



UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA
ESCOLA POLITÉCNICA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MICHELLE DIAS SANTOS

**USO DOS ELEMENTOS FINITOS E DISCRETOS NA MODELAGEM DO
COMPORTAMENTO DRENADO DE UMA AREIA ALUVIONAR: UM
ESTUDO COMPARATIVO**

Salvador

2022

MICHELLE DIAS SANTOS

**USO DOS ELEMENTOS FINITOS E DISCRETOS NA MODELAGEM DO
COMPORTAMENTO DRENADO DE UMA AREIA ALUVIONAR: UM
ESTUDO COMPARATIVO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em engenharia civil, Escola Politécnica, Universidade Federal da Bahia, como requisito para obtenção do título de Mestra em Engenharia Civil

Orientador: Prof. Dr. Alex Alves Bandeira

Coorientador: Prof. Dr. Sandro Lemos Machado

Agência Financiadora: CNPq

Salvador

2022

MEMBROS DA BANCA EXAMINADORA DA DISSERTAÇÃO DE MESTRADO

Michelle Dias Santos

APRESENTADA AO MESTRADO EM ENGENHARIA CIVIL, DA UNIVERSIDADE FEDERAL DA BAHIA, EM 18 DE NOVEMBRO DE 2022.

BANCA EXAMINADORA



Prof.(a) Dr.(a) **Alex Alves Bandeira**

Orientador

PPEC-UFBA



Documento assinado digitalmente
SANDRO LEMOS MACHADO
Data: 18/11/2022 18:01:16-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Prof.(a) Dr.(a) **Sandro Lemos Machado**

Coorientador

PPEC- UFBA



Prof.(a) Dr.(a) **Paulo Gustavo Cavalcante Lins**

PPEC-UFBA



Documento assinado digitalmente
MANOEL PORFIRIO CORDAO NETO
Data: 24/11/2022 11:30:03-0300
Verifique em <https://verificador.iti.br>

Prof.(a) Dr.(a) **Manoel Porfirio Cordão Neto**

PPG – UNB/FT

S237 Santos, Michelle Dias.

Uso dos elementos finitos e discretos na modelagem do comportamento drenado de uma areia aluvionar: um estudo comparativo / Michelle Dias Santos. – Salvador, 2022.

104 f.: il. color.

Orientador: Prof. Dr. Alex Alves Bandeira.

Coorientador: Prof. Dr. Sandro Lemos Machado

Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil - Universidade Federal da Bahia - Escola Politécnica, 2022.

1. Simulação numérica. 2. Método dos elementos discretos (DEM). 3. Ensaio triaxial. 4. Areia aluvionar. I. Bandeira, Alex Alves. II. Machado, Sandro Lemos. III. Universidade Federal da Bahia. IV. Título.

CDD: 620.1

DEDICATÓRIA

À minha família, em especial aos meus pais Miralva e Rafael.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente a Deus.

Aos meus pais, Miralva e Rafael, por me ensinarem a ter fé e perseverança para alcançar os meus objetivos e por todo suporte emocional.

A minha irmã Rafaela pelo incentivo constante e por sempre acreditar no meu potencial.

À minha prima Rita e família, pelo acolhimento inicial, que foi de extrema importância para conclusão desta etapa.

A todos os familiares, em especial as minhas tias Iraildes e Hildete, por toda ajuda e incentivo durante o mestrado.

Aos meus orientadores Alex Bandeira e Sandro Machado, por todo apoio, conhecimento e paciência.

Aos amigos do Geoamb, Thaís, Felipe, Camilla e Murilo pelos inúmeros auxílios e por todo conhecimento compartilhado.

A Alvaro pelo auxílio nos momentos difíceis, forte incentivo e por toda paciência.

A todos os amigos que de alguma forma me estimularam ou me ajudaram.

Aos técnicos do Geoamb, Jeová e Ricardo por toda a ajuda na parte experimental.

À CNPq e a Capes pela concessão da bolsa de mestrado.

E por fim, a todos aqueles que não foram mencionados, mas que tiveram impacto direto ou indireto na concretização deste objetivo.

EPÍGRAFE

'Para ser grande, sê inteiro: nada teu exagera ou exclui. Sê todo em cada coisa. Põe quanto és no mínimo que fazes. Assim em cada lago a lua toda brilha, porque alta vive.'

— Fernando Pessoa

RESUMO

Para análise de tensão-deformação de problemas geotécnicos, geralmente são utilizados variados softwares, com seus diversos modelos constitutivos, sendo a maior parte deles baseados no método dos elementos finitos (FEM), considerando o solo como um meio contínuo. Porém, sabe-se que os solos são formados por partículas e quando uma tensão é aplicada, esta é transmitida partícula a partícula e conseqüentemente, quando submetidos a carregamentos externos, estes apresentam um comportamento complexo, o qual pode ser melhor visualizado na micro escala. Dessa forma, a utilização do método dos elementos discretos (DEM) pode ser uma alternativa para prever o comportamento do solo de uma forma mais ampla e realista. Todavia, por se tratar de um método relativamente novo, a sua implementação e avaliação de desempenho devem ser comparadas aos métodos clássicos, os quais já estão bem estabelecidos e apresentam resultados adequados. Sabendo disso, o presente trabalho tem o objetivo de determinar o comportamento drenado de uma areia aluvionar, mediante a realização de estudo experimental e simulação numérica de ensaios triaxiais. As modelagens numéricas foram realizadas empregando o método dos elementos finitos, utilizando os softwares Sigma/W e OPTUM G2 e através dos elementos discretos, na linguagem de programação C. Através dos resultados obtidos, foi realizada uma análise comparativa e uma discussão das vantagens e limitações de cada método na representação do comportamento dos solos quando submetidos a ensaios triaxiais. De uma forma geral, constatou-se que as amostras ensaiadas através dos métodos numéricos apresentaram resultados similares aos observados no laboratório, dentro de suas limitações. Sendo que, no caso do DEM, têm-se o custo computacional elevado e para o FEM, os modelos constitutivos disponíveis nos programas comerciais utilizados na pesquisa.

Palavras-Chave: Simulação numérica; Método dos Elementos Discretos (DEM); Ensaio triaxial; Areia aluvionar.

ABSTRACT

For stress-strain analysis of geotechnical problems, several software programs are usually used, with their various constitutive models, most of them based on the finite element method (FEM), considering the soil as a continuous medium. However, it is known that soils are formed by particles and when a stress is applied, this stress is transmitted particle by particle and consequently, when subjected to external loads, they present a complex behavior, which can be better visualized at the micro scale. Thus, the use of the discrete element method (DEM) can be an alternative to predict soil behavior in a broader and more realistic way. However, because it is a relatively new method, its implementation and performance evaluation should be compared to classical methods, which are already well established and present adequate results. Knowing this, the present work aims to determine the drained behavior of an alluvial sand, through experimental studies and numerical simulation of triaxial tests. The numerical modeling was done employing the finite element method, using the software Sigma/W and OPTUM G2 and through the discrete elements, in the C programming language. Through the results obtained, a comparative analysis was performed and a discussion of the advantages and limitations of each method in representing the behavior of soils when subjected to triaxial tests. In general, it was found that the samples tested through the numerical methods presented results similar to those observed in the laboratory, within their limitations. In the case of DEM, there is the high computational cost and for FEM, the constitutive models available in the commercial programs used.

Keywords: Numerical simulation; Discret Element Method (DEM); Triaxial test; Alluvial sand.

ÍNDICE DE FIGURAS

	Pág.
Figura 1.1. Resumo da metodologia adotada na pesquisa.	3
Figura 2.2. Variação dos índices de vazios críticos em ensaios triaxiais.	8
Figura 2.3. Relação do índice de vazios com a tensão confinante.	9
Figura 2.4. Comportamento elastoplástico de um material.	11
Figura 2.5. Curva de plastificação.	12
Figura 2.6. Tipos de endurecimento: a) Isotrópico; b) Cinemático.	13
Figura 2.7. Representação do potencial de plastificação.	14
Figura 2.8. Modelo constitutivo elastoplástico do SIGMA/W.	15
Figura 2.9. Superfície de escoamento do <i>Hardening Mohr-Coulomb</i>	19
Figura 2.10.Obtenção dos módulos de rigidez de referência.	21
Figura 2.11.Exemplo de malha de elementos finitos.	23
Figura 2.12.Contato partícula-partícula.	30
Figura 2.13.Contato partícula-parede.	31
Figura 2.14.Velocidades normais.	32
Figura 2.15.Área de contato entre as partículas.	34
Figura 2.16.Processo de integração no tempo	36
Figura 2.17.Interpretação geométrica da interação dentro de um intervalo de tempo.	37
Figura 2.18.Verificação da convergência das iterações.	38
Figura 3.1. Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio de labora- tório e simulação numérica nas Curvas Tensão-deformação	40
Figura 3.2. Comparação entre a simulação numérica e experimental de ensaios triaxiais drenados.	43
Figura 3.3. Calibração dos parâmetros de entrada.	45
Figura 3.4. Calibração dos parâmetros de entrada.	45
Figura 4.1. Areia aluvionar.	49
Figura 4.2. Esquema de ensaio triaxial.	50
Figura 4.3. Parte elétrica e mecânica de um sistema servo-controlado	51
Figura 4.4. Equipamento triaxial e o sistema de aquisição de dados.	52
Figura 4.5. Preparação e moldagem dos corpos de prova	53
Figura 5.1. Corpo de prova com simetria axial simulado no OPTUM G2.	57
Figura 5.2. Etapas da simulação do ensaio triaxial drenado e as condições de con- torno utilizadas.	58
Figura 6.1. Geração das partículas da membrana.	61
Figura 6.2. Metodologia para mapeamento das partículas conectadas.	62

Figura 6.3. Aplicação da força de ligação entre as partículas da membrana.	63
Figura 6.4. Aplicação da força confinante na membrana.	65
Figura 6.5. Partículas da amostra e membrana na configuração inicial e partículas da membrana penetrando na amostra após a aplicação da força confinante.	66
Figura 6.6. Partículas do topo do corpo de prova com raio homogêneo.	67
Figura 6.7. Mapeamento periódico das partículas externas da amostra	70
Figura 6.8. Calculo da deformação volumétrica.	71
Figura 6.9. Fluxograma da simulação do Ensaio não drenado.	72
Figura 6.10. Metodologia utilizada para simulação do ensaio triaxial não drenado.	73
Figura 7.1. Curva granulométrica do solo.	74
Figura 7.2. Curvas tensão-deformação obtidas para a condição drenada.	76
Figura 7.3. Envoltória de resistência obtida experimentalmente.	76
Figura 7.4. Comparação entre a curva experimental e a simulada no OPTUM G2 para o ensaio triaxial drenado.	78
Figura 7.5. Resultado obtido através do OPTUM G2 para uma malha refinada.	78
Figura 7.6. Comparação entre as deformações volumétricas simuladas no OPTUM G2 e as obtidas experimentalmente.	79
Figura 7.7. Comparação entre a curva experimental e a simulada no GeoStudio para o ensaio triaxial drenado.	81
Figura 7.8. Deformação volumétrica do ensaio triaxial no SIGMA/W.	81
Figura 7.9. Amostras utilizadas na simulação.	82
Figura 7.10. Comparação entre a distribuição granulométrica das amostras simuladas e da experimental.	83
Figura 7.11. Calibração do ângulo de atrito entre as partículas.	85
Figura 7.12. Resultado da calibração do número de partículas para a confinante de 50 e 300 kPa.	87
Figura 7.13. Variação do ângulo de atrito macroscópico (ϕ') com o d_{10}	87
Figura 7.14. Variação da resistência de pico com o diâmetro médio da amostra.	88
Figura 7.15. Resultado da calibração da porosidade para a confinante de 50 e 300 kPa.	89
Figura 7.16. Resultado da calibração do amortecimento para a confinante de 50 e 300 kPa.	90
Figura 7.17. Resultado da calibração da taxa de carregamento para a confinante de 50 e 300 kPa.	91
Figura 7.18. Resultado da simulação do ensaio triaxial drenado no DEM: Tensão-Deformação	92
Figura 7.19. Resultado da simulação do ensaio triaxial drenado no DEM: Deformação volumétrica.	93
Figura 7.20. Resultado do ensaio triaxial para as confinantes 50 e 300 kPa.	94
Figura 7.21. Envoltória de resistência obtida através do ensaio experimental e DEM.	95
Figura 7.22. Comparativo do ensaio triaxial simulado: Curvas Tensão-deformação.	96
Figura 7.23. Comparativo do ensaio triaxial simulado: Deformação volumétrica.	97

ÍNDICE DE TABELAS

	Pág.
Tabela 2.1. Classificação das areias segundo a compactidade.	6
Tabela 7.1. Índices físicos do solo.	74
Tabela 7.2. Parâmetros do modelo HMC utilizados para a simulação do ensaio drenado.	77
Tabela 7.3. Parâmetros do modelo Elastoplástico utilizados para a simulação do ensaio drenado e não drenado.	80
Tabela 7.4. Dados dos corpos de prova simulados.	83

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 1. Comparação entre os softwares comerciais utilizados na pesquisa. . . .	25
Quadro 2. Estudo do comportamento drenado e não drenado do solo através do Método do elementos finitos.	41

SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
GEOAMB	Laboratório de Geotecnia Ambiental
Pa	Pascal
UFBA	Universidade Federal da Bahia
E	Módulo de elasticidade
p	Tensão normal média
q	Tensão desviadora
e	Índice de vazios
e_{max}	Índice de vazios máximo
e_{min}	Índice de vazios mínimo
e_{crit}	Índice de vazios crítico
k	Coeficiente de Permeabilidade
C_u	Coeficiente de Uniformidade
ε	Deformação
ϕ	Ângulo de atrito do solo
λ	Coeficiente de compressão
ν	Coeficiente de Poisson
CR	Compacidade relativa
ε_v	Deformação volumétrica
ε_s	Deformação cisalhante
σ	Tensão normal
τ	Tensão cisalhante
G	Módulo de deformação elástica cisalhante
K	Módulo de deformação volumétrica
ε^e	Deformação volumétrica elásticas
ε^p	Deformação volumétrica plásticas
κ	Parâmetro de estado elastoplástico
∂	Parâmetro escalar elastoplástico
m	Vetor que representa os parâmetros de estado do solo
θ	Ângulo de Lode

ψ	Ângulo de dilatação
c	Coesão do solo
N	Dilatação no estado de limite último
p_{ref}	Pressão de referência do modelo <i>Hardening Soil Model</i>
$E_{50,ref}$	Módulo de carregamento para a tensão de referência
E_{ur}	Módulo de descarregamento/re-carregamento
m_i	Massa da partícula i
r_i	Raio da partícula i
F_i^{total}	Força total atuando na i -ésima partícula
$F_{ip}^{contato}$	Força de contato entre a partícula e a parede
F_{ip}^{atrito}	Força de atrito partícula-parede
$F_{ip}^{amort.}$	Força de amortecimento partícula-parede
$F_{ij}^{contato}$	Força de contatos entre partículas
F_{ij}^{atrito}	Força de atrito entre partículas
$F_{ij}^{amort.}$	Força de amortecimento do meio viscoso
F_{ij}^{grav}	Força da gravidade
F_{ij}^{adeso}	Força de adesão entre as partículas
R_{pond}	Raio das partículas ponderados
E_{pond}	Elasticidade ponderada
M_{pond}	Massa das partículas ponderadas
\mathbf{r}	Vetor posição das partículas
R	Raio das partículas
\mathbf{n}	Versor normal ao plano de contato
δ_{ip}	Superposição no contato entre as partículas
ξ_{pond}	Coefficiente de amortecimento ponderado
ε_{ij}	Deformação linear normalizada adimensional
K_f	Constante de conformidade do contato tangencial
Δt	Intervalo de tempo utilizado na discretização
μ_s	Coefficiente de atrito estático
A_{ij}^c	Área de contato entre as partículas
\emptyset	Contração
K	Indicador de iteração
L	Incremento de tempo
\bar{w}_k	Erro da iteração
Z_k	Controla o erro de cada iteração
K_d	Número máximo de iterações
Λ_k	Verificador das convergências das iterações

SUMÁRIO

	Pág.
AGRADECIMENTOS	vi
RESUMO	viii
ABSTRACT	ix
ÍNDICE DE FIGURAS	x
ÍNDICE DE TABELAS	xii
SÍMBOLOS E ABREVIATURAS	xiv
SUMÁRIO	xvi
1 INTRODUÇÃO	1
1.1 Considerações iniciais	1
1.2 Objetivos	2
1.2.1 Objetivo Geral	2
1.2.2 Objetivos Específicos	2
1.3 Metodologia geral da pesquisa	3
1.4 Estrutura do trabalho	4
2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	5
2.1 Noções básicas de geotecnia	5
2.1.1 Comportamento das areias	5
2.1.2 Modelos Constitutivos	8
2.1.3 Elastoplasticidade aplicada aos solos	10
2.1.4 Modelo constitutivo Elastoplástico	15
2.1.5 Modelo constitutivo Mohr-Coulomb com endurecimento (HMC, Hardening Mohr-Coulomb)	16
2.2 Noções básica de modelagem numérica	20
2.2.1 Método dos elementos finitos (FEM, Finite Elements Method)	21
2.2.2 Método dos elementos discretos (DEM, Discrete Element Method)	24
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	39

4	PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS	49
4.1	Materiais	49
4.1.1	Areia	49
4.2	Ensaio de caracterização	50
4.3	Ensaio de compressão triaxial	50
4.3.1	Equipamento triaxial	51
4.3.2	Preparação e moldagem dos corpos de prova	52
4.3.3	Saturação	54
4.3.4	Adensamento	54
4.3.5	Cisalhamento	54
5	SIMULAÇÃO NUMÉRICA COM O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS	55
5.1	OPTUM G2	55
5.2	GeoStudio-SIGMA/W	56
6	SIMULAÇÃO NUMÉRICA COM O MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS	59
6.1	Metodologias com resultados incoerentes	59
6.2	Metodologia utilizada	65
7	RESULTADOS E DISCUSSÃO	74
7.1	Caracterização geotécnica	74
7.2	Permeabilidade	75
7.3	Ensaio de compressão triaxial	75
7.4	Simulação numérica com elementos finitos	77
7.4.1	OPTUM G2	77
7.4.2	Geostudio-SIGMA/W	79
7.5	Simulação numérica com método dos Elementos discretos	82
7.5.1	Calibração e validação do modelo	83
7.5.2	Resultados finais do ensaio triaxial drenado	91
8	CONCLUSÕES	98
9	REFERÊNCIAS	100

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

O solo é um dos elementos mais importantes de uma obra de engenharia. Com a finalidade de estudar o seu comportamento quando submetidos a diferentes carregamentos, são realizados ensaios experimentais e utilizadas equações constitutivas, que possibilitam modelar o comportamento tensão-deformação do solo e, por intermédio do uso de técnicas de integração, de sua interação com as estruturas das diversas obras geotécnicas. Nestas análises, geralmente utilizam-se os fundamentos da mecânica dos meios contínuos, com os seus diversos modelos elásticos e elastoplásticos, onde o solo e o seu comportamento são abordados de um ponto de vista macroscópico.

Nakai (2013) enfatiza que a modelagem macroscópica não considera as características do solo na escala de um grão, o que pode resultar em falhas na previsão de seu comportamento ou em uma aproximação pouco razoável para solos granulares e meios muito fraturados. Porém, deve-se destacar que a mecânica do contínuo e mesmo o uso de modelos bem mais singelos de comportamento, permitiram a construção de grandes obras de geotecnia, estáveis até hoje. De uma forma geral, pode-se argumentar que a qualidade e a interpretação das variáveis de entrada do modelo são mais importantes que o modelo em si, podendo-se alcançar resultados satisfatórios com o uso de modelos simples e resultados discrepantes com o uso de modelos complexos ou utilização de parâmetros de entrada não condizentes com a realidade do material.

Conforme descrito por Jiang e Yu (2006), o comportamento discreto do solo pode ser tratado de duas formas. A primeira, é revisando os modelos ou teorias tradicionais acrescentando leis clássicas que reflitam mudanças na microestrutura do solo ou melhorando modelos constitutivos fundamentados nos estudos micro-mecânicos do solo, procedimento geralmente utilizado por quem considera o solo com um meio contínuo. A segunda, é pelo método dos elementos discretos, analisando o solo como um conjunto de partículas que interagem diretamente, enquanto os resultados macroscópicos/microscópicos sob carregamento são obtidos analiticamente, numericamente ou experimentalmente.

No método dos elementos discretos, várias características da resposta mecânica associada ao solo conseguem ser simuladas, mesmo que sejam utilizados modelos simples para simular o contato entre as partículas ou partículas com geometrias idealizadas. Nesse método, ao adotar geometrias das partículas menos complexas e utilizar modelos de contato simplificados, é possível reduzir o custo computacional da simulação.

Com base no exposto acima, esta dissertação se propõe a comparar e verificar a aderência entre os resultados previstos por modelos numéricos e aqueles obtidos experimentalmente em ensaios triaxiais, em condições drenadas, comprovando que a utilização da modelagem numérica através do Método dos Elementos Discretos, DEM, pode realizar previsões e trazer resultados iguais ou melhores do que aqueles obtidos pelos métodos tradicionais.

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Determinar o comportamento drenado de uma areia aluvionar, mediante a realização de ensaios triaxiais e sua simulação numérica. Será realizada uma análise comparativa e uma discussão das vantagens e limitações de cada método na representação do comportamento dos solos quando submetidos a ensaios triaxiais.

1.2.2 Objetivos Específicos

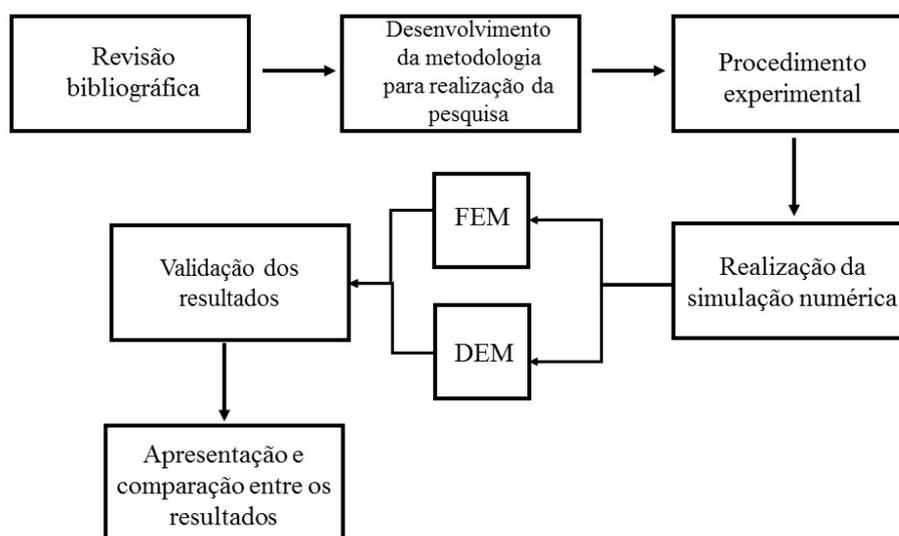
- Realizar uma previsão do comportamento drenado do solo empregado nos ensaios através do Método dos Elementos Finitos, FEM, com o modelo constitutivo *Hardening Mohr-Coulomb*, utilizando o *software* OPTUM G2;
- Realizar uma previsão do comportamento drenado do solo empregado nos ensaios através do Método dos Elementos Finitos, FEM, com o modelo constitutivo elástico perfeitamente plástico, com critério de plastificação de Mohr-Coulomb, utilizando o *software* SIGMA/W;
- Realizar uma previsão do comportamento drenado do solo através do DEM;

- Desenvolver novas rotinas no programa para a realização de previsões da deformação volumétrica do solo sob cisalhamento;
- Realizar uma comparação entre os resultados obtidos pelos diferentes métodos.

1.3 Metodologia geral da pesquisa

A pesquisa irá seguir a metodologia apresentada na Figura 1.1, sendo as etapas de trabalho detalhadas nos capítulos 4, 5 e 6:

Figura 1.1 – Resumo da metodologia adotada na pesquisa.



Fonte: Autora.

1.4 Estrutura do trabalho

Além do presente capítulo, este trabalho é composto de mais 8 capítulos descritos a seguir:

- No **Capítulo 2** encontra-se a fundamentação teórica, dividida em duas seções: Noções básicas de geotecnia e noções básicas de simulação numérica. Na primeira são abordados alguns aspectos relevantes do comportamento das areias e dos modelos constitutivos empregados na pesquisa. Na segunda parte, discorre-se sobre o método dos elementos discretos e superficialmente, sobre o método dos elementos finitos.
- O **Capítulo 3** apresenta alguns trabalhos sobre modelagem numérica aplicada a geotecnia, especificamente a ensaios triaxiais.
- O **Capítulo 4** apresenta a metodologia empregada para realização dos experimentos de caracterização da areia e compressão triaxial para realização da comparação com os resultados dos ensaios triaxiais simulados.
- O **Capítulo 5** apresenta detalhadamente as etapas para realização da simulação do ensaio triaxial pelo método dos elementos finitos.
- No **Capítulo 6** encontra-se a metodologia para desenvolvimento da simulação através do método dos elementos discretos, dividida em duas partes: os procedimentos que resultaram em dados incoerentes e a segunda parte, que agrupa a metodologia final utilizada na pesquisa.
- No **Capítulo 7** encontram-se os resultados obtidos nesta pesquisa e uma análise comparativa do desempenho de cada método para previsão do comportamento da areia aluvionar.
- E no **Capítulo 8** as conclusões.

2 FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Noções básicas de geotecnia

2.1.1 *Comportamento das areias*

O solo é um meio poroso particulado resultante da ação desagregadora dos agentes intempéricos sobre as rochas. Estes possuem partículas de diferentes dimensões, desde décimos ou centésimos de micrômetros, as quais são difíceis de serem visualizadas individualmente a olho nu, até a ordem dos metros (matacões), resultando em uma grande diversidade de comportamento mecânico entre os materiais terrosos. Com o objetivo de melhor estudar esses materiais, que possuem comportamentos distintos, os mesmos são classificados em grupos específicos de acordo com o sistema de classificação adotado, com base em propriedades índices. Dessa forma, texturalmente falando, os solos podem ser constituídos por diferentes frações de matacão, pedra, pedregulho, areia, silte ou argila. Para o presente trabalho, o solo estudado é uma areia, cuja faixa de variação de grãos, conforme a ABNT NBR 6502 (1995) é de 0,06 a 2 mm.

A expressão areia, na mecânica dos solos, refere-se a materiais granulares que possuem pouca ou nenhuma quantidade de finos, os quais não interferem no comportamento do conjunto (PINTO, 2006). São materiais que possuem partículas de tamanho relativamente grande, baixa superfície específica e pequena ou nenhuma plasticidade, constituídos por fragmentos de rocha ou minerais primários, como o quartzo. Uma das principais diferenças da areia em relação aos solos argilosos, encontra-se na interação entre as partículas. Nos materiais granulares, não existe influência de forças elétricas, sendo estes normalmente não coesivos quando saturados. Por isso, o atrito entre as partículas é uma característica fundamental no entendimento do comportamento de solos granulares.

Possuem alta permeabilidade, devido ao fato de existirem, entre as partículas, espaços vazios relativamente grandes e interligados entre si. Esta é uma característica relevante para o entendimento do comportamento mecânico das areias, já que devido a esta condição, comportam-se com características de drenagem livre. Consequentemente, os ensaios realizados para a caracterização mecânica dos materiais granulares geralmente

são executados sob condições drenadas, com exceção de carregamentos transientes ou cíclicos.

Uma importante variável das areias é a densidade relativa (DR), a qual expressa o estado da areia em função dos seus índices de vazios máximo e mínimo. Duas areias com o mesmo índice de vazios podem apresentar compacidade diferentes. A densidade relativa é dada pela Equação 2.1, e quanto maior a DR, mais compacta é a areia

$$DR = \frac{e_{max} - e_{nat}}{e_{max} - e_{min}}, \quad (2.1)$$

sendo : e_{max} : índices de vazios máximo;

e_{nat} : índices de vazios natural;

e_{min} : índices de vazios mínimo.

Em função da DR, as areias podem ser classificadas de acordo com a Tabela 2.1

Tabela 2.1 – Classificação das areias segundo a compacidade.

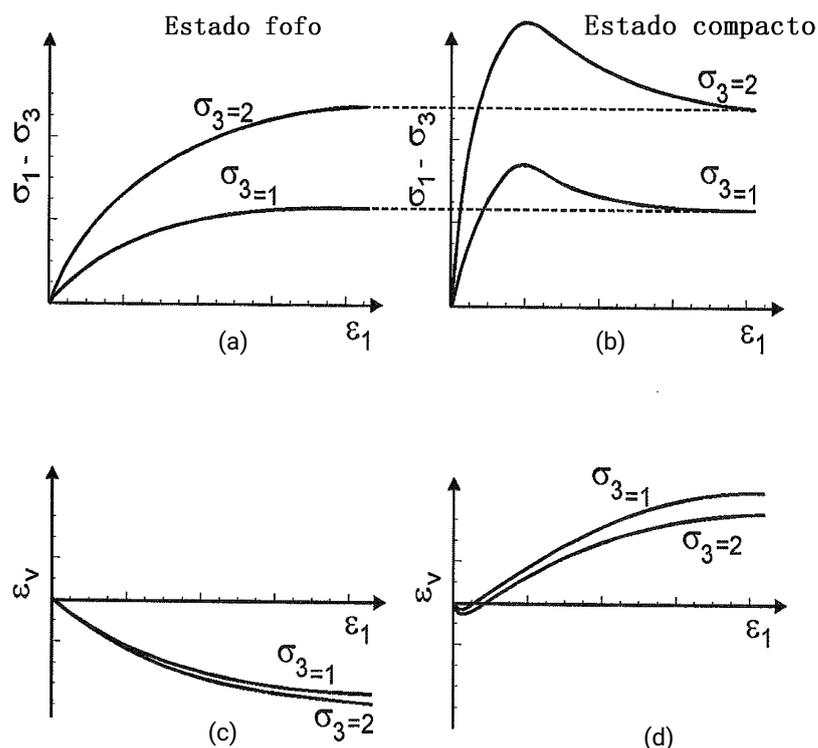
Classificação	DR
Areia fofo	abaixo de 0,33
Areia de compacidade média	entre 0,33 e 0,66
Areia compacta	acima de 0,66

Fonte: Pinto (2006).

O grau de compacidade interfere no comportamento das areias quando submetidas a um carregamento axial, como pode ser visto na Figura 2.1. No estado fofo (a), a amostra apresenta uma contração volumétrica sob cisalhamento até o fim do ensaio e seu comportamento é caracterizado por resistir gradualmente à deformação, onde a tensão desviadora atinge um valor alto para deformações relativamente altas. No estado compacto (b), a areia apresenta um valor de resistência bem definido, maior que no estado fofo, chamada de resistência máxima ou de pico. Com a continuação da deformação da amostra, ocorre uma diminuição da tensão desviadora até um valor estável, denominada de resistência residual. Importante ressaltar, que a amostra no início da deformação apresenta redução de volume e em seguida, ainda sob pequenas deformações, começa o processo de expansão e no pico de resistência, o volume da

amostra é maior que o início do carregamento. Em síntese, para as mesmas condições de confinamento, ao ser submetida a um carregamento axial, uma areia diminui de volume no estado fofo e se expande, no estado compacto, tendendo para um mesmo valor de índice de vazios quando altas deformações são atingidas.

Figura 2.1 – Comportamento da areia com o grau de compactidade.



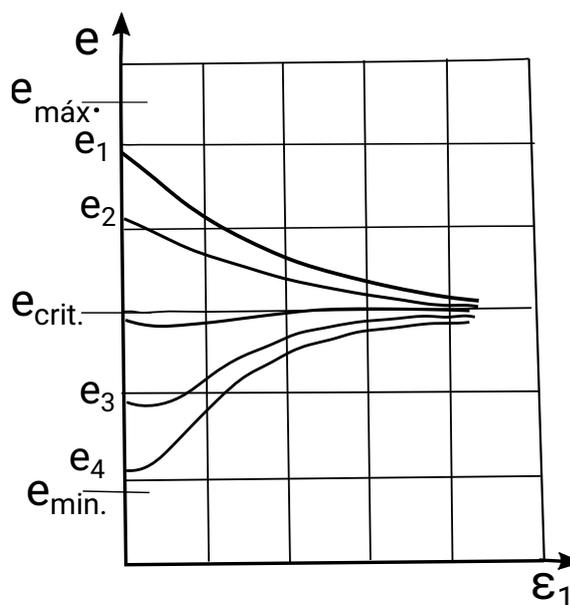
Fonte: Adaptado de Pinto (2006).

A resistência de pico nas areias compactas é justificada pelo entrosamento entre as partículas da mesma. A energia necessária para movimentar um grão em uma areia compacta deve ser suficiente para que este ultrapasse os demais grãos que estão obstruindo a sua trajetória. É este processo que ocasiona a resistência adicional de pico e o aumento de volume verificado nas areias compactas. Ao ser eliminado o entrosamento entre as partículas, a resistência cai tendendo ao valor residual da areia no estado fofo.

Para grandes deformações, as areias no estado fofo e compacto, apesar de apresentarem inicialmente variações volumétricas diferentes, tendem a cisalhar sob volume constante (Figura 2.2). Além disso, observa-se que, para uma mesma confinante, existe um índice de vazios para o qual tendem todas as amostras de uma mesma areia, ou,

existe um índice de vazios no qual a amostra apresenta variação volumétrica nula para grandes deformações. Este é denominado de índice de vazios crítico, no qual as resistências últimas das areias são de igual magnitude e independente da densidade relativa inicial.

Figura 2.2 – Variação dos índices de vazios críticos em ensaios triaxiais.



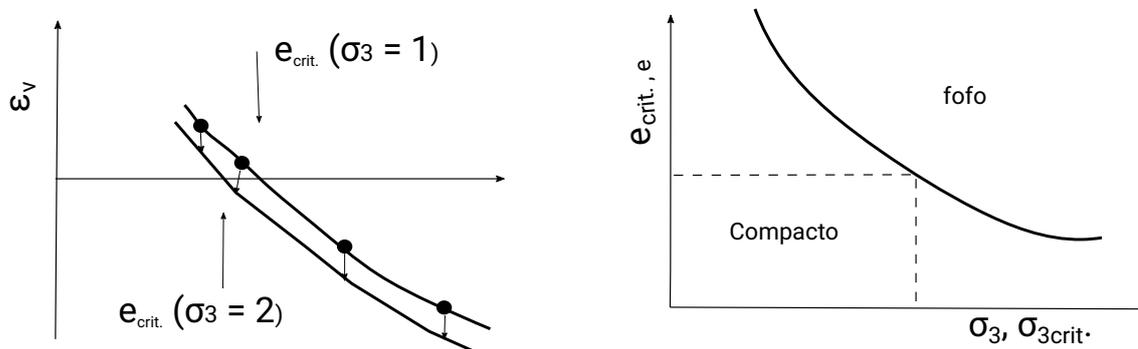
Fonte: Pinto (2006)

O índice de vazios crítico de uma areia não é uma propriedade da mesma, mas sim uma variável dependente do Estado de Tensão a que ela está submetida. Dessa forma, uma areia com um mesmo índice de vazios e com tensão confinante abaixo da crítica para aquele índice de vazios, se comportará como compacta. Se a mesma areia for submetida a uma tensão confinante acima da crítica, esta apresentará comportamento de areia fofa. Portanto, tensões confinantes diferentes resultam em índices de vazios críticos diferentes. Além disso, para uma areia com determinado índice de vazios, existe uma tensão confinante crítica e a relação entre esses dois parâmetros pode ser vista na Figura 2.3 (PINTO, 2006).

