



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO DE TECNOLOGIA E GEOCIÊNCIAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ILTON SANTOS ALVES

**ANÁLISE MICROESTRUTURAL E NUMÉRICA DE UM SOLO COLAPSÍVEL
ANTES E APÓS O COLAPSO**

Recife

2019

ILTON SANTOS ALVES

**ANÁLISE MICROESTRUTURAL E NUMÉRICA DE UM SOLO COLAPSÍVEL
ANTES E APÓS O COLAPSO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Área de concentração: Geotecnia.

Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira.

Coorientadora: Prof^a. Dr^a. Lícia Mouta da Costa.

Recife

2019

Catálogo na fonte
Bibliotecária Margareth Malta, CRB-4 / 1198

A474a	<p>Alves, Ilton Santos. Análise microestrutural e numérica de um solo colapsível antes e após o colapso / Ilton Santos Alves. – 2019. 117 folhas, il., gráfs., tabs.</p> <p>Orientador: Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira. Coorientadora: Profa. Dra. Lícia Mouta da Costa.</p> <p>Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2019. Inclui Referências.</p> <p>1. Engenharia Civil. 2. Microestrutura após colapso. 3. Tomografia computadorizada tridimensional. 4. Simulação numérica. 5. Modelo básico de Barcelona. I. Ferreira, Silvio Romero de Melo (Orientador). II. Costa, Lícia Mouta da (Coorientadora). III. Título.</p> <p style="text-align: right;">UFPE</p> <p>624 CDD (22. ed.) BCTG/2020-81</p>
-------	---

ILTON SANTOS ALVES

**ANÁLISE MICROESTRUTURAL E NUMÉRICA DE UM SOLO COLAPSÍVEL
ANTES E APÓS O COLAPSO**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal de Pernambuco, como requisito parcial para a obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Aprovada em: 28 / 08 / 2019.

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. Silvio Romero de Melo Ferreira (Orientador)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof^a. Dr^a. Lícia Mouta da Costa (Coorientadora)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Igor Fernandes Gomes (Examinador Interno)
Universidade Federal de Pernambuco

Prof. Dr. Joaquim Teodoro Romão de Oliveira (Examinador Externo)
Universidade Católica de Pernambuco

Dedico esse trabalho a Deus, aos meus pais e familiares.

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos meus familiares e minha namorada que sempre me apoiaram na minha formação acadêmica e evolução pessoal.

Agradeço aos professores do Departamento de Engenharia Civil, em especial ao meu orientador e coorientadora por compartilhar seu imensurável conhecimento sobre solos não saturados sempre de forma didática e contextualizada com suas experiências em campo, além de sempre ser compreensivo com as restrições impostas pelo trabalho.

Agradeço ao doutorando Joanderson, pelo apoio e incentivo para fazer o mestrado.

Agradeço aos técnicos do laboratório de solos e de energia nuclear: Gutemberg, Daniel e Antônio Brito, pelo apoio para a execução dos ensaios de solos e compartilhamento dos seus conhecimentos.

Agradeço aos amigos do grupo de solos não saturados: Thalita, Arthur e Felipe, que sempre foram prestativos no compartilhamento de conhecimento e na realização de vários ensaios.

Aos engenheiros Ademar, Jonathan, Martina, Klayde e Larissa, pela transmissão do seu aprendizado ou fornecimento dos dados de suas dissertações que foram de fundamental importância para essa dissertação.

Aos meus gerentes e diretores, pela liberação e entendimento do tempo dedicado a essa dissertação.

“Thinking is difficult, that’s why most people judge.” C.G. Jung apud Mrgreat (2019).

RESUMO

Uma característica inerente aos solos não saturados é a tendência a sofrer variações de volume quando é alterado o teor de umidade sob tensão constante. Solos colapsíveis são solos não saturados suscetíveis a grandes rearranjos estruturais quando há redução de sucção. O conhecimento da microestrutura do solo é um importante fator para a compreensão do seu comportamento. Este trabalho tem por objetivo analisar o comportamento hidromecânico e a microestrutura de um solo de Petrolina – PE antes e após o colapso devido à inundação. Para a análise volumétrica, foram utilizados os dados de compressão edométrica obtidos por Torres (2014) e Santos (2018), neste mesmo solo. Estes resultados foram complementados por novos ensaios, realizados nesta pesquisa, visando a obtenção da curva característica e da permeabilidade. Estes parâmetros serviram de base para a calibração de simulações numéricas com o programa de elementos finitos *CODE_BRIGHT*, que utiliza formulações hidromecânicas acopladas. O modelo constitutivo elastoplástico usado foi *Barcelona Basic Model* – BBM proposto por Alonso, Gens e Josa (1990) o que permitiu simular o comportamento de colapso decorrente da inundação de forma consistente. Para a análise da microestrutura, foram realizados ensaios de laboratório como a Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e Tomografia Computadorizada (TC) de Raios-X em 3D. A microestrutura do solo se mostrou uma matriz com predominância de grãos de areia revestidos com argila iluvial, o que dá o caráter de instabilidade no solo. Após o carregamento e o colapso, a estrutura permanece de empacotamento simples nos dois casos, porém, houve um maior empacotamento entre os grãos além do carregamento das partículas de argila que passaram a preencher parte dos vazios presentes na amostra. Entretanto, a microestrutura ainda permaneceu instável. As imagens tridimensionais mostraram que existe uma grande redução dos macroporos com o carregamento. Por outro lado, foi possível analisar pela radiodensidade que o interior da amostra de solo na célula de carga expande de forma não regular, sendo mais pronunciada em sua parte superior, revelando a discrepância existente ao tratar o solo como algo homogêneo (teoria do contínuo) e o seu comportamento real, ou seja, sua heterogeneidade.

Palavras-chave: Microestrutura após colapso. Tomografia computadorizada tridimensional. Simulação numérica. Modelo básico de Barcelona.

ABSTRACT

An inherent characteristic of unsaturated soils is the tendency to undergo volume changes when its water content changes under constant stress. Collapsible soils are unsaturated soils susceptible to large structural rearrangements, when a reduction in suction occurs. The knowledge of soil microstructure is an important factor for understanding its behavior. This dissertation aimed to analyze the hydromechanical behavior and microstructure of a soil in Petrolina - PE before and after collapse due to wetting. For the volumetric analysis, the oedometric compression data obtained by Torres (2014) and Santos (2018) were used. These results were complemented by new tests performed in this research, in order to get the soil water characteristic curve and the permeability. These parameters served as a model for the calibration of numerical simulations with the finite element program CODE_BRIGHT, which uses coupled hydromechanical formulations. The elastoplastic constitutive model used was the Barcelona Basic Model - BBM proposed by Alonso, Gens and Josa (1990) which allowed to simulate the behavior of collapse due to wetting consistently. For the microstructural analyses Scanning Electron Microscope (SEM) and 3D X-ray Computed Tomography Imaging (CTI) were performed. The soil microstructure was a matrix with predominance of sand grains coated with illuvial clay, which gives the character of instability. After loading and collapse, the structure was remained of simple packing arrangement in both cases, however, there was a greater packing between the grains in addition to carrying the clay particles that started to fill part of the voids present in the sample. However, the microstructure remained unstable. The three-dimensional images showed that there was a large reduction of macropores with loading. On the other hand it was possible to analyze by radiodensity that the interior of the soil sample in the oedometric cell expands in a non-regular way, being more pronounced in the upper part, revealing the discrepancy when treating the soil as something homogeneous (continuum theory) and its real behavior, in other words, its heterogeneity.

Keywords: Microstructure after collapse. 3D x-ray computed tomography imaging. Numerical simulation. Barcelona basic model.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Representação gráfica das médias de precipitação e evaporação para a estação Petrolina-A307.....	27
Figura 2 - Representação esquemática da (a) delimitação da franja capilar e zona vadosa, e na parte próximo a superfície do terreno é representada a variação da sucção com a sazonalidade, (b) limitação da camada ativa.....	27
Figura 3 - (a) Representação das forças intergranulares e (b) foto do menisco entre dois grãos de areia.	28
Figura 4 - Perfis de umidade para dois solos de Pernambuco: (a) Argila expansiva do litoral de Pernambuco (b) Areia colapsível do semiárido de Petrolândia – PE.....	29
Figura 5 - Decomposição da sucção total em mátrica e osmótica - argila da cidade de Regina.	30
Figura 6 - Forma usual da curva de retenção e definição dos parâmetros.....	32
Figura 7 - Formatos das curvas características.....	32
Figura 8 - Histerese na argila de Boom na densidade de 13,7kN/m ³ , Mol - Bélgica.....	33
Figura 9 - Efeitos que a variação do índice de vazios causa na curva característica, calculado pela fórmula de Mohammadi e Vanclooster (2012) para os índices de vazios de 0,5; 0,6 e 0,7.....	34
Figura 10 - Tensões intergranulares nos estados (a) seco (b) saturado (c) parcialmente saturado.....	39
Figura 11 - Ensaio edométrico com sucção controlada, efeito da sucção na tensão de preconsolidação e no coeficiente de compressibilidade.	40
Figura 12 - Comparação entre (a) a curva de retenção e (b) condutividade hidráulica entre uma areia e um silte argiloso.	42
Figura 13 - Variação do potencial de expansão / colapso com a tensão vertical de consolidação em um solo de Petrolândia.....	44
Figura 14 - Carta de susceptibilidade ao colapso de Petrolina.	45
Figura 15 - Estruturas do solo carregado (a) antes da inundação (b) após a inundação.....	48
Figura 16 - Tipos de arranjos que geram estruturas instáveis nos solos arenosos colapsíveis.....	49
Figura 17 - Sistema de funcionamento do MEV.	50
Figura 18 - Sistema de funcionamento da Tomografia Computadorizada e reconstrução de imagens.	51

Figura 19 - Exemplos de aplicações do BBM: (a) e (b) edométrico a sucção constante de um solo da cidade de Petrolândia; (c) e (d) edométrico simples em um canal nos Tabuleiros Maranhenses.....	52
Figura 20 - Trincas devido ao colapso do solo.....	55
Figura 21 - Mapa de solos de Petrolina.....	56
Figura 22 - Perfil geotécnico das sondagens SPT.....	57
Figura 23 - (a) curva granulométrica (b) curva de compactação.....	58
Figura 24 - Ensaio edométrico simples com colapso a diferentes cargas.....	61
Figura 25 - Deformação versus logaritmo do tempo de ensaios edométricos simples.....	62
Figura 26 - Edométrico duplo.....	62
Figura 27 - Eletromicrografias do solo indeformado de Petrolina: a) Microestrutura em poros de empacotamento simples com ligações instáveis entre as partículas, b) grãos de quartzo revestidos total ou parcialmente de argilas c) ligações entre partículas de quartzo por silte e argilas.....	63
Figura 28 - Fotos da execução do papel filtro: (a) manuseio e vedação com papel filme, (b) isolamento com papel alumínio e etiquetagem, (c) pesagem do papel filtro, (d) pesagem da amostra para determinação da umidade correspondente a sucção aferida.....	65
Figura 29 - Fotos da realização do ensaio de membrana de pressão: (a) moldagem do corpo de prova (b) pesagem após o umedecimento (c) membrana de pressão (d) reservatório de água.....	67
Figura 30 - Dessecador a vácuo, desenho esquemático.....	68
Figura 31 - Detalhes do interior do microtomógrafo: (a) emissor de raio-x e AM2; (b) emissor de raio-x e AM1; (c) instalação do filtro de cobre; (d) receptor de raio-x posterior ao corpo de prova.....	71
Figura 32 - Fotos do ensaio de permeabilidade: (a) corpo de prova (b) detalhe do geotêxtil.....	73
Figura 33 - Foto do permeâmetro de carga constante.....	73
Figura 34 - Representação esquemática: (a) superfícies de escoamento SI e LC (b) caminhos de tensões para carregamento p e $s = \text{constante}$ (c) variação volumétrica para o aumento de sucção.....	79
Figura 35 - (a) deslocamento acoplado entre as curvas de plastificação, (b) gráfico esquemático do carregamento e modificação da região elástica do solo no plano $(v, \ln(p))$	81

Figura 36 - Superfície de plastificação no espaço tridimensional (p, q, s).....	82
Figura 37 - Resultado da curva característica do solo colapsível da cidade de Petrolina-PE.....	85
Figura 38 - (a) Ajuste da curva característica pelo método de (Gitirana Jr e Fredlund, 2004) (b) Gráfico de comparação entre as umidades volumétricas experimentais e calculadas.....	85
Figura 39 - Derivada da curva característica para identificação dos pontos de inflexão.	86
Figura 40 - (a) Ajuste da curva característica pelo método de Van Genuchten (1980) (b) gráfico de comparação entre as umidades volumétricas experimentais e calculadas.....	86
Figura 41 - (a) Ajuste da curva característica pelo método de Hutson e Cass (1987) (b) gráfico de comparação entre as umidades volumétricas experimentais e calculadas.....	87
Figura 42 - Método indireto de estimar a curva característica pela granulometria.	87
Figura 43 - Comparativo das curvas características.	88
Figura 44 - Cortes longitudinais no solo colapsível (a) em seu estado natural (b) carregado até 160 kPa (c) carregado e colapsado a 160 kPa.....	90
Figura 45 - Imagens segmentadas (preto - poros, branco - matriz do solo) (a) em seu estado natural (b) carregado até 160 kPa (c) carregado e colapsado a 160kPa.	90
Figura 46 - Histograma das fases do solo indeformado.	91
Figura 47 - Imagem 3D dos poros para as amostras (a) AM1 - estado indeformado (b) AM1 - estado indeformado apenas com os poros maiores (c) AM2 – submetida a compressão de 160 kPa e apenas com os poros maiores (d) AM3 - submetida a compressão e colapso a 160 kPa.....	93
Figura 48 - Comparativo da radiodensidade média ao longo do eixo z nas amostras AM1, AM2 e AM3.....	94
Figura 49 - Micrografia do solo carregado até 160kPa (a) ampliação mostrando grãos maiores (b) destaque para a estrutura de arranjo simples (c) pontes de argila (d) detalhe dos flóculos de argila entre os grãos de quartzo.	95
Figura 50 - Micrografia do solo de Petrolina após colapso (a) visão macro com os locais dos detalhes, (b) e (c) ampliações das regiões em destaque.	96
Figura 51 - Eletromicrografias do solo de Petrolina (a) gráfico representativo do ensaio edométrico (b) amostra indeformada (c) amostra após compressão a 160 kPa	

