—Natal: Universidade Federal do Rio Grande do Norte, 2019.

SUÁREZ, M. H. *et al.* Simulación mediante el Método de Elementos Finitos de la respuesta mecánica de un Oxisol. **Técnicas Agropecuarias**, v. 17, n. 2, p. 55–61, 2008.

SUÁREZ, M. H. *et al.* Estudio de la exactitud del modelo hiperbólico de Duncan y Chan en la predicción de la relación esfuerzo deformación de tres suelos arcillosos cubanos. **Revista Ciencias Técnicas Agropecuarias**, v. 19, n. 4, p. 24–29, 2010.

TELES, G. L. V. **Ensaaios Triaxiais Em Materiais Muito Moles A Baixas Tensões De Adensamento**. Dissertação—Rio de Janeiro: Universidade Federal do Rio de Janeiro, 2019.

UNGUREANU, N.; VLĂDUȚ, V.; BIRIȘ, S. S. **FEM modelling of soil behaviour under compressive loads**. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. **Anais...**Institute of Physics Publishing, 6 jan. 2017.

ZHAO, Y. *et al.* Mechanical properties of fiber-reinforced soil under triaxial compression and parameter determination based on the Duncan-Chang model. **Applied Sciences (Switzerland)**, v. 10, n. 24, p. 1–16, 2 dez. 2020.