2.1.2 Modelos Constitutivos

Com o objetivo de realizar uma previsão aproximada do comportamento mecânico dos solos quando submetidos a tensões, necessitam-se de modelagens constitutivas que sejam capazes de reproduzir com precisão adequada, as características básicas do com-

Figura 2.3 – Relação do índice de vazios com a tensão confinante.



Fonte: Pinto (2006)

portamento do material estudado. Importante destacar que, apesar de existir um grande número de modelos constitutivos, nenhum modelo desenvolvido até o momento é capaz de reproduzir completamente o comportamento dos solos de forma realista em todas as condições existentes. Consequentemente, cada modelo trabalha em uma certa categoria de fenômenos, observando as características essenciais e ignorando a que considera de menor importância naquele tipo de aplicação.

De uma forma geral, o modelo constitutivo utilizado deve atender a teoria da mecânica do contínuo, representar o comportamento do solo estudado, utilizar parâmetros do material que possam ser estimados através de ensaios experimentais convencionais e principalmente, deve ser de fácil aplicação e eficiente computacionalmente.

Sabe-se que os solos, quando submetidos a tensões, exibem inicialmente um comportamento elástico e caso a tensão atuante exceda um determinado limite (bastante reduzido na maioria dos casos), o material apresentará comportamento plástico. Nestes casos, o comportamento tensão deformação do solo não dependeria do tempo e as deformações, advindas dos carregamentos impostos, ocorreriam simultaneamente à aplicações das cargas ao solo. Este comportamento é denominado de elastoplástico.

2.1.3 Elastoplasticidade aplicada aos solos

A teoria da elastoplasticidade representa uma modelagem matemática para materiais que podem manifestar deformações permanentes após receberem uma carga. Especificamente, esta teoria é válida para materiais em que a deformação permanente não depende da taxa de aplicação de carregamento, como rochas, concreto e solos, na maioria dos casos.

Segundo Ibañez (2003), o interesse pela pesquisa e formulação de modelos constitutivos mais reais, surgiu devido a incapacidade dos modelos elásticos, hiperestáticos e hipoelásticos em representar os estados de descarregamento/re-carregamento do material. Além disso, a teoria da elastoplasticidade foi a base para o desenvolvimento de diversos modelos, inicialmente voltados para o comportamento de metais e posteriormente estendidos para outros materiais, como os solos.

Nos modelos elastoplásticos, a resposta do solo a um incremento de tensão depende do histórico de tensões sofrido pelo material (representado geralmente pela superfície de plastificação) havendo um limite de tensão a partir do qual as deformações totais assumem uma parcela recuperável, a elástica e outra irreversível, a plástica. Dessa forma, o incremento total de deformações volumétricas e cisalhantes, pode ser decomposto e equivale ao somatório das duas parcelas (elástica e plástica), resultando no chamado princípio da decomposição aditiva da deformação, descrita matematicamente através da Equação 2.2,

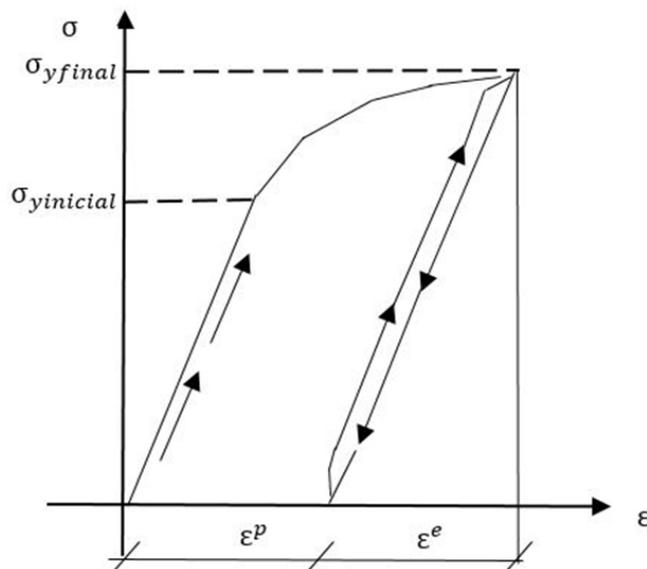
$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p, \quad (2.2)$$

sendo ε^e a deformação elástica e ε^p a deformação plástica.

O comportamento elastoplástico típico de um material pode ser visto na Figura 2.4. Enquanto a tensão não exceder o valor de limite elástico ($\sigma_{y\text{inicial}}$), o material comporta-se elasticamente. Caso o carregamento não seja cessado, a tensão supera este limite e, ao descarregar-se o material, a deformação não será totalmente recuperada, existindo uma parcela de deformação residual (ε^p). O valor de $\sigma_{y\text{inicial}}$, que corresponde à superfície de escoamento para um carregamento uniaxial, move-se com o incremento de carregamento, de forma que o mesmo sempre representa a maior tensão sofrida pelo solo, um conceito

análogo à tensão de pré-adensamento das argilas.

Figura 2.4 – Comportamento elastoplástico de um material.



Fonte: Autora (2022).

Para entendimento de um modelo elastoplástico, a função de plastificação, a lei de fluxo e a lei de endurecimento são conceitos fundamentais.

Superfície de plastificação

Tem a finalidade de generalizar o conceito de tensão de escoamento para estados de tensão bi e tridimensionais, definindo um limite que estabelece a separação entre a região de tensões onde o solo se comporta de maneira elástica ou elastoplástica. Para definir um limite onde o material deixa de se comportar elasticamente e passa a se comportar como material elastoplástico, necessita-se de uma superfície de plastificação F . A Equação 2.3 apresenta uma superfície de plastificação para um caso generalizado,

$$F(\sigma, \kappa) = 0, \quad (2.3)$$

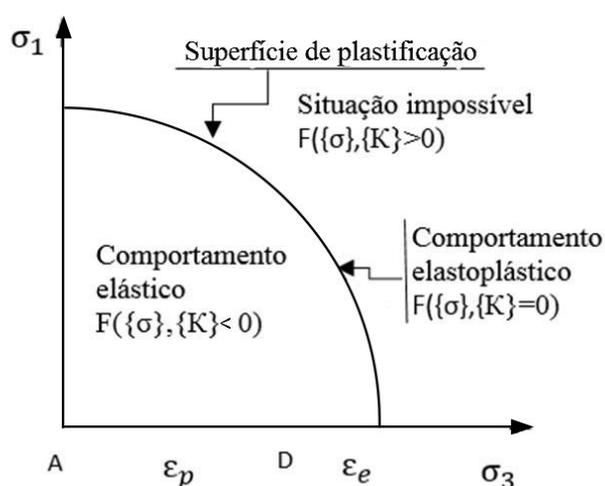
dependente das tensões atuantes σ e de um parâmetro de estado κ (que controla o tamanho da superfície. É modificada somente em processos plásticos e permanece constante em processos puramente elásticos).

A superfície de plastificação indica o início da ocorrência das deformações plásticas.

Ela não é fixa, logo o domínio elástico também não. Em regime elastoplástico, a superfície de plastificação move-se sempre que um estado de tensão tender a ultrapassá-la, sendo assim, se um novo estado de tensão se apresentar fora da superfície, ela se moverá até que este estado esteja sobre ela, o que provocará o aparecimento de deformações plásticas.

A Figura 2.5 apresenta uma curva ilustrativa de uma superfície de plastificação em uma situação última ou de ruptura. O material se comporta elasticamente quando $F(\sigma, \kappa) < 0$, ou seja, no interior da superfície. Quando $F(\sigma, \kappa) = 0$, deve-se considerar a existência de parâmetros plásticos, uma vez que o material começa a se plastificar, logo, o comportamento é elastoplástico. Para $F(\sigma, \kappa) > 0$, o material encontra-se em uma região inadmissível, onde o estado de tensões não será permitido. Ressalta-se ainda que o tamanho das superfícies de plastificação normalmente muda em função do histórico de carregamento, no que se denomina de encruamento do material, indo de um certo valor, definido em campo pelas condições geostáticas de carregamento, até o valor final ou de ruptura.

Figura 2.5 – Curva de plastificação.



Fonte: Adaptada de França (2006).

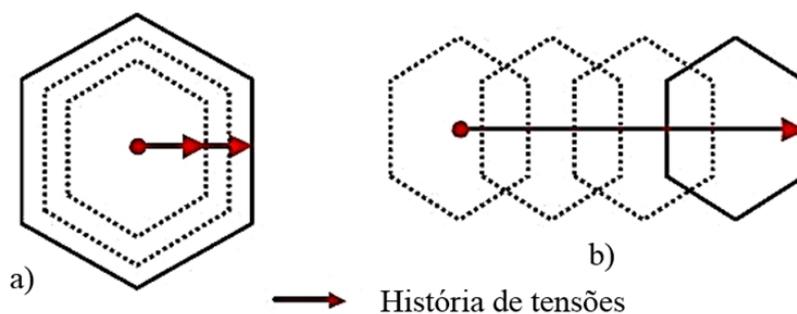
Lei de endurecimento

Alguns solos, como as areias compactas, ao sofrer uma deformação plástica, a resistência diminui. Por outro lado, onde enquadra-se a areia fofa, ocorre um aumento de

resistência e conseqüentemente, expansão da superfície de plastificação. Este fenômeno é denominado de Endurecimento. A lei do endurecimento relaciona o quanto o material endurece com as deformações plásticas a que foi submetido, controlando as alterações na superfície de plastificação pelo parâmetro de estado κ .

O endurecimento pode ser isotrópico ou cinemático (Figura 2.6). No endurecimento isotrópico, a superfície de plastificação se expande com as deformações, mas a forma e origem é mantida no espaço de tensões. Quando a origem da superfície de plastificação se translada com as deformações, sem alterações em sua forma e tamanho originais, o endurecimento é cinemático.

Figura 2.6 – Tipos de endurecimento: a) Isotrópico; b) Cinemático.



Fonte: Ibañez (2003).

Lei de Fluxo

Especifica as magnitudes relativas das deformações plásticas nas diferentes componentes de deformação quando o material está em um processo de plastificação. É dada pela Equação 2.4,

$$\varepsilon^p = \lambda \frac{\partial P(\sigma, m)}{\partial \sigma}, \quad (2.4)$$

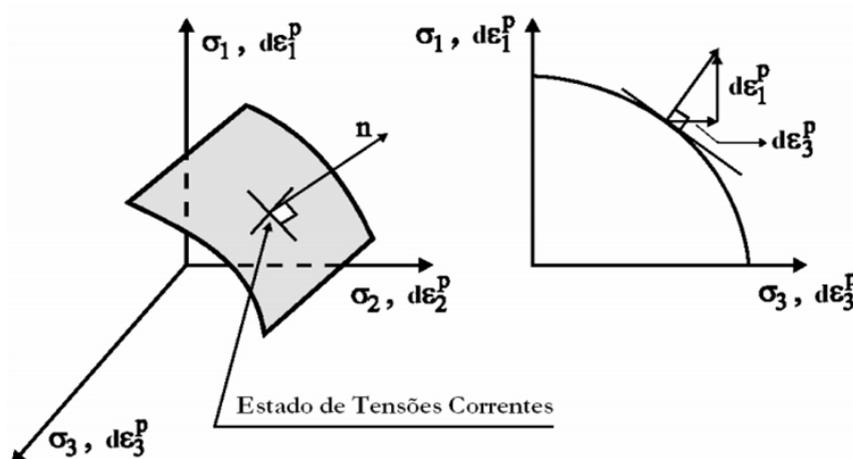
onde ε^p corresponde as parcelas de deformações plásticas, λ é um escalar, que depende de variáveis associadas ao endurecimento do solo, assim como da variação do tamanho da superfície de plastificação em função de mudanças no estado de tensão e $P(\sigma, m)$ é a função de potencial plástico, a qual pode coincidir ou não com a função de plastificação, sendo m o vetor que representa os parâmetros de estado do solo.

A lei de fluxo fornece a inclinação dos vetores de plastificação, que permitem calcular

os diferentes incrementos de deformação plástica (Figura 2.7). Na mesma figura, é apresentado o vetor normal à superfície de plastificação, indicando a direção da deformação no estado bidimensional.

As leis de fluxo podem ser associadas ou não associadas. Caso $F(\sigma, \kappa) = P(\sigma, m)$ a análise da plasticidade é associada e os vetores de plastificação são ortogonais a superfície de plastificação. Caso contrário, é não associada.

Figura 2.7 – Representação do potencial de plastificação.



Fonte:Sousa (2004).

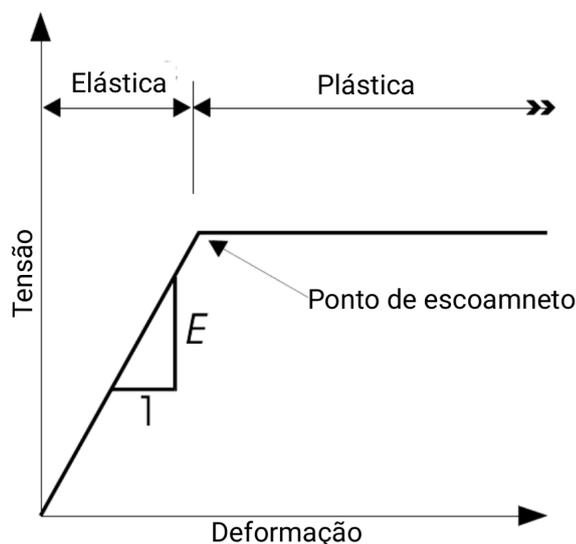
Em síntese, baseado nas seções anteriores, a superfície de plastificação separa a região elástica da região elastoplástica, enquanto a Lei do endurecimento relaciona a resultante das deformações plásticas que são necessárias para movimentar a superfície de plastificação, onde a resultante dessas deformações são distribuídas através da Lei de Fluxo.

Existem diversos modelos constitutivos na literatura, variando desde os mais simples até os mais realistas como o Cam-Clay Modificado, o qual é um modelo elastoplástico com endurecimento que incorpora vários aspectos fundamentais do comportamento dos solos. Os modelos constitutivos utilizados neste trabalho estão descritos nas seções seguintes de acordo com o manual do respectivo *software* que foi utilizado: Elástico perfeitamente plástico-SIGMA/W (GEO-SLOPE (2013)) e *Hardening Mohr-Coulomb*-OPTUM/G2 (Optum (2016)).

2.1.4 Modelo constitutivo Elastoplástico

É um modelo que se caracteriza por apresentar uma relação elástica e perfeitamente plástica, sendo as tensões diretamente proporcionais às deformações até o escoamento. Após este ponto, a curva tensão-deformação é perfeitamente horizontal, como pode ser observado na Figura 2.8. A plasticidade do solo é formulada utilizando usando a teoria da plasticidade incremental, consequentemente, quando o solo inicia o escoamento, a deformação incremental divide-se em componente elástico e um plástico como descrito na Equação 2.2, em que apenas incrementos de deformações elásticas provocarão aumento de tensão.

Figura 2.8 – Modelo constitutivo elastoplástico do SIGMA/W.



Fonte: GEO-SLOPE (2013).

Este modelo utiliza o critério de escoamento de Mohr-Coulomb como função de escoamento, a qual encontra-se na Equação 2.5 em termos das tensões principais,

$$\begin{aligned}
 F = & \sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] + \tau_{23} \sin\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right)} \\
 & - \sqrt{\frac{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] + \tau_{23}}{3} \cos\left(\theta + \frac{\pi}{3}\right) \sin\phi} \\
 & - \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \sin\phi - c \cos\phi
 \end{aligned} \quad (2.5)$$

sendo:

$$\theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left(3 \frac{\sqrt{3}}{2} \frac{J_3}{J_2^{3/2}} \right), \quad (2.6)$$

definido como o ângulo de Lode.

Como possui Lei de fluxo não associada, a superfície de potencial plástico é obtida da Equação 2.5 substituindo-se o ϕ pelo ψ (ângulo de dilatância do solo). Com isso, a função de potencial plástico do modelo elastoplástico implementado no SIGMA/W pode ser descrito como segue na Equação 2.7, onde o ângulo de dilatância do modelo varia entre $0 \leq \psi \leq \phi$ e quando nenhum valor é especificado, adota-se $\psi = \phi$.

$$F = \sqrt{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] + \tau_{23}} \sin \left(\theta + \frac{\pi}{3} \right) - \sqrt{\frac{\frac{1}{6}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2] + \tau_{23}}{3}} \cos \left(\theta + \frac{\pi}{3} \right) \sin \psi - \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3} \sin \psi - c \cos \psi \quad (2.7)$$

Os parâmetros de entrada do modelo seguem listados abaixo:

- E : Rigidez inicial;
- ν : Coeficiente de Poisson;
- c : Coesão do solo;
- ϕ : ângulo de atrito;
- ψ : Ângulo de dilatância do solo.

2.1.5 Modelo constitutivo Mohr-Coulomb com endurecimento (HMC, Hardening Mohr-Coulomb)

Trata-se de um modelo originado do clássico Mohr-Coulomb, caracterizado por possuir elasticidade linear, função de escoamento determinada através da coesão e ângulo de atrito do solo e Lei de fluxo não associada, sendo possível especificar um limite de tensão e superfície que corta o eixo hidrostático, servindo de "Cap" para o critério de

plastificação de Mohr-Coulomb. Surgiu devido algumas limitações apresentadas pelo modelo Mohr-Coulomb, o qual não captura o comportamento do solo de forma realista em algumas trajetórias de tensão.

Dentre as limitações do modelo padrão de Mohr Coulomb, destaca-se a utilização como parâmetro de entrada de apenas um módulo de rigidez, o que pode ocasionar a utilização de um módulo muito maior ou menor do que o necessário, uma vez que, o módulo de rigidez no descarregamento/rearregamento é significativamente maior do que no carregamento inicial. Dessa forma, ao se trabalhar com um único módulo de rigidez do solo, estes podem ser subestimados no descarregamento/rearregamento, caso sejam utilizados os parâmetros de rigidez inicial, ou superestimados no primeiro carregamento, caso se opte por utilizar o módulo de rigidez correspondente a resposta do solo no descarregamento/rearregamento.

Devido as limitações descritas anteriormente, foi desenvolvido o modelo *Hardening Mohr-Coulomb (HMC)*. Neste modelo, são considerados dois módulos de rigidez, objetivando prever o comportamento do solo de forma mais realista, capturando dilatação, contração e o estado crítico, ideal para solos granulares.

Como explicado na Subseção 2.1.1, a dilatação que ocorre para níveis significativos de deformação do solo é em função da compacidade do mesmo. Solos densos podem sofrer dilatação sob cisalhamento contínuo, enquanto solos menos densos tendem a dilatar menos ou podem até mesmo contrair plasticamente. Neste modelo constitutivo, diferente da maioria dos modelos existentes que consideram a dilatância constante, pode-se trabalhar com uma dilatância variável, denominada de dilatância de Taylor, a qual pode ser descrita como segue na Equação 2.8,

$$\frac{\varepsilon_v^p}{\varepsilon_s^p} = M - N - \frac{q}{p}, \quad (2.8)$$

sendo N a dilatância no estado limite último, onde

$$M = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi}, \quad (2.9)$$

e

$$q = \sqrt{\frac{(\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_2 - \sigma_1)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2}{2}} \quad (2.10)$$

Para o caso específico de ensaios triaxiais têm-se

$$q = \sigma_1 - \sigma_3 \quad (2.11)$$

e

$$p = \frac{\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3}{3}. \quad (2.12)$$

N pode ser reescrito em termos do ângulo de dilatância (ψ), como segue (Equação 2.13). Especificamente para o caso do ensaio de compressão triaxial, em que $\theta = -30$, a Equação 2.8 pode ser descrita como a Equação 2.14.

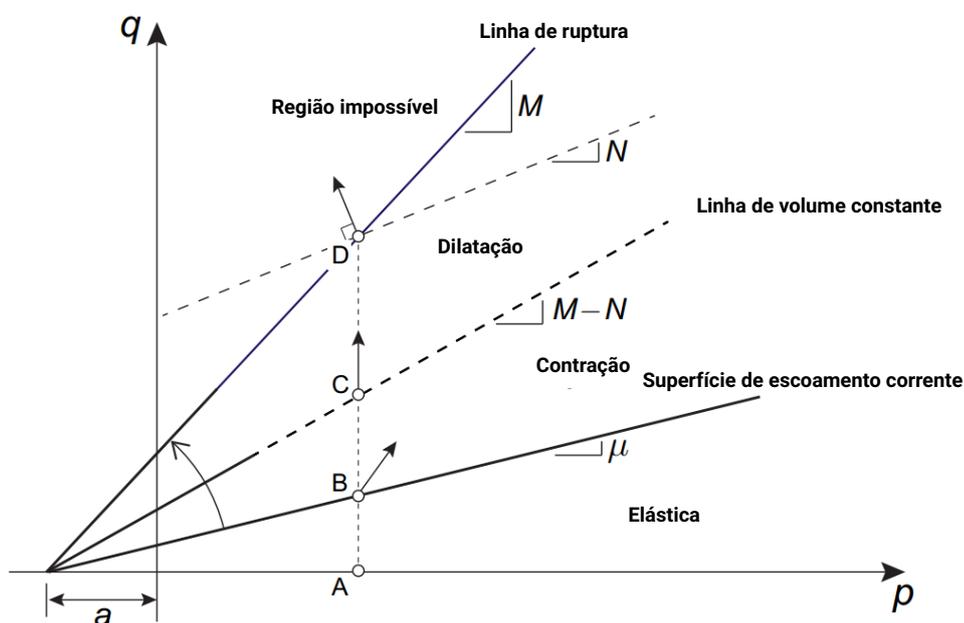
$$N = \frac{3 \sin \psi}{\sqrt{3 \cos \phi + \sin \phi \sin \psi}}, \quad (2.13)$$

$$\frac{\varepsilon_v^p}{\varepsilon_s^p} = \frac{6 \sin \phi}{3 - \sin \phi} - \frac{6 \sin \psi}{3 - \sin \psi} - \frac{q}{p} \quad (2.14)$$

Outra diferença relevante do modelo padrão de Mohr-Coulomb para o *Hardening Mohr-Coulomb* está na superfície de escoamento. O primeiro possui uma única região elástica limitada pelo critério de ruptura, enquanto o HMC é formado por três regiões no espaço p-q, sendo uma região elástica na qual não ocorre deformação plástica, uma região de contração onde o solo apresenta dilatância negativa e por último, uma região de expansão, como pode ser observado na Figura 2.9.

Durante o cisalhamento, inicialmente ocorre uma resposta elástica até o ponto B, onde a superfície de escoamento inicial é alcançada. Do ponto A ao ponto B, a superfície de escoamento endurece, enquanto a lei de fluxo resulta numa diminuição de volume, ou seja, uma compressão. Com a continuação do cisalhamento, o ponto C é alcançado e o comportamento muda de compressivo para dilatante e permanece assim até o ponto

Figura 2.9 – Superfície de escoamento do *Hardening Mohr-Coulomb*.



Fonte: Optum (2016).

D, local onde ocorre a ruptura.

Uma característica fundamental do modelo encontra-se na variação da rigidez do solo com o estado de tensão. Esta dependência de tensões é realizada através dos parâmetros p_{ref} e um parâmetro m que controla os valores do módulo de carregamento E_{50} e descarregamento/re-carregamento E_{ur} . Em síntese, essa dependência pode ser incluída nos módulos de rigidez através das Equações 2.15 e 2.16,

$$E_{50} = E_{50,ref} \prod(\sigma_3), \quad (2.15)$$

$$E_{ur} = E_{ur,ref} \prod(\sigma_3), \quad (2.16)$$

onde $\prod(\sigma_3)$ é dado pela Equação 2.17,

$$\prod(\sigma_3) = \left(\frac{\sigma_3 + c \tan \phi}{p_{ref} + c \tan \phi} \right)^m, \quad (2.17)$$

sendo o p_{ref} a tensão de referência (tensão confinante do ensaio triaxial), onde geral-

mente adota-se 100 kPa.

Os parâmetros de entrada do modelo encontram-se descritos abaixo:

a. Rigidez:

$E_{ur,ref}$ [MPa]: Módulo de carregamento/descarregamento para a tensão de referência adotada.

$E_{50,ref}$ [MPa] : Corresponde ao módulo de Young secante para a tensão de referência adotada.

ν_{ur} : Coeficiente de Poisson.

b. resistência ao cisalhamento:

c [kPa]: Coesão do solo;

φ [°]: ângulo de atrito do solo.

c. Lei de fluxo

Lei de Fluxo: Taylor/Dilatação Constante;

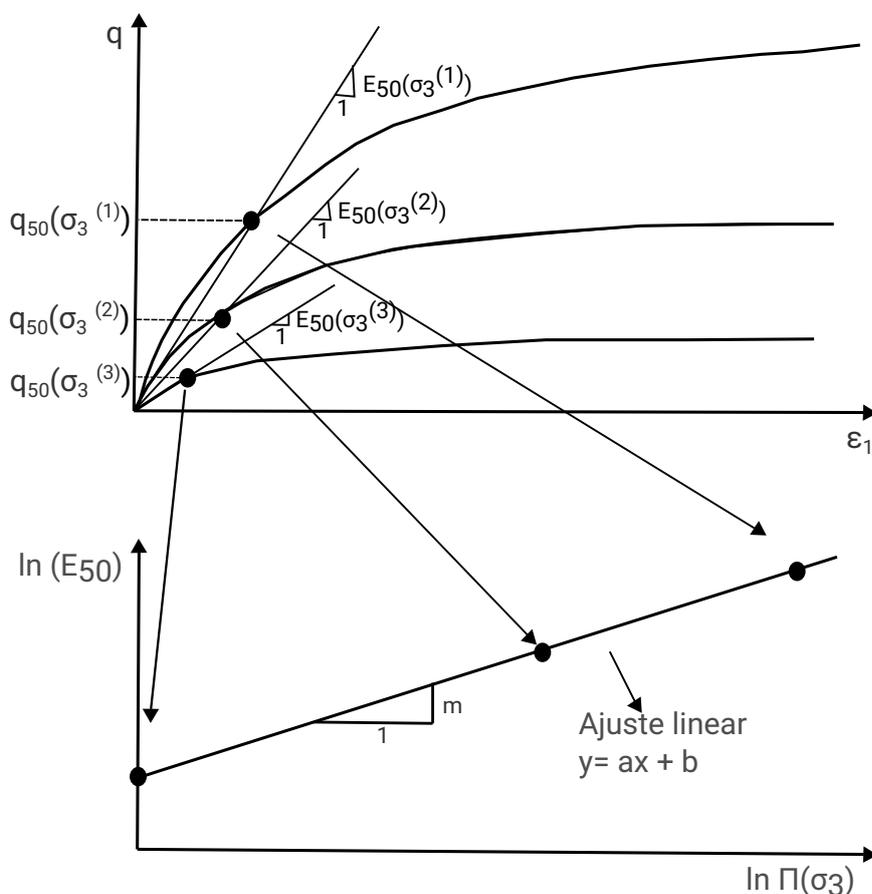
ψ [°]: Ângulo de dilatância do solo.

Os parâmetros m , $E_{50,ref}$ e $E_{ur,ref}$ são obtidos graficamente conforme a Figura 2.10. Para isso, inicialmente determina-se os módulos de rigidez das curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais consolidados drenados, para todas as confinantes estudadas: $E_{50\sigma_3^{(1)}}$, $E_{50\sigma_3^{(2)}}$, e $E_{50\sigma_3^{(3)}}$. Posteriormente, plota-se um gráfico dado pelo $\ln \Pi(\sigma_3)$ versus $\ln(E_{50})$. Os parâmetros de referência são determinados através de um ajuste linear, sendo m a inclinação da reta linear e o módulo de rigidez de carregamento para a pressão de referência correspondente ao intercepto y.

2.2 Noções básica de modelagem numérica

Devido a crescente disponibilidade dos recursos computacionais, a utilização da modelagem numérica na geotecnia tem sido cada vez mais expandida e aceita na elaboração de projetos geotécnicos, tornando-se algo fundamental, considerando, principalmente, o alto custo financeiro e de tempo aplicados na resolução de problemas analíticos complexos. Ainda, a modelagem permite a introdução de condições de contorno, geometrias e carregamentos complexos, os quais são uma grande limitação das soluções analíticas.

Figura 2.10 – Obtenção dos módulos de rigidez de referência.



Fonte: Adaptada de Obrzud e Truty (2018).

Sob essa perspectiva, nesse capítulo serão abordados de forma sucinta os dois métodos numéricos utilizados neste trabalho, bastante difundidos na geotecnia: o Método dos Elementos Finitos (FEM) e o Método dos Elementos Discretos (DEM).

2.2.1 Método dos elementos finitos (FEM, Finite Elements Method)

Originado no final do século XVIII, é o método mais utilizado em problemas geotécnicos, devido a sua grande versatilidade. Surgiu da aplicação em problemas estruturais e Gallagher e Padlog (1963) foram os primeiros a estabelecer campos de deslocamentos e cargas críticas em vigas e placas com o FEM. No mesmo ano, Archer (1963) utilizou campos de deslocamentos em elemento finito com o intuito de estabelecer a matriz de massa constante.

Como descrito acima, inicialmente o método foi aplicado em problemas estruturais,

mas logo a sua aplicação estendeu-se à análise de outros fenômenos físicos do meio contínuo, como problemas de transferência de calor e massa e meios porosos. Cook, Malkus e Plesha (1989) enfatizam que, inicialmente nenhum destes trabalhos teve uma aplicação muito prática, devido a inexistência de computadores capazes de resolver um grande número de equações algébricas.

Com o avanço dos recursos computacionais, o FEM foi se desenvolvendo, passando da análise estática para a dinâmica, dos problemas lineares para os não lineares, da análise de um único fenômeno a vários fenômenos de forma acoplada. E, mesmo ampliando o campo de aplicação, o método ainda utiliza as mesmas formulações, a qual fundamenta-se na montagem de matrizes de rigidez para cada elemento dada uma geometria qualquer.

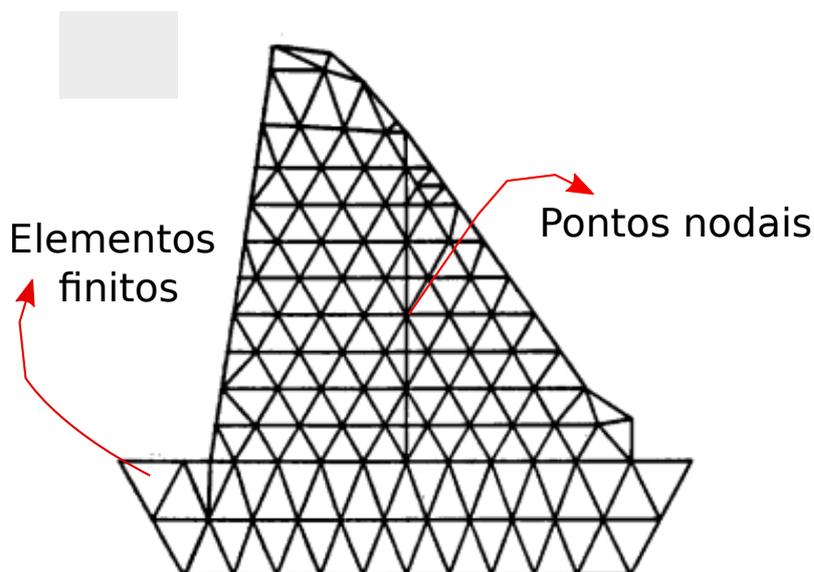
O FEM pode ser definido como um método aproximado de cálculo de sistemas contínuos, que permite analisar cargas, tensões ou deslocamentos através da discretização do meio contínuo em pequenos elementos, mantendo as mesmas propriedades do meio original. Clough (1990) descreve o método como uma mera extensão de métodos padrão de análise estrutural em que a estrutura é tratada como um conjunto de elementos estruturais discretos.

Em síntese, os elementos discretizados são conectados por nós e ao conjunto desses elementos dá-se o nome de malha de elementos finitos. Quanto maior for o refinamento da malha, maior será a quantidade de nós e conseqüentemente, será necessário um maior esforço computacional e o resultado será obtido com uma maior precisão.

Neste método o domínio do problema é aproximado por um conjunto de subdomínios com uma geometria simplificada, denominados de elementos finitos, onde é possível determinar sistematicamente as funções de aproximação necessárias para a solução do problema por um método variacional ou de resíduos ponderados. As condições de continuidade das variáveis primárias e balanço das variáveis secundárias nas interfaces dos elementos possibilita estabelecer equações para o domínio completo. Esta etapa é denominada de montagem do sistema global de equações, a qual viabiliza a solução de problemas com complexas condições de contorno e domínios.

Um exemplo de malha de elementos finitos encontra-se na Figura 2.11. Nela é possível observar um dado problema discretizado e a malha composta pelos pontos nodais e elementos finitos.

Figura 2.11 – Exemplo de malha de elementos finitos.



Fonte: Adaptada de Wilson (1993).

Cook, Malkus e Plesha (1989) expõe que, a principal qualidade do método encontra-se na versatilidade, dando possibilidade de aplicar o mesmo em vários problemas distintos, ou seja, o corpo em análise pode ter superfícies, cargas e condições arbitrárias e a malha do problema pode ter diferentes tipos de elementos.

Devido aos avanços tecnológicos que proporcionaram o crescimento dos recursos computacionais e aliado a isso, o crescente desenvolvimento de softwares específicos para uso da geotecnia, o uso do método dos Elementos Finitos ganhou destaque nesta área, processando modelos complexos na área dos mecânica dos solos. Importante ressaltar que, o desenvolvimento adequado de qualquer modelagem através do FEM sempre estará interligado a correta discretização dos elementos, a escolha das propriedades dos materiais e das condições de contorno.

De acordo com Melconian (2014), para resolução de um dado problema através do FEM, os seguintes passos devem ser seguidos:

- Pré-processamento

Nesta etapa é realizada a escolha final do tamanho adequado e do tipo de elemento para a representação do problema. Estão incluídas também no pré-processamento, a escolha do modelo do solo, a definição da malha que discretiza o domínio em

estudo, coordenadas dos nós, condições de contorno, cargas aplicadas, e propriedades dos materiais, neste caso na forma dos índices físicos essenciais à análise e dos valores das variáveis de entrada dos modelos escolhidos. O autor ressalta que na discretização do modelo, é importante que todos os elementos tenham formas similares, para evitar problemas de convergência nos cálculos matriz de rigidez do elemento.

- Processamento

Etapa onde é realizada a resolução numérica das equações que regem os fenômenos envolvidos.

- Pós-processamento

Depende diretamente do usuário para realizar a interpretação dos resultados que foram obtidos por meio do cálculo das equações definidas no modelo e realizar a definição da forma que os resultados serão apresentados .