(d) amostra após compressão e colapso a 160 kPa (e) granulometria e curva característica.	99
Figura 52 - Deformação versus logaritmo do tempo para ocorrência do colapso e representação matemática pelo modelo hiperbólico: (a) colapso a 10 kPa (b) colapso a 20 kPa (c) colapso a 40 kPa (d) colapso a 80 kPa (e) colapso a 160 kPa	101
Figura 53 - Simulação x ensaio edométrico, colapso a 10 e 20 kPa.	103
Figura 54 - Simulação x ensaio edométrico, colapso a 40 e 80kPa.	104
Figura 55 - Simulação x ensaio edométrico, colapso a 160 e 320 kPa.	104
Figura 56 - Simulação x ensaio edométrico, colapso a 640 e 1280 kPa.	105
Figura 57 - PC - simulação x ensaio edométrico.....	105

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Parâmetros de ajustes encontrados na literatura para a equação proposta por Gitirana Jr. e Fredlund (2004).	38
Tabela 2 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia para tensão de 200 kPa.	46
Tabela 3 - Resumos das campanhas de ensaios realizados na área de Petrolina.	54
Tabela 4 - Frações do solo e coeficientes de uniformidade e curvatura.	58
Tabela 5 - Comparação das características físicas entre os solos de Petrolândia e Petrolina.	59
Tabela 6 - Índices físicos iniciais, condições na ruptura, módulo de elasticidade inicial, coesão e ângulo de atrito.	60
Tabela 7 - Resumo das propriedades dos ensaios edométricos.	61
Tabela 8 - Sucção conforme a concentração de CINa e temperatura.	68
Tabela 9 - Valores utilizados na segmentação dos vazios e não vazios.	71
Tabela 10 - Resumo das porosidades e comparação com a porosidade real.	91
Tabela 11 - Comparativo entre o MEV e a TC.	97
Tabela 12 - Parâmetros de ajustes da formulação hiperbólica para a curva deformação devido ao colapso versus tempo.	100
Tabela 13 - Parâmetros do modelo constitutivo mecânico.	102

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
3D	Três dimensões no espaço
A	Ampere
AASHTO	<i>American Association of State Highway and Transportation Officials</i>
<i>apud</i>	Citado por
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
BBM	<i>Barcelona Basic Model</i>
CC	Coefficiente de curvatura
Cc	Índice de compressão
CD	Ensaio triaxial consolidado e drenado
CNPq	Conselho Nacional de Pesquisa
Cs	Índice de expansão
Cu	Coefficiente de Uniformidade
ed.	edição
EMBRAPA	Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária
et al.	e colaboradores
GÑsat - UFPE	Grupo de Pesquisa de Solos Não Saturados da Universidade Federal de Pernambuco
HU	Escala de Hounsfield
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
LC	<i>Loading- Collapse</i>
LEC	Linha de Estados Críticos
mca	Metros de coluna de água
MEF	Método dos Elementos Finitos
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
N ₂	Gás Nitrogênio
NSPT	Número de golpes do <i>standard penetration test</i>
PC	Potencial de colapso
PVC	Policloreto de vinila
R ²	coeficiente de determinação

SI	<i>suction increase</i>
SM	<i>Sand Silt</i>
SP	<i>Sand poorly graded</i>
SUCS	<i>Unified Soil Classification System</i>
TC	Tomografia Computadorizada
UFPE	Universidade Federal de Pernambuco
UNSODA	<i>Unsaturated Soil Hydraulic Database</i>
UR	Umidade Relativa
USGS	<i>United States Geological Survey</i>
V	Volt
VER	Volume Elementar Representativo

LISTA DE SÍMBOLOS

$\nabla()$	Operador Divergente
A	Parâmetro de ajuste
c	Coesão do solo
Cc	Compressibilidade plástica
Cs	Compressibilidade elástica
d1	Parâmetro de ajuste
d2	Parâmetro de ajuste
d3	Parâmetro de ajuste
e	Índice de vazios
ec	Índice de vazios após a inundação
ei	Índice de vazios antes da inundação
f	Versor fonte ou sumidouro
g	Aceleração da gravidade
G	Módulo de cisalhamento
Gs	Densidade relativa dos grãos
H	Altura da camada a uma tensão na qual foi aferido o PC
hc	Altura do corpo de prova após a inundação
hi	Altura do corpo de prova até a tensão antes da inundação
hw	Carga hidráulica total
k	Permeabilidade intrínseca
kc	Constante que descreve o acréscimo de coesão com a sucção
K	Permeabilidade intrínseca
Krel	Permeabilidade relativa
m	Parâmetro de ajuste
M	Inclinação da linha de estados críticos
n	Parâmetro de ajuste
N(s)	volume específico referente à tensão p^c com a sucção
P_w	Pressão da fase líquida
p	Tensão total média excedente sobre a pressão do ar
P	Parâmetro de ajuste
p^*_0	Tensão de preadensamento para sucção igual a zero

P0	Parâmetro relacionado ao ponto de entrada de ar
p0	Tensão de preconsolidação para sucção igual a zero
pc	Estado de tensões de referência, em que $v = N(s)$
PC	Potencial de Colapso
pc	Pressão de referência
pj	Percentual retido em cada fração “j” da curva granulométrica
ps	Acréscimo no efeito coesivo devido a sucção s
q	Versor fluxo volumétrico
q	Tensão cisalhante
θ	fluxo
r	Parâmetro que define a rigidez máxima do solo para altos níveis de sucção, varia entre 0 e 1
R ²	Coefficiente de ajuste
Rj	Raio da fração “j” da curva granulométrica
S	Grau de Saturação
s	Sucção total
s0	Sucção inicial
S1	Grau de Saturação do ψ b1
S2	Grau de Saturação do ψ res1
S3	Grau de Saturação do ψ b2
S4	Grau de Saturação ψ res2
Si	Parâmetro de ajuste
sj	Sucção da fração “j” da curva granulométrica
Sres	Saturação residual
Ssat	Saturação máxima
t	Tempo
u	Velocidade da fase sólida
u _a	Pressão do ar nos poros
UR	Umidade relativa.
u _w	Pressão da água nos poros
V	Volume total do solo
V _w	Volume de água
w	Umidade gravimétrica

y	Elevação acima da referência
β	Parâmetro que controla a taxa de aumento de rigidez do solo com a sucção.
θ	Umidade volumétrica
θ_i	Umidade Volumétrica de uma dada fração da curva granulométrica
θ_{res}	Umidade volumétrica residual
θ_{sat}	Umidade volumétrica de saturação
θ	Umidade volumétrica
K_0	Coefficiente de empuxo em repouso do solo.
α	Parâmetro de ajuste
β	Parâmetro de ajuste
δ_h	Recalque na camada H
ϵ_1	Maior deformação
ϵ_2	Menor deformação
ϵ_{rup}	Deformação na ruptura
ϵ_s	Deformação cisalhante
ϵ_v	Deformação volumétrica
ϕ^b	Ângulo de atrito devido à sucção matricial.
ϕ	Ângulo de atrito
γ	Peso específico do fluido
η	Porosidade
η_{rel}	Porosidade de referência
κ_s	Taxa de expansão com a variação da sucção.
κ	permeabilidade intrínseca
κ	Índice de compressibilidade elástica
κ_{rel}	Permeabilidade intrínseca para uma porosidade de referência
λ	Parâmetro de ajuste.
$\lambda(0)$	Taxa de compressão no trecho plastificado do solo saturado
$\lambda(s)$	Declividade na reta virgem a uma sucção “s”
λ_{VG}	Parâmetro de ajuste
μ	Viscosidade dinâmica da fase líquida a uma dada temperatura
v	Volume específico
ρ	Densidade

ρ_w	Densidade da água
σ_0	Tensão inicial
σ_1	Tensão principal maior
σ_2	Tensão principal intermediária
σ_3	Tensão principal menor
σ_h	Tensão horizontal
σ_m	Tensão média
σ_n	Tensão normal
σ_{rup}	Tensão normal corrigida pela área na ruptura
σ_v	Tensão vertical
σ_{0vg}	Tensão superficial
τ_{rup}	Tensão cisalhante de pico
ν	Coefficiente de Poisson
ξ	Coefficiente de empacotamento das partículas
$\psi_{\beta 1}$	Ponto de entrada de ar
ψ_{b1}	1º Ponto de entrada de ar
ψ_{b2}	2º Ponto de entrada de ar
ψ_{res1}	Sucção residual do 1º patamar
ψ_{res2}	Sucção residual do 2º patamar

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	22
1.1	JUSTIFICATIVA	23
1.2	OBJETIVOS GERAIS.....	24
1.2.1	Objetivos específicos	24
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO	24
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	26
2.1	SOLOS NÃO SATURADOS	26
2.2	SUCÇÃO NO SOLO	29
2.3	RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO.....	31
2.4	COMPRESSIBILIDADE	39
2.5	PERMEABILIDADE	41
2.6	SOLOS COLAPSÍVEIS	43
2.7	MICROESTRUTURA DO SOLO COLAPSÍVEL	47
2.8	MODELAGEM NUMÉRICA HIDROMECÂNICA DE SOLOS NÃO SATURADOS	51
3	MATERIAIS E MÉTODOS	54
3.1	CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA E ENSAIOS DE LABORATÓRIO NO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLINA - PE	55
3.1.1	Perfil geotécnico	56
3.1.2	Coleta de amostras indeformadas e deformadas	57
3.1.3	Caracterização física	57
3.1.4	Resistência ao cisalhamento	59
3.1.5	Parâmetros de compressibilidade	60
3.1.6	Microestrutura do solo indeformado	62
3.2	PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NA PRESENTE PESQUISA	63
3.2.1	Curva característica	63
3.2.2	Microestrutura após carregamento e inundação	68
3.2.3	Permeabilidade	72
3.3	METODOLOGIAS PARA AS SIMULAÇÕES	74
3.3.1	Formulação matemática hidromecânica	74
3.3.2	Obtenção dos parâmetros do modelo BBM	83

4	RESULTADOS E DISCUSSÕES	84
4.1	CURVA CARACTERÍSTICA	84
4.2	PERMEABILIDADE	88
4.3	MICROESTRUTURA.....	89
4.3.1	Tomografia computadorizada	89
4.3.2	Microscopia eletrônica de varredura.....	94
4.3.3	Comparativo entre os dois métodos	97
4.4	ANÁLISE INTEGRADA DO ESTADO TENSIONAL DO SOLO.....	97
4.4.1	Ajuste da curva deformação devido ao colapso versus tempo pela formulação hiperbólica	100
4.5	SIMULAÇÕES NUMÉRICAS	102
5	CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA NOVAS PESQUISAS.....	106
5.1	PRINCIPAIS CONCLUSÕES	106
5.2	PROPOSTA PARA NOVAS PESQUISAS	107
	REFERÊNCIAS	109

1 INTRODUÇÃO

Um tipo de solo não saturado que apresenta uma grande problemática para as fundações são os solos colapsíveis. Existem relatos de ocorrência deste tipo de solo nos seguintes estados: Amazonas, Piauí, Pernambuco, Bahia, Minas Gerais, Tocantins, São Paulo, Paraná e Rio Grande do Sul (FERREIRA; LACERDA, 1993; RODRIGUES, 2007).

Um dos principais instrumentos que predizem a ocorrência de solos metaestáveis são as cartas geotécnicas. Infelizmente são poucos os estudos no território brasileiro o qual realizam o desenvolvimento desse produto. Através das cartas geotécnicas pode-se saber quais as áreas precisarão de estudos mais detalhados para uma determinada obra geotécnica. A carta geotécnica de susceptibilidade ao colapso da cidade de Petrolina desenvolvida por Silva (2003), alerta o fato de que os locais de maior crescimento urbano nas últimas décadas estão em áreas de susceptibilidade ao colapso média a alta.

Petrolina é um importante centro de desenvolvimento socioeconômico do estado de Pernambuco, atraindo várias obras de engenharia, como a construção de barragens, indústrias, canais de irrigação e conjuntos habitacionais. A não observância da susceptibilidade ao colapso na fase de projeto foram uma das possíveis causas do surgimento de patologias, tanto em pequenas construções, quanto em obras de grande vulto. Esses danos são consequência dos recalques diferenciais e da perda súbita da capacidade de carga provocados pela inundação do solo colapsível (ALVES et al., 2019).

Para estabelecer uma previsão adequada do comportamento hidromecânico do solo em uma obra é necessário o desenvolvimento de modelos constitutivos capazes de reproduzir com significativa precisão as características básicas do comportamento do solo em estudo. Não há um único modelo que consiga ser aplicado a todos os tipos de solos. No caso específico dos solos não saturados, é preciso que o modelo matemático consiga representar as variações da deformabilidade e resistência com a variação de umidade.

As simulações numéricas têm sido largamente empregadas para prever o comportamento desse tipo de solo, de forma a se antever se as deformações e perdas de resistência são aceitáveis para o tipo de obra civil. Costa, Pontes Filho e Ferreira (2003) conseguiram simular os recalques do ensaio expansocolapsômetro com uma boa concordância. Lobo Neto (2013) ilustra o benefício do uso da simulação numérica na redução do consumo de água no método construtivo de uma barragem de terra homogênea cujo material de construção era colapsível, de forma que os recalques esperados não prejudicassem o seu desempenho. Rodrigues (2013) fez a previsão dos recalques em uma cidade devido a

construção da barragem de Três Irmãos, cidade de Pereira Barreto - SP, esses resultados foram comparados com a série de dados coletados em campo, mostrando uma boa concordância.

Uma campanha de investigações geotécnicas e ensaios de laboratório foram realizados em um conjunto habitacional da cidade de Petrolina – PE pelo Grupo de Pesquisa de Solos Não Saturados (GÑSAT) da Universidade Federal de Pernambuco (UFPE). Estes dados foram complementados com outros ensaios para avaliar a microestrutura e a curva característica. Esses resultados foram usados para a caracterização morfológica, de forma a comparar as discrepâncias existentes ao tratar o solo como algo homogêneo e o seu comportamento real, ou seja, suas anisotropias inerentes a natureza. Além disso, foi feita uma simulação numérica desse solo utilizando o modelo constitutivo proposto por Alonso, Gens e Josa (1990).

1.1 JUSTIFICATIVA

A preocupação dos pesquisadores em resolver problemas regionais, sempre fez com que as suas pesquisas fossem focadas na sua compreensão e resolução. A cidade de Petrolina-PE teve grande destaque nos estudos dos últimos anos devido ao crescente histórico de patologias em diversas obras. Registros mostram casos como o do Conjunto Habitacional Massangana, onde foram construídas 1.200 casas nas quais cerca de 50 % apresentaram problemas de fissuras e trincas. Obras hídricas, de grande importância por conta do combate à seca, também precisaram de projetos que evitassem o colapso, foi o caso do Canal Pontal Azul com mais de 35 Km de extensão, onde parte foi construída sobre solos colapsíveis (FUCALE, 2000).

Um dos estudos realizados pela Universidade Federal de Pernambuco (UFPE), especificamente para o município de Petrolina, foi o de Silva (2003), que contribuiu com a construção de uma carta de susceptibilidade ao colapso, no qual pode-se ver que mais de 50% do território desse município está em solo com susceptibilidade ao colapso de média a alta.

A área dessa pesquisa, inserida no Conjunto Habitacional Nova Petrolina e Brasil Petrolina, já vem sendo bastante estudada. Torres (2014) estudou o potencial de colapso (PC) através de ensaios de campo e laboratório, além disso o mesmo aferiu a resistência do solo com o penetrômetro estático e o dinâmico. Borges (2016) analisou o módulo de elasticidade pelo *Light Weight Deflectometer*. Veríssimo (2016) mediu a resistência ao cisalhamento a diferentes compactações e umidades. Freitas (2017) fez a caracterização física e química do solo, além de analisar a microestrutura e a resistência ao cisalhamento do solo indeformado.

Santos (2018) determinou o coeficiente de empuxo no repouso e a resistência ao cisalhamento durante o colapso para diferentes umidades iniciais e compactações.

Assim, o presente trabalho dá continuidade à campanha de pesquisas geotécnicas dos solos colapsíveis de Petrolina- Pernambuco (PE), analisando os seguintes aspectos: variação microestrutural solo utilizando a análise de imagens da TC e a MEV, a aplicabilidade do modelo constitutivo proposto por Alonso, Gens e Josa (1990) que pode ser usado para prever o comportamento da variação de volume devido às mudanças de carregamento e umidade.

1.2 OBJETIVOS GERAIS

A pesquisa tem por objetivos analisar as diferentes microestruturas do solo após as mudanças de carregamento e sucção e aplicar o modelo constitutivo proposto por Alonso, Gens e Josa (1990) para a simulação hidromecânica do comportamento de um solo colapsível do Município de Petrolina-PE.

1.2.1 Objetivos específicos

- a) Realizar ensaios complementares aos estudos realizados anteriormente na cidade de Petrolina: dessecador; membrana de pressão e papel filtro para a obtenção da curva característica e os parâmetros de compressibilidade a diferentes umidades em um solo de Petrolina;
- b) Observar os diferentes arranjos microestruturais do solo com a realização dos ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura e Tomografia Computadorizada, de forma caracterizar as diferentes estruturas;
- c) Obter os parâmetros do solo para a utilização do modelo constitutivo proposto por Alonso, Gens e Josa (1990);

1.3 ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO

Esta dissertação está estruturada em cinco capítulos, descritos a seguir:

Na introdução, são descritos os objetivos gerais e específicos da pesquisa e a estrutura da dissertação.

Na revisão bibliográfica, apresenta-se o referencial teórico, no qual são resumidos os conceitos fundamentais disponíveis na literatura acerca dos solos colapsíveis, o modelo

numérico proposto por Alonso, Gens e Josa (1990) e uma descrição do programa numérico utilizado.

O capítulo de materiais e métodos é dividido em duas partes: a primeira faz uma síntese dos resultados obtidos pelas campanhas de estudos do grupo de pesquisa GÑSAT; na segunda são descritos os materiais e métodos usados nos ensaios complementares.

No capítulo de resultados e discussões são apresentados os resultados dos ensaios realizados nesta pesquisa. Posteriormente são calculados os parâmetros do modelo constitutivo, e na sequência são apresentados e analisados os resultados das simulações obtidas.

No capítulo de conclusões são apresentadas as considerações finais e propostas para novas pesquisas.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Serão abordados temas necessários para entender o comportamento e a modelagem dos solos não saturados: uma breve visão sobre as características dos solos não saturados colapsíveis (sucção, compressibilidade, permeabilidade e microestrutura); modelagem numérica e a descrição do *software* CODE_BRIGHT.

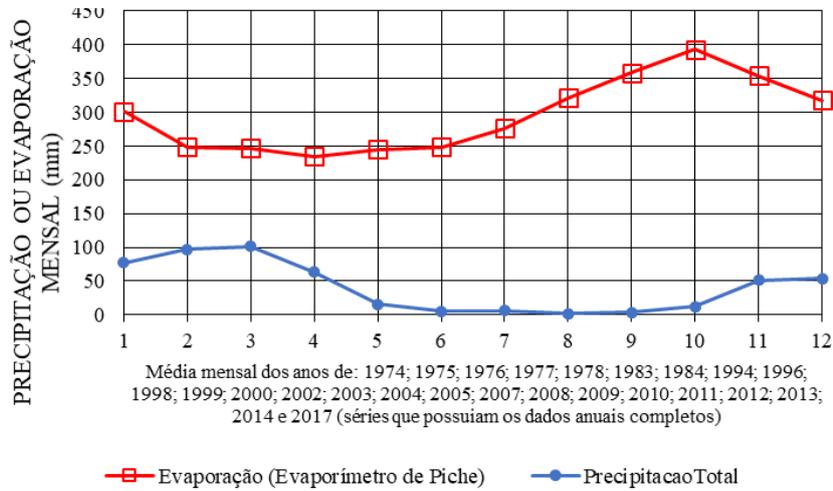
2.1 SOLOS NÃO SATURADOS

Os solos não saturados são aqueles cujos poros estão preenchidos simultaneamente por líquidos e gases. O comportamento dos solos não saturados não pode ser previsto corretamente pela Mecânica dos Solos Clássica, pois ela considera apenas o princípio das tensões efetivas de Terzaghi.

A maioria dos solos brasileiros encontra-se em regiões áridas, semiáridas e tropicais (VERÍSSIMO, 2016). Essas regiões são caracterizadas por apresentarem um balanço hídrico no qual a evaporação excede a precipitação anual. Conforme a classificação do IBGE (1978) de climas do Brasil, 10% do território nacional apresenta mais de seis meses de estiagem, o que favorece a uma grande evaporação. Petrolina é uma região com precipitação anual média de 469 mm, com 7 a 8 meses secos, sendo a evaporação maior do que as precipitações, conforme mostrado na Figura 1. Segundo Fredlund D., Rahardjo, Fredlund M. (2012) em áreas áridas e semiáridas normalmente há lençóis freáticos a grandes profundidades o que implica em poropressões negativas típicas dos solos não saturados. Observações de campo mostram que os solos dessas áreas não atingem a saturação em grande parte do tempo.

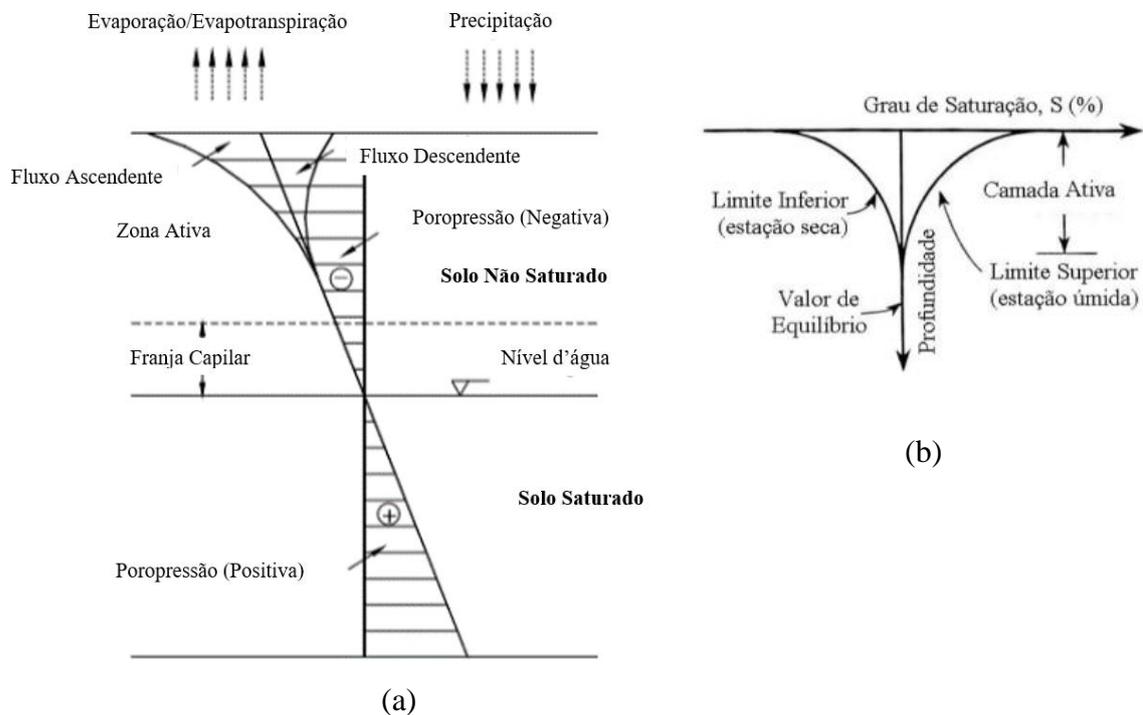
A região do solo acima do lençol freático é chamada de zona vadosa sendo classificada em: franja ou zona capilar, faixa que permanece saturada, embora as poropressões sejam negativas, conforme ilustrado na Figura 2(a); camada ou zona ativa, área mais superficial do perfil geotécnico onde o grau de saturação varia conforme o balanço hídrico da superfície do solo. Essa última camada apresenta profundidades variadas conforme as condições de infiltração, clima, tipo do solo e topografia, Figura 2(b) (RODRIGUES, 2013).

Figura 1 - Representação gráfica das médias de precipitação e evaporação para a estação Petrolina-A307



Fonte: INMET (2019).

Figura 2 - Representação esquemática da (a) delimitação da franja capilar e zona vadosa, e na parte próxima a superfície do terreno é representada a variação da sucção com a sazonalidade, (b) limitação da camada ativa.

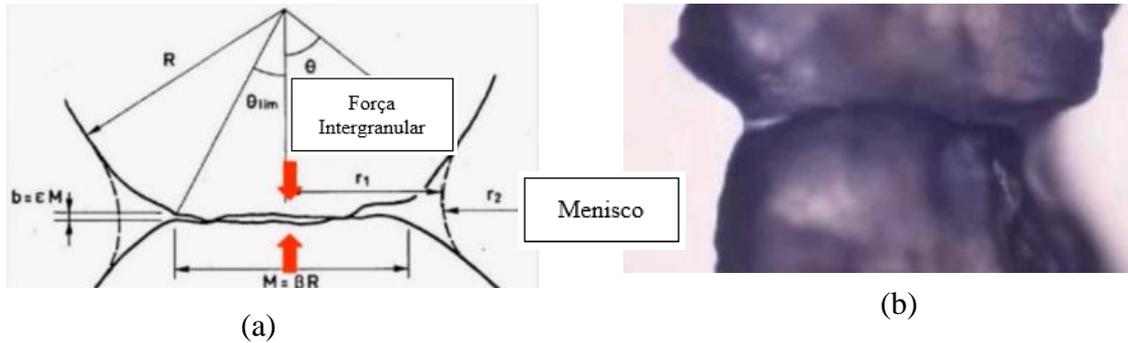


Fonte: Rodrigues (2013).

Alonso (2012) discute os efeitos que a presença da água provoca em um meio poroso conforme a granulometria. Segundo este autor o efeito da umidade nas areias e siltes cai sobre a influência nas forças intergranulares, Figura 3(a), provocadas pelos meniscos (Figura 3 (b)).

Nas argilas expansivas, a mudança da umidade provoca a expansão ou contração dos seus minerais.

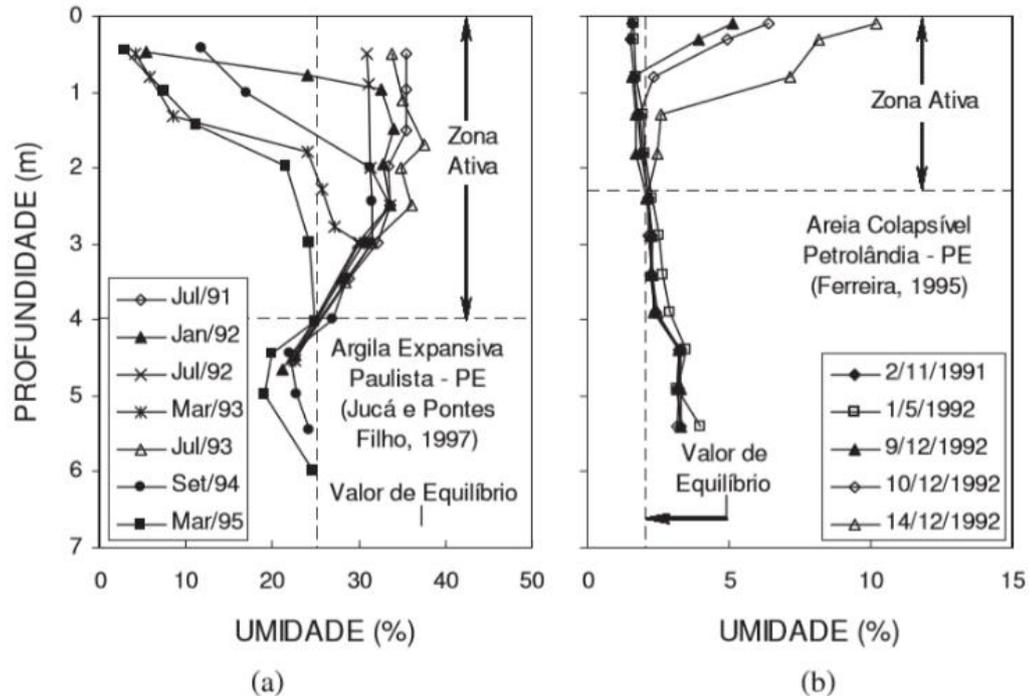
Figura 3 – (a) Representação das forças intergranulares e (b) foto do menisco entre dois grãos de areia.