Segundo Cook, Malkus e Plesha (1989), durante as décadas de 60 e 70 do século passado, vários programas que utilizam o método surgiram, como: ANSYS, NASTRAN, COSMOS, SAP e vários outros. Cada programa inclui vários tipos de elementos e podem trabalhar com análises estáticas, dinâmicas, troca térmica, escoamento transiente ou estacionário entre outros. Uma das principais vantagens destes programas encontram-se na rapidez que são utilizados, além disso, possuem apresentam uma interface muito boa com o usuário.

No presente trabalho, foram utilizados os programas OPTUM G2 e GeoStudio(SIGMA/W), cujas características dos *softwares* estão explanadas na Quadro 1. Embora fuja do escopo deste trabalho, uma descrição detalhada do FEM, existem diversas referências como Reddy (2006), Bathe (2006), Biezuner (2006) e Alves (2006) que tratam o assunto de forma pormenorizada.

2.2.2 Método dos elementos discretos (DEM, Discrete Element Method)

O método dos elementos discretos foi desenvolvido principalmente a partir da tese de Cundall (1971), que apresentava formulações de relaxação dinâmica para problemas de

Quadro 1 – Comparação entre os softwares comerciais utilizados na pesquisa.

Software	Tipos de análises	Geração automática da malha	Modelos Constitutivos disponíveis
OPTUM G2	Análise Limite, Redução de resistência, elástico, elastoplástico, Multiplicador elastoplástico, Consolidação	Sim	Mohr-Coulomb, Drucker-Prager, Tresca, AUS, Hoek-Brown, Cam Clay Modificado, <i>Hardening Mohr-Coulomb</i> , modelos hidráulicos
SIGMA/W	Elástica linear, Elastoplásticas não lineares em termos de tensões efetivas, variação da poropressão (adensamento acoplado), simulações de escavações e construção de aterros	Sim	Elástico linear, Elástico anisotrópico, Hiperbólico, Elástico perfeitamente plástico; Cam-Clay; Cam-Clay modificado e possibilidade de adicionar um novo modelo constitutivo pelo usuário por meio de algoritmos.

Fonte: Autora (2021).

interação entre blocos poligonais de rocha ou esferas (discos). O método foi aprimorado para representar além do comportamento mecânico de maciços rochosos, incluir também os aspectos hidráulicos e térmicos. O desenvolvimento de formulação problemas de interação entre esferas tomou rápido desenvolvimento com o trabalho de Cundall e Strack (1979).

Segundo Lima (2014), as modelagens numéricas utilizando o DEM se tornaram uma ferramenta relevante para o estudo de variados fenômenos envolvendo os materiais granulares na micro escala, fornecendo um laboratório virtual, que possibilita ao pesquisador obter resultados de experimentos difíceis ou impossíveis de serem executados fisicamente.

A vantagem de usar o DEM para simulação de materiais granulares é que, rastreando o movimento de cada partícula individualmente, informações detalhadas sobre o comportamento do modelo podem ser obtidas num dado intervalo de tempo. No entanto, essa simulação numérica detalhada tem a desvantagem de demandar um custo computacional elevado e, devido a isso, a sua utilização tende a ser limitada a simulação de sistemas com poucas partículas (MALONE; XU, 2008). Carvalho et al. (2013) destaca que outra vantagem do DEM, consiste em não utilizar malhas para o cálculo da interação entre os elementos, o que permite que a modelagem não seja limitada pela magnitude das deformações às quais o meio será submetido, ou seja, através do DEM é possível realizar cálculos de grandes deformações, permitindo a realização de modelagens de solos como argilas muito moles, quando são aplicadas cargas.

Neste método, todas as partículas devem ter uma geometria conhecida e podem ser rígidas ou deformáveis. A distribuição dessas partículas é aleatória, existindo possibilidades de construir meios com diferentes tamanhos de partículas distribuídas ao longo do conjunto, o que possibilita a idealização da natureza granular dos materiais, os quais são geralmente objeto de estudo do método dos elementos discretos.

A simulação é baseada em duas leis fundamentais: a) A Lei de Forças – Deslocamentos, que é aplicada para os contatos e atua atualizando as forças geradas em duas entidades (partícula-partícula ou partícula-parede) devido a superposição ou afastamento. b) Aplicação da segunda lei de Newton para o cálculo do movimento das partículas, possibilitando estudar a trajetória, velocidade e as forças que estão atuando em cada partícula num dado instante de tempo. Em síntese, ela tem a finalidade de determinar o movimento de cada partícula a partir das forças de contato e as forças aplicadas nas partículas. Dessa forma, Pinto (2011) descreve que a simulação no DEM é desenvolvida ao longo de um processo cíclico que engloba a integração da segunda Lei de Newton-Atualização das posições e rotações-Estabelecimento das condições iniciais-Determinação dos contatos-Cálculo das forças de contatos.

A equação do movimento é descrita por Morillo e Bandeira (2018) como segue abaixo,

$$m_i \mathbf{a}_i = \mathbf{F}_i^{total}(\mathbf{r}_1, \mathbf{r}_2, \dots, \mathbf{r}_{N_p}) = \mathbf{F}_{ip}^{contato} + \mathbf{F}_{ip}^{atrito} + \mathbf{F}_{ip}^{amort} + \mathbf{F}_{ij}^{contato} + \mathbf{F}_{ij}^{atrito} + \mathbf{F}_{ij}^{amort} + \mathbf{F}_{ij}^{adeso} + \mathbf{F}_{ij}^{grav}, \quad (2.18)$$

sendo:

m_i : massa da partícula;

\mathbf{r}_i : vetor da posição da i -ésima partícula;

\mathbf{F}_i^{total} : força total atuando na i -ésima partícula;

$\mathbf{F}_{ip}^{contato}$: forças de contato entre a partícula e a parede;

\mathbf{F}_{ip}^{atrito} : forças de atrito partícula-parede;

\mathbf{F}_{ip}^{amort} : forças de amortecimento geradas quando as partículas encontram-se em contato com a parede;

$\mathbf{F}_{ij}^{contato}$: forças de contatos entre partículas;

\mathbf{F}_{ij}^{atrito} : forças de atrito entre partículas;

$\mathbf{F}_{ij}^{amort.}$:forças de amortecimento geradas quando as partículas encontram-se num meio viscoso;

$\mathbf{F}_{ij}^{grav.}$:força da gravidade;

\mathbf{F}_{ij}^{adeso} :força de adesão entre as partículas.

Contato

De forma geral, Zhu et al. (2007) descreve que o contato entre duas partículas não ocorre em um único ponto no DEM, mas em uma área finita devido à deformação das partículas, sendo equivalente ao contato de dois corpos rígidos sobrepostos instantaneamente. Sendo assim, a força de contato distribuída nessa área finita pode ser decomposta em duas parcelas: a tangencial e a normal. Ainda segundo o autor, existe uma grande dificuldade para determinar precisamente essas forças. Como alternativa, o DEM utiliza modelos simplificados e equações para determinar as forças resultantes dos contatos entre as partículas.

Existem diversos modelos de contatos sendo utilizados no DEM atualmente, variando desde os mais simples como o *spring-dashpot* até os elastoplásticos, que tornam os modelos mais realistas. Todavia, Malone e Xu (2008) ressalta que, os modelos com maior complexidade demandam um maior processamento, sendo necessário adotar superfícies de contato lisas e propriedades uniformes do material, conseqüentemente não são normalmente utilizados. Dentre os modelos encontrados na literatura têm-se o modelo linear de Walton-Braun, linear de molas, Hertziano, e o de mola e amortecedor.

O mais utilizado dentre os modelos citados segundo Sullivan (2011), é o modelo linear de molas. Porém, a autora ressalta que existe uma grande dificuldade de aplicação do modelo por não representar corretamente a rigidez do material, sendo necessário calibrar o modelo conforme os resultados experimentais. Com a finalidade de corrigir tal falha e sabendo que quando duas esferas de comportamento elástico entram em contato, estas produzem uma resposta de deformação não linear, foi apresentado o modelo Hertziano, no qual a rigidez depende das duas partículas envolvidas no contato. Vários outros modelos são possíveis de encontrar na literatura, nesta pesquisa será utilizado o modelo de contato Hertziano.

Conforme Fischer-Cripps (2007), no modelo de contato Hertziano, a força de contato é originada da integral de distribuição de tensões devido à área de contato, os desloca-

mentos e tensões satisfazem as equações diferenciais de equilíbrio para corpos elásticos, no contato entre corpos não se considera o atrito, pressão normal externa é nula na superfície dos corpos, a qual é igual e oposta dentro do círculo de contato e a distância entre as superfícies dos corpos é zero.

Uma importante etapa na simulação no DEM, é a detecção dos contatos. Esta, é responsável pela ativação das forças de contato que agem sobre cada partícula, que ocorre após a modelagem do problema, a cada incremento de tempo. Pode ser realizada através de dois métodos baseados na geometria espacial: o mapeamento do contato partícula-parede e o mapeamento para a detecção do contato entre partículas. No primeiro, ocorre uma checagem do contato de cada partícula com as paredes mais próximas. O método de mapeamento para detecção de contato entre partículas é mais simples que o primeiro e consiste na realização de uma checagem da distância entre as partículas e a sua superposição (MORILLO; BANDEIRA, 2018). Para realização do cálculo entre os contatos, o modelo de Hertz utiliza as características ponderadas dos elementos desse contato. Considerando duas partículas i e j , o raio, o módulo de elasticidade e a massa ponderada são dadas respectivamente, pelas Equações 2.19, 2.20 e 2.21,

$$R_{pond} = \frac{R_i R_j}{R_i + R_j}, \quad (2.19)$$

$$E_{pond} = \left(\frac{1 - \nu_i^2}{E_i} + \frac{1 - \nu_j^2}{E_j} \right)^{-1}, \quad (2.20)$$

$$M_{pond} = \frac{m_i m_j}{m_i + m_j}, \quad (2.21)$$

sendo R_{pond} , E_{pond} , M_{pond} , o raio, o módulo de elasticidade e massa ponderados, respectivamente.

Utilizando o modelo de contato de Hertz, serão descritas a seguir, a formulação para o cálculo de cada uma das forças da equação do movimento, baseado no trabalho de Morillo e Bandeira (2018).

- Força de contato entre as partículas

Na superfície de contato, as partículas atuam como se fossem unidas por molas, dessa forma, a força gerada no contato será o produto da deformação da mola pela sua rigidez, onde sua direção é determinada pela linha que une os centros das partículas em contato. Esta força pode ser dividida em duas parcelas: normal e tangencial, sendo considerado neste trabalho, a tangencial como a força de atrito.

A geração dessa força é baseada na superposição de partículas, havendo a necessidade de verificar se realmente existe um contato ativo. Essa verificação é realizada através da proximidade entre as partículas, sendo expressa em função da distância entre os centros das mesmas. Considere as partículas i e j da Figura 2.12, sendo R_i e \mathbf{r}_i , o raio e o vetor posição da partícula i , respectivamente, e R_j e \mathbf{r}_j da partícula j , existirá contato entre essas duas partículas se $\|\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j\| \geq R_i + R_j$ e a superposição pode ser calculada através da equação abaixo,

$$\delta_{ij} = \|\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j\| - (R_i + R_j) \quad (2.22)$$

Com a superposição determinada, a força de contato normal entre partículas pode ser calculada através da Equação 2.23,

$$\mathbf{F}_{ij}^{con} = \frac{4}{3} (R_{pond}^{\frac{1}{2}}) E_{pond} \delta_{ij}^{\frac{3}{2}} \mathbf{n}_{ij}, \quad (2.23)$$

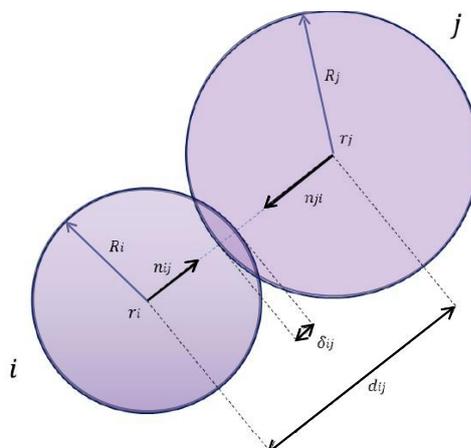
onde \mathbf{n}_{ij} o versor normal ao plano de contato, responsável pela direção da força, dado pela Equação 2.24

$$\mathbf{n}_{ij} = -\frac{\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j}{\|\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j\|} = \frac{\mathbf{r}_j - \mathbf{r}_i}{\|\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j\|}. \quad (2.24)$$

- Força de contato partícula-parede

Quando for detectado que uma partícula entrou em contato com o limite do domínio estabelecido nas condições de contorno, as forças que ocorrem no ponto desse contato serão calculadas, as quais são responsáveis por manter as partículas

Figura 2.12 – Contato partícula-partícula.



Fonte: Morillo e Bandeira (2018)

dentro do domínio simulado. Conforme a Figura 2.13, neste tipo de contato, a normal terá direção da reta de menor distância entre o centro da partícula e a parede, sendo aplicado as mesmas equações do contato partícula-partícula. A superposição nesse caso, refere-se a penetração da partícula da parede, representado por δ_{ip}^c e a força partícula-parede pode ser obtida através da Equação 2.25,

$$\mathbf{F}_i^{con,pared} = \frac{3}{4} R_{pond}^{\frac{1}{2}} E_{pond} \delta_{ip}^{\frac{3}{2}} (-\mathbf{n}_p). \quad (2.25)$$

- Força de amortecimento

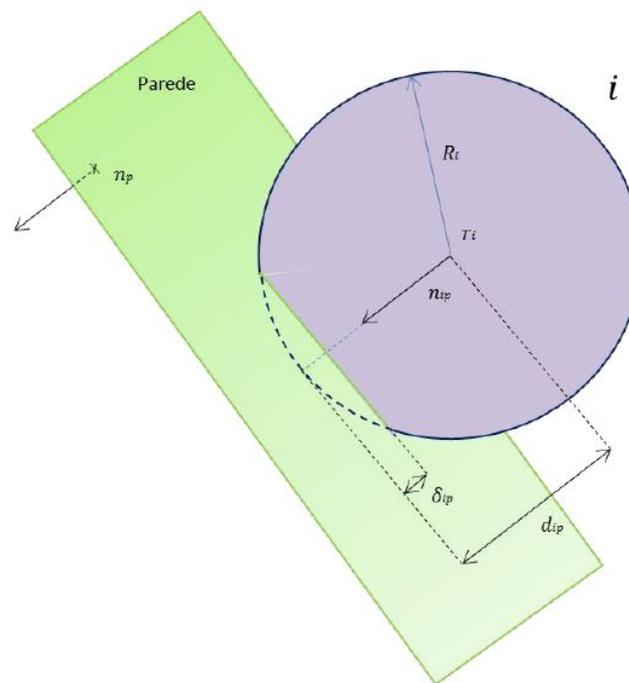
É a força responsável pela dissipação de energia no contato, objetivando proporcionar a estabilização das partículas para que eles cheguem mais rápido ao repouso, sendo definida tanto para o contato partícula-parede como para a partícula-partícula, baseada nas velocidades relativas normais no plano ($v_{ij,n}$), conforme a Figura 2.14.

Esta velocidade pode ser calculada através da equação abaixo,

$$\mathbf{v}_{ij,n} = [(v_j - v_i) \cdot \mathbf{n}_{ij}] \mathbf{n}_{ij}. \quad (2.26)$$

Sabendo a velocidade relativa, a força de amortecimento nos contatos pode ser

Figura 2.13 – Contato partícula-parede.



Fonte: Morillo e Bandeira (2018)

determinada através da Equação 2.27,

$$\mathbf{F}_i^{amort} = 2\xi\sqrt{2E_{pond}M_{pond}}(R_{pond}\delta_{ij}^{\frac{1}{4}})\mathbf{v}_{ij,n}, \quad (2.27)$$

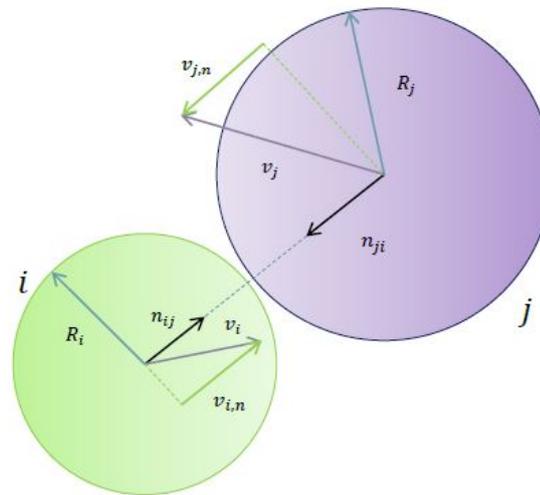
onde ξ varia de 0 a 1 e corresponde ao coeficiente de amortecimento, que depende das propriedades micromecânicas do material que constitui cada elemento e da parede que forma o par em contato. Este coeficiente é calculado pela média ponderada de cada elemento envolvido no contato (Equação 2.28), possibilitando caracterizar de forma correta, o material que será simulado,

$$\xi_{pond} = \frac{E_i\xi_i + E_j\xi_j}{E_i + E_j} \quad (2.28)$$

- Força de adesão

Pode ser definida como a força de atração entre as partículas, consequência da força eletromagnética entre elas ou devido a presença de algum fluido viscoso no meio. Para existir uma força de adesão entre partículas, $\|\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j\| \leq R_i + R_j$ e

Figura 2.14 – Velocidades normais.



Fonte: Morillo e Bandeira (2018).

$|\varepsilon_{ij}| \geq \varepsilon^*$, sendo calculada pela Equação 2.29

$$\mathbf{F}_i^{adeso,n} = K_{ij}^{nb} |\varepsilon_{ij}|^{Pb} \mathbf{n}_{ij} \mathbf{A}_{ij}^c, \quad (2.29)$$

sendo K_{ij}^{nb} uma constante de ligação menor ou igual a zero, Pb é um parâmetro do material e a deformação linear normalizada adimensional ε_{ij} , obtida pela Equação 2.30

$$\varepsilon_{ij} = \left| \frac{\|\mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j\| - (R_i + R_j)}{(R_i + R_j)} \right| = \frac{\delta_{ij}}{(R_i + R_j)}. \quad (2.30)$$

- Força de gravidade

Consiste em uma força constante que atua em cada partícula à todo instante, dada pela Equação 2.31

$$\mathbf{F}_{grav} = -m_i \mathbf{g}, \quad (2.31)$$

onde m é a massa da partícula i e g a aceleração da gravidade.

Como o modelo de Hertz supõe que as partículas são lisas, sem atrito, esta força não será calculada com base nesse modelo, sendo calculada separadamente de acordo com as propriedades do material modelado.

- Força de atrito

Trata-se de uma força tangencial, ocasionada pela rugosidade das superfícies das partículas em contato. Esta força, atua sobre as partículas, impedindo ou retardando a movimentação, sendo representada pelo coeficiente de atrito, podendo se apresentar de dois tipos: força de atrito estático ou força de atrito dinâmico. A força de atrito estático atua sobre uma partícula em repouso, dificultando ou impedindo o seu movimento, dessa forma, esta força deve ser igual ou menor ao somatória das forças externas aplicadas na partícula. Quando as partículas estão se movendo e, portanto, a somatória das forças externas ultrapassaram a força estática limite, começa a atuar a força de atrito dinâmico, em oposição a movimentação dessas partículas.

De acordo com Morillo e Bandeira (2018), para determinar a força de atrito deve-se realizar um processo de verificação de movimento no contato utilizando o limite de atrito estático como segue na relação abaixo,

$$K_f \|\mathbf{v}_{j,\tau}^c - \mathbf{v}_{i,\tau}^c\| A_{ij}^c \Delta t \text{ contra } \mu_s \|\mathbf{F}_{ij}^{con,n}\|, \quad (2.32)$$

onde:

K_f : constante de conformidade do contato tangencial;

$\|\mathbf{v}_{j,\tau}^c - \mathbf{v}_{i,\tau}^c\|$: velocidade tangencial relativa no ponto de contato (expressada como valor de distância);

Δt : intervalo de tempo utilizado na discretização;

μ_s : coeficiente de atrito estático;

A_{ij}^c área de contato entre as partículas, que pode ser dada pela Equação 2.33

$$A_{ij}^c = \pi a_{ij}^2, \quad (2.33)$$

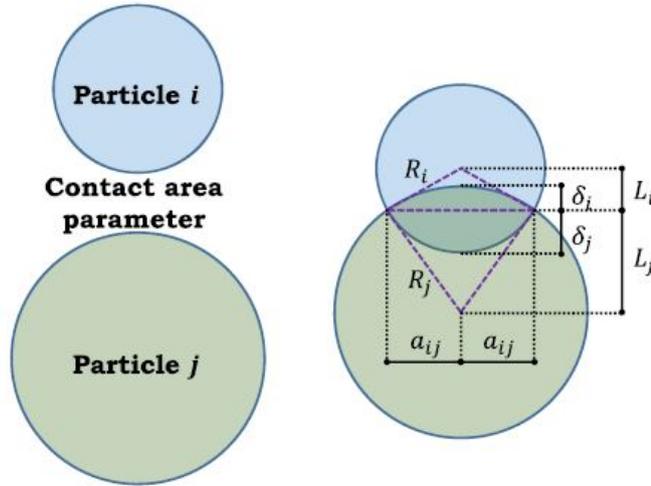
sendo a_{ij} dado por Equação 2.34, conforme a Figura 2.15,

$$a_{ij}^2 = (R_i^2 - L_i^2), \quad (2.34)$$

com L_i expresso pela Equação 2.35

$$L_i = \frac{1}{2} \left(\| \mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j \| - \frac{R_j^2 - R_i^2}{\| \mathbf{r}_i - \mathbf{r}_j \|} \right). \quad (2.35)$$

Figura 2.15 – Área de contato entre as partículas.



Fonte: Morillo e Bandeira (2018).

Caso o limite estático não coincida com a relação $K_f \| v_{j,\tau}^c - v_{i,\tau}^c \| A_{ij}^c \Delta t < \mu_s \| \mathbf{F}_{ij}^{con,n}$, conclui-se que não existe movimento e a força será calculada pela Equação 2.36

$$\mathbf{F}_{ij}^{con,f} = K_f \| \mathbf{v}_{j,\tau}^c - \mathbf{v}_{i,\tau}^c \| A_{ij}^c \Delta t \mathbf{v}_{ij,\tau}, \quad (2.36)$$

com $\mathbf{v}_{ij,\tau}$ definido como a componente tangencial da velocidade, calculada pela Equação 2.37

$$\mathbf{v}_{ij,\tau} = \mathbf{v}_{ij} - \mathbf{v}_{ij,n}. \quad (2.37)$$

Caso ocorra o oposto, ou seja, o limite seja igual ou maior que a relação ($K_f \| \mathbf{v}_{j,\tau}^c - \mathbf{v}_{i,\tau}^c \| A_{ij}^c \Delta t \geq \mu_s \| \mathbf{F}_{ij}^{con,n}$), a força será calculada pela Equação 2.38

$$\mathbf{F}_{ij}^{con,f} = \mu_d \| \mathbf{F}_{ij}^{con,n} \| \mathbf{v}_{ij,\tau}, \quad (2.38)$$

sendo μ_d o coeficiente de atrito dinâmico.

Integração no tempo

Consiste na etapa em que são solucionadas as equações do movimento das partículas e da relação força-deslocamento dada pela segunda lei de Newton, descritas na Subseção 2.2.2, em um intervalo de tempo Δt . Neste trabalho, será utilizado o processo de integração do tipo trapezoidal(Figura 2.16), conforme descrita por Morillo e Bandeira (2018) e Bandeira e Zohdi (2018).

Sabendo que $v = \frac{dr}{dt}$ e $a = \frac{dv}{dt}$, sendo r a posição da partícula ao longo de uma trajetória, integrando ambas as variáveis de aceleração e velocidade em função do tempo, obtêm-se que

$$\int_t^{t+\Delta t} a_i dt = \int_{v_0}^v dv, \quad (2.39)$$

Como a aceleração também pode ser descrita como uma relação força-massa derivada da Lei de Newton, a Equação 2.39 pode ser reescrita como a Equação 2.40 ou Equação 2.41

$$(\mathbf{v} - \mathbf{v}_0) = \frac{1}{m_i} \int_t^{t+\Delta t} \mathbf{F}_i^T dt \quad (2.40)$$

ou

$$\mathbf{v} = \mathbf{v}_0 + \frac{\Delta t}{m_i} [\emptyset \mathbf{F}_i^T(t + \Delta t) + (1 - \emptyset) \mathbf{F}_i^T(t)], \quad (2.41)$$

onde \emptyset corresponde a um escalar que varia de a a 1, denominado de contração. Quando $\emptyset = 0$ o sistema é resolvido através do método explícito e se $0 < \emptyset \leq 1$ pelo método implícito. As posições das partículas atualizadas podem ser obtidas, também pela regra de integração trapezoidal, através das Equações 2.42 e 2.43

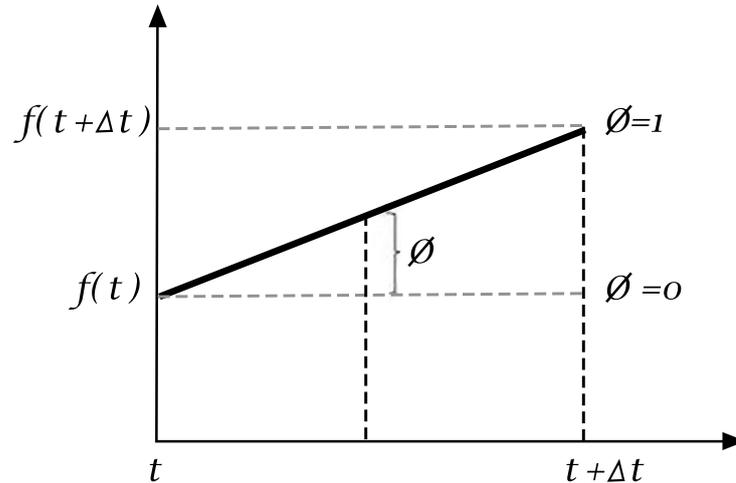
$$(\mathbf{r} - \mathbf{r}_0) = \int_t^{t+\Delta t} v dt \quad (2.42)$$

$$\mathbf{r} = \mathbf{r}_0 + \Delta [\emptyset \mathbf{v}_i(t + \Delta t) + (1 - \emptyset) \mathbf{v}_i(t)]. \quad (2.43)$$

A posição final das partículas é descrita pela Equação 2.44

$$\mathbf{r}_i(t + \Delta t) = \mathbf{r}_i(t) + \mathbf{v}_i t \Delta t + \frac{\emptyset(\Delta t)^2}{m_i} (\emptyset \mathbf{F}_i^{Total}(t + \Delta t) + (1 - \emptyset) \mathbf{F}_i^{Total}(t)), \quad (2.44)$$

Figura 2.16 – Processo de integração no tempo



Fonte: Morillo e Bandeira (2018).

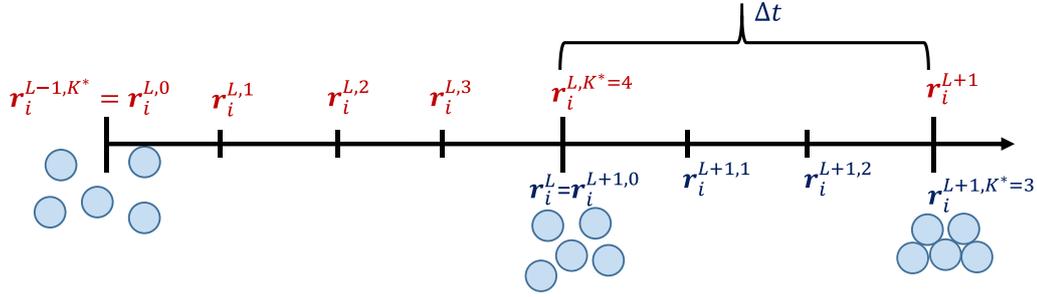
Para resolução das equações resultantes desse processo de interação, será utilizado nessa pesquisa o método de solução iterativa, em que são implementados dois contadores K e L no algoritmo, seguindo a metodologia de Zohdi (2014). De acordo com Morillo e Bandeira (2018), L é definido como superíndice e são os incrementos de tempo, que possuem a finalidade de manter constância para cada iteração até que a convergência seja alcançada. Enquanto o K , trata-se do indicador de iteração dentro de cada incremento de tempo $L + 1$. Os parâmetros descritos podem ser melhor visualizados na Figura 2.17, onde encontra-se o processo de iteração em um dado intervalo de tempo.

Com base no exposto acima, equação da trajetória da i -ésima partícula, pode ser expressa através da Equação 2.45,

$$\mathbf{r}_i^{L+1} = \mathbf{r}_i^L + \mathbf{v}_i^L \Delta t + \frac{\emptyset(\Delta t)^2}{m_i} (\emptyset (\mathbf{F}_i^{Total,L+1}) + (1 - \emptyset) \mathbf{F}_i^{Total,L}). \quad (2.45)$$

Ainda, a Equação 2.45 pode ser reescrita como a Equação 2.46, onde estão agrupados os termos que não variam ao longo tempo e os valores correspondentes ao cálculo das

Figura 2.17 – Interpretação geométrica da interação dentro de um intervalo de tempo.



Fonte: Bandeira e Zohdi (2018).

forças, realizada anteriormente,

$$\mathbf{r}_i^{L+1, K} = \eta(\mathbf{r}_i^{L+i, K-1}) + \mathbf{R}_i, \quad (2.46)$$

sendo: $\eta(\mathbf{r}_i^{L+i, K-1}) = \frac{\emptyset(\Delta t)^2}{m_i} \mathbf{F}_i^{Total, L+1, K-1}$ e o comportamento do parâmetro η é responsável pela convergência do sistema,

e

$$\mathbf{R}_i = \mathbf{r}_i^L + \mathbf{v}_i^L \Delta t + \frac{\emptyset(\Delta t)^2}{m_i} (1 - \emptyset) \mathbf{F}_i^{Total, L}$$

Para analisar a convergência do sistema é necessário definir mais três parâmetros: \bar{w}_k , Z_k e K_d .

- \bar{w}_k : Consiste no erro da iteração e tem o objetivo de avaliar a convergência nos cálculos das posições e velocidades de cada partícula. É expresso analiticamente pela Equação 2.47

$$\bar{w}_k \stackrel{def}{=} \frac{\| \mathbf{r}_i^{L+1, k} - \mathbf{r}_i^{L+1, k-1} \|}{\| \mathbf{r}_i^{L+1, K} - \mathbf{r}_i^L \|} \quad (2.47)$$

- Z_k : Este controla o erro obtido na Equação 2.47, definindo se deve ou não, ser necessária a diminuição ou incremento do intervalo de tempo Δt . Pode ser calculado pela Equação 2.48

$$Z_k \stackrel{def}{=} \frac{\bar{w}_k}{TOL}, \quad (2.48)$$

onde TOL é a tolerância, que varia de 10^{-6} a 10^{-3} . Para garantir a convergência,

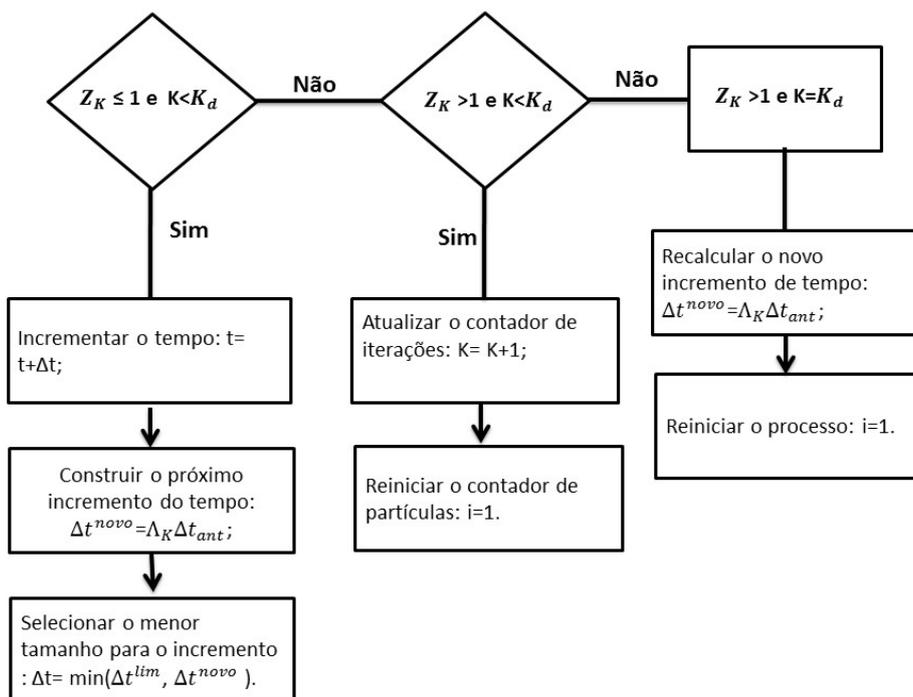
$$Z_k \leq 1.$$

- K_d : Trata-se de um número máximo de iterações, utilizado para evitar o excesso destes, garantindo a menor quantidade de iterações possíveis para atingir a convergência.

Com os parâmetros definidos acima, a verificação da convergência das iterações podem ser realizadas como apresentado na Figura 2.18, onde Λ_k pode ser obtido pela Equação 2.49. Para mais informações sobre o algoritmo de integração dinâmica, consultar Bandeira e Zohdi (2018).

$$\Lambda_k = \frac{\frac{TOL}{\bar{w}^{L+1}} \frac{1}{p^{K_d}}}{\frac{\bar{w}^{L+1,k}}{\bar{w}^{L+1}} \frac{1}{p^k}}. \quad (2.49)$$

Figura 2.18 – Verificação da convergência das iterações.



Fonte: Autora.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Atualmente encontram-se disponíveis diversas ferramentas que facilitam e possibilitam modelar e aplicar o DEM a praticamente todos os principais conceitos geotécnicos desenvolvidos. Devido a isso, já existem vários trabalhos na Literatura sobre modelagem numérica na Geotecnia com o uso do DEM. Conforme já ressaltado, em qualquer modelagem, é importante nunca perder de vista que a obtenção de resultados adequados está associada a uma grande fundamentação teórica do usuário e a uma boa avaliação da consistência dos dados de entrada e saída. Esta seção tem o objetivo de mostrar alguns trabalhos da mecânica dos solos, realizados através do FEM e DEM.

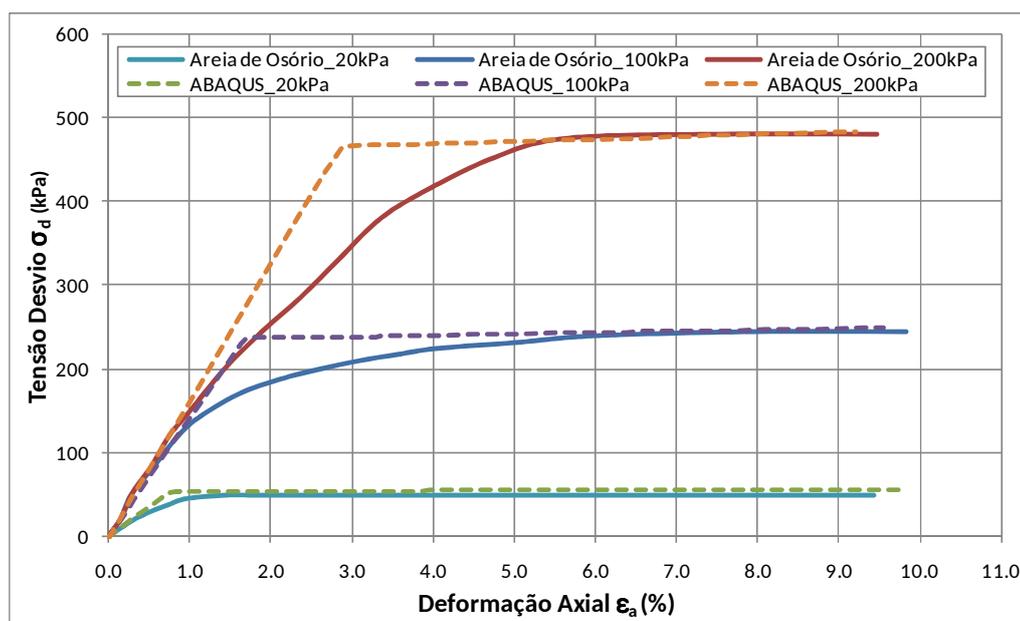
No primeiro exemplo, têm-se a modelagem do comportamento de fundações profundas submetidas a carregamento lateral realizada por Lautenschläger (2010). O autor realizou a simulação de ensaio triaxiais drenados com o FEM, utilizando o modelo constitutivo Mohr-Coulomb no *software* comercial Abaqus, para obter os parâmetros de Mohr Coulomb calibrados, objetivando realizar a validação do modelo numérico. A simulação foi realizada em geometria 3D, por axissimetria e os corpos de prova tinham as mesmas condições dos experimentais. Como parâmetro de entrada, em todas as situações, adotou-se o módulo de Young secante à 50 % da tensão desviadora de pico, obtidas através das curvas tensão-deformação dos ensaios triaxiais experimentais.

A Figura 3.1 ilustra os resultados experimentais e os resultados simulados obtidos pelo programa/modelo numérico utilizado. Como se pode observar, há uma boa concordância entre as curvas dos ensaios de laboratório e simuladas, empregando-se para o solo valores de parâmetros de resistência praticamente iguais aos obtidos quando do ajuste da envoltória de cisalhamento, apesar das curvas simuladas apresentarem uma rigidez inicial maior que os dados experimentais.

O método do elementos finitos também foi utilizado por Kim, Rahardjo e Satyanaga (2018) através dos softwares SIGMA/W e YS-Slope com o modelo constitutivo Cam-Clay Modificado. O primeiro foi utilizado para estudar as características de resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado sob condições de infiltração de água e o YS-Slope, para investigar o comportamento hidromecânico de um talude subme-

tido à infiltração, com resolução acoplada do problema de tensão e fluxo. Os autores realizaram a simulação do ensaio triaxial com análises do tipo deformação plana em 2D, em três etapas, semelhante ao ensaio real. Inicialmente foi realizado a consolidação da amostra, onde uma tensão normal foi aplicada na parte superior e nos lados da amostra com magnitude semelhante ao ensaio real. A imposição da sucção inicial foi realizada aplicando-se valores de pressão neutra em pontos específicos. Posteriormente, foi realizado o cisalhamento e por fim, a infiltração. Foi observado que a utilização do SIGMA/W e do YS-Slope resultaram em dados compatíveis aos experimentais e que os problemas de deformação plana podem ser utilizados para simular a realização de ensaios triaxiais.

Figura 3.1 – Comparação entre os resultados obtidos através do ensaio de laboratório e simulação numérica nas Curvas Tensão-deformação



Fonte: Lautenschläger (2010).

No Quadro 2 seguem outros trabalhos utilizando o FEM para prever o comportamento de amostras de solo em ensaios triaxiais. Tratando-se do método dos elementos finitos, a representação adequada do comportamento tensão-deformação dos solos está relacionada diretamente a escolha do modelo constitutivo utilizado, ou seja, mais importante que o método ou o software utilizado, é o modelo constitutivo, assim como a obtenção dos parâmetros de entrada deste. Portanto, um grande problema da utilização do método dos elementos finitos em *softwares* comerciais está na dificuldade de

encontrar modelos constitutivos mais realistas, que representem adequadamente características do comportamento de alguns solos como no caso das areias compactas, que apresentam pico de resistência e dilatância, apesar de modelos como este já existirem.

Como exemplo, têm-se o modelo constitutivo de Jefferies (1993), denominado de *NorSand*, que difere dos modelos tradicionais, como Cam Clay e Cam Clay modificado. Neste modelo, o comportamento da areia é ditado por um parâmetro de estado, que representa a distância do índice de vazios da areia para a linha de estados críticos, conseguindo desta forma capturar o comportamento do solo.

Quadro 2 – Estudo do comportamento drenado e não drenado do solo através do Método do elementos finitos.

Autor	Modelo Constitutivo	Tipo de análise	Pesquisa realizada	Software
Burnier (2006)	Hiperbólico	CD	Análise numérica de provas de cargas em sapatas utilizando o FEM. O autor utilizou o SIGMA e o ANLOG, onde constatou que o ANLOG simulou perfeitamente, porém o SIGMA modelou corretamente até 90% da tensão de ruptura.	ANLOG e SIGMA/W
Costa (2009)	Elastoplástico	CD/CU	Estudo de Tensão x Deformação para o 3º alteamento da barragem do Itabiruçu.	Abaqus
Almeida (2010)	Hiperbólico	CU/CD	Estudo de comportamento Tensão x Deformação de uma barragem durante sua construção, onde os resultados mostraram-se satisfatórios para previsão das tensões totais.	SIGMA/W
Mofiz e Islam (2010)	Cam-Clay	CD	Utilização do SIGMA/W para prever o comportamento tensão x deformação de um solo expansivo, onde foi verificado que a previsão apresentou resultados aceitáveis, sendo bastante eficiente para prever esse tipo de comportamento.	SIGMA/W
Pivar (2011)	Mohr-Coulomb	CD	O trabalho estimou o fator de melhoria de recalque em solo com colunas de britas. O autor comparou um modelo 2D com o estudo analítico e o modelo de laboratório, concluindo pela boa concordância entre os métodos.	Plaxis 2D

Fonte: Autora (2021).

O método dos elementos discretos também tem se mostrado eficiente na modelagem de problemas geotécnicos. Apesar dos diferentes trabalhos encontrados na literatura, serão citados nesta seção, somente alguns trabalhos julgados mais relevantes para o desenvolvimento da pesquisa.

Neves (2009) aplicou o método dos elementos discretos para previsão do comportamento de solos granulares, onde o comportamento do solo foi analisado por meio de um

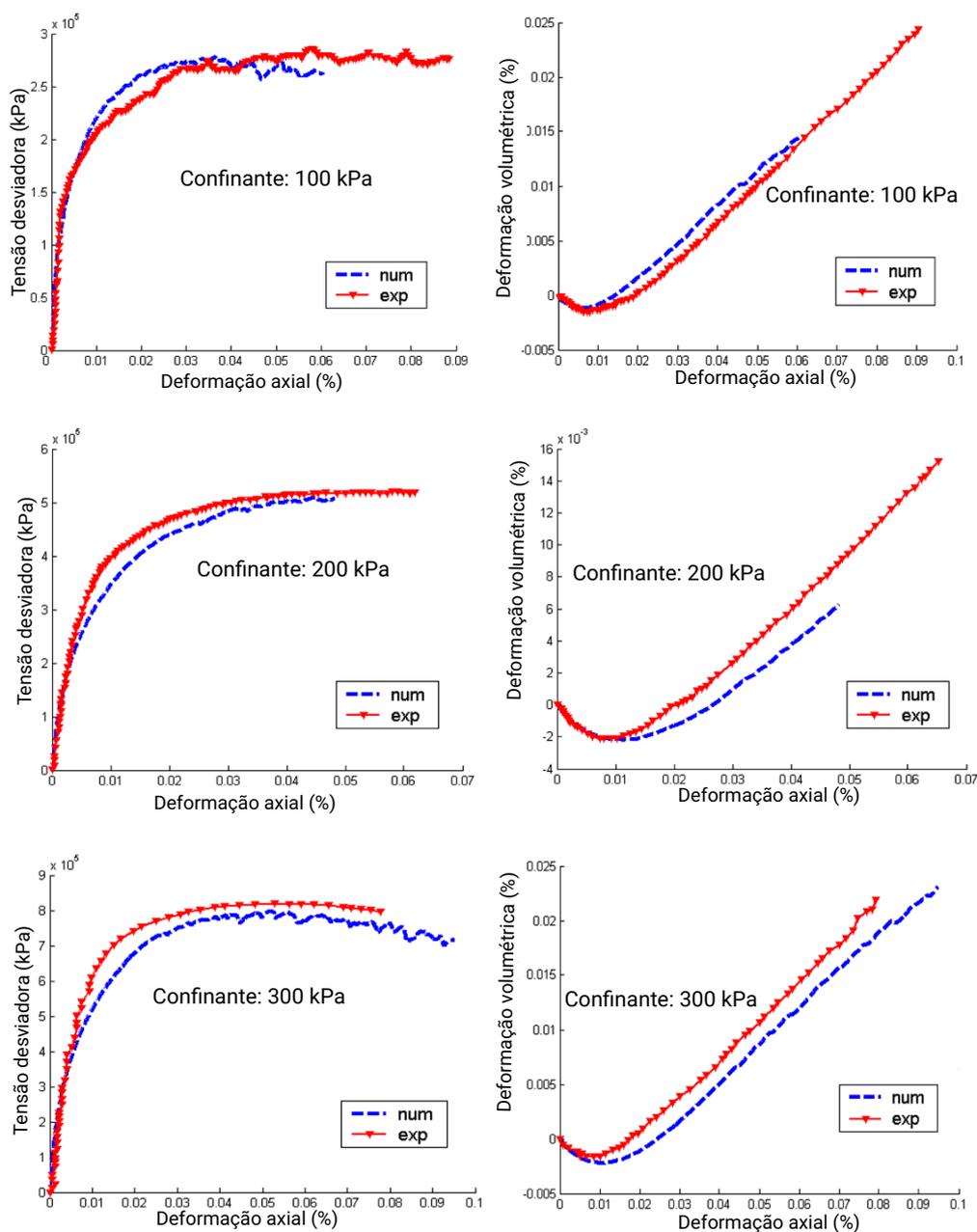
modelo numérico computacional de ensaio biaxial, implementado no código comercial PFC2D. Com os resultados, notou-se que as propriedades elásticas são influenciadas pela porosidade inicial, tensão de confinamento e formato das partículas. Além disso, para as amostras simuladas, o autor verificou que mesmo utilizando um modelo de interação entre partículas elástico linear e com equações simples, a interação entre as partículas resultou em um comportamento elastoplástico não linear com endurecimento.

Belheine et al. (2009) realizaram uma simulação numérica de ensaios triaxiais drenados de um material granular, utilizando o DEM com as mesmas condições dos experimentos físicos, onde o material foi simulado com resistência ao rolamento, considerando a rugosidade dos grãos, sendo as partículas geradas pelo método de expansão de raios. Os autores utilizaram a resistência de contato normal, contato tangencial, resistência de contato de rolamento, atrito local e um coeficiente adimensional que controla o limite plástico de rolamento, como micro parâmetros de entrada do modelo numérico. Ainda, segundo Belheine et al. (2009), baseado em alguns estudos anteriores, a resposta elástica é dada principalmente pela resistência de contato normal e a deformação depende fortemente da fricção local. As propriedades micromecânicas do modelo foram calibrados para corresponder à resposta macroscópica do material real e os resultados podem ser observados na Figura 3.2. Nota-se que os resultados modelados apresentaram uma boa aderência aos resultados experimentais.

Ng (2009) utilizou o Método dos Elementos Discretos para simular ensaios triaxiais em amostras cúbicas e realizou um estudo do comportamento do material no estado crítico. O autor avaliou a influência dos parâmetros microscópicos, como a força normal dos contatos da partícula, no comportamento macroscópico da amostra. Os resultados possibilitaram concluir que, mesmo as amostras sendo submetidas a tensões de confinamento distintas, resultando em parâmetros micro e macro diferentes, o estado crítico era atingido em aproximadamente 40% de deformação axial.

Um grande problema que ocorre na modelagem de ensaios triaxiais é a escolha das condições de contorno que represente adequadamente as condições reais. No ensaio triaxial real o corpo de prova é envolvido por uma membrana flexível, sendo esta uma característica importante do ensaio, uma vez que, a membrana flexível permite a adequada deformação volumétrica e a forma correta de ruptura durante a aplicação de

Figura 3.2 – Comparação entre a simulação numérica e experimental de ensaios triaxiais drenados.



Fonte: Belheine et al. (2009).

confinamento na amostra triaxial. Os trabalhos de modelagem de ensaios triaxiais geralmente eram realizados com limites periódico ou rígido, simulando a membrana flexível. O primeiro é difícil de ser implementado em uma amostra cilíndrica, já o limite rígido trata os limites como paredes rígidas, podendo ser de qualquer formato, no entanto não representando o comportamento real da membrana. Segundo Cui, O'Sullivan e O'Neill (2007), devido a essa dificuldade, a maioria dos estudos de ensaios triaxiais não

conseguem apresentar os resultados com precisão.

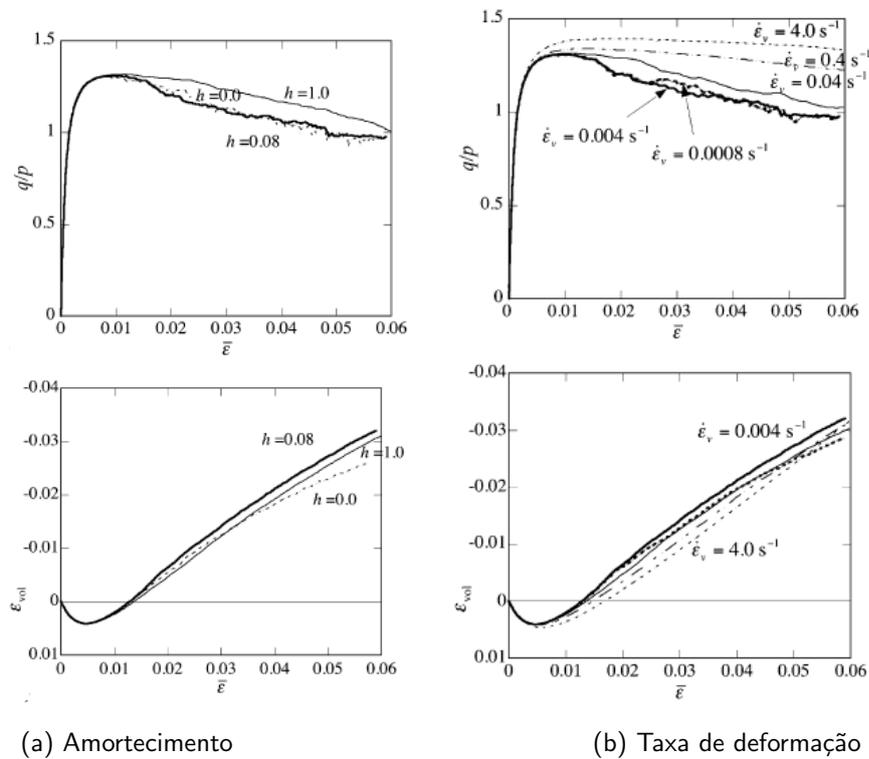
Com o objetivo de modelar de forma mais realista ensaios triaxiais, Wang, Tonon e Law (2009) desenvolveram em seu trabalho sobre modelagem de rocha utilizando método dos elementos discretos um limite de membrana, sendo esta diferente da parede rígida. O limite de membrana tem a finalidade de aplicar de forma mais realista as pressões de confinamento em ensaios triaxiais, superando as desvantagens dos limites convencionais. Bono, McDowell e Wanatowski (2012) também desenvolveram um modelo de membrana flexível ao estudar o comportamento de um material granular em altas pressões, modelo este utilizado posteriormente por Bono, McDowell e Wanatowski (2014) para o desenvolvimento de ensaios triaxiais em uma areia cimentada. O modelo consiste em uma matriz cilíndrica de partículas envolvendo o limite lateral da amostra, com forças discretas aplicadas a cada partícula para dar o efeito de pressão de confinamento. As partículas da membrana formam um arranjo hexagonal, possuindo a identificação de cada partícula da membrana, permitindo a manipulação facilmente. Além disso, para evitar que as partículas da membrana penetrem na amostra, elas devem ser pequenas (33% menor do que a menor partícula da amostra).

Uma comparação entre os limites flexível e rígido é realizado no trabalho de Wang, Tonon e Law (2009), onde conclui-se que a condição de limite simulado através das paredes rígidas proporciona uma maior resistência que as condições de limite de membrana flexível. Na ruptura, as amostras com limite de parede rígida rompem com maiores deformações do que as de parede flexível e, além disso, os limites também afetam a deformabilidade, sendo que o módulo de Young se apresenta maior sob a condição de parede rígida.

Suzuki e Kunh (2014) realizaram um estudo dos parâmetros de entrada (taxa de deformação, amortecimento e o passo de tempo) na simulação de ensaios biaxiais de cisalhamento. Notou-se que, à medida que a taxa de deformação ou constante de amortecimento aumenta, o pico de resistência aumenta e a inclinação da curva tensão-deformação pós-pico é reduzida, conforme mostra a Figura 3.3. Dessa forma, os autores enfatizaram que a taxa de deformação e amortecimento devem ser cuidadosamente selecionados para que os resultados simulados se aproximem dos resultados experimentais.

Rocha et al. (2019) realizou vários ensaios biaxiais com a finalidade de encontrar

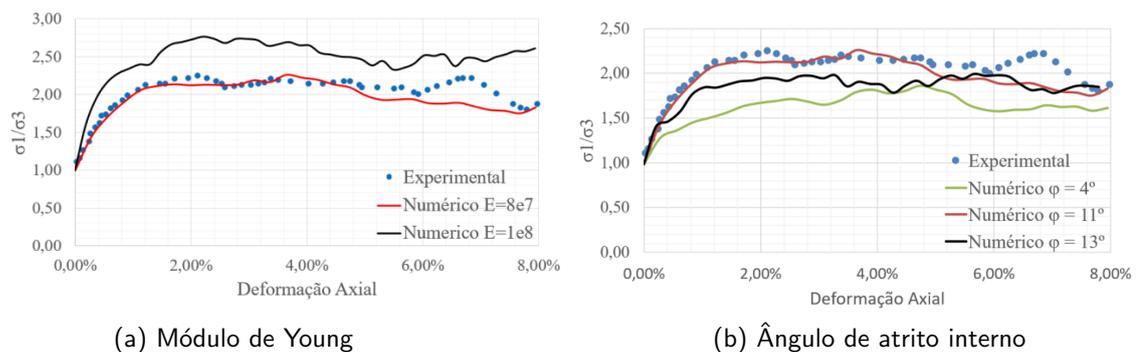
Figura 3.3 – Calibração dos parâmetros de entrada.



Fonte: Suzuki e Kunh (2014).

os melhores parâmetros microscópicos que refletiriam o comportamento macroscópico da amostra, considerando as condições iniciais. Para tanto, focou-se em variar tanto o módulo de Young das partículas como o ângulo de atrito nos contatos a fim de permitir a calibração do ensaio numérico com o ensaio físico. Os valores utilizados e os parâmetros obtidos encontram-se na Figura 3.4. Importante destacar que os autores trabalharam com um modelo reduzido, sendo corrigidas as massas específicas entre o ensaio físico e numérico para obtenção de uma resposta global coerente.

Figura 3.4 – Calibração dos parâmetros de entrada.



Fonte: Rocha et al. (2019).

Nota-se que os resultados encontrados foram coerentes, já que quanto maior o módulo de Young, maior é a rigidez inicial apresentada pelo material, conforme pode ser visto na Figura 3.4 (a). No que refere-se ao ângulo de atrito (Figura 3.4 (a)), quanto maior o valor apresentado por este, maior é a resistência apresentada pelo material.

Estudo semelhante foi realizado por Fleischmann, Plesha e Drugan (2014) ao utilizar o método dos elementos discretos para avaliação de superfícies de plastificação de materiais não coesivos sujeitos a carregamentos isotrópicos. O estudo dos parâmetros de entrada foi realizado através da variação do coeficiente de atrito entre as partículas, taxa de deformação e rotação das partículas. Esse estudo possibilitou obter correlações entre o ângulo de atrito macroscópico do solo e o ângulo de atrito entre as partículas.

Fatores importantes, como tamanho, forma e suavidade das partículas, foram investigados por Pham, Zaman e Vu (2021). Os autores estudaram como os efeitos do tamanho de partícula esféricas interferem no comportamentos tensão-deformação, tensão desviadora, ângulo de atrito e ângulo de dilatância. Para isso, foram estudados três cenários diferentes.

Para o primeiro caso foi criado uma amostra com partículas de tamanhos aleatórios, o segundo caso foi modelado com partículas de tamanho uniformes e o último, com partículas de diâmetro pequenos e grandes, sendo que as partículas com diâmetros menores formavam 90 % da amostra. Notou-se um aumento de aproximadamente 8% no pico de tensão desviadora, mostrando a dependência da resistência ao cisalhamento com diâmetro da partícula (quanto maior for o tamanho máximo de partícula da amostra, maior será o ângulo de atrito interno o que é coerente com o comportamento experimental observado para as areias). Além disso, foi possível observar que, com o aumento do diâmetro das partículas esféricas uniformes, ocorreu uma redução da tensão desviadora e do ângulo de atrito, o que já era esperado, já que o tamanho da partícula reduz o número de pontos de contato nas amostras, causando assim uma redução na resistência do solo.

O custo computacional elevado devido a uma grande quantidade de partículas na amostra também acaba dificultando a obtenção de resultados adequados. Morillo e Bandeira (2018) utilizaram o DEM para calcular a tensão atuante em materiais granulares, utilizando o modelo de contato Hertziano, onde o método mostrou-se muito

eficiente e confiável, porém devido ao custo computacional elevado na busca por contato, os autores desenvolveram um novo processo de otimização para a detecção de contato, objetivando diminuir o custo computacional. Com este método de otimização, foi possível reduzir a simulação de mais de 8000 partículas, de meses para dias, sem a utilização de recurso de processamento paralelo.

Ainda objetivando reduzir o custo computacional, uma técnica bastante utilizada em simulação no DEM é a majoração das partículas. Nesta técnica as partículas da amostra simulada apresentam diâmetros maiores que as partículas da amostra experimental, onde o tamanho desse diâmetro depende da quantidade de partículas permitidas pelos recursos computacionais disponíveis.

Essa técnica foi utilizada por Gabrieli, Cola e Calvetti (2009) para realização da calibração, uma vez que, no modelo simulado as partículas seguiam a granulometria da amostra real, portanto apresentava-se com um número elevado de partículas, aumentando o custo computacional. Devido a isso, os autores decidiram avaliar uma escala de grão em que o comportamento previsto representasse o real de forma razoável, enfatizando que outros autores estudaram a majoração das partículas da amostra através da razão entre o raio das partículas (R) e do tamanho característico da amostra (L). Através desse estudo, Gabrieli, Cola e Calvetti (2009) concluíram que a partir da escala 1:100, o tamanho das partículas da amostra não altera o coeficiente de rigidez (que varia apenas com a natureza do contato e das propriedades elásticas do material), o ângulo de atrito entre as partículas e a porosidade (quando se tem um grande número de partículas e a curva granulométrica é mantida, a porosidade não depende do fator de escala).

Outros autores, como Salazar, Sáez e Pardo (2015) e Lin e Wu (2017) também realizaram estudos utilizando a majoração das partículas. O primeiro realizou a majoração das partículas na avaliação de teste de cisalhamento direto em areias, onde as partículas foram majoradas de duas a quatro vezes o diâmetro experimental, sendo que a amostra seguindo o tamanho real resultava em 70 mil partículas. Com a majoração, os autores conseguiram realizar a simulação 20 vezes mais rápido. Já Lin e Wu (2017) estudaram a majoração do diâmetro em três situações distintas: $4d_{50}$, $8d_{50}$ e $12d_{50}$. Os autores concluíram que, de forma qualitativa, os resultados observados foram semelhantes. Porém, os autores alertaram de que a majoração depende do fenômeno a ser estudado e neces-

sita de um estudo prévio, a fim de verificar se esta técnica altera de forma significativa o fenômeno estudado ou não.

4 PROCEDIMENTOS EXPERIMENTAIS

Toda a parte experimental da pesquisa foi realizada no Laboratório de Geotecnia da Escola Politécnica da UFBA, numa pesquisa anterior, por Pinto (2021), seguindo as etapas descritas nas próximas seções.

4.1 Materiais

4.1.1 Areia

A areia utilizada na pesquisa é oriunda da cidade de Maragogipe-BA, caracterizada como uma areia aluvionar/lavada, de granulometria média (Figura 4.1), bastante comercializada para fins de construção civil nas cidades circunvizinhas. O material foi adquirido na loja de materiais de construção SIMOL SIMÕES OLIVEIRA MATERIAIS CONSTRUÇÃO, localizada na cidade de Cruz das Almas-BA.

Figura 4.1 – Areia aluvionar.



Fonte: Pinto (2021)

4.2 Ensaio de caracterização

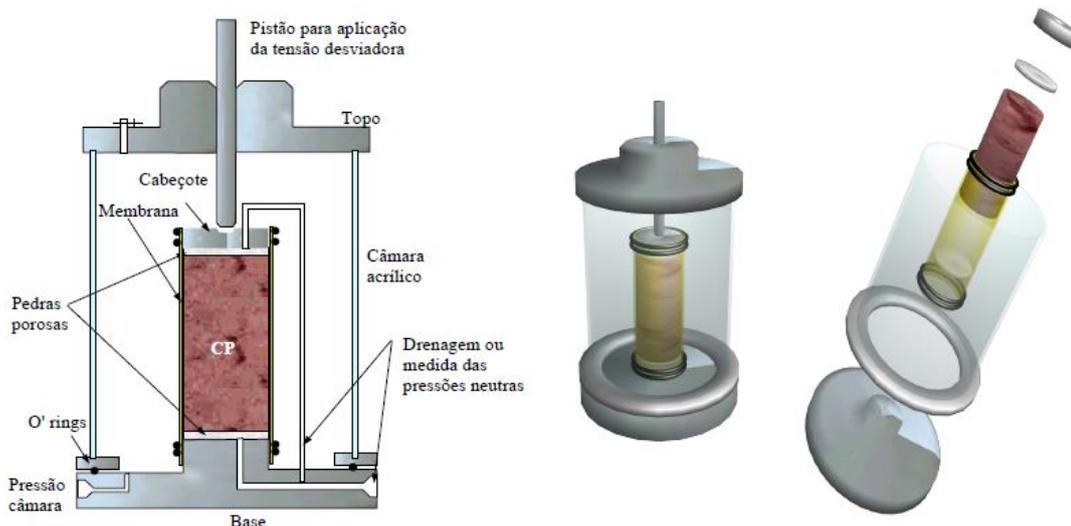
Os ensaios de caracterização física foram realizados conforme os seguintes métodos e procedimentos:

1. Ensaios de granulometria-NBR 7181 (ABNT NBR 7181, 2016);
2. Massa específica real dos grãos-NBR 6508 (ABNT NBR 6508, 1984);
3. Determinação do Índices de vazios mínimo (e_{min}) -NBR 12051 (ABNT NBR 12051, 1991) e máximo (e_{max})-NBR 12004 (ABNT NBR 12004, 1990).

4.3 Ensaios de compressão triaxial

Neste ensaio o corpo de prova é colocado numa câmara triaxial e submetido a pressões confinantes, através da água que preenche o espaço entre a amostra e o volume interno da câmara. No topo da amostra, a tensão vertical é majorada com o uso de um pistão (Figura 4.2). Os ensaios triaxiais realizados foram do tipo consolidado drenado (CD), realizados utilizando a metodologia proposta por Head e Epps (2014), no Laboratório de Geotecnia Ambiental da UFBA-GEOAMB, com corpos de prova submetidos às tensões confinantes de 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa e 300 kPa, empregando-se a metodologia descrita a seguir.

Figura 4.2 – Esquema de ensaio triaxial.



Fonte: Machado S. L.; CARVALHO (2013).

4.3.1 Equipamento triaxial

Os ensaios foram executados utilizando uma prensa servo-controlada, que tem a capacidade de realizar ensaios em amostras isotropicamente consolidadas, drenados e não drenados. A tensão desviadora é aplicada a amostra com um dispositivo de controle de taxa de deformação, enquanto que a tensão confinante é servo-controlada objetivando atender a trajetórias de tensões especificadas pelo operador. O sistema é composto por uma parte mecânica e uma elétrica (Figura 4.3), a qual é monitorada e controlada por um programa supervisor e de aquisição de dados, denominado de SCADA (*Supervisory Control and Data Acquisition*).

Figura 4.3 – Parte elétrica e mecânica de um sistema servo-controlado



Fonte: Autora (2022).

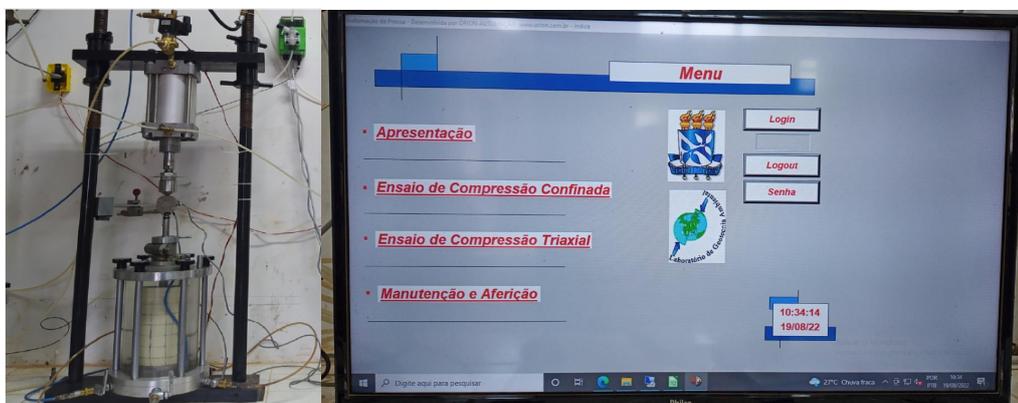
Para realizar a comunicação entre a parte elétrica e a mecânica, existe um controlador lógico programável, tipo especial de computador composto por uma Unidade Central de processamento (CPU), gerenciado por um sistema operacional programável na linguagem Ladder, baseada em diagramas de circuitos eletromecânicos combinados em um esquema de comandos, que é transferida ao CLP por meio de um ambiente de programação instalado em um microcomputador (ANUNCIAÇÃO, 2019).

A tensão desviadora é aplicada através de uma bomba EMEC dosadora de vazão, que injeta uma taxa programável de vazão no cilindro responsável pela aplicação da tensão

desviadora aos CPs. O controle da vazão imposta ao cilindro é realizado por intermédio de uma saída analógica de 4 a 20mA do PLC. No decorrer do ensaio são realizadas leituras da deformação axial através de um transdutor de deslocamento do tipo linear, da variação de volume (uso de um transdutor de deslocamento acoplado a um cilindro pneumático de seção conhecida), das pressões confinante e neutra, que são efetuadas por intermédio dos transdutores de pressão e da força axial aplicada ao topo do CP, cuja leitura é efetuada pelo uso de uma célula de carga.

A câmara triaxial e o sistema de aquisição de dados podem ser vistos na Figura 4.4.

Figura 4.4 – Equipamento triaxial e o sistema de aquisição de dados.



Fonte: Autora (2022).

4.3.2 Preparação e moldagem dos corpos de prova

Seguindo a proporção de diâmetro e altura proposta por Head e Epps (2014) de 2:1, foram confeccionados corpos de prova cilíndricos de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura. Como o solo utilizado trata-se de uma areia, material não coesivo, o processo de preparação e moldagem dos corpos de prova é diferente dos solos que possuem coesão. Desta forma, os corpos de prova foram moldados com a utilização de um molde metálico bipartido, aberto nas extremidades (Figura 4.5 (a)). A massa de solo a ser moldada foi calculada em função do índice de vazios para uma densidade relativa de 60%.

A moldagem iniciou-se com a determinação da massa necessária de areia para o alcance da densidade relativa estabelecida anteriormente, que foi obtida através do cálculo do volume interno do molde. Em seguida, o molde metálico foi revestido internamente por uma membrana de látex e fixado na base da câmara triaxial, como mostrado na

Figura 4.5 (b). Aplica-se então uma sucção de 20 kPa pela base do corpo de prova, com auxílio de uma bomba de vácuo. Essa sucção é mantida durante todo o processo de montagem dos corpos de prova, aplicando uma tensão efetiva equivalente a 20 kPa as amostras, objetivando evitar o desmoronamento do CP, onde a areia é inserida com um funil, camada a camada, tomando todas as precauções de forma a reduzir a energia da queda dos grãos.

O processo de acomodação da areia dentro do molde é realizado com um soquete, controlando-se a altura de cada camada, de forma a garantir que todas tenham a mesma densidade. Após compactada a amostra, coloca-se o cabeçote da câmara triaxial. Ainda sob a ação da sucção, o corpo de prova tem o molde metálico retirado atentamente, de forma a evitar a ocorrência de deformações apreciáveis na amostra. Coloca-se então, a célula triaxial sobre a base, a qual é completada com água. Em seguida, aplica-se uma tensão confinante ao corpo de prova de cerca de 10 kPa, sendo o vácuo aplicado à amostra retirado. (Figura 4.5 (c)).

Figura 4.5 – Preparação e moldagem dos corpos de prova



(a) Molde metálico bipartido



(b) Areia separada em camadas



(c) Corpo de prova na câmara

Fonte: Autora (2022).

4.3.3 Saturação

Com os corpos de prova moldados, iniciou-se a etapa de saturação, realizada em duas etapas. Inicialmente, o corpo de prova sob uma tensão confinante de 20 kPa, foi percolado por água da base para o topo, sendo efetuada a medição da permeabilidade.

Em seguida, com o corpo de prova na prensa, foram aplicados ciclos de contrapressão durante 30 minutos, até que todo ar contido nos poros do solo seja dissolvido na água. Para verificar se o grau de saturação está satisfatório, foi calculado o parâmetro B de Skempton (1954), também chamado de coeficiente de pressão neutra, dado pela Equação 4.1.

$$B = \frac{\Delta u}{\Delta \sigma_c} \quad (4.1)$$

Sendo: Δu : Excesso de poro-pressão gerado;

$\Delta \sigma_c$: Acréscimo de tensão confinante aplicado.

Considerou-se o corpo de prova saturado, quando o mesmo apresentou o coeficiente B superior a 0,90. Valores menores de B demandaram a repetição do ciclo de aplicação de excesso de pressão neutra.