Fonte: Adaptado de Alonso (2012).

Obras de pequeno porte normalmente possuem fundações superficiais apoiadas na camada ativa e por essa razão são as mais afetadas pelos fenômenos de recalques provenientes da variação sazonal. Para ilustrar as diferentes profundidades em que a camada ativa pode ocorrer são mostrados dois solos, o da Figura 4(a) corresponde a uma argila de Paulista - PE, e o da Figura 4(b) uma areia de Petrolândia - PE. Apesar da maior permeabilidade da areia em relação a argila, a espessura da camada ativa é próxima da metade do solo argiloso no período analisado. Tal característica é reflexo da importância do clima na definição da referida camada, pois as precipitações de Petrolândia são características dos climas semiáridos, ou seja, chuvas rápidas, de grande intensidade e mal distribuídas ao longo do ano, isso acaba prejudicando a infiltração nesse solo. Contrariamente, o clima de Paulista possui chuvas distribuídas durante o ano e de maior duração, logo a infiltração da água da chuva se torna consideravelmente maior.

Figura 4 - Perfis de umidade para dois solos de Pernambuco: (a) Argila expansiva do litoral de Pernambuco (b) Areia colapsível do semiárido de Petrolândia – PE.



Fonte: (a) Jucá; Pontes Filho (1997) (b) Ferreira (1995).

2.2 SUCÇÃO NO SOLO

O fenômeno da sucção pode ser compreendido como a capacidade do solo de reter a água, ou seja, a sua avidéz contra as forças que tentem retirar essa água. Isso pode ser verificado em um perfil do solo, quando da existência da franja capilar, pois o nível do lençol freático deveria ser o limite para a presença de água nos poros do solo, como consequência da ação da gravidade.

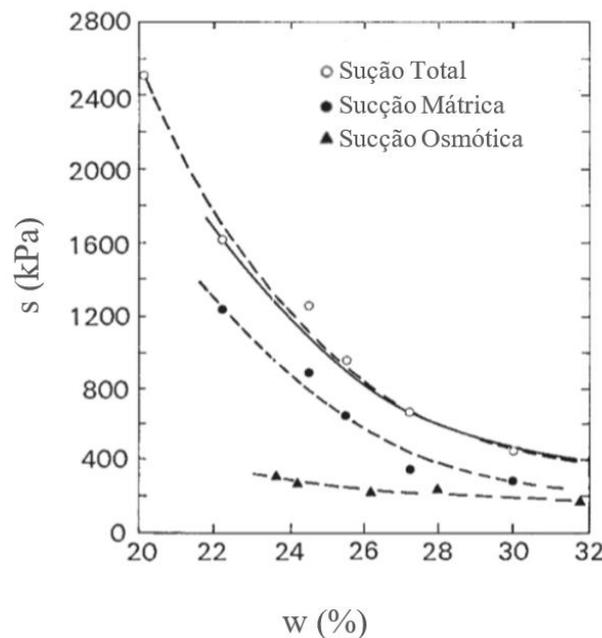
A sucção total é o resultado da soma das componentes matricial, osmótica, gravitacional e pneumático, porém esses dois últimos se tornam desprezíveis caso os poros do solo estejam ligados à atmosfera (MORENO, 2011). A sucção é influenciada principalmente pela mineralogia, superfície específica, distribuição e tamanho dos poros, umidade e concentração de algum soluto no solo ou contaminação na água.

A sucção mátrica é diretamente dependente das variações climáticas impostas, diferentemente da sucção osmótica que varia muito pouco com a mudança de umidade,

conforme pode-se observar na Figura 5, em que uma grande parte da variação da sucção total é influenciada pela parcela mátrica (FREDLUND D.; RAHARDJO; FREDLUND M., 2012).

Alonso, Gens e Hight (1987) reconhecem a sucção matricial como a que mais interfere no comportamento mecânico do solo. Ferreira (1995) comprovou a pequena influência da sucção osmótica, em um solo arenoso colapsível, ao analisar as parcelas correspondentes de cada tipo de sucção no solo colapsível de Petrolândia. Este autor encontrou que a influência da sucção osmótica em relação à mátrica é menor que 2%.

Figura 5 - Decomposição da sucção total em mátrica e osmótica - argila da cidade de Regina.



Fonte: Fredlund D.; Rahardjo e Fredlund M. (2012).

Assim como Alonso, Gens, Hight (1987); Futai (1997) e Souza Neto (2004) será considerado nesta pesquisa que apenas a sucção matricial influencia no comportamento do solo. A expressão para a sucção será a definida pela Equação (1):

$$s = u_a - u_w \quad (1)$$

No qual,

s – sucção;

u_a – pressão do ar nos poros;

u_w – pressão da água nos poros.

2.3 RETENÇÃO DE ÁGUA NO SOLO

O comportamento do solo (resistência, compressibilidade e condutividade) em seu estado saturado pode ser inferido pelas tensões efetivas, histórico de tensões e índice de vazios. No caso do solo não saturado, devem ser levados em conta outros parâmetros, tendo em vista os esforços provenientes da pressão intersticial no esqueleto do solo (sucção) e a descontinuidade do meio devido a entrada da fase gasosa. Logo, será necessário avaliar a distribuição, retenção e liberação da água nas diversas situações as quais o solo pode estar sujeito (GITIRANA JR.; MARINHO; SOTO, 2015).

A relação entre a água presente nos poros e a energia necessária para remover essa água é dada pela sucção. Dada a complexidade para se aferir a sucção, foi desenvolvida a curva de retenção, ou curva característica, que correlaciona a quantidade de água nos poros com a sucção desse solo. Fredlund D.; Rahardjo; Fredlund M. (2012) destacam a curva de retenção como a propriedade chave para a implementação da mecânica dos solos não saturados na prática da engenharia.

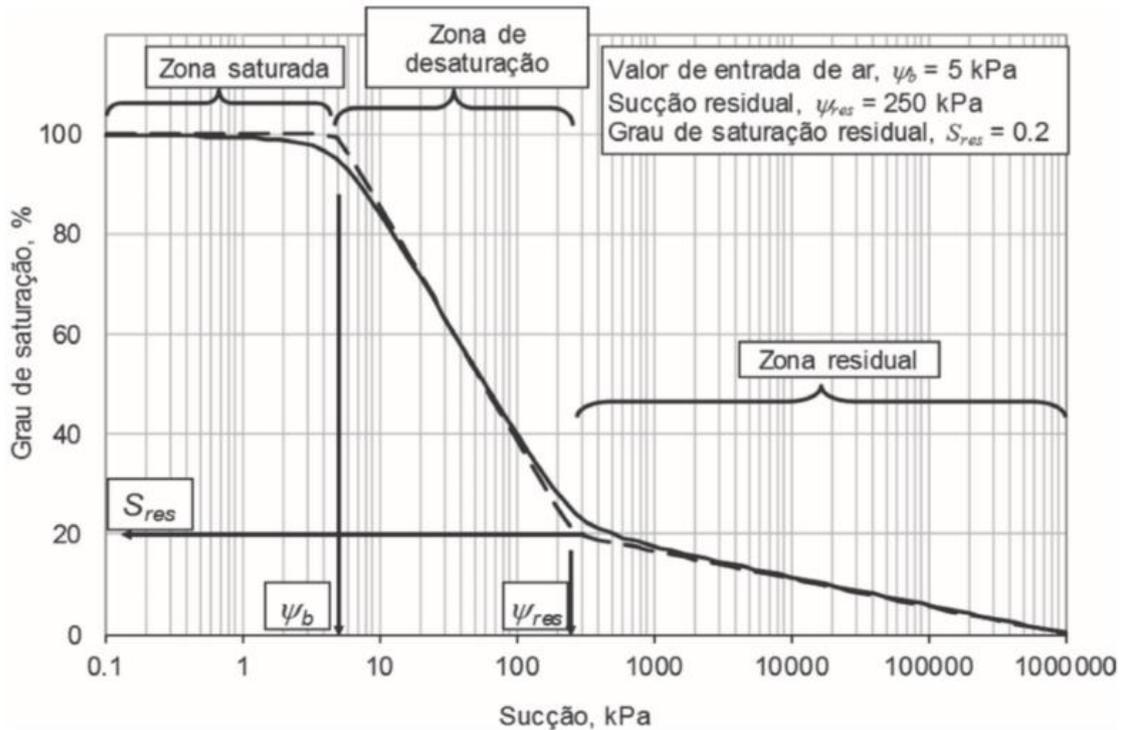
A curva característica é usualmente apresentada nas seguintes configurações: grau de saturação em função do logaritmo da sucção matricial (doravante referido apenas como sucção), ou umidade volumétrica em função do logaritmo da sucção.

A curva de retenção apresenta, para a maioria dos solos, três trechos: zona saturada, intervalo de sucção para o qual o solo se mantém saturado de água; zona de desaturação, trecho caracterizado por conter as fases líquidas e gasosas nos seus poros, sendo que a água pode ser drenada com relativa facilidade pelo aumento da sucção; e zona residual, intervalo em que para uma pequena retirada de água é necessária uma considerável quantidade de energia. O limite entre essas zonas define três parâmetros: ponto de entrada de ar, sucção residual e saturação residual, definidos na Figura 6.

Os formatos mais comuns de curva característica são apresentados na Figura 7. Observa-se que o comportamento delas pode ser dividido em dois grupos, conforme o número de trechos de desaturação: curva unimodal e bimodal.

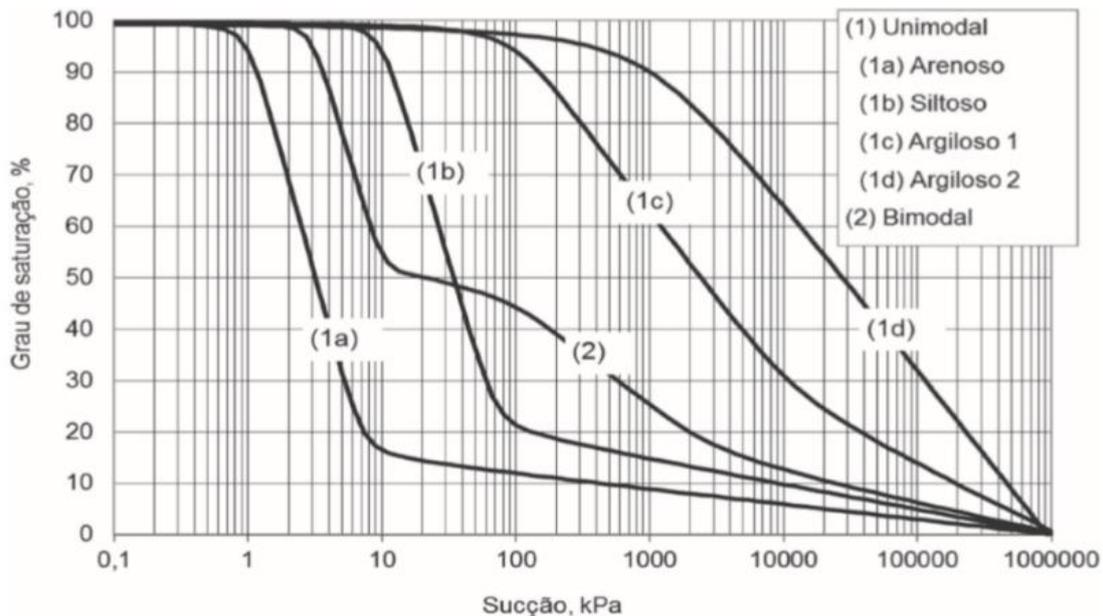
No primeiro grupo (Figura 7 (1)) verifica-se que quanto mais fina a granulometria, menor é a declividade da zona de saturação e, conseqüentemente, maior a sucção para provocar a drenagem no material. Se o solo for uma argila altamente plástica, é comum não apresentar grau de saturação residual bem definido (Figura 7 (1d)).

Figura 6 - Forma usual da curva de retenção e definição dos parâmetros.



Fonte: Gitirana Jr.; Marinho e Soto (2015).

Figura 7 - Formatos das curvas características.



Fonte: Gitirana Jr.; Marinho e Soto (2015).

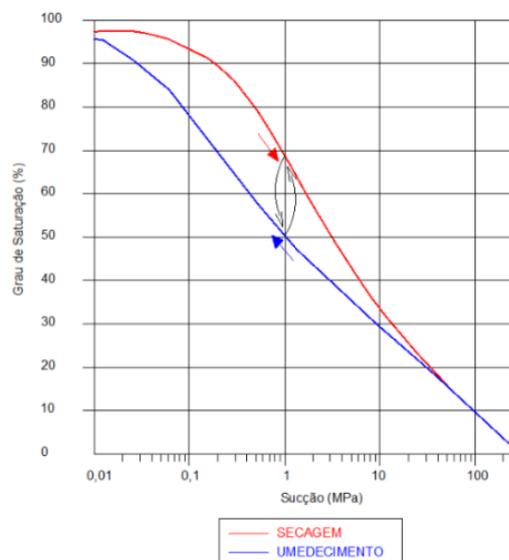
O segundo grupo é característico de solos que apresentam duas classes de poros contrastantes, resultando em uma curva característica de comportamento bimodal, ou seja, apresentam dois pontos de entrada de ar por conta da influência dos macros e microporos. Gitirana Jr., Marinho e Soto (2015) afirmam que esse comportamento é comum em solos de

distribuição granulométrica descontínua ou em solos compactados a baixa energia e no ramo seco.