4.3.4 Adensamento

Com o corpo de prova saturado, foi aplicada a tensão de confinamento efetiva desejada na câmara do equipamento triaxial, permitindo a drenagem do corpo de prova, até a completa dissipação do excesso de pressão neutra gerada pela aplicação da tensão confinante. Com o corpo de prova adensado, os registros do canal de drenagem são mantidos abertos e iniciasse-se a próxima etapa do ensaio, o cisalhamento.

4.3.5 Cisalhamento

A fase de cisalhamento é iniciada com as válvulas de drenagem abertas, sendo aplicada uma tensão axial crescente até a ruptura da amostra, sendo medidas as deformações volumétricas das amostras durante o cisalhamento. Os ensaios foram realizados até que a amostra apresentasse 20% da deformação axial.

5 SIMULAÇÃO NUMÉRICA COM O MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

A simulação foi realizada com dois programas comerciais e modelos constitutivos distintos, objetivando verificar a melhor aderência aos dados experimentais. Inicialmente, optou-se por utilizar modelos constitutivos mais realistas, como o modelo constitutivo Cam Clay modificado. Porém, para o presente trabalho, onde os ensaios experimentais foram realizados com a areia aluvionar numa compactidade relativa de 60 %, apresentando-se num estado compacto, para que as curvas obtidas através do modelo Cam Clay reproduzissem adequadamente os dados experimentais, seria necessário superestimar a tensão de pré-adensamento. O modelo constitutivo *NorSand* representaria de forma adequada o solo estudado, mas o GEOAMB não dispõe a licença do programa FLAC (*Fast Lagrangian Analysis of Continua*) que possui o modelo constitutivo implementado. Consequentemente, optou-se por utilizar outros modelos constitutivos, que dentro das suas limitações, melhor representassem o comportamento de pico de resistência e dilatância areia estudada.

5.1 OPTUM G2

Foi utilizada a versão 2021 do programa computacional de análises geotécnicas OPTUM G2, do qual o GEOAMB (Laboratório de geotecnia ambiental-UFBA) possui uma licença acadêmica. A simulação numérica dos ensaios triaxiais foi realizada, com uma modelagem axissimétrica, utilizando o modelo constitutivo *Hardening Mohr-Coulomb (HMC)*. Os parâmetros de entrada do modelo foram ajustados de forma a se obter a melhor aderência aos resultados experimentais.

Sabendo que o corpo de prova real possui dimensões de 100 mm de diâmetro e 200 mm de altura, sendo cilíndrico e portanto simétrico em relação ao eixo y, foi simulado apenas metade do corpo de prova (50 mm de diâmetro e 200 mm de altura). Apesar do OPTUM G2 facilitar utilização das condições de contorno, foi necessário determinar os limites que a tensão atuará e o tipo carregamento que o modelo sofrerá. Sendo assim, as seguintes condições foram estabelecidas, conforme as observações do ensaio triaxial

realizado no laboratório:

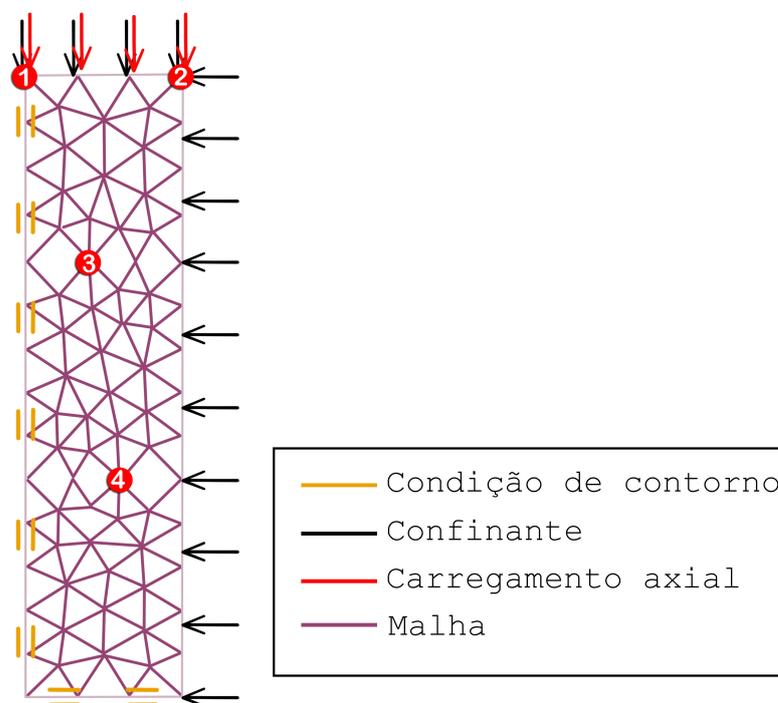
- a. Tensão confinante constante durante o cisalhamento (os corpos de prova modelados foram submetidos as tensões confinantes de 50 kPa, 100 Kpa , 200 kPa e 300 kPa). O estado de tensão isotrópica foi simulado aplicando uma tensão normal no topo e no lado direito da amostra como apresentado na Figura 5.1, atribuindo uma carga distribuída com valor referente a respectiva tensão confinante;
- b. Base e eixo de simetria fixo na direção normal, simulado através da aplicação de um suporte do tipo normal, restringindo os deslocamentos na direção normal ao eixo de simetria Figura 5.1. Além disso, o *software* também possui a opção direta de uma condição de contorno de simetria axial;
- c. A simulação do carregamento axial ocorreu com a aplicação de um multiplicador elastoplástico. Inicialmente foram ativados os carregamentos no topo e no lado direito do corpo de prova iguais à tensão de confinamento. Mantendo-se estes carregamentos constantes durante a simulação, o multiplicador elastoplástico foi ampliado até ocorrer a ruptura do corpo de prova e as deformações foram calculadas em cada etapa de carregamento.

Quanto a geração da malha de elementos finitos, o *software* subdivide a geometria em elementos triangulares automaticamente. Porém o usuário pode optar entre uma malha mais grosseira ou refinada, variando desde uma inferior até triângulos de 6 ou 15 nós de Gauss. Em síntese, a simulação foi realizada através de um único estágio, denominado de multiplicador de carga, o qual inicialmente determina um campo de tensão que satisfaz as condições de equilíbrio e em seguida realiza a amplificação do carregamento axial até à ruptura.

5.2 GeoStudio-SIGMA/W

A simulação numérica dos ensaios triaxiais foi realizada para o ensaio drenado, utilizando a versão 2018 do programa computacional de análises geotécnicas GeoStudio, com a geometria axissimétrica, utilizando o modelo constitutivo elastoplástico, onde os parâmetros do modelo foram obtidos através do ajuste aos resultados experimentais.

Figura 5.1 – Corpo de prova com simetria axial simulado no OPTUM G2.

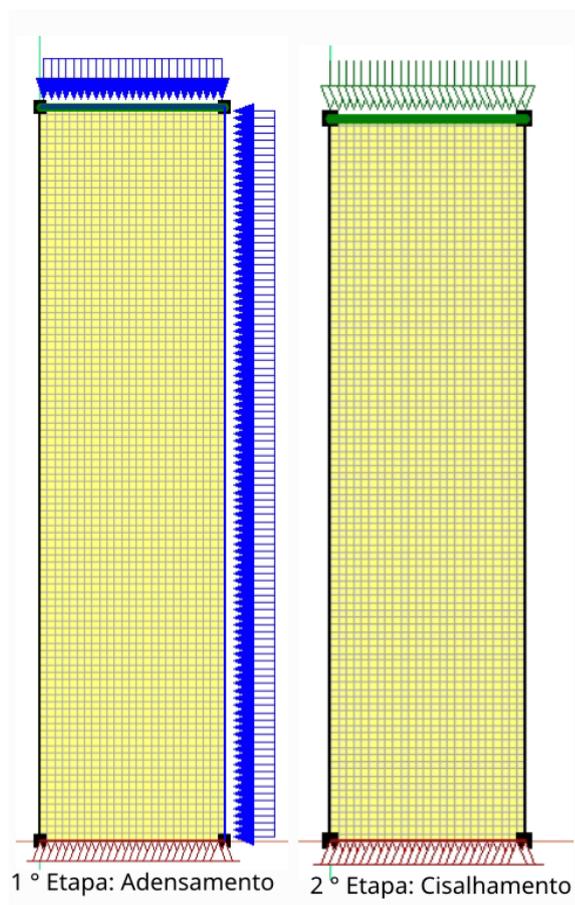


Fonte: Autora (2022).

Na Figura 5.2, encontra-se a configuração utilizada acompanhado das condições de contorno. A primeira etapa para a realização das simulações no SIGMA/W é a consolidação, definida como condição inicial para as demais simulações envolvendo cisalhamento. Na fase de consolidação é aplicada uma tensão normal no topo e no lado direito da amostra igual ao valor da tensão confinante. Em seguida, é realizada a fase de cisalhamento, como um teste de deformação controlada, na qual valores de deslocamento vertical são impostos no topo da amostra como uma função do tempo. Vale ressaltar que o tempo absoluto não tem significado no contexto destas análises, mas sim o número de incrementos de tempo associado aos valores de deslocamento impostos, o qual determinará a deformação axial final da amostra.

Em relação a malha de elementos finitos, o software subdivide a geometria em elementos automaticamente, porém o usuário pode optar em definir um tamanho e utilizar uma malha mais grosseira ou mais refinada. Nesta pesquisa, a utilização de uma malha com o tamanho de 0,002 m, a qual gerou um total de 2626 nós, resultou em dados

Figura 5.2 – Etapas da simulação do ensaio triaxial drenado e as condições de contorno utilizadas.



Fonte: Autora (2022).

satisfatórios.

6 SIMULAÇÃO NUMÉRICA COM O MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS

Nesta seção é apresentada toda metodologia utilizada para a simulação dos ensaios triaxiais drenados. Estão descritos tanto a metodologia final utilizada no desenvolvimento das rotinas do DEM, a qual resultou em dados coerentes com o experimental, como as metodologias que resultaram em dados incoerentes, objetivando nortear futuras pesquisas.

Para a realização das simulações, novas rotinas para um programa DEM, desenvolvido anteriormente por Morillo e Bandeira (2018), foram desenvolvidas através da Linguagem de programação C, com base nos aspectos teóricos já descritos na Subseção 2.2.2 e nos métodos das próximas seções. Para geração e visualização do modelo simulado, foi utilizado o pré e pós processador GID 15.0.

O ensaio foi simulado utilizando as partículas da extremidade da amostra para aplicação da confinante. Inicialmente, optou-se por utilizar uma metodologia diferente do proposto por Wang, Tonon e Law (2009), que utilizou uma membrana flexível, em que as partículas eram atualizadas periodicamente para aplicação da força confinante. No primeiro teste realizado nesta presente pesquisa, utilizando um único mapeamento das partículas da membranas na entrada de dados e uma força de ligação para unir as partículas, como será explicado a seguir, foi constatado que tal metodologia não resultava em dados coerentes com o experimental. Dessa forma, uma nova metodologia foi utilizada, onde as partículas da amostra foram atualizadas periodicamente, como proposto por Wang, Tonon e Law (2009), porém não sendo mais necessário a utilização especificamente de uma membrana e da força de ligação entre as partículas.

6.1 Metodologias com resultados incoerentes

Esta seção reúne as metodologias que foram aplicadas no desenvolvimento da simulação do ensaio triaxial drenado e cujos resultados não foram condizentes com o ensaio experimental, explicando detalhadamente qual foi o resultado obtido e o problema encontrado.

Inicialmente foi utilizado o modelo de membrana flexível proposto por Wang, Tonon e Law (2009). Neste modelo, o limite é flexível, permitindo a deformação da amostra durante o carregamento, simulando a membrana do ensaio triaxial convencional.

No trabalho de Wang, Tonon e Law (2009), as partículas da membrana são identificadas e atualizadas periodicamente, elevando o custo computacional. Nesta pesquisa, inicialmente, optou-se por utilizar uma metodologia diferente do proposto pelos autores.

Portanto, buscando otimizar esse processo, foi implementado um algoritmo específico para identificação das partículas da membrana apenas uma vez, através do material da partícula na entrada de dados. Com isso, todas as partículas que possuíam um material especificado por um número correspondente à membrana flexível foram mapeadas em um vetor específico para posterior aplicação da força confinante.

As partículas que formam a membrana possuem diâmetro homogêneo e foram geradas através de uma planilha eletrônica seguindo a metodologia ilustrada na Figura 6.1. Essa etapa iniciou estabelecendo um valor para o raio dessas partículas (0,002405), os quais não devem permitir a passagem das partículas da amostra. Com o raio das partículas da membrana estipulado e sabendo que R é dado pela soma do raio da amostra com o raio da partícula membrana ($R = r_{amostra} + r_{membrana}$) e $dS = 2r_{membrana}$, o valor de θ foi determinado seguindo a Equação 6.1.

$$dS = R\theta \quad (6.1)$$

Como a membrana é formada por partículas unidas e de raio uniforme, foi realizado o incremento do ângulo θ até 360° e foram obtidas as posições de cada partícula utilizando coordenadas polares, onde x e y foram determinados através das Equação 6.3 e Equação 6.4, respectivamente.

$$x^2 + y^2 = R^2 \quad (6.2)$$

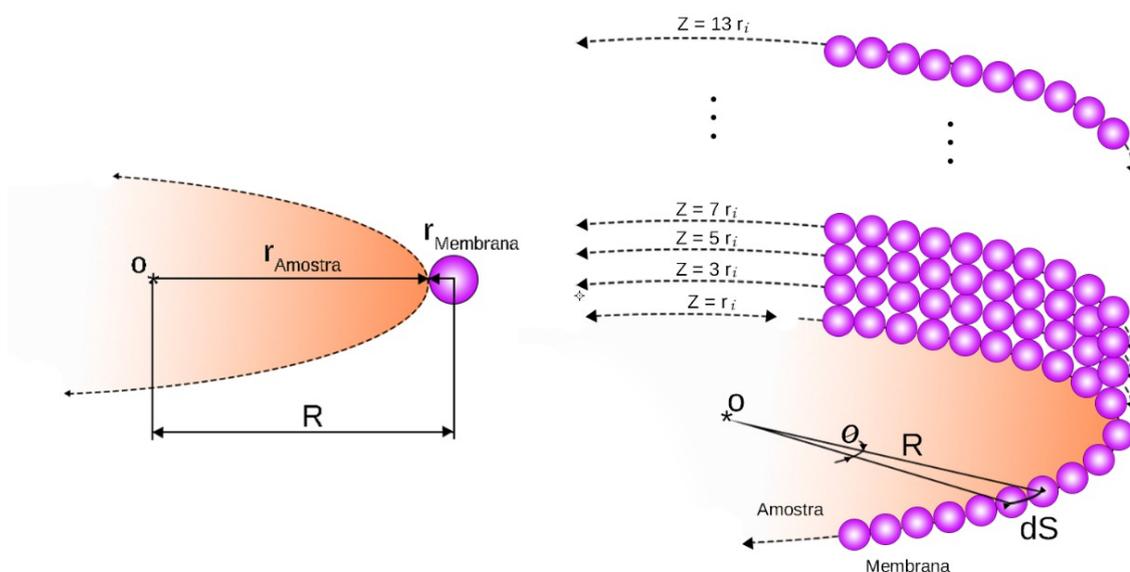
$$x = R \cos \theta \quad (6.3)$$

$$y = R \sin \theta \quad (6.4)$$

A coordenada z foi obtida incrementando o diâmetro especificado inicialmente (0,00481

mm) até alcançar a altura da amostra de 200 mm, como mostra a Figura 6.1. Após a geração de todas as partículas da membrana, elas foram identificadas com um número de material específico no arquivo de entrada de dados, diferente das partículas da amostra.

Figura 6.1 – Geração das partículas da membrana.



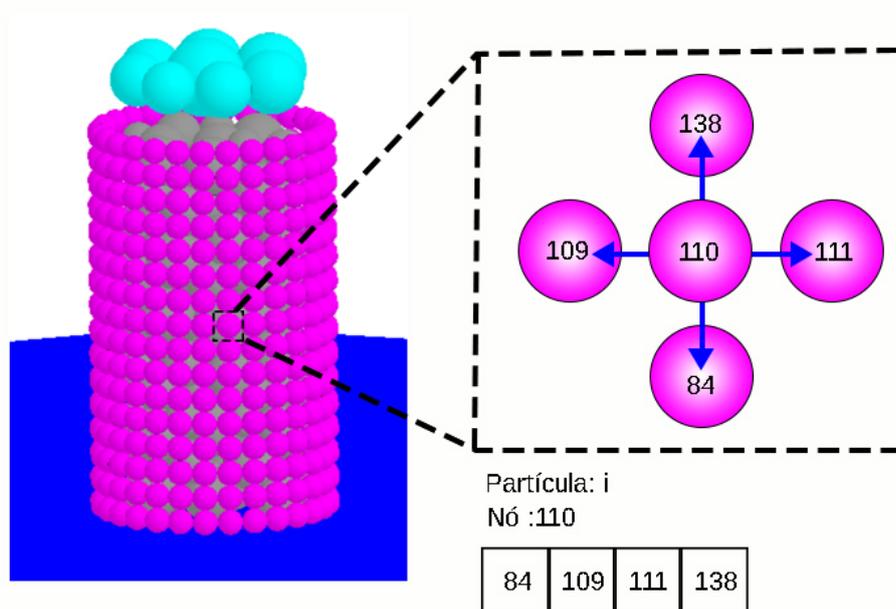
Fonte: Autora (2022).

Após as partículas da membrana terem sido geradas, iniciou-se a etapa de ligação destas partículas. Em princípio foi necessário realizar um mapeamento das partículas que estão em contato e armazená-las em um vetor, como segue na Figura 6.2. Para esta finalidade, foram coletados dados como posição, raio e número do nó de cada partícula que faz parte da membrana.

Com esses dados obtidos, foram calculados a distância entre a partícula i e as demais partículas j que compõem a membrana. Aquelas que resultaram numa distância igual a $2raio_{membrana}$ foram consideradas como conectadas a partícula i e o seu nó foi armazenado em um vetor específico. Esse mapeamento foi realizado em todas as partículas da membrana, até serem obtidas todas as conectividades.

Após o mapeamento das conectividades foi realizada a ligação da partícula i com as demais partículas j em contato armazenadas no vetor específico. Nesta etapa, um novo conceito foi utilizado, denominado de estiramento, o qual é dado pela Equação 6.5

Figura 6.2 – Metodologia para mapeamento das partículas conectadas.



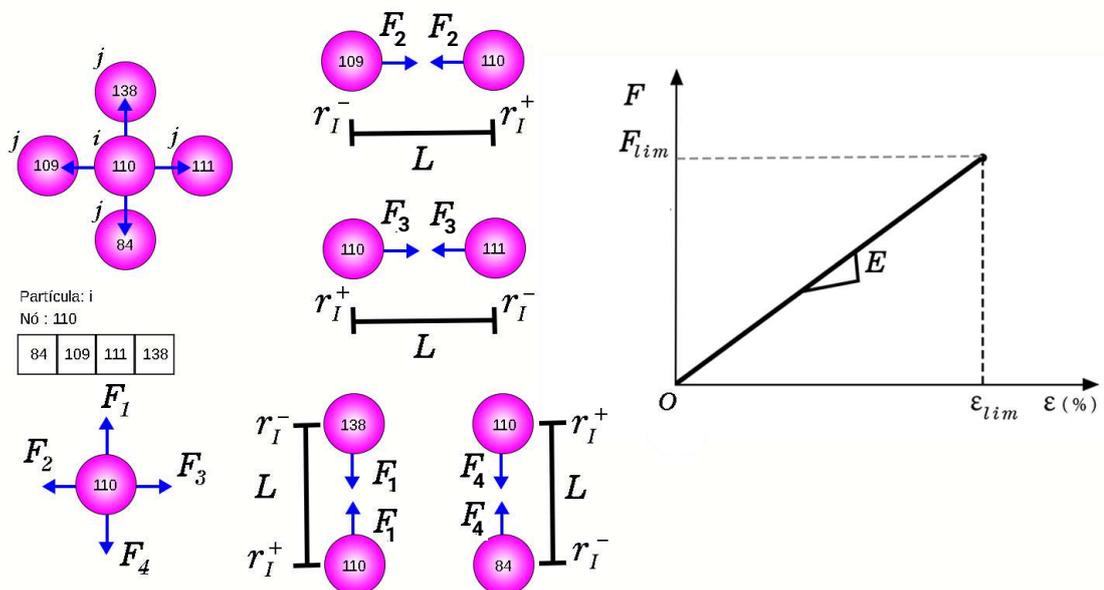
Fonte: Autora (2022).

$$U = \frac{L}{L^r}, \quad (6.5)$$

sendo $L = |\mathbf{r}_I^+ - \mathbf{r}_I^-|$ a distância entre as partículas na configuração atual e L^r a distância entre as partículas na configuração inicial; \mathbf{r}_I^+ a posição da partícula i e \mathbf{r}_I^- a posição da partícula j , conectada a partícula i

O estiramento sempre será positivo. Se $U < 1$ as partículas estão se unindo (compressão) e se $U > 1$ as partículas estão se afastando (tração), uma vez que, a distância entre elas na configuração atual (L) será maior que a configuração inicial (L^r). Partindo disso, a ligação entre as partículas foi realizada sempre que $U > 1$, através da Lei de Hooke. Se $U < 1$ o próprio contato entre as partículas da membrana impede a penetração do nó da partícula i na partícula j .

Figura 6.3 – Aplicação da força de ligação entre as partículas da membrana.



Fonte: Autora (2022).

Como o módulo de Young e a deformação máxima da membrana são parâmetros conhecidos, a força limite para manter as partículas ligadas é determinada através da Equação 6.6,

$$\sigma_{lim} = E\epsilon_{lim} \quad (6.6)$$

Em síntese, a força F_I foi aplicada através da Equação 6.7

$$\mathbf{F}_I = F_{lim}\alpha_I, \quad (6.7)$$

onde α_I é dada por $\frac{r_I^+ - r_I^-}{L}$.

Com a malha da membrana flexível obtida anteriormente e as forças de ligação entre as partículas ativas, foi aplicada a tensão confinante (Figura 6.4), com uma metodologia semelhante a proposta por Wang, Tonon e Law (2009), onde o confinamento foi simulado aplicando uma força sobre as partículas identificadas como membrana.

Porém, diferente do proposto no trabalho de Wang, Tonon e Law (2009), onde as partículas da membrana são identificadas e atualizadas periodicamente, o que conse-

quentemente aumenta o custo computacional, nesta pesquisa, optou-se por realizar a identificação das partículas da membrana apenas uma vez, através de um algoritmo específico que identificou o material da partícula na entrada de dados. Dessa forma, todas as partículas que possuem um material especificado por um número correspondente a membrana flexível é mapeada em um vetor específico e a força confinante é aplicada. A força é dada pela Equação 6.8,

$$F^{conf} = \pi R_i^2 \frac{A_b^m}{\sum_{i=1}^{N_b^m} \pi r_i^2} p \quad (6.8)$$

onde, F^{conf} : Força confinante aplicada, R_i : raio da partícula, A_b^m : Área lateral da amostra, N_b^m : Número de partículas da fronteira, p : Pressão confinante de entrada.

A direção da aplicação da força sempre está voltada para o centro da amostra como mostra a Figura 6.4. Sendo assim, os componentes cartesianos da força confinante são dados pela Equação 6.9 e Equação 6.10,

$$F^{confx} = \frac{x_O - x_{partM}}{\sqrt{(x_O - x_{partM})^2 + (y_O - y_{partM})^2}} F^{conf} \quad (6.9)$$

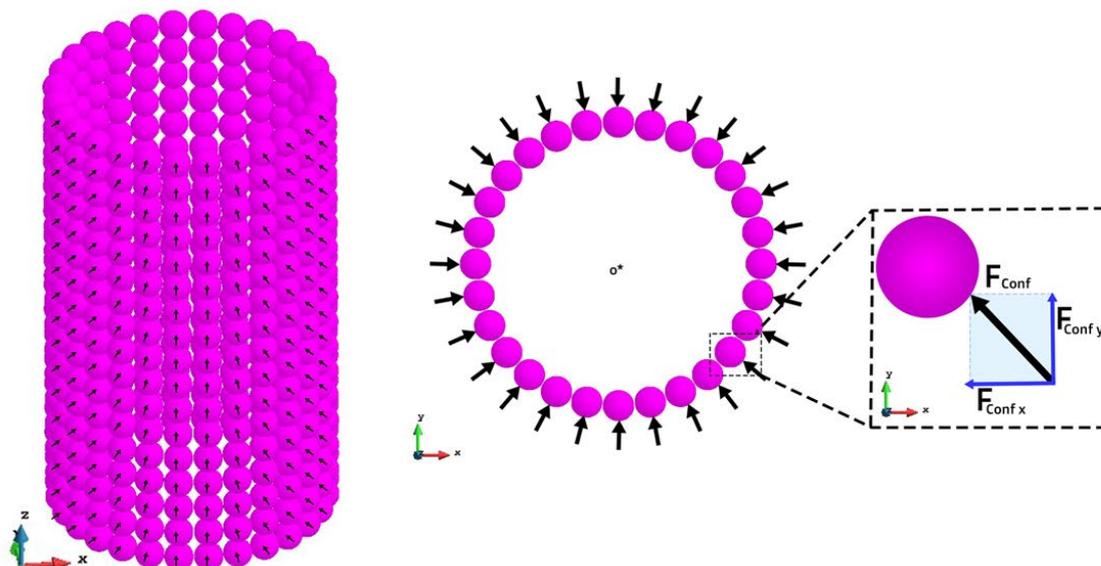
$$F^{confy} = \frac{y_O - y_{partM}}{\sqrt{(x_O - x_{partM})^2 + (y_O - y_{partM})^2}} F^{conf} \quad (6.10)$$

sendo x_O e y_O as coordenadas do centro do cilindro e x_{partM} e y_{partM} as coordenadas das partículas da membrana. Portanto, a força confinante total aplicada na partícula i é dada pela equação abaixo,

$$\mathbf{F}_i^{conf} = F^{confx} + F^{confy}. \quad (6.11)$$

Na etapa de verificação da aplicação da força confinante, notou-se que as partículas da membrana estavam penetrando na amostra e as partículas da amostra ultrapassando a membrana, para as confinantes de 200 e 300 kPa, como pode ser visualizado na Figura 6.5, comportamento que não corresponde ao ensaio experimental. Como as

Figura 6.4 – Aplicação da força confinante na membrana.



Fonte: Autora (2022)

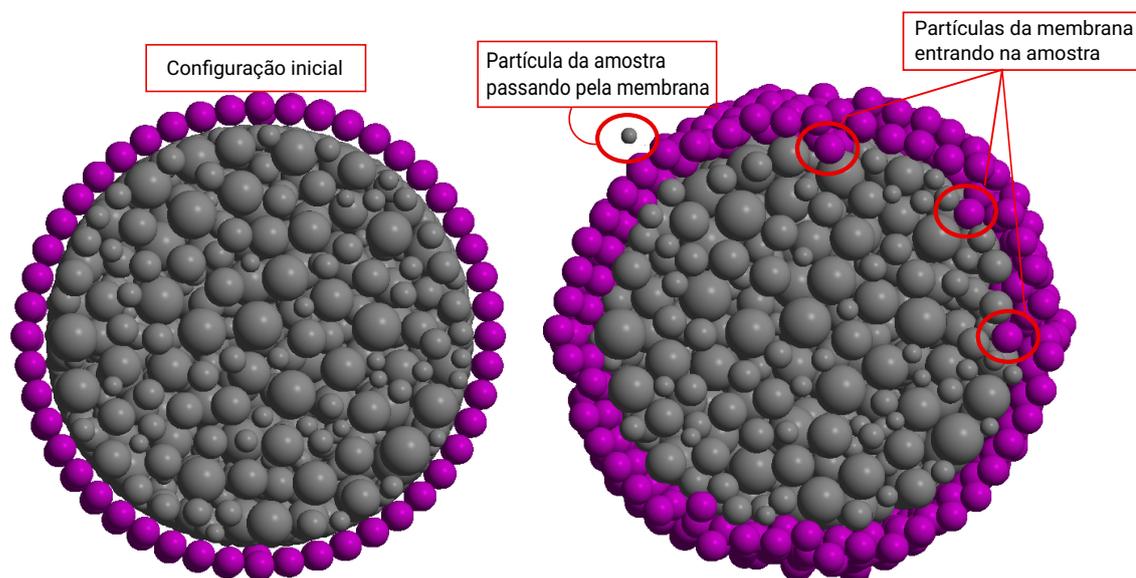
partículas da membrana só eram mapeadas apenas uma vez, ao ocorrer a mudança de posição destas, deixando por exemplo de serem partículas externas e penetrarem na amostra, a força confinante estaria sendo aplicada de forma diferente do experimental, o que resultaria em resultados incoerentes.

Foram realizados vários outros testes, buscando aumentar a força de ligação entre as partículas da membrana, de forma que estas não penetrassem dentro da amostra. Porém, o aumento em demasia da força de ligação poderia acarretar em uma deformação volumétrica incorreta da amostra e um falso ganho de resistência, comportamento que não é favor da segurança.

6.2 Metodologia utilizada

A primeira etapa para realização da simulação, foi a geração das partículas que compõem o arquivo de entrada de dados. Em síntese, as partículas foram geradas de três formas distintas. Inicialmente foram geradas as partículas da amostra, divididas em partículas internas e partículas externas, e por fim, as partículas que formam o topo. Após todas as partículas terem sido geradas, as mesmas foram colocadas em único arquivo de entrada de dados, formando o arquivo final para realização do processamento.

Figura 6.5 – Partículas da amostra e membrana na configuração inicial e partículas da membrana penetrando na amostra após a aplicação da força confinante.



Fonte: Autora (2022).

Geração das partículas internas da amostra

O conjunto de partículas esféricas da amostra foi gerado através do *software* YADE (*Yet Another Dynamic Engine*), que é um programa aberto, cujo código é programado em C++, mas sua utilização é realizada via terminal de comando, por meio de *scripts* programados em Python. As partículas foram majoradas de 3 a 10 vezes o diâmetro das partículas da areia aluvionar, seguindo aproximadamente a mesma distribuição granulométrica e densidade do ensaio experimental.

Geração das partículas externas da amostra

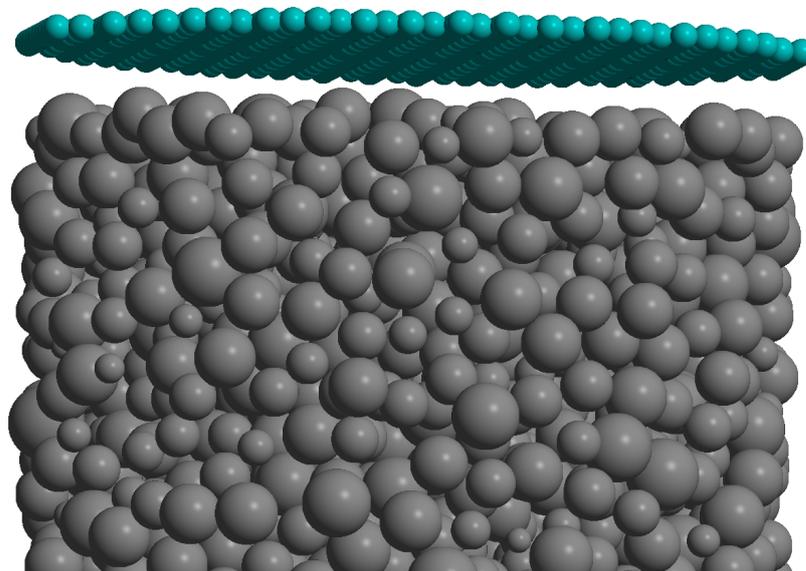
As primeiras partículas externas da amostra possuem diâmetro homogêneo e foram geradas utilizando a mesma metodologia de geração das partículas da membrana. Porém, diferente destas, as partículas externas possuem o diâmetro do tamanho da menor partícula interna e mesmo material, sendo a amostra final formada pela parte interna e a externa.

Geração das partículas do topo

O topo da amostra é formado por partículas de diâmetros uniformes, as quais foram geradas no GID 15.0, sendo a identificação das partículas que formam o topo também

através do material especificado na entrada de dados. As partículas do topo seguem na Figura 6.6.

Figura 6.6 – Partículas do topo do corpo de prova com raio homogêneo.



Fonte: Autora (2022)

Mapeamento periódico das partículas externas da amostra

Objetivando solucionar o problema da entrada das partículas da membrana no interior do corpo de prova, garantindo dessa forma, que a força confinante seja sempre aplicada na parte externa da amostra, após a aplicação da força confinante e as coordenadas de todas as partículas estarem atualizadas, é realizado um novo mapeamento para determinar as novas partículas externas e internas. Neste caso, quando as partículas externas adentram na amostra, estas tornam-se internas e um novo mapeamento é realizado para verificar as novas partículas da extremidade para aplicação da força confinante, não necessitando mais da utilização de uma membrana, e conseqüentemente, da força de ligação.

Este procedimento, além de trazer dados condizentes com o experimental, acabou reduzindo o número de partículas na simulação, já que a confinante está sendo aplicada diretamente na amostra. Outro ganho relevante foi em relação ao custo computacional, uma vez que, a busca de contatos ativos para realizar a ligação das partículas da membrana resultava em uma tarefa árdua.

Antes da aplicação da força confinante, todas as partículas encontram-se na configuração inicial, ou seja, o conjunto de partículas externas da amostra é composto somente pelas partículas geradas inicialmente. Após a aplicação da força confinante, algumas partículas da camada mais externa começam a penetrar no interior da amostra e outras do interior, são expulsas para extremidade. Após a atualização das coordenadas das partículas, é realizada a verificação daquelas que possuem maior distância do centro da amostra até extremidade e realizada a atualização do vetor partículas externas e partículas internas. Importante destacar que, devido ao mapeamento periódico, as partículas externas deixam de ser compostas por partículas de mesmo diâmetro.

Para mapear as partículas externas foi realizado o seguinte procedimento:

1. Inicialmente foram mapeadas para um vetor específico, denominado de vetor de referência, as partículas que possuíam uma distância do centro a partícula de $1.5 \times \text{RaioMaiorPart}$ (1,5 vezes o raio da maior partícula da amostra), objetivando mapear as partículas mais distantes do centro, as quais possuem maior tendência de durante a aplicação da força confinante e cisalhamento, irem para a extremidade;
2. Com as partículas selecionadas na etapa anterior, foram realizadas algumas verificações para determinar as partículas externas e as internas. Primeiro foi fixado uma partícula do vetor referência, a qual foi utilizada para comparar com as demais partículas pertencentes ao vetor. Todas as partículas foram fixadas e comparadas entre si;
3. A comparação foi realizada baseando-se nas distâncias centro-partícula das partículas mais próximas e aproximadamente numa mesma faixa de altura da partícula mapeada;

A metodologia para realização do mapeamento periódico das partículas pode ser melhor visualizada na Figura 6.7, onde estão destacadas algumas partículas internas e externas para exemplificar a metodologia do mapeamento. Na Figura 6.7 (a), é apresentada a configuração inicial e o vetor partículas externas é composto pelas partículas informadas na entrada de dados obtidas através da planilha eletrônica, como já explicado anteriormente.