Os principais fatores que influenciam no formato da curva de retenção, são:

- A variação volumétrica devido à alteração da sucção – característica de solos com argilominerais expansivos;
- Distribuição granulométrica – quanto menores os poros maiores as sucções a uma dada umidade;
- Grau de intemperismo – influencia diretamente a granulometria e os tipos de argilominerais expansivos;
- Condição de compactação – por conta da redução do tamanho dos poros;
- Condição de umedecimento ou secagem do solo – fenômeno conhecido como histerese, no qual diferentes sucções são encontradas para o mesmo grau de saturação nas condições de drenagem ou umedecimento. Para Marinho, Soto e Gitirana Jr. (2015) os fatores que influem na histerese em um solo são: não uniformidade geométrica dos poros, diferente conectividade espacial dos poros durante os processos de secagem ou umedecimento, variação do ângulo de contato líquido-sólido, em função do tipo de trajetória e ar preso no processo de umedecimento. Esse fenômeno é ilustrado na Figura 8, no qual para sucção de 1 MPa, o solo pode apresentar as saturações de 50% ou de 80%, a depender da situação (secagem ou umedecimento).

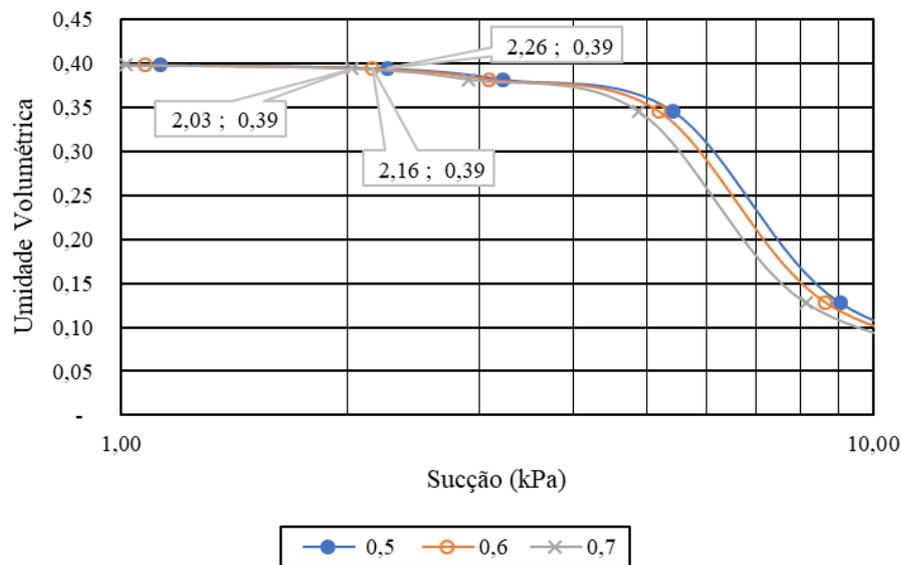
Figura 8 - Histerese na argila de Boom na densidade de $13,7\text{kN/m}^3$, Mol - Bélgica.



Fonte: Adaptado de Romero; Gens e Lloret (1999).

A determinação da sucção em laboratório pode ser feita de duas maneiras: impondo uma sucção conhecida (alterando a umidade inicial do solo), ou aferindo a sucção na umidade natural do solo Alonso (2012). O tempo de resposta de cada procedimento é o que determina o melhor método. Marinho, Soto e Gitirana Jr. (2015) alertam para a influência da alteração do volume específico no solo durante a modificação de sua umidade, fenômeno que é causado pela variação do estado de tensões e das mudanças como a expansão devido aos argilominerais expansivos. Na presente pesquisa essa peculiaridade não foi considerada, tendo em vista dois aspectos: os solos arenosos variam minimamente de volume, conforme relatado por Ferreira (1995) no estudo do solo arenoso de Petrolândia; e a variação do volume específico causa um erro de 10% no valor da sucção do ponto de entrada de ar com a compressão, conforme resultados obtidos pelo método dos autores Mohammadi e Vanclooster (2012), variando o índice de vazios dentro da faixa de trabalho dessa pesquisa, ou seja, entre 0,7 e 0,5, conforme ilustrado na Figura 9.

Figura 9 - Efeitos que a variação do índice de vazios causa na curva característica, calculado pela fórmula de Mohammadi e Vanclooster (2012) para os índices de vazios de 0,5; 0,6 e 0,7.



Fonte: O Autor (2019).

É importante relatar que a compactação produz uma alteração na curva de retenção quase paralelamente à curva original. Le et al. (2008) compararam a capacidade de retenção de um solo argiloso natural e compactado. Eles concluíram que o solo de maior densidade possui uma maior capacidade de retenção para a mesma sucção.

A curva característica é bastante relevante nos estudos dos solos, pois correlaciona a sucção com a umidade, dado a maior facilidade de se obter esse último parâmetro. Existem diversos métodos para se obter a curva de retenção a partir de ensaios de laboratório, sendo os mais utilizados no Brasil: papel filtro; membrana de pressão; dessecador; centrífuga; coluna de solo; funil de Haines; espelho resfriado; e tensiômetro (JUCÁ, 1990; FERREIRA, 1995; GITIRANA JR.; MARINHO; SOTO, 2015; MARINHO; SOTO; GITIRANA JR., 2015). Para essa pesquisa serão usados apenas os três primeiros métodos para a obtenção da curva característica do solo de Petrolina.

Devido à grande relação entre a distribuição granulométrica e a curva característica nos solos granulares, alguns autores criaram formulações que correlacionam essas duas variáveis.

Mohammadi e Vancloster (2012) propõem um método semiempírico para estimar a curva característica pela distribuição granulométrica. A sucção é estimada através da curva granulométrica, na qual é assumida uma relação linear entre o grau de empacotamento e a sucção. Os autores testaram a eficácia dessa formulação em 80 diferentes tipos de solos da base de dados da *Unsaturated Soil Hydraulic Database* - UNSODA, obtendo um coeficiente de correlação igual a 0,6868 entre os dados previstos e os experimentais. O método mostrou algumas discrepâncias para as altas sucções, isso pode ser atribuído ao fato de que o solo é simplificado por partículas perfeitamente esféricas, que aproximam bem os resultados nas maiores umidades. Entretanto, a baixas umidades, as irregularidades das partículas não esféricas começam a reter parte dessa água, afetando a validade do modelo.

O método divide o percentual de grãos retidos em um número finito de frações, e assume que cada fração retém um percentual da umidade de saturação, conforme a Equação (2). Dessa forma, basta obter a sucção correspondente a cada uma dessas frações e associar à umidade volumétrica obtida.

$$\theta_j = \theta_{\text{sat}} \sum_{j=1}^{j=i} p_j \quad (2)$$

No qual:

θ_i – Umidade volumétrica de uma dada fração da curva granulométrica;

θ_{sat} – Umidade volumétrica de saturação;

p_j – Percentual retido em cada fração “j” da curva granulométrica;

i – Número de frações em que a curva granulométrica foi dividida.

A sucção em cada fração é estimada através da adaptação da fórmula da altura manométrica em um fino tubo para os poros do solo. Isso é feito através da Equação (3), na qual a compacidade do solo é levada em conta através do índice de vazios da Equação (4).

$$s_j = \frac{5,43 \times 10^{-5}}{R_j} \xi \quad (3)$$

$$\xi = \frac{1,9099}{1 + e} \quad (4)$$

No qual:

s_j – sucção da fração “j” da curva granulométrica;

ξ – coeficiente de empacotamento das partículas;

e – índice de vazios;

R_j – Raio da fração “j” da curva granulométrica.

A curva característica pode ser descrita por equações matemáticas de forma a serem empregadas em modelagem numérica de solos não saturados. Existem diversas equações disponíveis na literatura, nesta pesquisa foi adotada a equação proposta por Van Genuchten (1980), pois é um dos modelos disponíveis no programa de elementos finitos CODE_BRIGTH. A título de comparação do ajuste dos dados reais, foram analisados mais dois métodos diferentes: Hutson e Cass (1987) e Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

A Equação (5) proposta por Van Genuchten (1980) utiliza três parâmetros de ajuste, além dos dois pontos notáveis definidos na curva de característica. Ela consegue representar bem os solos com comportamento unimodal. Trata-se da equação mais usada no meio geotécnico devido à sua capacidade de ajuste.

$$\frac{\theta - \theta_{res}}{\theta_{sat} - \theta_{res}} = \frac{1}{(1 + (\alpha \cdot s)^n)^m} \quad (5)$$

Em que:

θ – Umidade volumétrica;

θ_{sat} – Umidade volumétrica de saturação;

θ_{res} – Umidade volumétrica residual;

s – Sucção

α – Parâmetro de ajuste;

m – Parâmetro de ajuste;
n – Parâmetro de ajuste;

Hutson e Cass (1987) utilizam duas formulações, a primeira para o trecho antes do ponto de entrada de ar, e a segunda para o trecho posterior. Essa formulação se adapta bem às argilas plásticas que sofrem com a expansão ou retração das partículas, pois ela não apresenta o trecho residual bem definido.

$$\theta = (\theta_{\text{sat}} - \theta_{\text{res}}) \cdot (\alpha \cdot s)^{-\beta} + \theta_{\text{res}} \text{ para } s > \psi_{b1} \quad (6)$$

$$\theta = \theta_{\text{sat}} \cdot (1 - (\alpha \cdot s)^2 \cdot (1 - S_i) S_i^{2b}) \text{ para } s \leq \psi_{b1} \quad (7)$$

No qual:

α – Parâmetro de ajuste

S_i – Parâmetro de ajuste

β – Parâmetro de ajuste

ψ_{b1} – Ponto de entrada de ar

A formulação proposta por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) consegue representar o comportamento bimodal do solo. Nessa equação são empregadas as seguintes variáveis físicas: pontos de entrada de ar, sucções residuais e parâmetros de ajustes da declividade das zonas de desaturação, conforme definida pela equação (8). Os autores destacam que a equação leva em consideração a sucção máxima limite do solo, definido em 10^6 kPa.

$$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + \left(\frac{s}{\sqrt{\psi_{b1} \psi_{\text{res1}}}} \right)^{d1}} + \frac{S_2 - S_3}{1 + \left(\frac{s}{\sqrt{\psi_{\text{res1}} \psi_{b2}}} \right)^{d2}} + \frac{S_3 - S_4}{1 + \left(\frac{s}{\sqrt{\psi_{\text{res2}} \psi_{b2}}} \right)^{d3}} + S_4 \quad (8)$$

Em que:

S – Grau de Saturação;

S_1 – Grau de Saturação do ψ_{b1} ;

S_2 – Grau de Saturação do ψ_{res1} ;

S_3 – Grau de Saturação do ψ_{b2} ;

S_4 – Grau de Saturação ψ_{res2} ;

ψ_{b1} – 1º Ponto de entrada de ar;

- ψ_{b2} – 2º Ponto de entrada de ar;
 ψ_{res1} – Sucção residual do 1º patamar;
 ψ_{res2} – Sucção residual do 2º patamar;
d1 – Parâmetro de ajuste;
d2 – Parâmetro de ajuste;
d3 – Parâmetro de ajuste.

A concordância entre os resultados calculados e os obtidos pelas curvas pode ser feita através do coeficiente de determinação (R^2). Para utilizar a ferramenta, emprega-se à equação (9). O ajuste pode ser visto também com o auxílio de um gráfico, em que as abscissas serão os valores obtidos nos ensaios de laboratório, e as ordenadas os ajustados pelos métodos. Quanto mais próximo da reta com declividade de 1:1, melhor o ajuste alcançado.

$$R^2 = 1 - \frac{\sum(s_{lab} - s_{ret})^2}{\sum(s_{lab} - s_{méd})^2} \quad (9)$$

Em que:

s_{lab} – Sucção aferida em laboratório

s_{ret} – Sucção correspondente a reta 1:1

$s_{méd}$ – Média das sucções correspondente a reta 1:1

Alguns valores encontrados na literatura para os parâmetros da equação proposta por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) são apresentados na Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros de ajustes encontrados na literatura para a equação proposta por Gitirana Jr. e Fredlund (2004).

Parâmetros de ajuste da Curva	Argila Colapsível ¹	Argila silto-arenosa ²
S_1	100,00	100,00
S_2	50,20	60,63
S_3	41,70	39,79
S_4	4,70	5,00
ψ_{b1}	3,93	4,5
ψ_{b2}	6.559	9.500
ψ_{res1}	7,27	9,5
ψ_{res2}	17.538	12.000

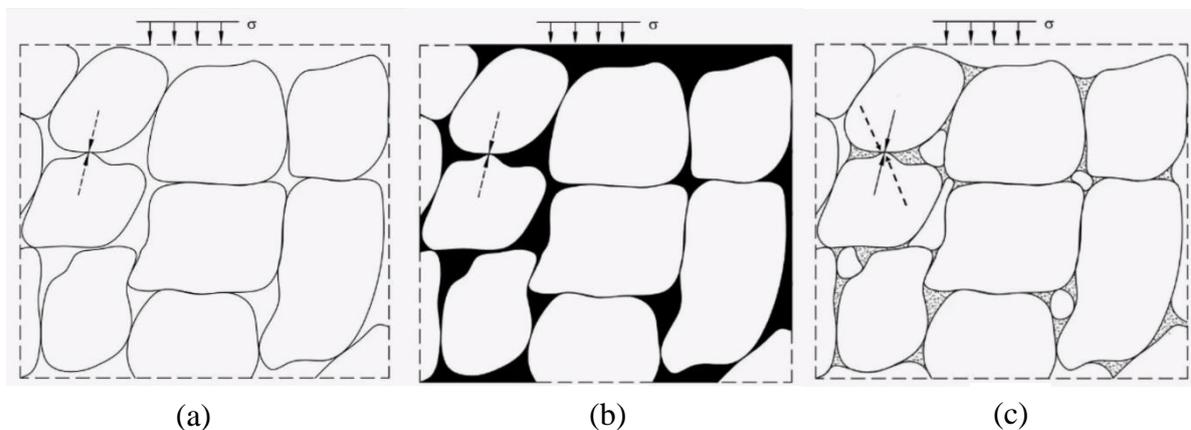
Fonte: ¹ Adaptado de Camapum et al (2002) *apud* Gitirana Jr. e Fredlund (2004) ; ² Bonder (2008).