Com a aplicação da força confinante, as partículas tendem a deslocar-se levemente, como mostrado na Figura 6.7 (b), em que é possível observar que inicialmente ainda é mantido as mesmas partículas nos vetores, tanto interno, como o externo. À medida que a deformação axial aumenta, ocorrem alterações na configuração inicial e já no final, com aproximadamente 20 % de deformação, constata-se que algumas partículas se tornaram internas e outras, externas, sendo o vetor de partículas externas atualizado, onde nota-se várias partículas antes externas, no interior da amostra (Figura 6.7 (c)) estando resolvido, portanto, o problema inicial da entrada das partículas da membrana na amostra.

Confinamento

Após a realização do mapeamento periódico e consequentemente identificação de todas as partículas da extremidade da amostra, a força confinante foi aplicada de acordo com a Equação 6.8, como descrito na Seção 6.1.

Com a inclusão da força confinante, a Equação 2.18 é atualizada e pode ser reescrita como a Equação 6.12, acrescentando a força confinante aplicada nas partículas,

$$m_i \mathbf{a}_i = \mathbf{F}_i^{total}(\mathbf{r}_1, \mathbf{r}_2, \dots, \mathbf{r}_{N_p}) = \mathbf{F}_{ip}^{contato} + \mathbf{F}_{ip}^{atrimento} + \mathbf{F}_{ip}^{amort} + \mathbf{F}_{ij}^{contato} + \mathbf{F}_{ij}^{atrimento} + \mathbf{F}_{ij}^{amort} + \mathbf{F}_{ij}^{adeso} + \mathbf{F}_{ij}^{grav} + \mathbf{F}_i^{conf}. \quad (6.12)$$

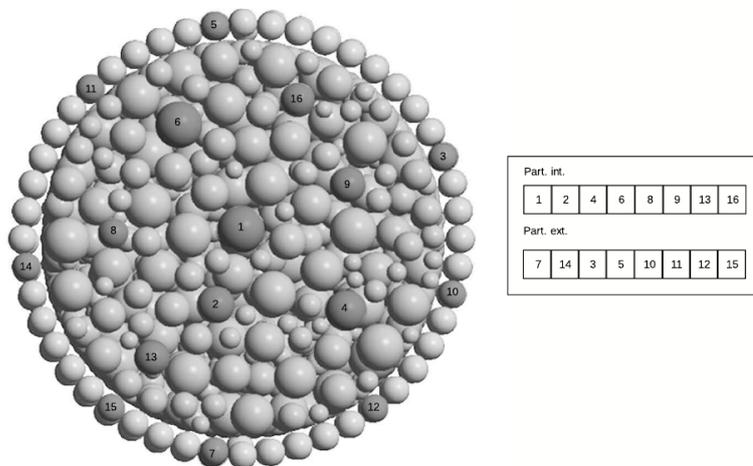
Cisalhamento

Com a determinação dos limites laterais e do topo, iniciou-se a etapa de cisalhamento da amostra. O cisalhamento foi simulado através do deslocamento das partículas que formam o topo para a direção da base da amostra com velocidade constante, simulando a deformação controlada, com a tensão confinante ativa.

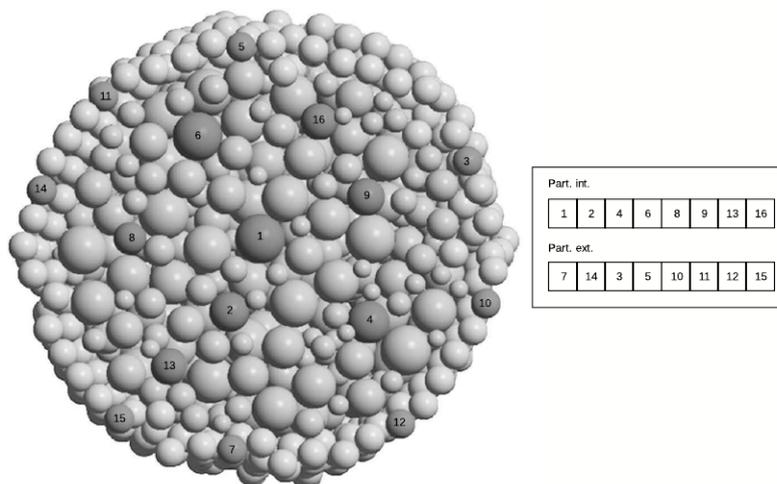
Deformação volumétrica da amostra

Para realizar o cálculo da deformação volumétrica, inicialmente a amostra foi discretizada em sub-volumes de tamanhos iguais (linha azul tracejada), contendo n partículas, cada qual com as suas coordenadas conhecidas.

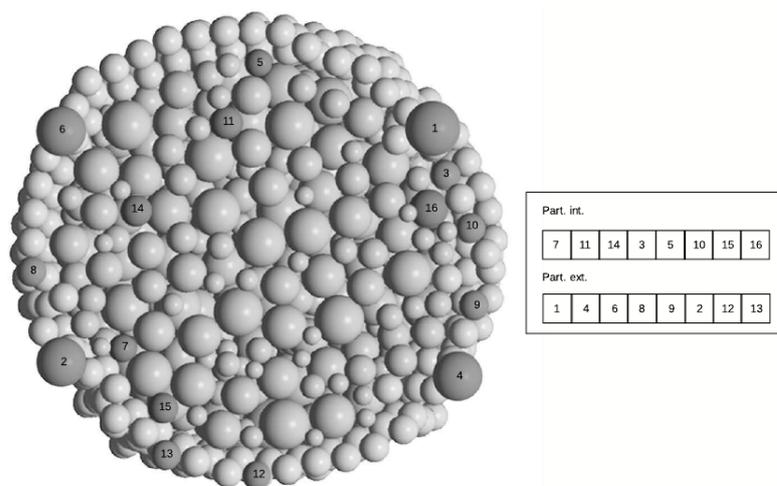
Figura 6.7 – Mapeamento periódico das partículas externas da amostra



(a) Configuração inicial



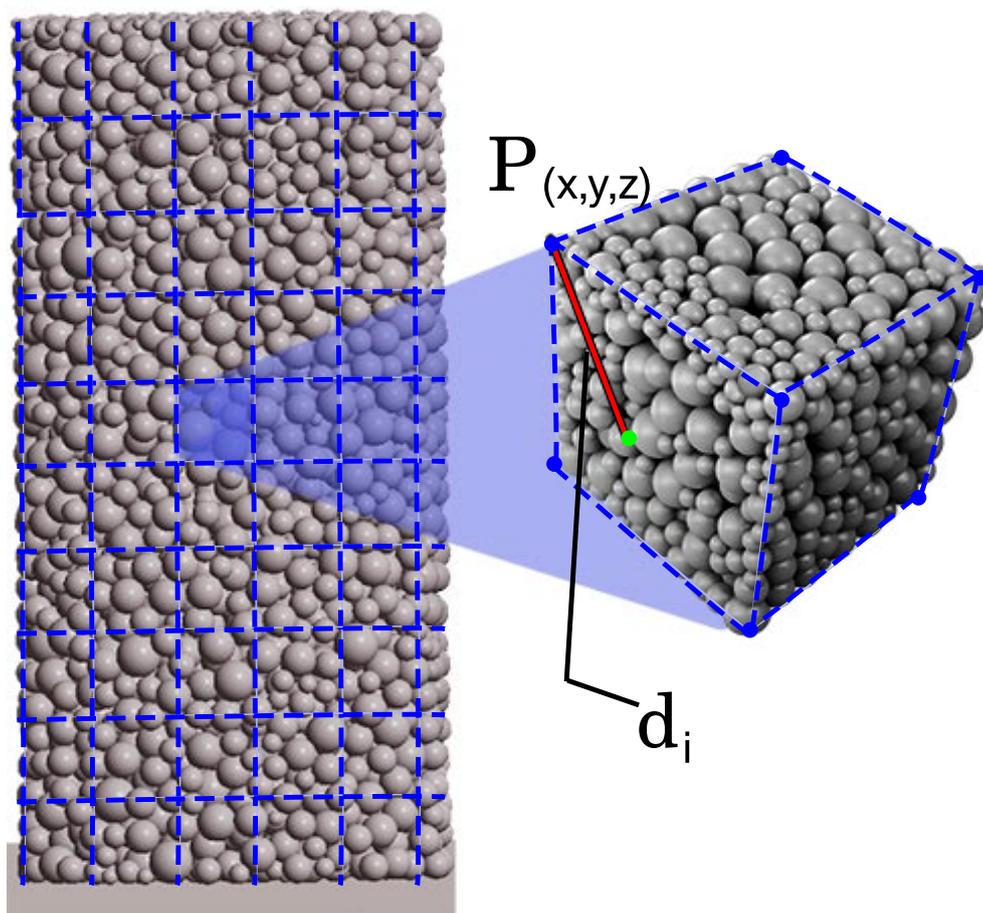
(b) Configuração após a aplicação da confinante



(c) Configuração final- 20 % de deformação axial

Fonte: Autora (2022).

Figura 6.8 – Cálculo da deformação volumétrica.



Fonte: Autora (2022).

Posteriormente, foi realizado um mapeamento para determinar as partículas que estão total ou parcialmente dentro de cada sub-volume. Conhecidas as partículas que estão parcialmente ou totalmente contidas em cada sub-volume foram calculados os volumes de sólidos e de vazios do sub-volume.

Com esses dados obtidos, foram calculados o volume de vazios e de sólidos para a determinação da variação volumétrica do sub-volume, utilizando a Equação 6.13, após cada incremento de tempo,

$$\varepsilon_{VV} = \frac{V_{VL+1} - V_{VL}}{V_{VL+1}} \quad (6.13)$$

Onde: V_{VL+1} é o volume de vazios após a aplicação do incremento de carga e V_{VL} é o volume de vazios antes do incremento de carga.

Também foram implementadas novas rotinas para simular o ensaio triaxial não dre-

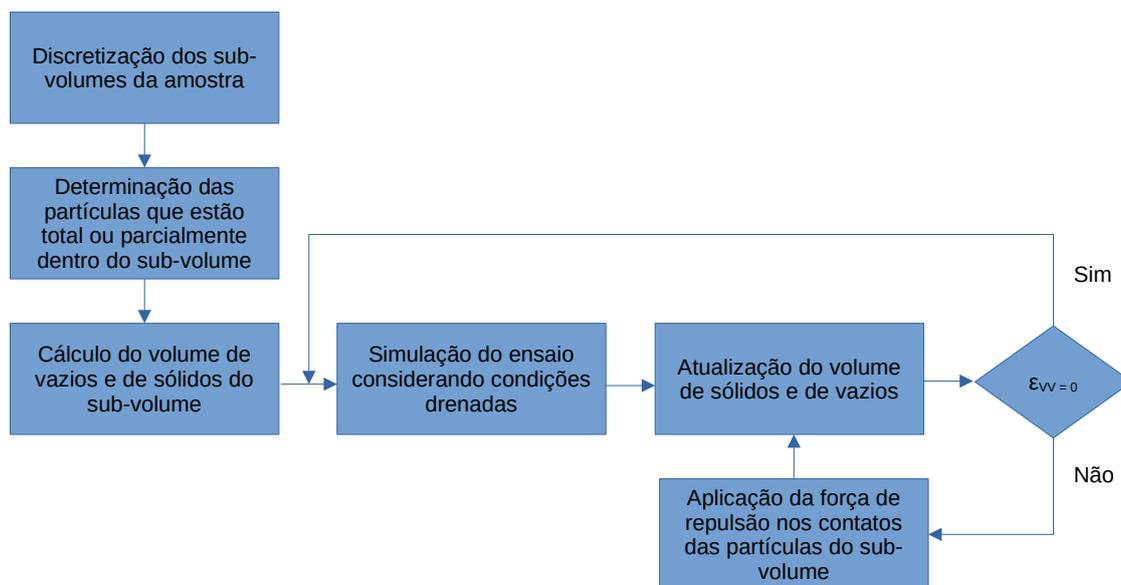
nado, utilizando deformação volumétrica calculada anteriormente. Esta metodologia baseou-se na premissa de que a água é um fluido incompressível, dessa forma, para simular o comportamento do ensaio não drenado, onde não há variação volumétrica, após o processamento do incremento de carga drenado, foi aplicada uma força de repulsão entre os contatos das partículas que compõem o sub-volume, de forma a zerar a variação de vazios. Em síntese, a força de repulsão total em cada sub-volume foi dada pela Equação 6.14

$$\sum F_{rep} = n_{pc} F_{rep}^i, \quad (6.14)$$

sendo n_{pc} o número de partículas em contato no sub-volume e F_{rep}^i a força de repulsão aplicada entre cada contato das partículas i do sub-volume.

A aplicação da força ocorreu paulatinamente, iniciando com 5% da força normal média atuante nos contatos entre as partículas, até que deformação volumétrica dos vazios do sub-volume se tornasse nula. Para um melhor entendimento, considere a Figura 6.9.

Figura 6.9 – Fluxograma da simulação do Ensaio não drenado.



A pressão neutra em cada sub-volume seria determinada mediante a Equação 6.15

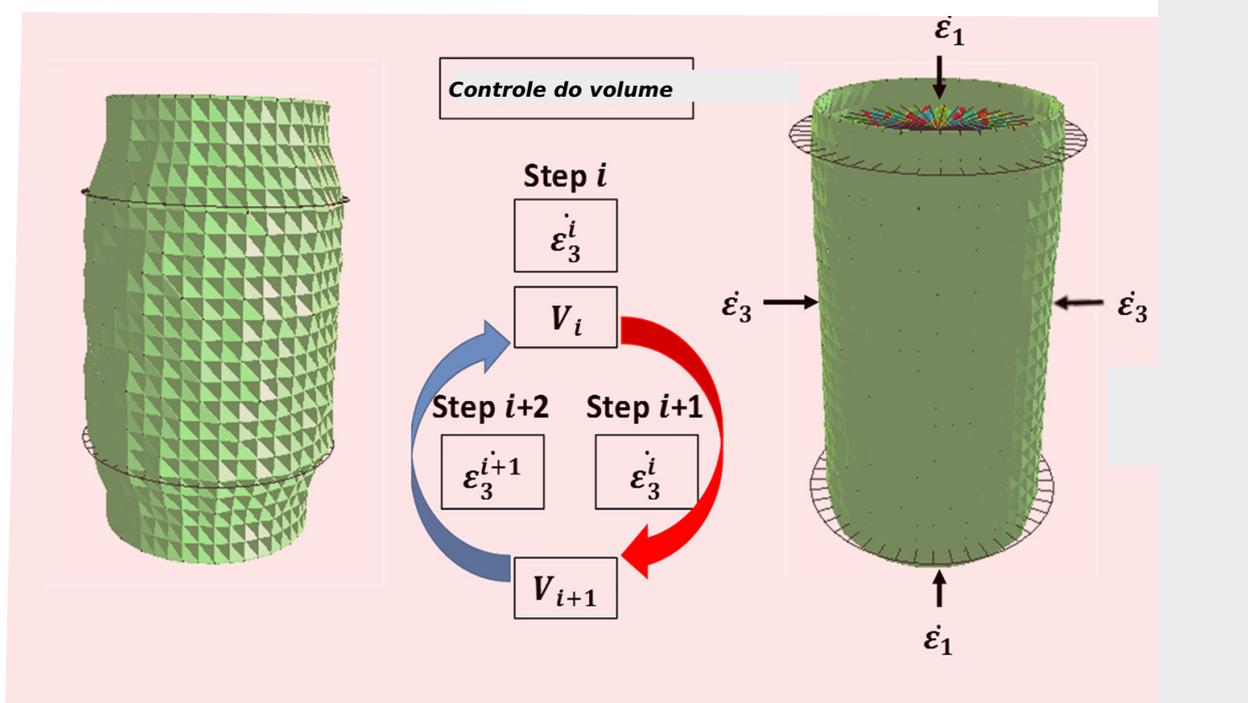
$$u \cong C_w \frac{n_{pc} F_{rep}}{\sum A_{sup}}, \quad (6.15)$$

onde $A_{sup} = \pi r_i^2$, sendo r_i o raio das partículas que compõem o sub-volume e C_w uma constante de proporcionalidade.

Seguindo a metodologia descrita acima, a pressão neutra da amostra deveria ser obtida pela média das pressões neutras determinadas em cada sub-volume, porém, devido ao custo computacional, não foram obtidos resultados utilizando esta metodologia.

A mesma metodologia foi utilizada por Yang, Kavazanjian e Neithalath (2019), conforme apresentado na Figura 6.10, onde os autores obtiveram resultados condizentes com o experimental. Portanto, a falha na obtenção dos resultados da rotina do ensaio triaxial não drenado não encontra-se na metodologia, já que a mesma foi utilizada em outra pesquisa.

Figura 6.10 – Metodologia utilizada para simulação do ensaio triaxial não drenado.



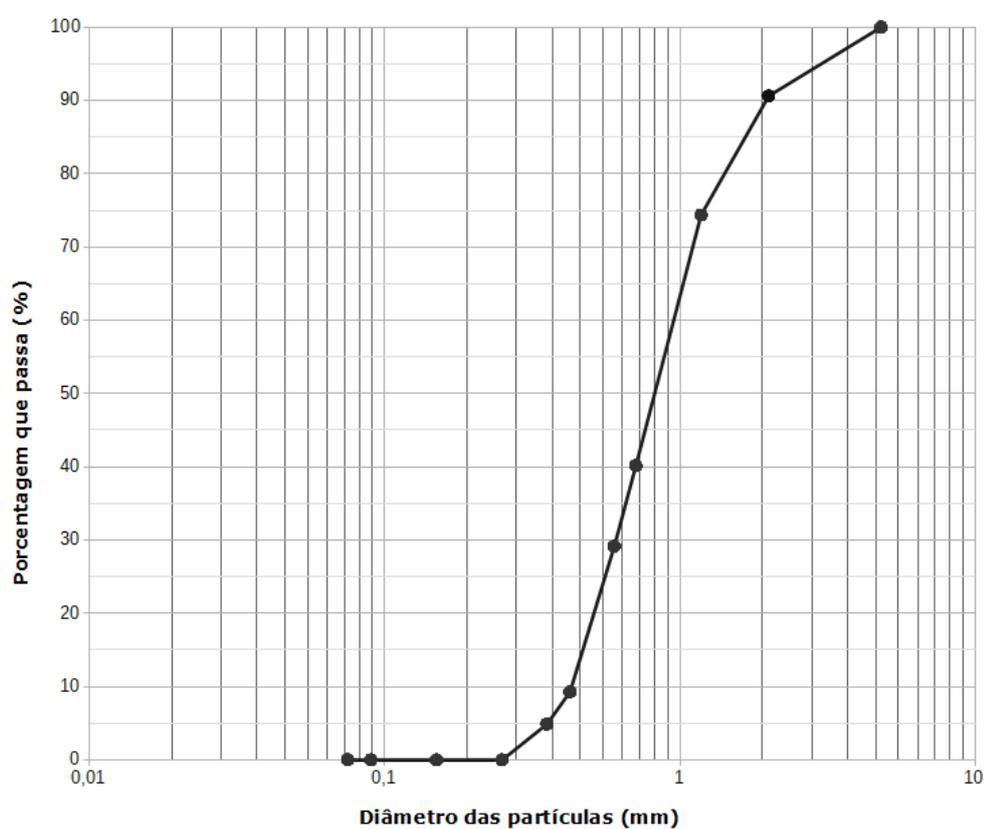
Fonte: Yang, Kavazanjian e Neithalath (2019).

7 RESULTADOS E DISCUSSÃO

7.1 Caracterização geotécnica

A curva granulométrica da areia aluvionar encontra-se na Figura 7.1 e na Tabela 7.1 estão sumarizados os dados complementares da caracterização geotécnica deste solo. Segundo o Sistema Unificado de Classificação dos solos, a areia é classificada como SP (areia mal graduada com poucos ou nenhum fino).

Figura 7.1 – Curva granulométrica do solo.



Fonte: Autora (2022).

Tabela 7.1 – Índices físicos do solo.

Massa específica dos sólidos ρ_s ($g \cdot cm^{-3}$)	Índice de vazios máximo e_{max}	Índice de vazios mínimo e_{min}	Coefficiente de uniformidade Cu	D_{50} (mm)
2,65	0,79	0,52	1,49	0,83

Fonte: Autora (2022).

7.2 Permeabilidade

A areia aluvionar apresentou coeficiente de permeabilidade de $2,98 \cdot 10^{-3} \text{ cm/s}$, sendo classificada como um solo de alta permeabilidade, estando em conformidade com a faixa de valores de condutividade hidráulica para areias de granulometria média.

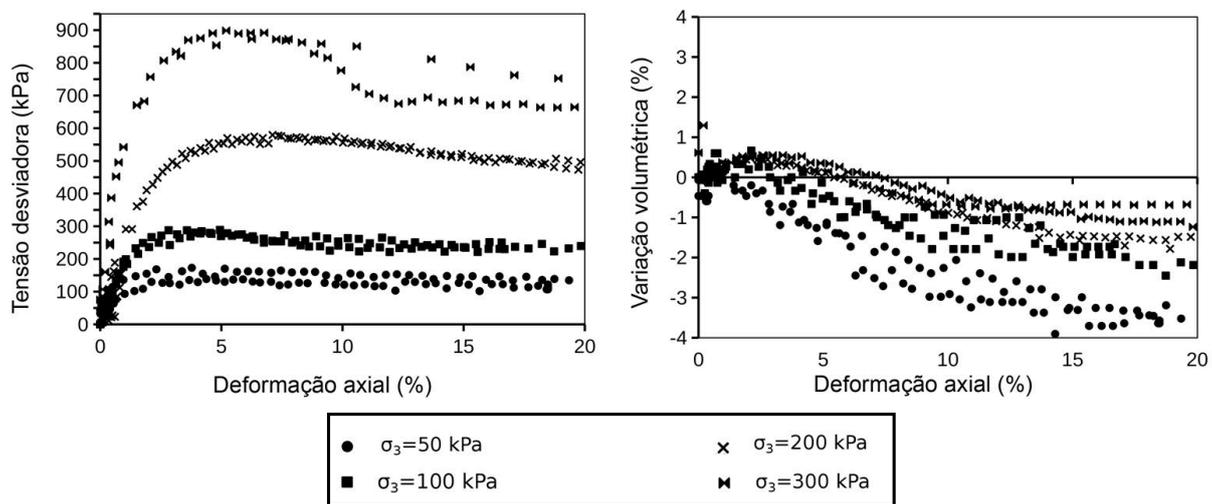
7.3 Ensaio de compressão triaxial

Nesta seção são apresentados os resultados dos ensaios de compressão triaxial drenados obtidos através de uma pesquisa realizada por Pinto (2021), os quais serão utilizados para obtenção dos parâmetros dos modelos constitutivos e para comparação com os dados obtidos pela simulação numérica.

O comportamento mecânico para a condição drenada pode ser observado na Figura 7.2, onde encontra-se o gráfico tensão-deformação com as confinantes estudadas (ensaios em duplicata). Como já esperado, quanto maior a tensão confinante, maior foi a resistência apresentada pela areia aluvionar. Quanto à deformação volumétrica, observa-se um comportamento de contração seguido, ainda para pequenas deformações, de um processo de expansão, típico de areias compactas, como explicado por Pinto (2006) .

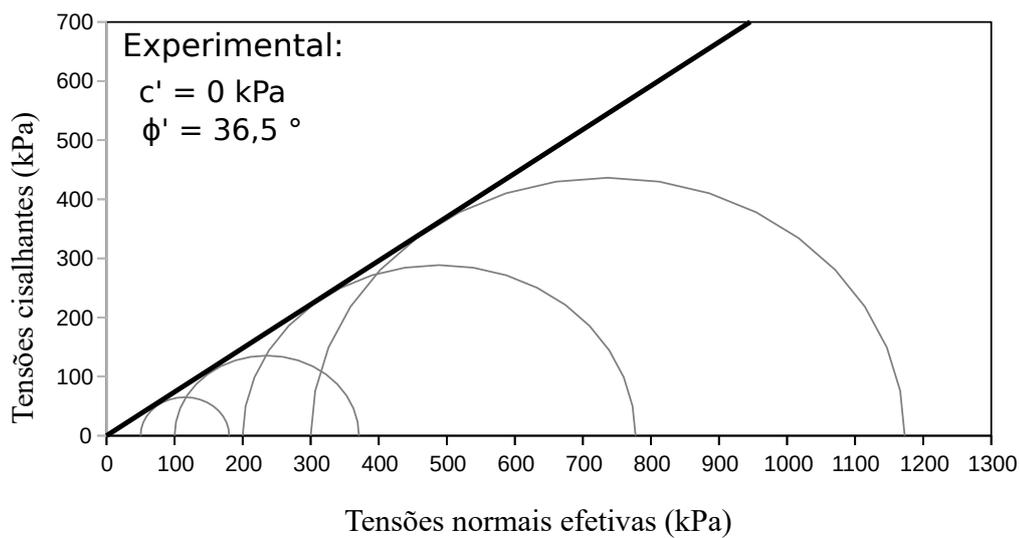
Na Figura 7.3 encontra-se a envoltória de Mohr-Coulomb, juntamente com os parâmetros de resistência da areia aluvionar, obtida através dos dados apresentados na Figura 7.2. O solo estudado apresenta um ângulo de atrito de $36,5^\circ$ e coesão nula.

Figura 7.2 – Curvas tensão-deformação obtidas para a condição drenada.



Fonte: Autora (2022).

Figura 7.3 – Envoltória de resistência obtida experimentalmente.



Fonte: Autora (2022).

7.4 Simulação numérica com elementos finitos

7.4.1 OPTUM G2

Os parâmetros que melhor se ajustaram à curva experimental para o ensaio drenado seguem na Tabela 7.2, sendo que, os valores dos parâmetros de resistência, c e ϕ foram obtidos experimentalmente através dos ensaios triaxiais drenados, conforme apresentado na Figura 7.3.

Os resultados obtidos encontram-se na Figura 7.4 e mostram que é razoável a aproximação conseguida na curva que relaciona a tensão desviadora com a deformação axial para as confinantes de 50 kPa e 300 kPa. Para as demais tensões confinantes, nota-se que os parâmetros utilizados superestimaram o módulo de rigidez inicial, onde é possível observar que estão maiores que as curvas obtidas experimentalmente, comportamento semelhante ao encontrado por Lautenschläger (2010). Ainda, com o aumento da deformação axial o modelo não simulou o amolecimento após o pico de forma satisfatória.

Tabela 7.2 – Parâmetros do modelo HMC utilizados para a simulação do ensaio drenado.

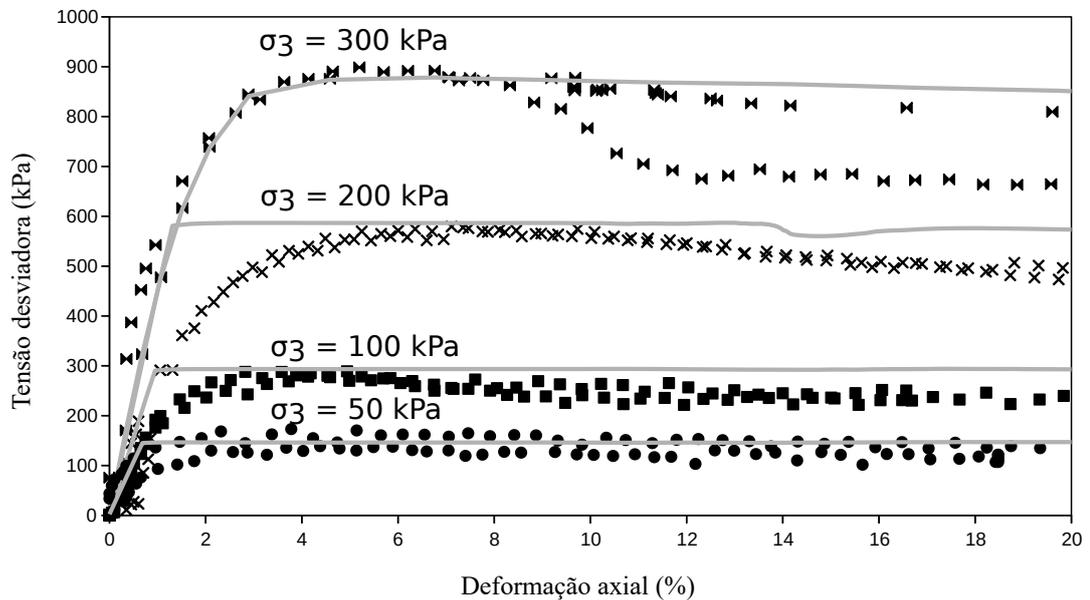
Parâmetros do modelo	
$E_{50,ref}$ [MPa]	23,26
$E_{ur,ref}$ [MPa]	30
$\nu_{ur,ref}$	0,15
c [kPa]	0
ϕ [°]	36,5
ψ [°]	5,5
m	0,55
p_{ref} [kPa]	100

Fonte: Autora (2022).

Numa tentativa de melhor representar o amolecimento pós pico, foi realizado um maior refinamento da malha, utilizando uma malha refinada triangular de 6 nós-Gauss. Porém, os resultados obtidos não foram bons, apresentando significativas variações, como pode ser visto na Figura 4, para a confinante de 50 kPa na curva tensão-deformação. Dessa forma, os melhores resultados foram com uma malha do tipo inferior com 100 elementos.

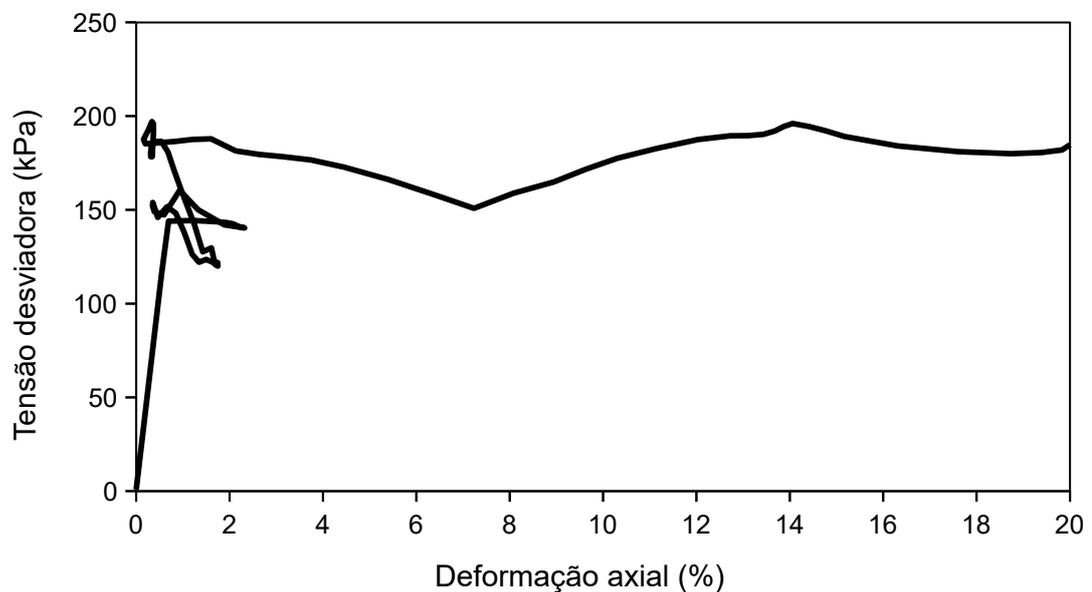
Quanto a deformação volumétrica, que encontra-se na Figura 7.6, nota-se que o ângulo de dilatância adotado, representou adequadamente as tensões confinantes de 100 e 200 kPa. Para a confinante de 50 kPa, o valor subestimou as deformações

Figura 7.4 – Comparação entre a curva experimental e a simulada no OPTUM G2 para o ensaio triaxial drenado.



Fonte: Autora (2022).

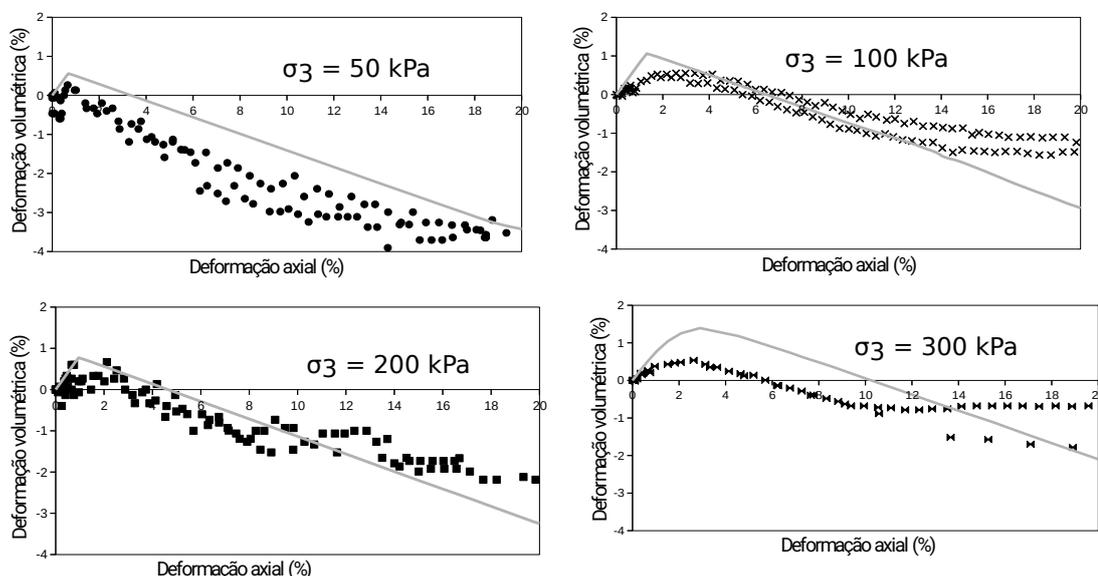
Figura 7.5 – Resultado obtido através do OPTUM G2 para uma malha refinada.



Fonte: Autora (2022).

volumétricas, enquanto para confinante de 100 kPa, superestimou. Também é possível observar que para a confinante de 300 kPa, o modelo aumentou significativamente, no início do cisalhamento, as deformações volumétricas de compressão.

Figura 7.6 – Comparação entre as deformações volumétricas simuladas no OPTUM G2 e as obtidas experimentalmente.



Fonte: Autora (2022).

Esse comportamento pode ser explicado devido a limitação do modelo de não conseguir simular a estabilização das deformações volumétricas para altas deformações axiais e a sua redução com o aumento da tensão confinante que se verifica na prática, sendo necessário utilizar um ângulo de dilatância que se ajuste da melhor forma a todas as confinantes estudadas, o que, conseqüentemente, subestima as deformações volumétricas para as menores confinantes, e as superestima para as maiores confinantes. Como forma de reduzir o efeito desta limitação nos resultados obtidos, o software permite impor um limite de deformação volumétrica na simulação, deixando os resultados mais realistas. Mas, ainda assim, com o aumento da tensão confinante é possível notar que as curvas simuladas afastaram-se dos resultados experimentais.

7.4.2 Geostudio-SIGMA/W

As análises foram realizadas utilizando os parâmetros da Tabela 7.3. Observando a Figura 7.7, nota-se que o modelo elastoplástico implementado no SIGMA/W conseguiu representar adequadamente, de uma forma geral, o comportamento tensão-deformação dentro das suas limitações, visto que, trata-se de um modelo elastoplástico perfeito, o qual descreve uma relação elástica e perfeitamente plástica. Ou seja, as tensões são

diretamente proporcionais às deformações até o ponto de plastificação, após esse ponto, a curva tensão *versus* deformação do modelo é perfeitamente horizontal. Dessa forma, como já esperado, com o aumento da deformação axial as discrepâncias aumentaram e o modelo não conseguiu representar o amolecimento pós pico típico de areias compactas.

Tabela 7.3 – Parâmetros do modelo Elastoplástico utilizados para a simulação do ensaio drenado e não drenado.

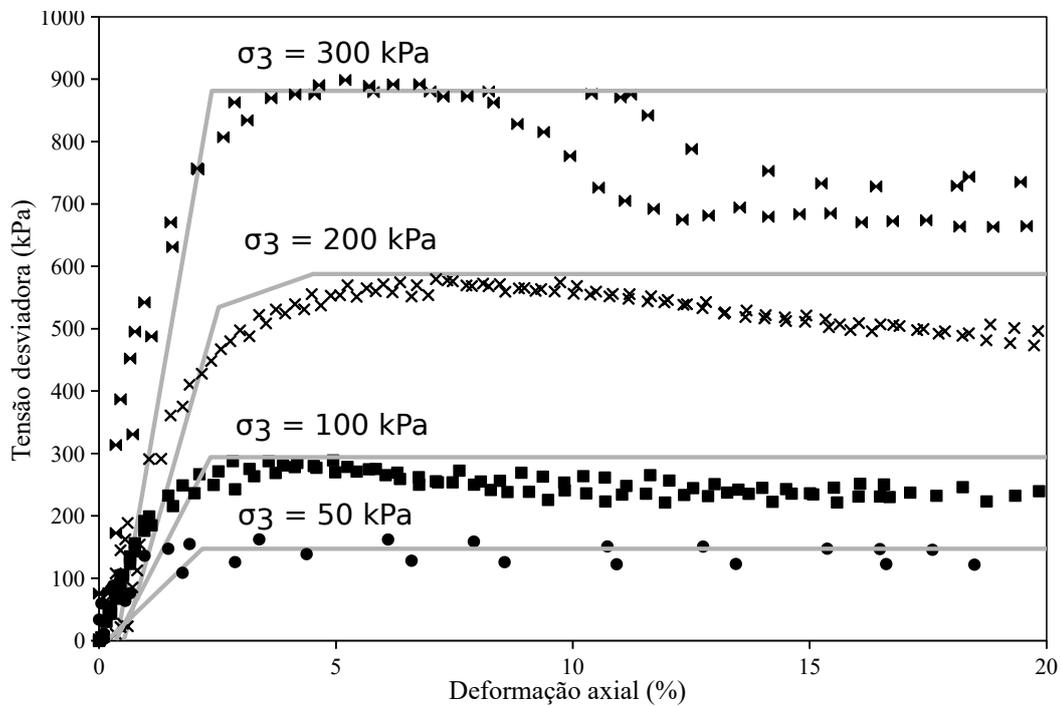
Parâmetros do modelo	Tensão confinante (kPa)			
	50	100	200	300
E_{50} [kPa]	18 661,11	19 505,30	26 651,35	55 064,41
ν	0,15	0,15	0,15	0,15
c [kPa]	0	0	0	0
ϕ [°]	36,5	36,5	36,5	36,5
ψ [°]	18	18	18	18

Fonte: Autora (2022).

No que se refere as deformações volumétricas (Figura 7.8), o modelo representou bem a contração observada nos trechos iniciais da curva, com exceção para a confinante de 300 kPa. Outra característica importante é que o modelo não é capaz de representar a estabilização da deformação volumétrica observada nos resultados experimentais.

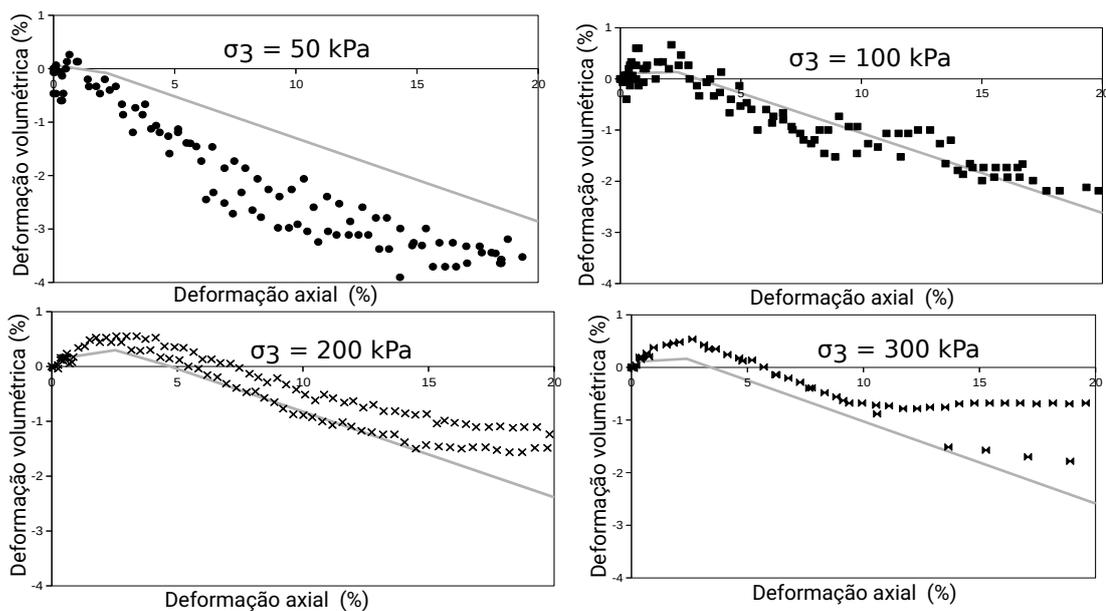
Diferentemente do caso do OPTUM G2, o software não dispõe de uma opção para impor um limite volumétrico, e, devido a isso, com o aumento da tensão confinante as curvas tendem a apresentar resultados mais distantes dos observados nas curvas experimentais. Consequentemente, foi necessário utilizar um ângulo de dilatância menor, o qual não representou bem a confinante mais baixa (50 kPa), como esperado.

Figura 7.7 – Comparação entre a curva experimental e a simulada no GeoStudio para o ensaio triaxial drenado.



Fonte: Autora (2022)

Figura 7.8 – Deformação volumétrica do ensaio triaxial no SIGMA/W.



Fonte: Autora (2022)

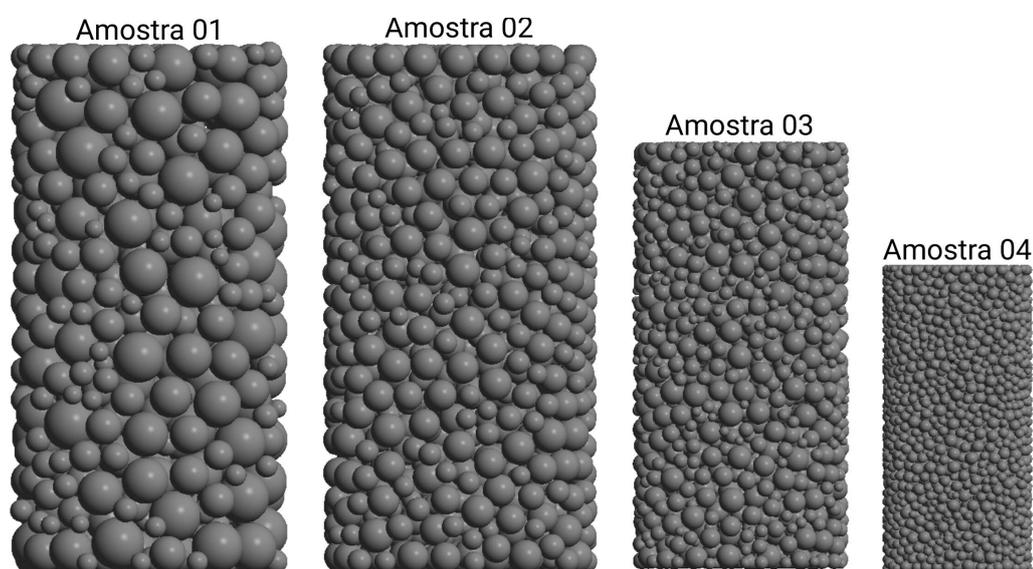
7.5 Simulação numérica com método dos Elementos discretos

Devido ao custo computacional, não foi possível realizar a simulação do ensaio triaxial com uma amostra seguindo a granulometria da areia aluvionar. Dessa forma, foram geradas quatro amostras (Figura 7.9), cujas distribuições granulométricas seguem na Figura 7.10, enquanto que os dados das amostras são apresentados na Tabela 7.4.

Como pode ser observado, as amostras simuladas apresentam dimensões diferentes, as quais foram escolhidas através de uma rápida calibração da quantidade de partículas, objetivando equilibrar o custo computacional com os resultados mais próximos dos experimentais. Importante enfatizar que, foram mantidas as proporções do corpo de prova experimental, onde a altura do corpo de prova é igual a duas vezes o diâmetro, como detalhado na Tabela 7.4 .

Uma comparação da curva experimental e das amostras geradas no *software* YADE encontra-se na Figura 7.10. As curvas granulométricas empregadas na simulação apresentam diâmetros maiores e mais uniformes que a experimental, porém apresentam coeficientes de uniformidade semelhantes.

Figura 7.9 – Amostras utilizadas na simulação.



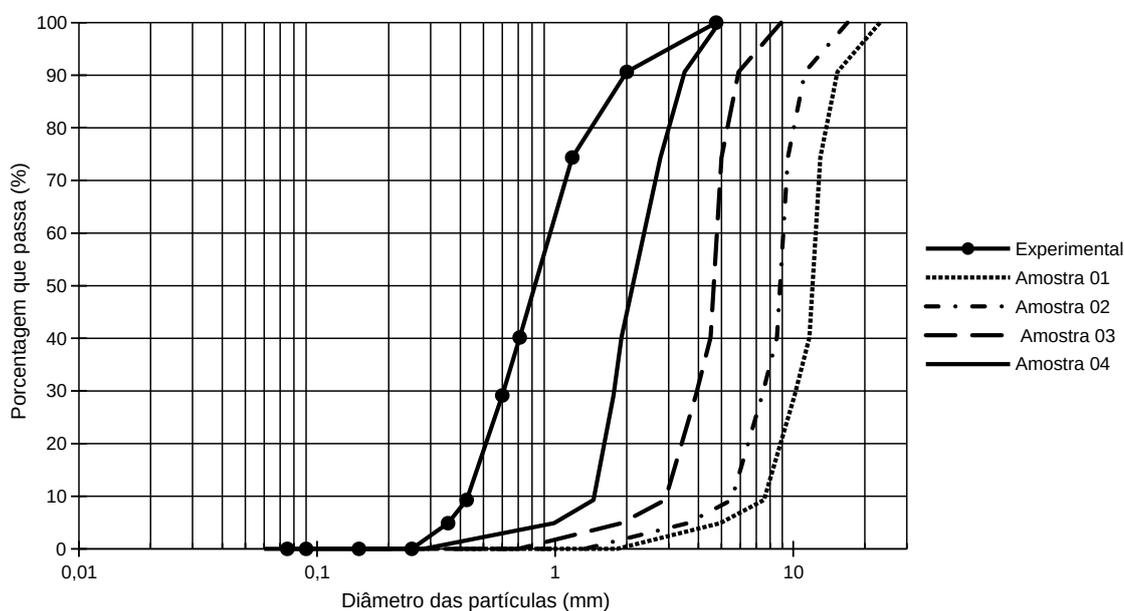
Fonte: Autora (2022).

Tabela 7.4 – Dados dos corpos de prova simulados.

Amostra	D_{10} (mm)	D_{30} (mm)	D_{60} (mm)	Cu	Quantidade de partículas	Dimensões do corpo de prova (mm)	Tempo de análise (dias)
01	8,8	11	13	1,48	620	100x200	2
02	5,6	8,6	8	1,43	1325	100X200	5
03	3,2	3,8	4,8	1,5	2580	80x160	9
04	1,5	1,8	2,2	1,47	4487	50x100	19
Experimental	0,65	0,8	0,97	1,49	-	100x200	-

Fonte: Autora (2022).

Figura 7.10 – Comparação entre a distribuição granulométrica das amostras simuladas e da experimental.



Fonte: Autora (2022).

7.5.1 Calibração e validação do modelo

A calibração foi realizada utilizando a amostra 03, objetivando encontrar os parâmetros microscópicos da partícula que melhor representassem o comportamento macroscópico, considerando as condições da amostra experimental. Todos os parâmetros da calibração e validação foram analisados para a menor (50 kPa) e maior (300 kPa) confinantes, com a finalidade de verificar se os resultados encontrados se aplicavam a todos os casos.

a. Ângulo de atrito entre partículas (ϕ_{micro})

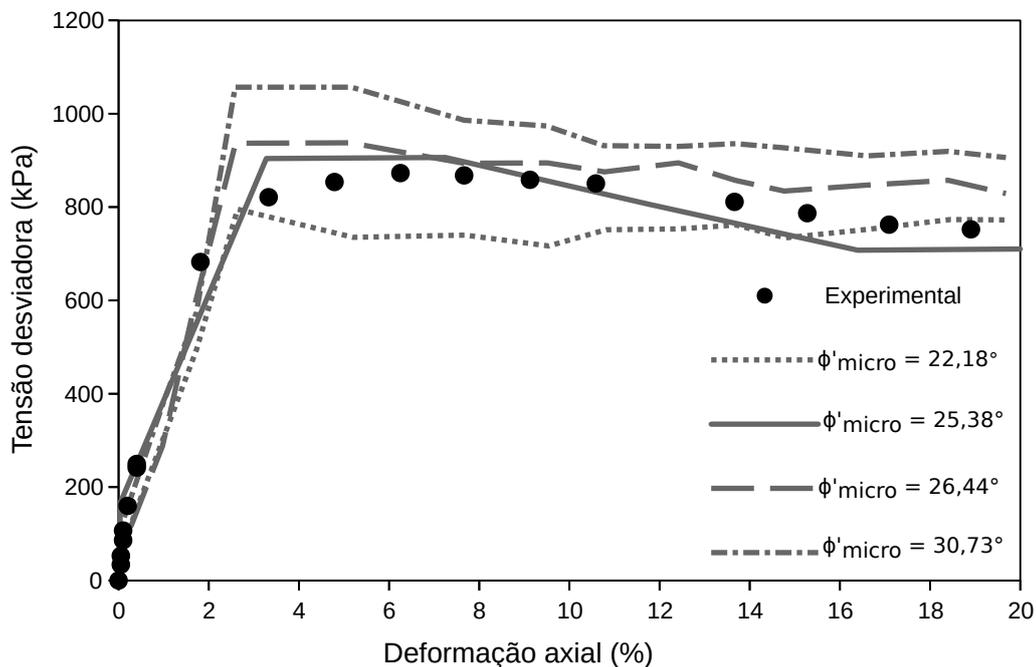
Sabe-se que as areias se caracterizam pela inexistência de forças elétricas na interação entre as partículas, as quais geralmente são caracterizadas em função do tamanho e forma de seus grãos. Como o comportamento mecânico das areias é o resultado da interação das partículas soltas, uma propriedade básica para o entendimento do comportamento destas é o atrito entre partículas, sendo este o responsável pela resistência ao cisalhamento de materiais granulares. Partindo disso, a calibração da modelagem no DEM iniciou estipulando um valor de ângulo de atrito interno entre as partículas, baseando-se na compacidade em que foi realizada o ensaio experimental. Como encontra-se representado na Figura 7.11, de uma forma geral, nota-se que a simulação resultou em dados coerentes, já que quanto maior o ângulo de atrito entre as partículas, maior deve ser a resistência ao cisalhamento apresentada pela mesma, resultado semelhante ao encontrado por Rocha et al. (2019).

Para areias compactas, estado em que foi realizado o ensaio experimental, a literatura estipula um valor de 34° para o ângulo de atrito entre as partículas. Sendo assim, a calibração iniciou adotando o valor de $30,73^\circ$, onde foi obtido um valor de resistência maior que a experimental, como mostrado na Figura 7.11. Partindo do resultado encontrado, foram adotados outros valores de ϕ_{micro} , até obter um valor que melhor se ajustasse aos dados experimentais.

Após a realização das simulações com valores menores que $30,73^\circ$, notou-se que o valor que melhor se adequou aos dados experimentais foi $25,38^\circ$, próximo ao valor estipulado por Skempton (1961) para partículas de quartzo de 0,5, que corresponde a $26,6^\circ$.

Dessa forma, é fundamental ressaltar que não foi utilizado o ângulo de atrito macroscópico obtido experimentalmente, mas, o ângulo de atrito interno obtido através da calibração acima. O uso de um ângulo de atrito interno menor que o obtido experimentalmente para simular o comportamento da areia aluvionar pode ser justificado pelo efeito que o entrosamento das partículas promove no solo, aumentando a sua resistência ao cisalhamento.

Figura 7.11 – Calibração do ângulo de atrito entre as partículas.



Fonte: Autora (2022).

b. Número de partículas na amostra

Na Figura 7.12 estão apresentadas as curvas tensão-deformação e a variação volumétrica para as confinantes de 50 e 300 kPa, obtidas através da simulação com as diferentes amostras apresentadas anteriormente. Como já explanado, a resistência ao cisalhamento de solos granulares é ditada, principalmente, por fatores como forma e tamanho das partículas, sendo de extrema importância o estudo destes parâmetros para a obtenção de resultados coerentes na simulação.

Unindo os fatores citados acima com o elevado custo computacional da realização da simulação com mesma granulometria da areia aluvionar, foi realizado uma rápida calibração, objetivando verificar a amostra com a faixa granulométrica sem relevantes alterações na resposta do comportamento mecânico em relação aos resultados experimentais.

A Amostra 01 resultou num comportamento mecânico com grandes oscilações, não representando adequadamente a curva experimental, apresentando maior resistência de pico que os dados obtidos experimentalmente. O mesmo comportamento é encontrado para a deformação volumétrica, onde ocorreu um significativo aumento das

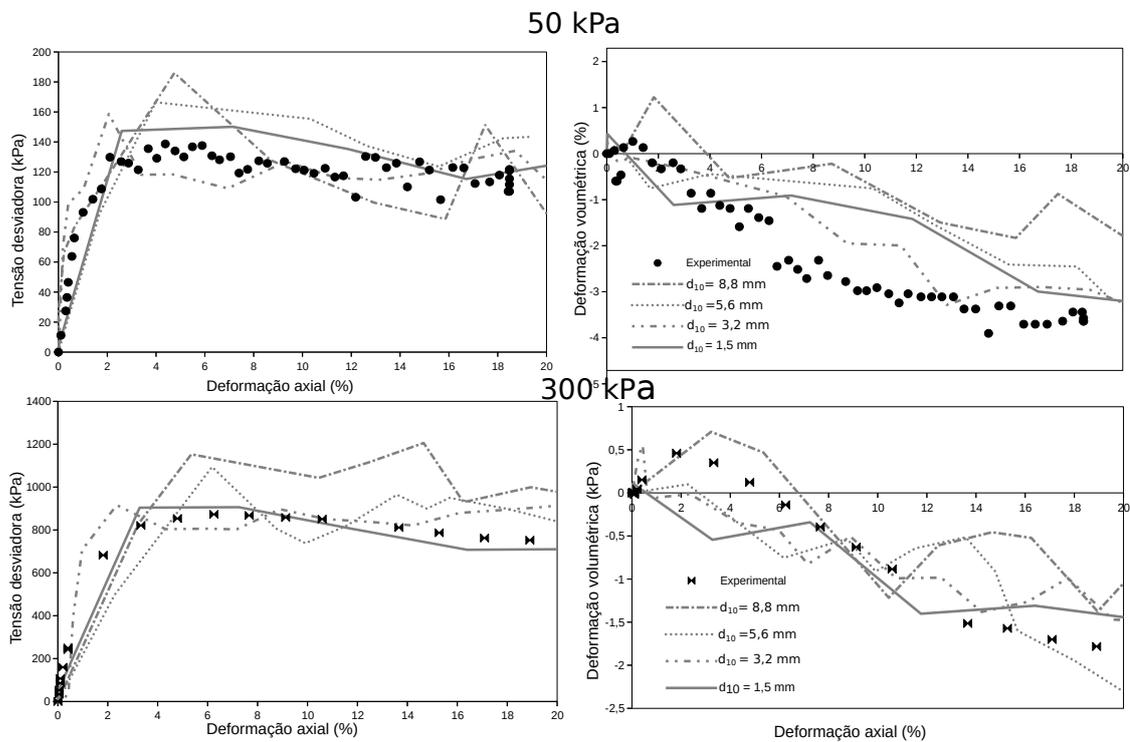
deformações por compressão, como já esperado, uma vez que, as duas características estão relacionadas. Comportamento semelhante é encontrado na Amostra 02, com uma pequena redução das oscilações e no pico de resistência. A partir da Amostra 03, nota-se que ocorreram poucas discrepâncias e a curva simulada aproximou-se da experimental.

O comportamento descrito anteriormente pode ser observado de forma sintetizada na Figura 7.13. Tal comportamento foi constatado também por Pham, Zaman e Vu (2021), que observou que quanto maior o diâmetro das partículas da amostra, maior será a tensão desviadora e o ângulo de atrito apresentado por esta. Dessa forma, ao relacionar a Figura 7.13 com a Figura 7.10, nota-se que quanto mais afastada a curva simulada encontra-se da experimental, maior é o d_{10} da amostra e maior também é o ϕ' . Além disso, é possível notar que, mesmo o diâmetro sendo maior que o experimental, a partir da Amostra 03, já é possível representar razoavelmente os dados experimentais, sem a ocorrência de significativas alterações no comportamento da areia aluvionar.

Um estudo semelhante foi realizado por Kara, Meghachou e Aboubekr (2013) para uma faixa de diâmetro menor que a estudada nesta pesquisa e os resultados encontrados estão sumarizados na Figura 7.14. Nota-se que, a resistência de pico do solo também é afetada pelo tamanho das partículas de diâmetro variando entre 0,1 a 1 mm. Ainda, para a distribuição granulométrica estudada pelos autores, a partir do diâmetro de 0,16 mm, já não ocorreram variações significativas na resistência de pico do solo estudado.

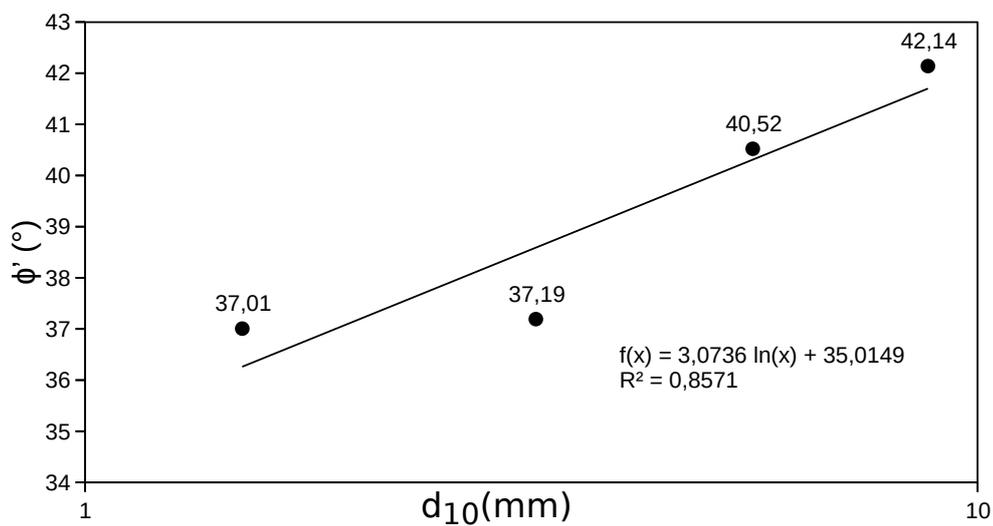
Logo, uma amostra com d_{10} de 3,2 mm, com 2580 partículas, resulta em parâmetros de resistência próximos aos dados obtidos experimentalmente.

Figura 7.12 – Resultado da calibração do número de partículas para a confinante de 50 e 300 kPa.



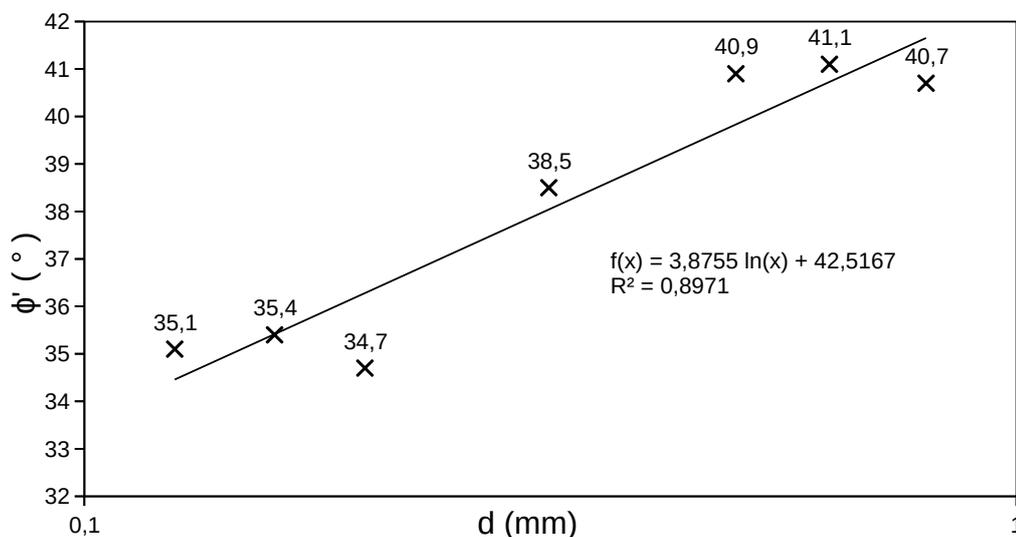
Fonte: Autora (2022)

Figura 7.13 – Variação do ângulo de atrito macroscópico (ϕ') com o d_{10} .



Fonte: Autora (2022)

Figura 7.14 – Variação da resistência de pico com o diâmetro médio da amostra.



Fonte: Kara, Meghachou e Aboubekr (2013).

c. Porosidade

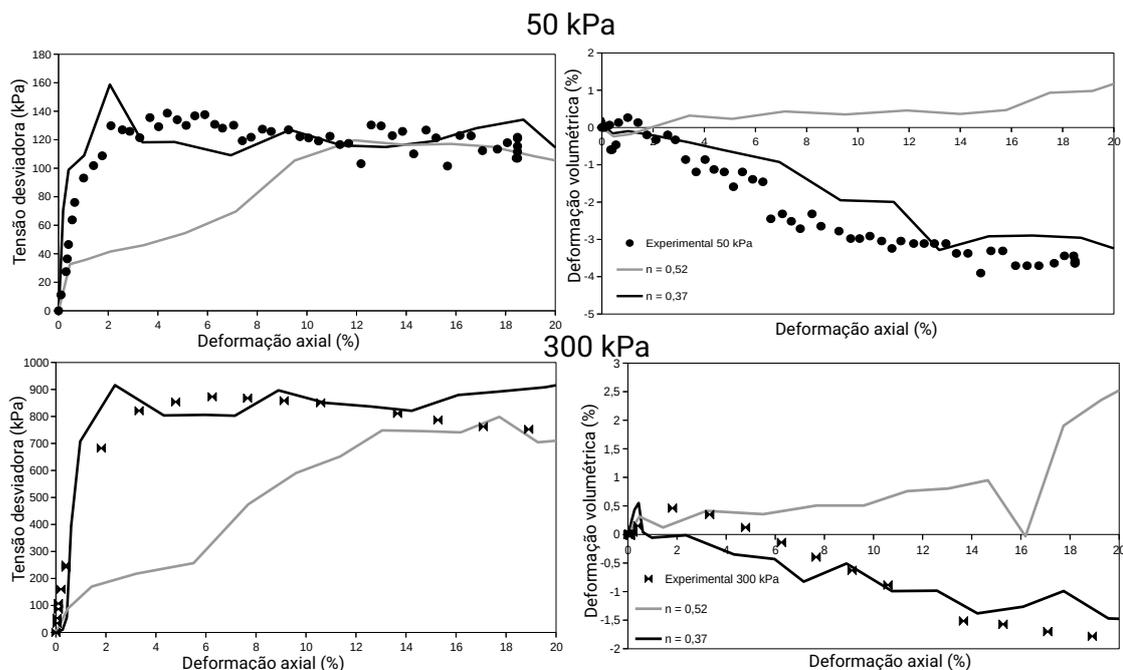
Com a obtenção do ângulo de atrito interno e número de partículas que melhor representaram os dados experimentais, foi realizada a verificação da influência da porosidade. Esta etapa foi executada objetivando verificar se o modelo numérico resultava em dados coerentes em todas as situações (ou seja, para o material no estado fofo e denso), validando o modelo numérico. Dessa forma, foram criadas duas amostras com a mesma granulometria e compacidade distintas. Uma amostra densa, com compacidade de 0,37, próxima da experimental e uma amostra fofo de 0,52.

Através da Figura 7.15 pode-se observar os resultados obtidos nas situações descritas acima para as confinantes de 50 kPa e 300 kPa, tanto para a tensão-deformação, como para a deformação volumétrica. Nota-se que o comportamento para ambos estados é bastante distinto. Ainda, conforme esperado, os valores de resistência são maiores, quando a areia encontra-se no estado denso. Após o pico, o valor de resistência decresce e tende-se gradativamente ao valor máximo obtido para a areia na condição fofo, como já descrito na Subseção 2.1.1.

Tratando-se da deformação volumétrica, o modelo também resultou em dados coerentes, uma vez que, para a amostra fofo, devido a tendência das partículas se

encaixarem no vazios existentes, ocorreu a diminuição do volume (contração) e no estado denso, por as partículas deslizarem e rolarem umas sobre as outras, ocorreu o aumento de volume (dilatância).

Figura 7.15 – Resultado da calibração da porosidade para a confinante de 50 e 300 kPa.



Fonte: Autora (2022).

d. Amortecimento

O amortecimento é o parâmetro responsável por dissipar a energia cinética das partículas. A calibração indevida deste parâmetro de entrada pode ocasionar uma vibração constante das partículas, como um sistema complexo de molas elásticas conectadas. Portanto, deve ser rigorosamente calibrado, sendo alto o suficiente para obtenção de uma resposta global estável ou com poucas oscilações.

Sabendo disso, a calibração deste parâmetro iniciou com o valor de 0,45, o qual resultou em dados com relevantes oscilações, principalmente para confinante de 50 kPa.

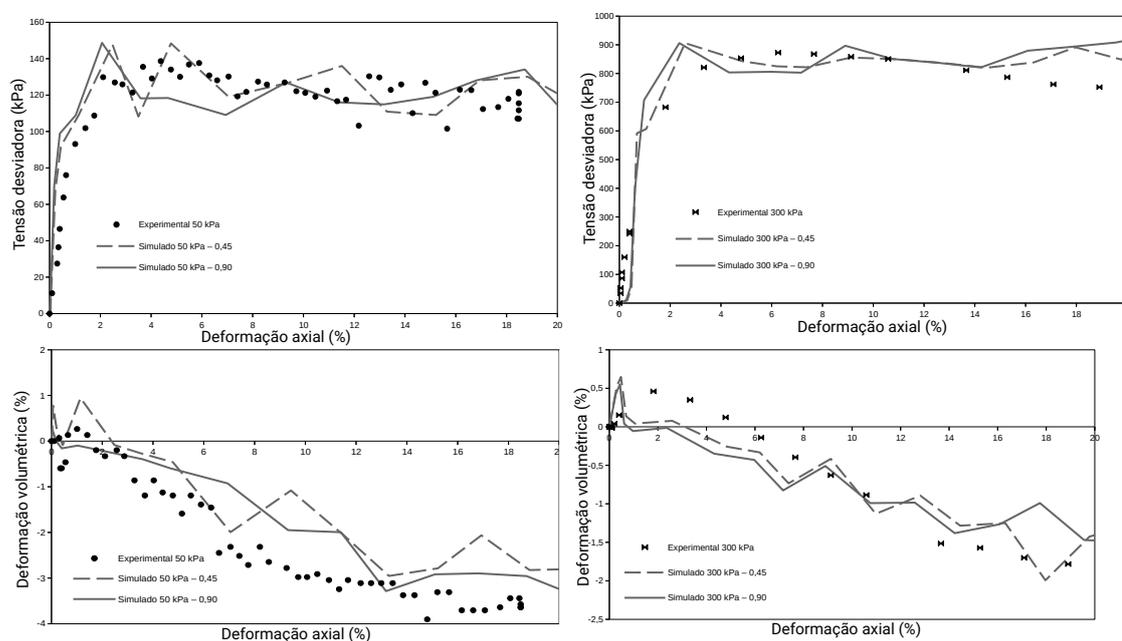
Foi então utilizado o valor adotado por Morillo e Bandeira (2018), de 0,90, bastante usual na literatura, o qual apresentou poucas oscilações, como pode ser visualizado na Figura 7.16, tanto para a confinante de 50 kPa, como para 300 kPa, comprovando que o amortecimento é o responsável por suavizar a aplicação da taxa de deformação,

reduzindo a instabilidade da simulação.

Ainda observando a Figura 7.16 nota-se que o amortecimento influenciou na inclinação do trecho elástico da curva tensão-deformação, onde, quanto maior o amortecimento, mais rígida foi a resposta obtida. Também pode-se notar, mesmo de forma bem sutil, que quanto maior o amortecimento, menor foi o amolecimento pós pico apresentado pela amostra, comportamento que reforça o encontrado por Suzuki e Kunh (2014).

Portanto, o valor de 0,90 se ajustou razoavelmente aos dados experimentais.

Figura 7.16 – Resultado da calibração do amortecimento para a confinante de 50 e 300 kPa.



Fonte: Autora (2022).