2.4 COMPRESSIBILIDADE

O comportamento deformacional dos meios porosos pode ser considerado bastante complexo, pois existem diversos fatores envolvidos. As deformações podem ser provenientes de esforços (cisalhantes ou compressíveis) e do fluxo da matriz porosa (sufusão ou dissolução química). Nesta pesquisa foram considerados apenas as deformações provenientes das tensões e os efeitos da redução da sucção nas propriedades compressivas do solo.

Quando se fala em tensões, deve-se ter em mente como a matéria granular distribui as tensões internamente, ou seja, como ficam as tensões efetivas. Alonso (2012) ilustra esse conceito para o solo em diferentes saturações. O cálculo das tensões efetivas no solo em seu estado seco é dado pelas tensões totais menos a pressão do ar (Figura 10(a)). Para o solo em seu estado saturado, deve-se levar em consideração o “alívio” de tensões provocado pela poropressão, ou seja, a tensão total menos a poropressão (Figura 10(b)). Para os solos parcialmente saturados, Figura 10(c), os meniscos provocam um acréscimo de tensão entre os grãos, logo ela deve ser somada a tensão total e subtraído da tensão do ar.

Figura 10 - Tensões intergranulares nos estados (a) seco (b) saturado (c) parcialmente saturado.



Fonte: Alonso (2012).

Os efeitos da sucção nos parâmetros de compressibilidade são observados no aumento da região elástica, ou seja, na tensão de preconsolidação e na compressibilidade desse solo. Benatti e Miguel (2013) demonstram esse efeito realizando ensaios edométricos com sucção controlada em um solo colapsível de Campinas (Figura 11). É possível observar nitidamente o crescimento da preconsolidação do solo por conta do aumento das sucções.

A variação da tensão no corpo de prova provoca deformações ao longo do tempo. Dakshanamurthy (1978) propôs uma equação hiperbólica para a previsão das deformações

volumétricas ao longo do tempo, essa expressão matemática é dada pela equação (10). Esta equação foi desenvolvida inicialmente para prever o comportamento dos solos expansivos. Nesta pesquisa foi aplicada a equação para os solos colapsíveis, de forma a se obter as deformações após a inundação do solo. Porém, deve ser observado que as expansões são deformações elásticas, diferentemente do colapso que é uma deformação plástica. Desta forma, para cada tensão de inundação que provoque o colapso, devem ser obtidos parâmetros de ajuste diferentes.

$$\varepsilon(t) = \frac{t}{a + bt} \quad (10)$$

$$\text{ERRO} = \left| \frac{\varepsilon_{\max} - \varepsilon_{\text{medido}}}{\varepsilon_{\text{medido}}} \right| \quad (11)$$

$$\varepsilon_{\max} = \frac{1}{b} \quad (12)$$

Em que:

$\varepsilon(t)$ – Deformação volumétrica em função do tempo;

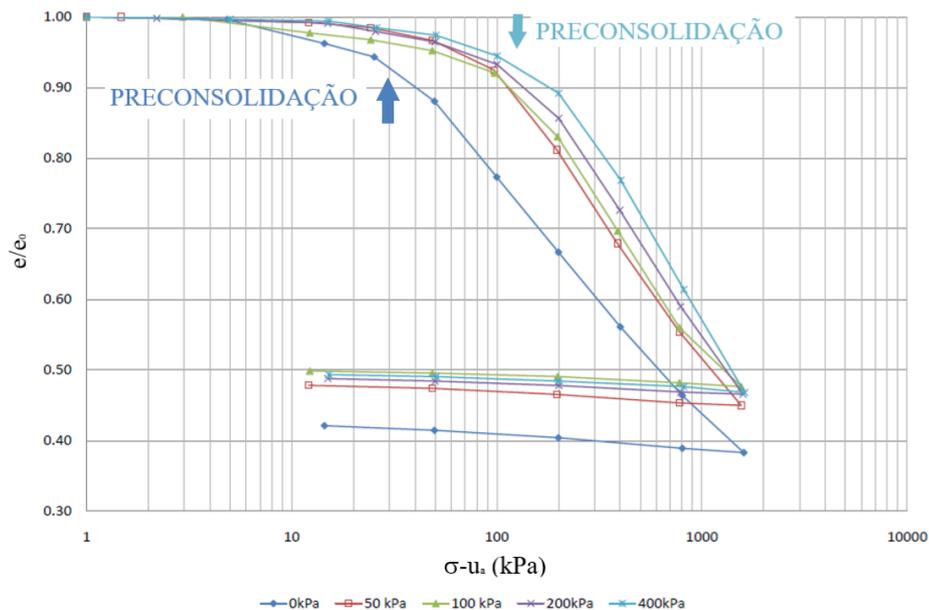
t – tempo;

a, b – parâmetros de ajuste da formulação hiperbólica;

ε_{\max} – Deformação máxima calculada pela formulação hiperbólica;

$\varepsilon_{\text{medido}}$ – Deformação máxima medida experimentalmente;

Figura 11 – Ensaio edométrico com sucção controlada, efeito da sucção na tensão de preconsolidação e no coeficiente de compressibilidade.



Fonte: Benatti; Miguel (2013).

2.5 PERMEABILIDADE

O fluxo de um líquido em um meio poroso depende basicamente de duas propriedades: coeficiente de permeabilidade, que determina a vazão; e armazenamento da água no solo, que controla a absorção da água pelo solo. No caso dos solos saturados o mesmo pode ser calculado pela lei de Darcy (1856), dado pela Equação (13)

$$\mathbf{q} = -\mathbf{K} (\nabla P_w - \rho_w \mathbf{g}) \quad (13)$$

No qual:

- \mathbf{q} – vetor fluxo volumétrico da água;
- \mathbf{K} – vetor coeficiente de permeabilidade;
- P_w – pressão da fase líquida;
- ρ_w – densidade da água;
- \mathbf{g} – vetor gravidade;

Essas propriedades são bastante complexas quando analisadas em meios não saturados, principalmente o coeficiente de permeabilidade, que apresenta uma grande alteração devido ao estado de tensões (“p” e “s”). Porém, é o aumento da sucção além do ponto de entrada de ar que causa o efeito mais relevante no coeficiente de permeabilidade (FREDLUND D.; RAHARDJO; FREDLUND M., 2012).

O fluxo para uma condição não saturada é determinado pela região contínua de poros preenchidos por um determinado fluido. Dessa forma, a permeabilidade depende da quantidade de água no solo. Essa dependência pode ser vista na Figura 12, que relaciona a curva característica com a condutividade hidráulica para um silte-argiloso e uma areia. Observa-se que as condutividades se mantêm constantes até os pontos de entrada de ar, reduzindo bruscamente após esse ponto. Quando os solos atingem elevadas sucções, a condutividade do solo de granulometria fina passa a ser maior que o solo de maior granulometria (MORENO, 2011).

Com a redução da saturação, os poros maiores são drenados primeiramente, dessa forma o fluxo ocorre de maneira bem mais sinuosa pelos poros menores. A medida que os caminhos feitos pela água se tonam finos, a interface entre as partículas e a água se torna mais pronunciada, causando uma redução drástica da condutividade hidráulica (BEAR, 1988).

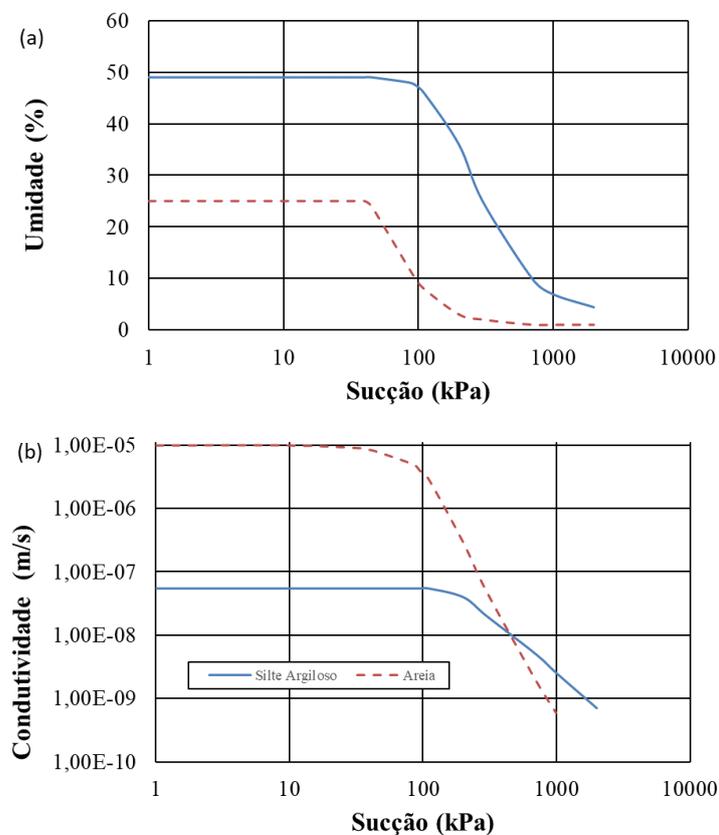
Assim como na curva característica, o coeficiente de permeabilidade também apresenta histerese. Esse efeito foi simulado por Mualem (1976) com esferas de vidro, no qual

o autor comprovou que a permeabilidade durante a secagem era diferente da obtida durante o umedecimento, dada a mesma sucção.

A condutividade hidráulica para uma porosidade fixa varia de forma não linear com o a saturação, esse valor cai bruscamente após o ponto de entrada de ar, atingindo um valor mínimo quando encontra com a permeabilidade do vapor de água, no qual o fluxo passa a ser apenas de vapor de água. Ebrahimi-B et al. (2004) *apud* (FREDLUND, 2019) define um limite mínimo para a permeabilidade de água na fase líquida de 1×10^{-14} m/s.

A permeabilidade intrínseca para solos granulares é função apenas do meio poroso, ou seja, independe do fluido de percolação. Apesar desses conceitos estarem bem consolidados na prática da engenharia geotécnica, Bicalho, Machado e Gerscovich (2015) alertam que o excesso de cargas elétricas na superfície da argila faz com que a permeabilidade intrínseca não dependa apenas no material poroso, mas também da relação entre o líquido permeante e o solo.

Figura 12 – Comparação entre (a) a curva de retenção e (b) condutividade hidráulica entre uma areia e um silte argiloso.



Fonte: Moreno (2011).

A obtenção de dados experimentais para o cálculo da permeabilidade em solos não saturados ainda se mostra muito oneroso para o uso corrente na engenharia. Dessa forma, os métodos estimativos têm se apresentado bastante adequados na maioria dos projetos. Fredlund (2019) os classifica em quatro categorias: empíricos; estatísticos; correlação; e regressão.

2.6 SOLOS COLAPSÍVEIS

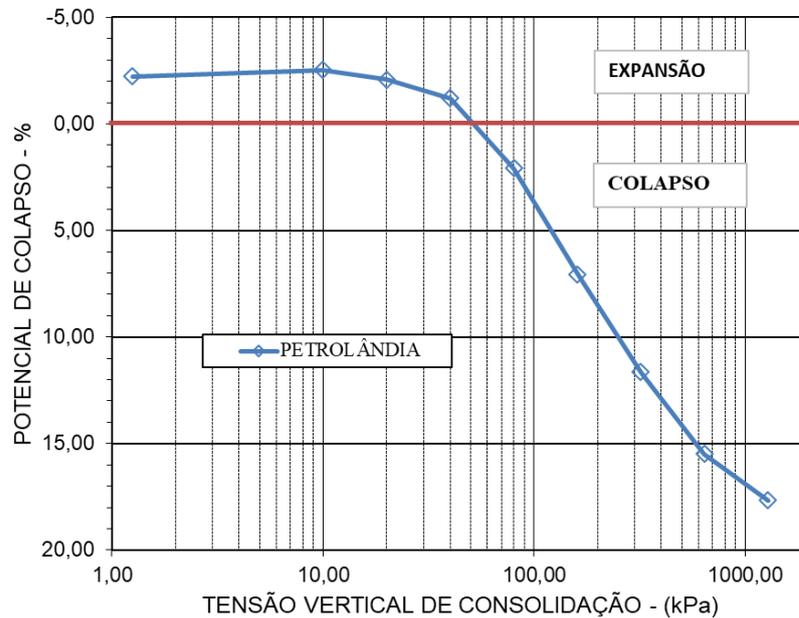
Existem alguns tipos de solo não saturados em que parte das propriedades sofrem bruscas mudanças quando submetidos a variações de sucção. Na construção civil, são frequentes as avarias em obras de pequeno porte causadas por: recalques repentinos em solos de baixa densidade; e expansão, comportamento típico dos solos com argilominerais expansivos. Nesta pesquisa, será tratado o caso dos solos que sofrem redução de volume, os colapsíveis.

Solos colapsíveis ou metaestáveis são solos não saturados que experimentam um radical rearranjo de partículas e grande redução de volume quando inundados com ou sem carga adicional (CLEMENCE; FINBARR, 1981). Estes solos possuem suas ligações entre partículas regidas pela sucção, o que provoca uma tensão capilar. Trazem ainda outras características, como agentes cimentantes em sua composição, garantindo uma resistência, mesmo que temporária (DUDLEY, 1970).

Segundo Ferreira e Vilar (2015) existem solos que apresentam o comportamento de colapso, dado uma redução da sucção, apenas quando estão sob a ação de uma sobrecarga adicional, estes são designados condicionalmente colapsíveis. Porém, existem casos mais críticos em que apenas o peso próprio é suficiente para provocar o fenômeno de redução de volume por umedecimento, estes são denominados de verdadeiramente colapsíveis. Esses autores também destacam que os solos colapsíveis com minerais expansivos, podem mostrar um leve comportamento expansivo a depender do nível de carga atuante (Figura 13).

A identificação dos solos colapsíveis dificilmente é detectada pelos métodos tradicionais de sondagem, a exemplo da sondagem a percussão. Dessa forma, a indústria da construção só verificava a necessidade de ensaios complementares após o surgimento das primeiras manifestações patológicas. As cartas geotécnicas surgiram como uma ferramenta muito importante para o estudo preliminar dos locais de maior susceptibilidade ao colapso.

Figura 13 - Variação do potencial de expansão / colapso com a tensão vertical de consolidação em um solo de Petrolândia.



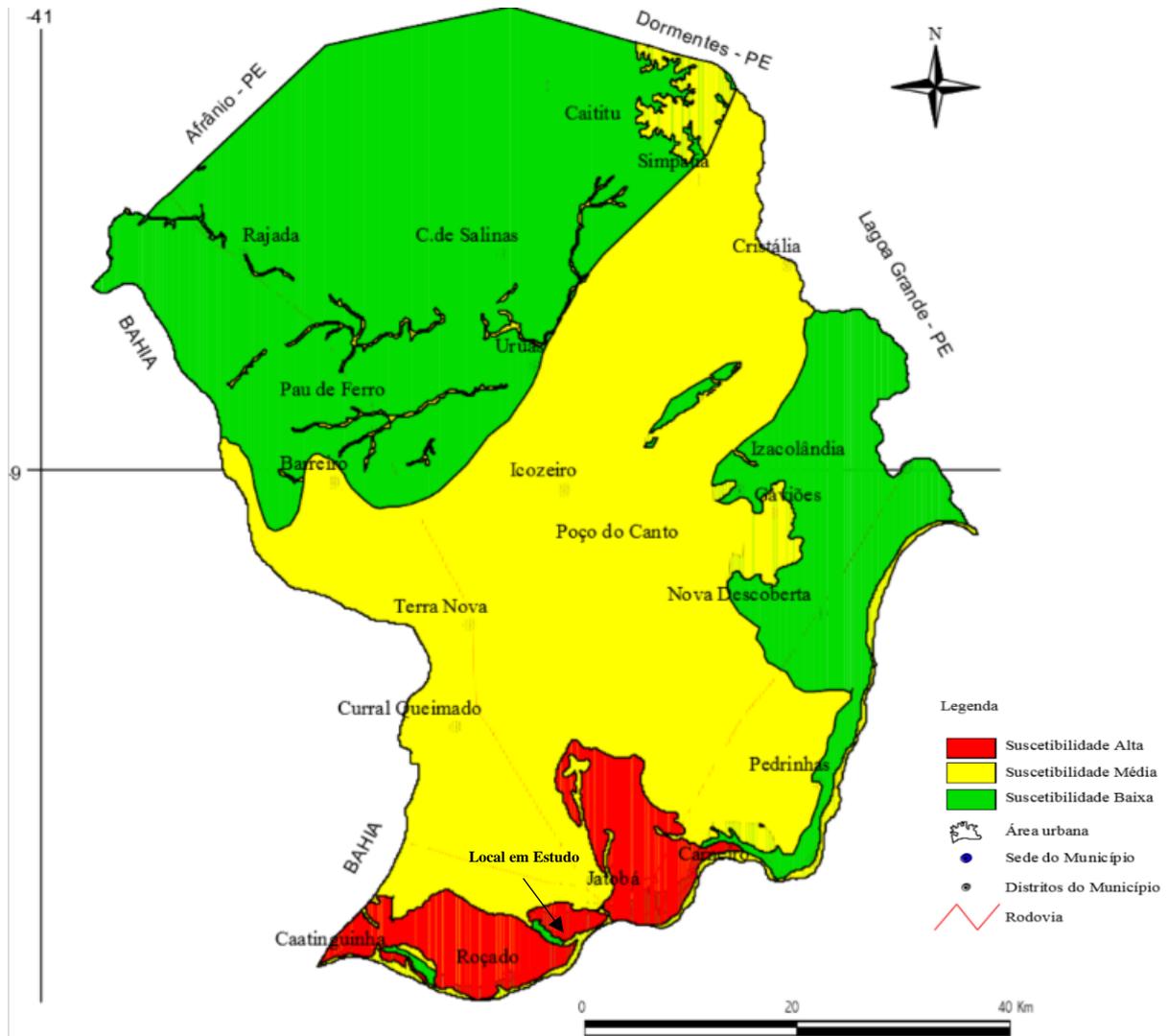
Fonte: Ferreira (1995).

Diante da carência de cartas de susceptibilidade para a cidade de Petrolina, Silva (2003) elaborou a carta geotécnica da Figura 14 que mostra os locais de maior probabilidade de colapso. A partir dessas informações pode-se prever os locais que precisarão de ensaios complementares para a caracterização desse solo. Os parâmetros usados para a obtenção da carta foram obtidos pelo cruzamento de informações geológicas, pedológicas e climáticas. Destaca-se que o solo desta pesquisa se encontra em uma área de alta probabilidade de colapso.

Os procedimentos disponíveis para a identificação dos solos colapsíveis podem ser feitos a partir de ensaios corriqueiros, como o proposto por Vilar e Rodrigues (2015). Uma lista completa desses métodos pode ser encontrados em Ferreira e Vilar (2015).

A caracterização geotécnica do solo colapsível é feita através de ensaios de campo e laboratório. Entre os ensaios de laboratório se destacam os: edométricos; cisalhamento direto; e os triaxiais. Quanto aos ensaios de campo citam-se: as provas de carga e o expansocolapsômetro (FERREIRA; LACERDA, 1993).

Figura 14 - Carta de susceptibilidade ao colapso de Petrolina.



Fonte: Silva (2003).

O ensaio edométrico simples consiste em carregar o corpo de prova indeformado, que após estabilizadas as deformações, inunda-se a célula edométrica com corpo de prova e registram-se os recalques. O tempo de estabilização desses recalques é o mesmo estabelecido pela norma NBR-6489 ABNT (1984). No edométrico duplo, conduzem-se, dois ensaios de carregamento uniaxial: um com o teor de umidade natural e outro com a amostra previamente inundada. O colapso é dado pela comparação entre as deformações no mesmo carregamento.

Veríssimo (2016) destaca que as deformações obtidas nos edométricos duplos são menores do que as encontradas pelo edométrico simples dado um determinado carregamento,

sendo que a autora defende que esse último ensaio caracteriza melhor a situação que ocorre em campo. Cintra e Aoki (2009) fazem uma breve discussão e defendem que o edométrico duplo caracteriza melhor o comportamento do solo.

A expressão usada para classificar a amplitude do colapso é o Potencial de Colapso (PC) o qual é dado para cada nível de tensão, sendo matematicamente calculado pela Equação (14).

$$PC = 100\% \times \frac{e_c - e_i}{1 + e_i} = 100\% \times \frac{h_c - h_i}{h_i} \quad (14)$$

No qual:

e_i – índice de vazios antes da inundação;

e_c – índice de vazios após a inundação;

h_i – altura do corpo de prova até a tensão antes da inundação;

h_c – altura do corpo de prova após a inundação.

A norma Americana D5333 ASTM (2003) utiliza também o índice de colapso, que é o potencial de colapso, porém para a tensão de 200 kPa. A classificação da severidade do colapso segundo esta norma está descrita na Tabela 2.

Tabela 2 - Classificação da colapsibilidade em obras de engenharia para tensão de 200 kPa.

Índice de Colapso (IC)	Grau de Colapso
0	Nenhum
0,1 a 2	Leve
2.1 a 6	Moderado
6.1 a 10	Moderadamente Severo
> 10	Severo

Fonte: ASTM D5333/03.

Vargas (1978) classifica como solos colapsíveis aqueles que apresentam o PC maior que 2%.

O potencial de colapso, para cada nível de carregamento pode ser usado para estimar os recalques induzidos por uma inundação em uma sapata é dado pela Equação (15).

$$\delta_h = PC \times \frac{H}{100} \quad (15)$$

Em que:

δ_h – Recalque na camada H;

H – Altura da camada a uma tensão na qual foi aferido o PC;

2.7 MICROESTRUTURA DO SOLO COLAPSÍVEL

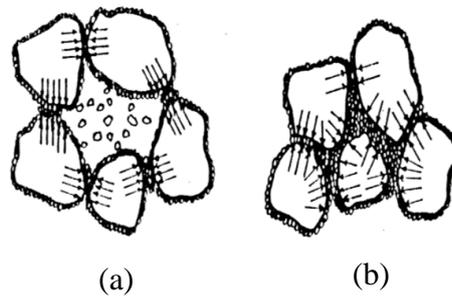
O arranjo de partículas primárias e agregados formam a estrutura do solo, cuja força que liga tais partículas é mais forte do que as dos agregados adjacentes (NIKIFOROFF, 1941). Essa estrutura é o modo de arranjo das partículas primárias do solo, formando ou não agregados, separados por superfícies de fraqueza (IBGE, 2007).

Do ponto de vista morfológico, o que se observa no campo é a macroestrutura (avaliação qualitativa). A macroestrutura é classificada em função da sua forma (tipo de estrutura), grau de desenvolvimento (grau de estrutura) e o seu tamanho (classe da estrutura). Esta classificação é utilizada na pedologia para identificação das classes de solos.

McGown e Collins (1975) definiram microestrutura como arranjo estrutural das partículas constituintes (arranjo espacial, distribuição das partículas e associações de espaços vazios - "microfabric"), composição e forças interpartículas. Utilizando a microscopia eletrônica de varredura (MEV) e analisando solos naturais, (MCGOWN; COLLINS, 1975; COLLINS, 1985) propuseram uma classificação das formas microestruturais dos solos. A descrição da microestrutura está baseada em três tipos de forma: *Elementary particle arrangements*, partículas elementares de argila, silte ou partículas do tamanho de areia ou grupos do tamanho de argila; *Particles assemblages*, argilas ou partículas elementares granulares que se arranjam formando agregados; e *Composite*, arranjos de partículas elementares se combinam para formar uma reunião de partículas, estas individualmente se associando e se combinando de várias maneiras para formar a *Composite microfabric*. Nos solos colapsíveis, predominam mais arranjos de partículas granulares cobertas por partículas de argilas ou agentes cimentantes.

A Figura 15 apresenta de forma esquemática a microestrutura de um solo colapsível (silte argiloso), previamente carregado antes de ser inundado e após a inundação, proposta por Casagrande (1932).

Figura 15 - Estruturas do solo carregado (a) antes da inundação (b) após a inundação.



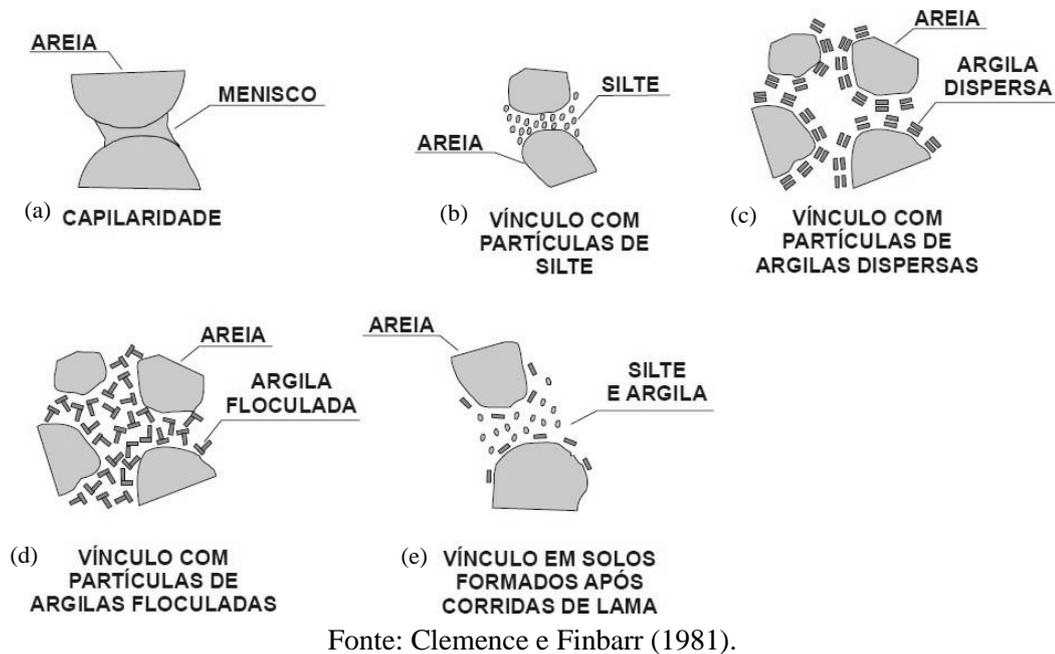
Fonte: Carvalho et al. (2015)

Uma série de modelos de ligações instáveis propostos por Clemence e Finbarr (1981) são representados na Figura 16. Nos dois primeiros casos, Figura 16 (a) e (b), os vínculos entre os grãos de areia são mantidos pelas forças capilares que mantêm unidos os contatos areia-areia, silte-areia e silte-silte. Agregados de argilas entre os grãos de quartzo, também podem formar estruturas instáveis, as Figura 16 (c) e (d) ilustram esse fenômeno, sendo o primeiro com aglomerados de argilas dispersas paralelas às partículas de areia e o segundo de argilas floculadas (provenientes de suspensão na água que evaporou). No arranjo da Figura 16 (e), a estabilidade é mantida por vínculos de argilas e/ou siltes decorrentes de corridas de lama, formados por um processo de sedimentação.