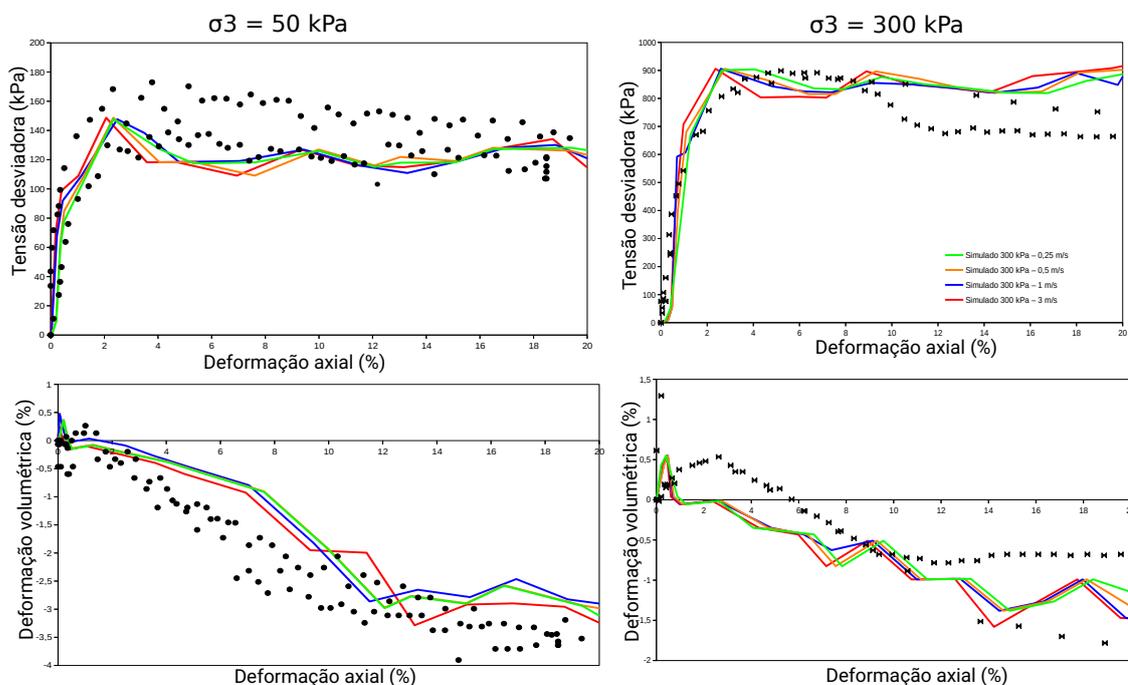
e. Taxa de carregamento

Na Figura 7.17 encontra-se os valores de taxa de carregamento utilizadas nesta pesquisa. Pode-se observar que os mesmos são extremamente elevados quando comparados ao ensaio experimental, porém, a utilização de uma taxa de carregamento elevada foi necessária devido ao tempo gasto para processamento em cada amostra simulada.

Nota-se que, de uma forma geral, não houve alterações significativas com a variação da taxa de carregamento. Além disso, a taxa de carregamento de 0,25 m/s foi a que obteve o resultado com menos oscilações e mais próximo do experimental, mas,

devido ao tempo de análise, foi inviável utilizá-la. Dessa forma, as simulações foram realizadas utilizando a taxa de carregamento de 3 m/s.

Figura 7.17 – Resultado da calibração da taxa de carregamento para a confinante de 50 e 300 kPa.



Fonte: Autora (2022)

7.5.2 Resultados finais do ensaio triaxial drenado

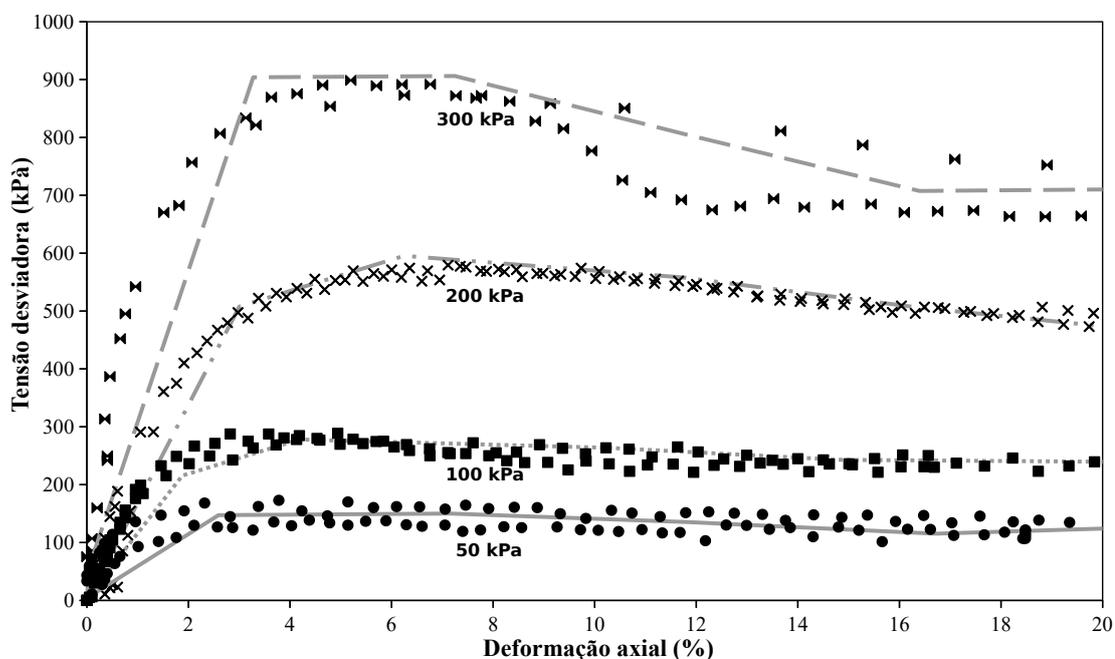
Com os resultados obtidos através da calibração foi possível selecionar os melhores parâmetros de entrada para realizar a simulação final. Sendo assim, a simulação foi realizada utilizando a Amostra 04, com 4487 partículas, numa porosidade de 0,37, ângulo de atrito interno entre as partículas de 25,38 °, amortecimento de 0,90 e taxa de carregamento de 3 m/s. Os resultados obtidos para todas as confinantes estudadas, encontram-se nas Figuras 7.18 e 7.19. As configurações inicial e final das simulações pode ser visualizada na Figura 7.20.

O DEM conseguiu representar de forma satisfatória o comportamento experimental, apesar das oscilações. Na curva tensão-deformação apresentada na Figura 7.18, pode-se observar que o método representou o pico de resistência e apesar da simulação ter sido realizada numa amostra com granulometria maior que a experimental, os resultados foram

coerentes em termos de resistência, como pode ser melhor visualizado na Figura 7.21, onde o ângulo de atrito experimental (Figura 7.21 a), calculado a partir dos círculos de Mohr na ruptura, resultou em um $\phi' = 36,5$, enquanto que o ajuste da envoltória para os valores obtido com o DEM (Figura 7.21 b), forneceu valores de ângulo de atrito de 37° .

No que diz respeito as deformações volumétricas, o modelo não conseguiu representar a contração inicial, porém, com o aumento da deformação axial, adequou-se aos dados experimentais, representando bem a dilatância e a estabilização da deformação volumétrica com o aumento da deformação axial que se verifica experimentalmente.

Figura 7.18 – Resultado da simulação do ensaio triaxial drenado no DEM: Tensão-Deformação

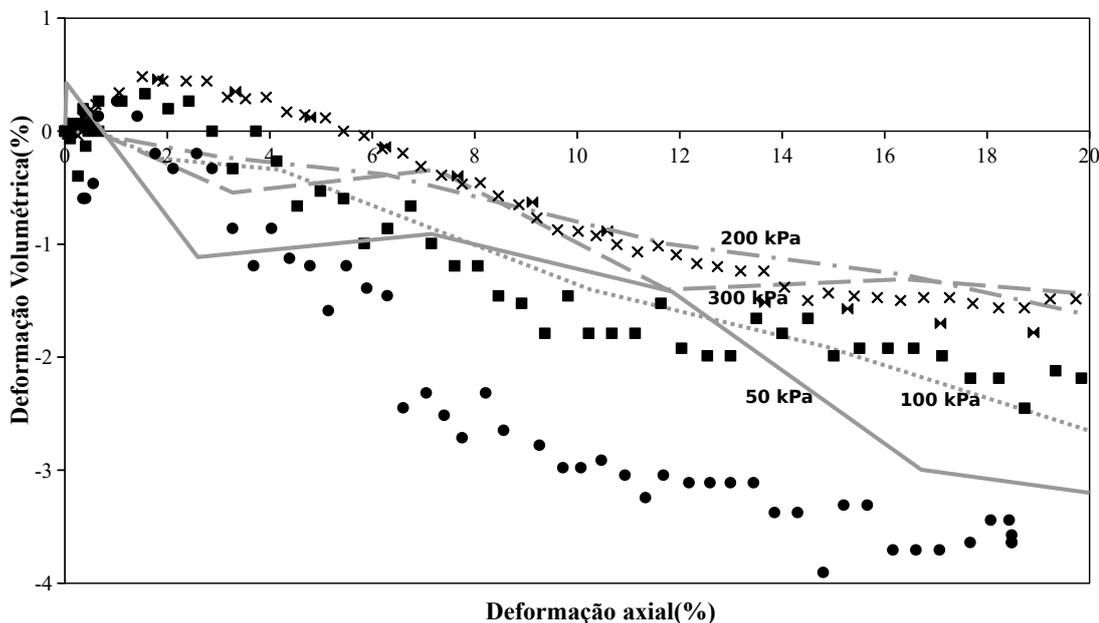


Fonte: Autora (2022)

Nas Figuras 7.22 e 7.23 encontram-se a comparação entre os diferentes métodos numéricos utilizados na pesquisa para prever o comportamento da areia aluvionar. Como a análise utilizando o FEM foi realizada em dois programas distintos, para fins de comparação com o DEM, optou-se por selecionar a que melhor representou o comportamento experimental.

De forma geral, pode-se observar que ambos os métodos, dentro de suas limitações, representaram adequadamente o comportamento da areia aluvionar na densidade estu-

Figura 7.19 – Resultado da simulação do ensaio triaxial drenado no DEM: Deformação volumétrica.



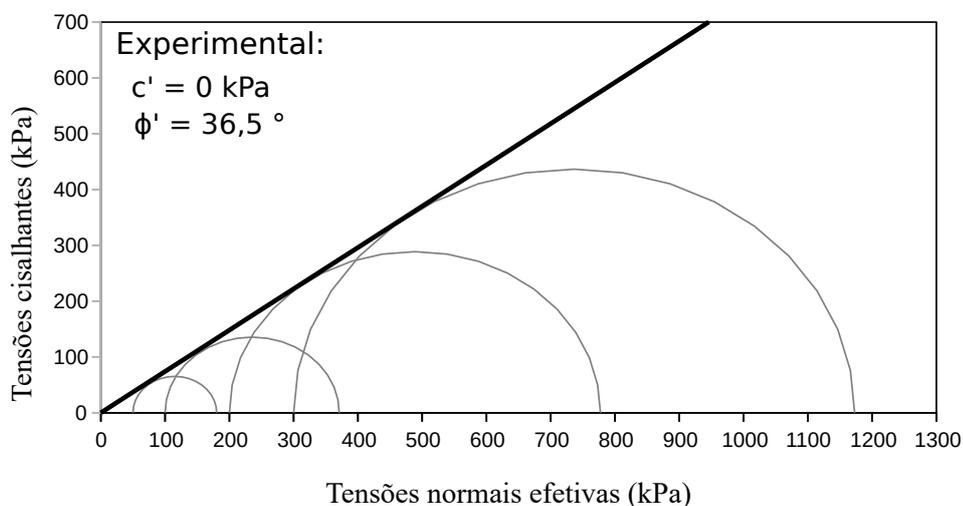
Fonte: Autora (2022)

dada. Especificamente, na Figura 7.22, no comportamento tensão-deformação, nota-se que o DEM conseguiu representar o pico de resistência, porém apresentando oscilações.

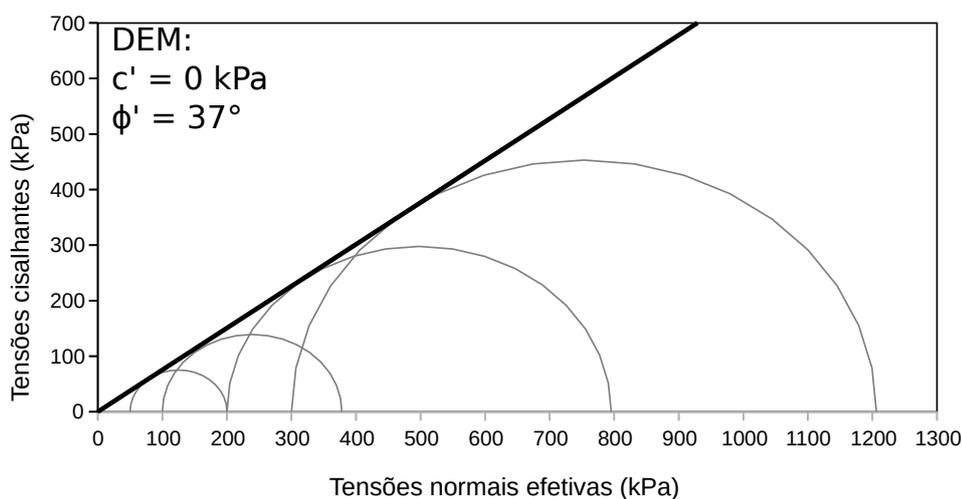
Tal comportamento está relacionado à principal limitação do método que é a exigência computacional, já que o método fundamentalmente usa um esquema de integração de tempo explícito e repete cálculos sequenciais ao longo de um período de tempo limitado, com pequenos passos de tempo. Dessa forma, apesar do FEM não conseguir representar o pico de resistência, limitação advinda do modelo constitutivo utilizado, o método apresentou resultados mais estáveis.

Diferente do DEM, o FEM permite realizar simplificações para resolução dos problemas, usando menos e maiores elementos, limitando os graus de liberdade ou até utilizando modelos bidimensionais, diminuindo assim o custo computacional e obtendo resultados satisfatórios. Porém, a principal desvantagem do FEM reside em ser um método numérico que possibilita uma solução aproximada do problema, além de necessitar a utilização de pessoas com conhecimento prévio do mesmo, objetivando evitar erros na obtenção e interpretação dos resultados. Ainda, o método apresenta falha ao trabalhar com grandes discontinuidades, já que o FEM é fundamentado na aproximação de uma

Figura 7.21 – Envoltória de resistência obtida através do ensaio experimental e DEM.



(a) Envoltória obtida experimentalmente



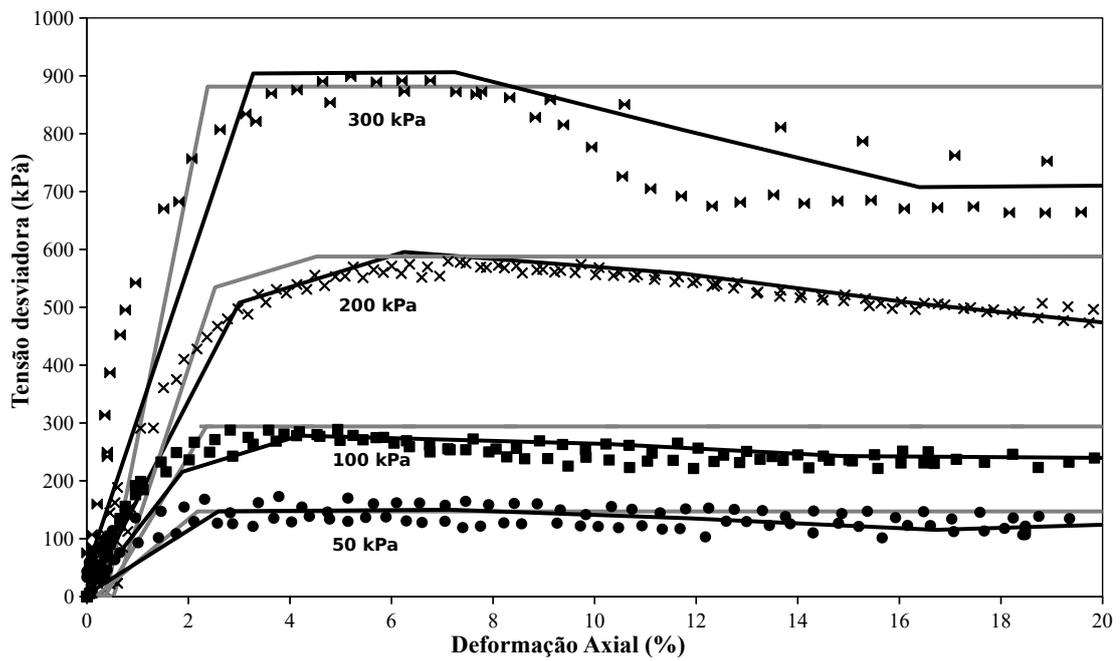
(b) Envoltória obtida através do DEM

Fonte: Autora (2022).

se obter respostas do comportamento mecânico global, considerando que o domínio é discretizado em partículas distintas que estão em contato entre si e, geralmente se deseja resultados de toda a amostragem de partículas, como é o caso da simulação do ensaio triaxial. Por outro lado, a representação do contato, definição do modelo de contato mecânico, as propriedades dos materiais, características dos materiais como rígidos ou deformáveis, a detecção e revisão dos contatos, análise dos tipos de contato tais como vértices, linhas ou faces, ou seja, as características microestruturais podem ser obtidas, tornando o modelo numérico bastante completo.

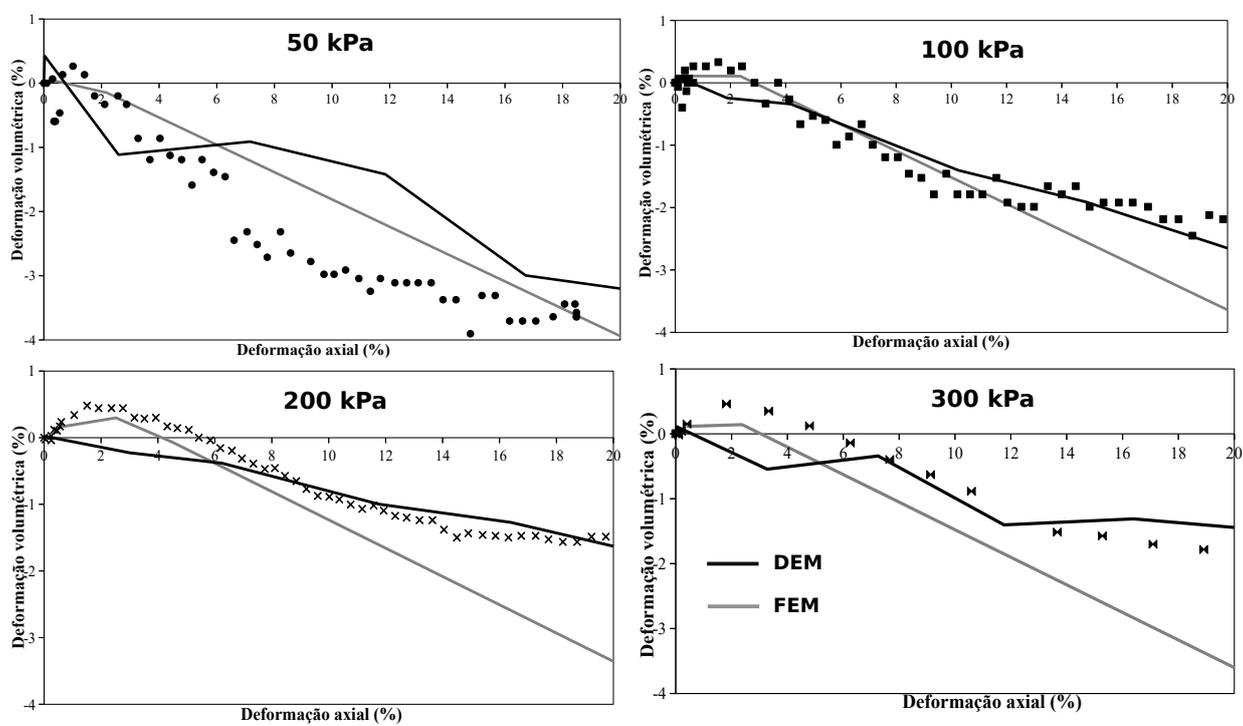
Além disso, a obtenção de resultados satisfatórios no DEM, está ligado a um extensivo processo de calibração dos parâmetros de entrada do modelo, sendo esta fase muito importante na validação dos resultados. Geralmente esses parâmetros não são de fácil obtenção em ensaios experimentais, devido a isso, há possibilidade do valor real de um parâmetro não representar o comportamento real do sistema analisado, onde a calibração possibilita fazer exatamente essa concordância experimental com a numérica.

Figura 7.22 – Comparativo do ensaio triaxial simulado: Curvas Tensão-deformação.



Fonte: Autora (2022)

Figura 7.23 – Comparativo do ensaio triaxial simulado: Deformação volumétrica.



Fonte: Autora (2022)

8 CONCLUSÕES

Com os resultados obtidos na simulação numérica através do método dos elementos finitos foi possível verificar, que de uma forma geral, dentro de suas limitações, os modelos representaram de forma razoável os dados experimentais da areia aluvionar. Sendo necessário a utilização de modelos constitutivos mais elaborados para representar o comportamento de pico de resistência e dilatância da areia na compacidade estudada.

Quanto ao DEM, devido ao método ser mais flexível no que se refere a implementação de novas rotinas, o método representou melhor as curvas tensão-deformação e deformação volumétrica, obtendo resultados satisfatórios também em relação aos parâmetros de resistência, mesmo a simulação sendo realizada em amostras formadas por partículas de diâmetros maiores e mais uniformes que a amostra experimental.

Por meio da simulação com o método dos elementos discretos foi possível avaliar os parâmetros microscópicos responsáveis pelo comportamento global da amostra na simulação do ensaio triaxial e concluir que, uma das etapas mais importantes da modelagem através do DEM é a calibração dos micro parâmetros de entrada. Como são muito os parâmetros, cabe ao usuário do método decidir os mais relevantes para o que se deseja simular. Neste trabalho, constatou-se que um dos parâmetros mais relevantes é o (ϕ_{micro}), responsável por determinar a resistência máxima alcançada para cada tensão confinante na compacidade estudada.

Baseando-se nos resultados encontrados pelos diferentes métodos, conclui-se que para realizar uma comparação entre os mesmos, é importante levar em consideração as limitações encontradas por cada método para reproduzir o comportamento tensão-deformação e a variação volumétrica de forma realista. No caso do método dos elementos finitos, notou-se que, a principal dificuldade encontra-se no acesso aos *softwares* que possuem o modelo constitutivo adequado e para o método dos elementos discretos, a indisponibilidade dos recursos computacionais para realização da simulação com uma amostra na granulometria da areia aluvionar.

Um dos sucessos desta pesquisa reside na realização da simulação sem a utilização da membrana, diminuindo o número de partículas da modelagem e reduzindo o custo

computacional, além disso, com as novas rotinas desenvolvidas, foi possível determinar a deformação volumétrica da amostra sob cisalhamento, com resultados semelhantes aos experimentais, mesmo com a presença de ruídos nos resultados simulados, ocasionado principalmente pelas limitações computacionais.

Sabendo que o tamanho e a forma das partículas alteram o comportamento mecânico de materiais granulares, sugere-se para futuras pesquisas a utilização de partículas de diferentes formas, objetivando analisar a interferência das mesmas no comportamento da areia estudada. Sendo importante incluir um modelo de quebra de partículas para simular confinantes mais altas e verificar a influência da modificação de partículas grandes por outras de menor diâmetro, conferindo a amostra simulada, uma maior possibilidade de acomodação de partículas. Ademais, como a simulação foi realizada com um material granular, não coesivo, sugere-se implementar a cimentação ou novas rotinas para modelar solos com parcela coesiva, como argilas e siltes.

9 REFERÊNCIAS

- ABNT NBR 12004. Solo: Determinação do índice de vazios máximo de solos não-coesivos. In: . [S.l.: s.n.], 1990. 50
- ABNT NBR 12051. Solo: Determinação do índice de vazios mínimo de solos não-coesivos. In: . [S.l.: s.n.], 1991. 50
- ABNT NBR 6502. Rochas e Solos. In: . Rio de Janeiro: [s.n.], 1995. 5
- ABNT NBR 6508. Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm -Determinação da massa específica. In: . [S.l.: s.n.], 1984. 50
- ABNT NBR 7181. Solo: análise granulométrica. In: . [S.l.: s.n.], 2016. 50
- ALMEIDA, M. M. d. *Estudo tensão deformação de barragem de terra e enrocamento*. Tese (Mestrado) — Universidade Federal de Ouro Preto, 2010. 41
- ALVES, L. M. Apostila de método dos elementos de contorno. In: . [S.l.: s.n.], 2006. 24
- ANUNCIACÃO, L. G. *Desenvolvimento de um Equipamento para avaliação da compressibilidade, k_0 e produção de biogás em RSU*. Tese (Mestrado) — Universidade Federal da Bahia, 2019. 51
- ARCHER, J. S. Consistent mass matrix for distributed mass systems. *Journal of the structural division, proceedings of the American Society*, 4 (89) : 161-178, 1963. 21
- BANDEIRA, A. A.; ZOHDI, T. I. 3D numerical simulations of granular materials using DEM models considering rolling phenomena. *Computational Particle Mechanics*, Springer International Publishing, 2018. ISSN 2196-4386. Disponível em: <<https://doi.org/10.1007/s40571-018-0200-0>>. 35, 37, 38
- BATHE, K. *Finite Element Procedures*. [S.l.]: Second edition:Prentice Hall, 2006. 24
- BELHEINE, N. et al. Numerical simulation of drained triaxial test using 3D discrete element modeling. *Computers and Geotechnics*, v. 36, n. 1-2, p. 320–331, 2009. ISSN 0266352X. 42, 43
- BIEZUNER, R. J. Método dos elementos finitos na simulação de tensão e elasticidade em placas: Notas de aula. In: . [S.l.: s.n.], 2006. 24
- BONO, J. de; MCDOWELL, G.; WANATOWSKI, D. Discrete element modelling of a flexible membrane for triaxial testing of granular material at high pressures. *Geotechnique Letters*, v. 2, n. 4-6, p. 199–203, 2012. ISSN 20452543. 44
- BONO, J. P.; MCDOWELL, G. R.; WANATOWSKI, D. DEM of triaxial tests on crushable cemented sand. *Granular Matter*, v. 16, n. 4, p. 563–572, 2014. ISSN 14347636. 44

- BURNIER, A. A. L. *Análises numéricas de provas de carga em sapatas utilizando o método dos elementos finitos*. Tese (Mestrado) — Universidade Federal de Viçosa, 2006. 41
- CARVALHO, L. d. S. et al. SIMULAÇÃO NUMÉRICA DE SOLOS MOLES ATRAVÉS DO ENSAIO DE T-BAR UTILIZANDO O MÉTODO DOS ELEMENTOS DISCRETOS. p. 54–70, 2013. 25
- CLOUGH, R. W. Original formulation of the finite element method. *Finite Elements in Analysis and Design*, v. 7, n. 2, p. 89–101, 1990. ISSN 0168-874X. Disponível em: <<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/0168874X9090001U>>. 22
- COOK, R. D.; MALKUS, D. S.; PLESHA, M. E. *Concepts and Applications of Finite Element Analysis*. Third Edition, 1989. 22, 23, 24
- COSTA, A. M. *ESTUDO DE TENSÃO DEFORMAÇÃO PARA O 3 o ALTEAMENTO DA BARRAGEM DO*. Tese (Mestrado) — Universidade Federal de Ouro Preto, 2009. 41
- CUI, L.; O’SULLIVAN, C.; O’NEILL, S. An analysis of the triaxial apparatus using a mixed boundary three-dimensional discrete element model. *Geotechnique*, v. 57, n. 10, p. 831–844, 2007. ISSN 00168505. 43
- FISCHER-CRIPPS, A. *Introduction to Contact Mechanics*. [S.l.]: Second. ed. New York: Mechanical Engineering Series, 2007. 27
- FLEISCHMANN, J. A.; PLESHA, M. E.; DRUGAN, W. J. Determination of Yield Surfaces for Isotropic Non-Cohesive Particulate Materials by the Discrete Element Method. *Geotechnical and Geological Engineering*, 32(4): 1081–1100, 2014. 46
- FRANÇA, P. T. *Estudo do comportamento de túneis: Análise numérica tridimensional com modelos elastoplásticos*. Tese (Mestrado) — Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 2006. 12
- GABRIELI, F.; COLA, S.; CALVETTI, F. Use of an up-scaled DEM model for analysing the behaviour of a shallow foundation on a model slope. *Geomechanics and Geoengineering* 4(2): 109–122, 2009. 47
- GALLAGHER, R. H.; PADLOG, J. Discret Element Approach to Structural Instability Analysis. *AIAA Journal*, 6(1): 1437-1439, 1963. 21
- GEO-SLOPE, G.-S. *Stress-Deformation Modeling with SIGMA/W*. [S.l.: s.n.], 2013. 14, 15
- HEAD, K. H.; EPPS, R. *Manual of Soil Laboratory Testing*. [S.l.: s.n.], 2014. ISBN 9781904445692. 50, 52
- IBAÑEZ, J. P. *Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados Modelagem constitutiva para solos com ênfase em solos não saturados*. Tese (Mestrado) — Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2003. 10, 13

- JEFFERIES, M. G. Nor-Sand: A simple critical state model for sand. *Geotechnique*, v. 43, n. 1, p. 91–103, 1993. ISSN 17517656. 41
- JIANG, M.; YU, H.-S. Application of Discrete Element Method to Geomechanics. p. 241–269, 2006. 1
- KARA, E. M.; MEGHACHOU, M.; ABOUBEKR, N. Contribution of Particles Size Ranges to Sand Friction. *Labo. Civil Engineering Environment (LGCE) Sidi Bel Abbes*, Algeria, Vol. 3, No. 4, 497-501, 2013. 86, 88
- KIM, Y.; RAHARDJO, H.; SATYANAGA, A. Numerical simulations of triaxial shearing-infiltration tests. *Soils and Foundations*, The Japanese Geotechnical Society, v. 58, n. 2, p. 398–411, 2018. ISSN 00380806. Disponível em: <<https://doi.org/10.1016/j.sandf.2018.02.009>>. 39
- LAUTENSCHLÄGER, C. E. R. *Modelagem numérica do comportamento de fundações profundas submetidas a carregamento lateral*. Tese (Mestrado) — Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2010. 39, 40, 77
- LIMA, R. F. de. *Modelagem matemática do escoamento de grãos de soja em um secador com fluxo misto usando o método dos elementos discretos*. 87 p. Tese (Mestrado) — Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul, 2014. 25
- LIN, J.; WU, W. A general rotation averaging method for granular materials. *Granular Matter*, Springer Berlin Heidelberg, 19(3): 1–13, 2017. 47
- MACHADO S. L.; CARVALHO, M. F. Mecânica dos solos ii: Conceitos introdutórios. In: . [S.l.: s.n.], 2013. 50
- MALONE, K. F.; XU, B. H. Determination of contact parameters for discrete element method simulations of granular systems. v. 6, p. 521–528, 2008. 25, 27
- MELCONIAN, M. V. *Modelagem numérica e computacional com similitude e elementos finitos : equação preditiva geral para o cálculo da força de retenção em freios de estampagem*. [S.l.: s.n.], 2014. ISBN 9788580390896. 23
- MOFIZ, S. A. M.; ISLAM, M. N. Modeling and Numerical Analysis of Expansive Soil in Stress Path Tests Syed. *GeoFlorida 2010: Advanced in Analysis, Modeling & Design*, n. Gsp 199, 2010. 41
- MORILLO, G. C. M.; BANDEIRA, A. A. Discrete Element Method applied to the simulation of the stress state in granular materials. n. Zohdi 2010, 2018. 26, 28, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 46, 59, 89
- NAKAI, T. *Constitutive Modeling of Geomaterials - Principles and Applications*. [S.l.: s.n.], 2013. 1
- NEVES, C. E. V. *Comportamento de Materiais Granulares usando o Método dos Elementos Discretos*. Tese (Mestrado) — Universidade de Brasília, 2009. 41

- NG, T.-T. Discrete Element Method Simulations of the Critical State of a Granular Material. *International Journal of Geomechanics*, Vol. 9, No. 5, ASCE, ISSN 1532-3641, 2009. 42
- OBRZUD, R. F.; TRUTY, A. *The Hardening soil model- A practical guidebook*. [S.l.: s.n.], 2018. 21
- OPTUM, O. G. *Optum G2: Materials*. [S.l.: s.n.], 2016. 14, 19
- PHAM, T.; ZAMAN, M. W.; VU, T. Modeling Triaxial Testing with Flexible Membrane to Investigate Effects of Particle Size on Strength and Strain Properties of Cohesionless Soil. *Transportation Infrastructure Geotechnology*, 2021. 46, 86
- PINTO, C. d. S. *Curso Básico de Mecânica dos Solos (16 Aulas) - 3ª Edição.pdf*. [S.l.: s.n.], 2006. 359 p. 5, 6, 7, 8, 9, 75
- PINTO, C. M. T. *Estudo do comportamento mecânico de uma areia aluvionar reforçada com fibras*. Tese (Mestrado) — Universidade Federal da Bahia, 2021. 49, 75
- PINTO, C. N. *Uso de Elementos Discretos na Modelagem Numérica da Perfuração de Poços de Petróleo por Brocas de PDC*. Tese (Mestrado) — Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, 2011. 26
- PIVAR, J. stone columns – determination of the soil improvement factor. XIX, n. 3, p. 17–21, 2011. 41
- REDDY, J. *An Introduction to the Finite Element Method*. [S.l.]: Mc Graw Hill, 3 ed., 2006. 24
- ROCHA, J. S. et al. Avaliação de Fundações Superficiais Utilizando o Método dos Elementos Discretos. *Geocentro*, 2019. 44, 45, 84
- SALAZAR, A.; SáEZ, E.; PARDO, G. Modeling the direct shear test of a coarse sand using the 3D Discrete Element Method with a rolling friction model. *Computers and Geotechnics*, Elsevier Ltd, 67: 83–93, 2015. 47
- SKEMPTON, A. Effective Stress in Soils, Concrete and Rock, Pore Pressure and Suction in Soils. Butterworths, London, p.4, 1961. 84
- SKEMPTON, A. W. The pore-pressure coefficients a and b. i, p. 143–147, 1954. 54
- SOUSA, R. M. *Modelagem acoplada hidro-mecânica da perfuração de poços em rochas frágeis /*. Tese (Mestrado) — Universidade Federal de Pernambuco, 2004. 14
- SULLIVAN, C. O. Particle-Based Discrete Element Modeling : Geomechanics Perspective. n. December, p. 449–464, 2011. 27
- SUZUKI, K.; KUNH, M. R. Uniqueness of Discrete Element Simulations in Monotonic Biaxial Shear Tests. *International Journal of Geomechanics*, 14(5), ASCE, ISSN 1532-3641, 2014. 44, 45, 90

WANG, Y.; TONON, F.; LAW. Modeling Triaxial Test on Intact Rock Using Discrete Element Method with Membrane Boundary. n. September, p. 1029–1037, 2009. 44, 59, 60, 63

WILSON, E. L. Automation of the finite element method—a personal historical view. *Finite Elements in Analysis and Design*, Elsevier, v. 13, n. 2-3, p. 91–104, 1993. 23

YANG, P.; KAVAZANJIAN, E.; NEITHALATH, N. Particle-Scale Mechanisms in Undrained Triaxial Compression of Biocemented Sands: Insights from 3D DEM Simulations with Flexible Boundary. *International Journal of Geomechanics*, 2019. 73

ZHU, H. P. et al. Discrete particle simulation of particulate systems : Theoretical developments. v. 62, p. 3378–3396, 2007. 27

ZOHDI, T. I. Impact and penetration resistance of network models of coated lightweight fabric shielding. *GAMM Mitteilungen*, v. 37, n. 1, p. 124–150, 2014. ISSN 09367195. 36