Cardoso (1995) em seu estudo de micromorfologia por meio de microscopia ótica e eletrônica de varredura (MEV) em solos colapsíveis tropicais, demonstrou que a porosidade está associada à forma como os solos estão agregados. Para ele o colapso é observado como a mudança da agregação do solo com a variação da sucção que afeta os vínculos entre os grãos.

Os poros dos solos podem ser classificados conforme a sua dimensão. A EMBRAPA (2017) classifica como microporos aqueles com diâmetros menores que 50 μm , e macroporos aqueles maiores ou iguais a 50 μm . Koorevaar, Menelik e Dirksen (2006) consideram uma classe intermediária sendo as escalas dos diâmetros organizados em vazios menores que 30 μm , microporos; entre 30 e 100 μm , mesoporos, e maiores que 100 μm , macroporos.

Figura 16 - Tipos de arranjos que geram estruturas instáveis nos solos arenosos colapsíveis.

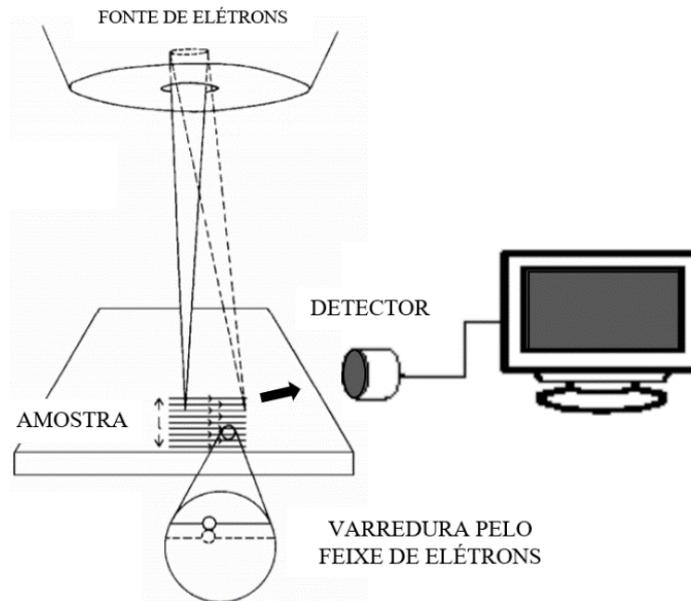


Farias et al. (2011) realizaram um estudo do impacto da compactação nos poros do solo. O autor concluiu que a compactação praticamente não afeta os micros e mesoporos, diferentemente dos macroporos que sofrem redução dos vazios, que em alguns casos pode ser drástica.

Dentre as técnicas disponíveis para análise microestrutural do solo se destacam a Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e a Tomografia Computadorizada (TC).

O MEV é um aparelho que consegue fornecer informações sobre a morfologia do solo que não podem ser obtidas pelo microscópio ótico. Ele consegue uma resolução muito boa pois utiliza feixe de elétrons no lugar dos fótons, que limita a ampliação a 2000 vezes devido ao entrave do efeito da difração ao comprimento de onda dos fótons (KESTENBACH; BOTTA FILHO, 1994). O feixe de elétrons é concentrado e dirigido sobre a superfície do objeto, de forma a não o atravessar. Esse feixe “varre” o objeto, de forma que a sua superfície ao receber os elétrons primários emitem elétrons secundários que são captados pelos detectores e convertidos em uma imagem. A Figura 17 ilustra a descrição.

Figura 17 - Sistema de funcionamento do MEV.

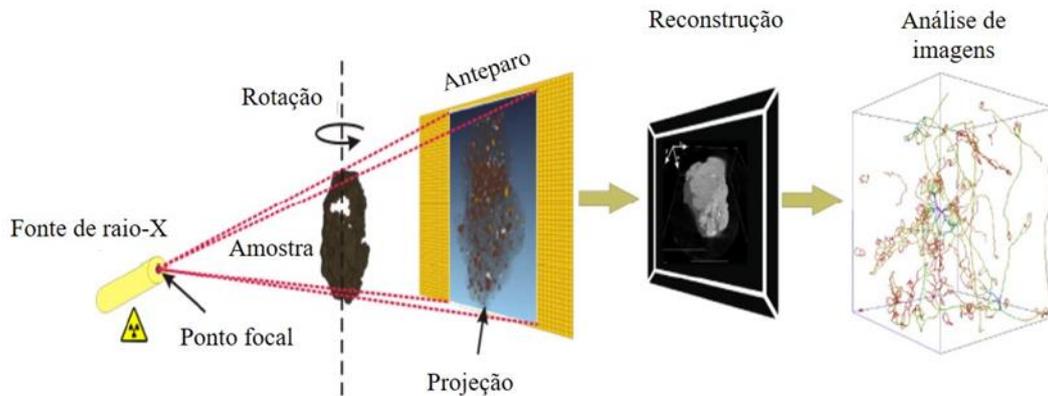


Fonte: Adaptado de Dedavid; Gomes e Machado (2007).

A TC consiste na obtenção de imagens, múltiplas projeções, a partir de emissão de partículas com energia suficiente para atravessar o material em estudo. As partículas podem ser: raios gama, ondas ultrassônicas e raio-X (usado nesta pesquisa). Os materiais densos, quando atravessados pelo feixe de fótons, absorvem mais radiação. Essa absorção de radiação (radiodensidade) é computada pelo detector, que fica atrás do corpo de prova, e traduzida para uma imagem (CAVALCANTE; BORGES; CARVALHO, 2015). Essa imagem sai na forma de escala de cinza, sendo posteriormente convertida para a escala de Hounsfield (HU). Nessa escala é atribuído um valor de 0 para o ar e um valor de 1000 para a água. As projeções são obtidas em várias posições angulares igualmente espaçadas, que são combinadas em softwares para a construção de uma imagem 3D. A Figura 18 ilustra a descrição do processo da TC. O processamento dessas imagens fornece informações valiosas, pois o ensaio possui a vantagem de não danificar ou interferir na amostra.

As aplicações do equipamento na mecânica dos solos são várias, dentre elas podemos destacar o cálculo das seguintes propriedades: densidade, porosidade, condutividade hidráulica, quebra das partículas e a curva de retenção (AL MAHBUB; HAQUE, 2016; COSTA, 2016).

Figura 18 - Sistema de funcionamento da Tomografia Computadorizada e reconstrução de imagens.



Fonte: Peth et al. (2010).

2.8 MODELAGEM NUMÉRICA HIDROMECHANICA DE SOLOS NÃO SATURADOS

Com a evolução das ferramentas computacionais, os métodos numéricos ganharam destaque no meio geotécnico, pois permitiram o avanço na solução de problemas com complexa geometria, subsolos muito estratificados, dependência das propriedades do solo com o nível de confinamento, sucção e forças de percolação.

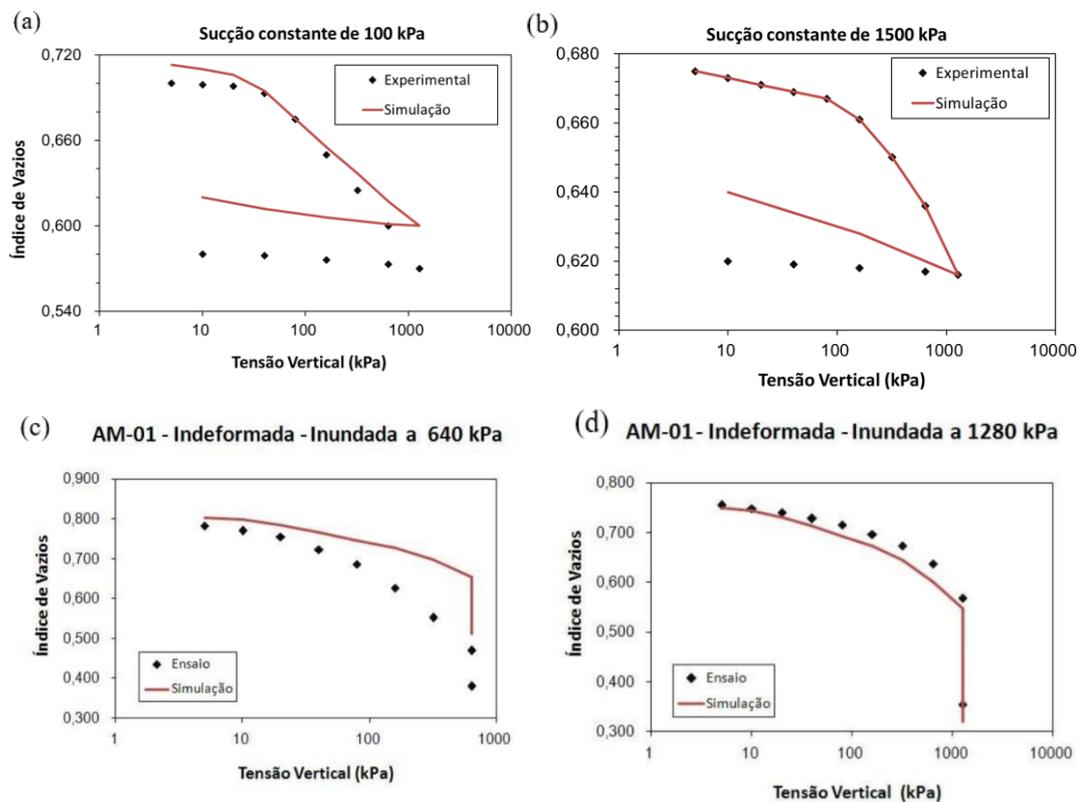
Sfriso (2016) classifica o grau de acoplamento nos modelos constitutivos do solo em três níveis: pressão hidrostática, muito usada na mecânica dos solos clássica, em que apenas a pressão hidrostática é levada em consideração no cálculo das tensões efetivas, sem a consideração de fluxos; fluxo desacoplado, no qual o cálculo do fluxo e a deformação no solo são calculados durante a análise, porém as propriedades de condutividade do solo são mantidas constantes; e o fluxo acoplado, usada nesta pesquisa, que considera a atualização das propriedades do solo (permeabilidade, compressibilidade no trecho normalmente consolidado e porosidade) conforme as deformações do solo.

Os modelos constitutivos são expressões matemáticas que preveem o comportamento de um determinado material de forma aproximada. Existem diversos modelos constitutivos, cada um deles possui uma determinada especificidade que se adapta melhor ao comportamento de um determinado tipo de solo em uma condição de saturação, intervalo de deformações e tensões, histórico de carregamento e tempo de atuação. Não existe um modelo constitutivo que consiga estimar de forma satisfatória o comportamento de todos os materiais porosos.

Para o caso específico dos solos não saturados, um dos modelos constitutivos mecânicos mais difundidos na engenharia geotécnica é o *Barcelona Basic Model* - (BBM), proposto por Alonso, Gens e Josa (1990). As formulações desse modelo serão detalhadas no tópico 3.3.1.

A título de ilustração, é apresentado na Figura 19 resultados de aplicações do modelo BBM para a simulação numérica do comportamento de um solo colapsível. As Figura 19(a) e (b) mostram os resultados da simulação e os experimentais obtidos em ensaio edométrico com sucção controlada. Observa-se que a modelagem numérica conseguiu simular com boa aproximação as deformações com exceção dos trechos de descompressão, que tiveram valores menores. A Figura 19(c) e (d) mostram ensaios edométrico simples com inundações a 640 kPa e 1280 kPa. Os resultados da Figura 19(c) tiveram uma maior discrepância, algo que é justificado devido à grande variabilidade das amostras, porém o da Figura 19(d), a simulação conseguiu prever com uma concordância muito boa as deformações e o colapso.

Figura 19 - Exemplos de aplicações do BBM: (a) e (b) edométrico a sucção constante de um solo da cidade de Petrolândia; (c) e (d) edométrico simples em um canal nos Tabuleiros Maranhenses.



Fonte: (a) e (b) Teixeira (2006); (c) e (d) Cezano (2012).

Para a modelagem numérica foi utilizado o *software* CODE_BRIGHT (COupled DEformation BRIne Gas and Heat Transport), que é um programa baseado no método de elementos finitos desenvolvido inicialmente por Olivella et al. (1994) e aperfeiçoado por Guimarães (2002).

A grande vantagem do CODE_BRIGHT é a sua capacidade de resolver problemas acoplados e não acoplados, tais como: hidro-térmico, hidro-térmico-mecânico e termo-hidro-mecânico e químico. Nele é possível resolver problemas 2D ou 3D, admitindo simplificações como os problemas axissimétricos. O programa dispõe de diversos modelos constitutivos implementados, dentre os modelos mecânicos destacamos: modelo elástico (linear e não linear), elastoplástico (Morh-Coulomb, Drucker-Prager, BBM, entre outros).

Os sistemas de equações não lineares são solucionados pelo método de Newton-Raphson, resultantes da discretização espacial e temporal. Os critérios de convergência são impostos através de tolerâncias que podem ser de erro absoluto, ou relativo para cada incógnita (COSTA, 2000).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

O Capítulo é dividido em três partes. A primeira resume os resultados de investigação geotécnica de trabalhos anteriores do Grupo de Pesquisa de Solos Não Saturados da Universidade Federal de Pernambuco (GÑsat - UFPE) realizados no solo de Petrolina-PE destacando aqueles que serão considerados na análise numérica. Na segunda parte serão abordados os métodos dos ensaios realizados no presente trabalho para obtenção dos parâmetros característicos e análise da microestrutura antes e após o colapso. A última parte são apresentadas as formulações matemáticas usadas nas simulações. Os resultados são analisados no Capítulo 4, no qual calcula-se os parâmetros do modelo constitutivo BBM.

A Tabela 3 faz um resumo dos ensaios realizados na área dos Residenciais Nova Petrolina e Brasil Petrolina.

Tabela 3 - Resumos das campanhas de ensaios realizados na área de Petrolina.

	Investigação/ Ensaios	Quantidade de Ensaios
1º Parte - Existentes	Sondagem a percussão ¹	12
	Caracterização Física do Solo ^{1, 3}	2
	Edométricos ¹	10
	Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) ²	1
2º Parte - Complementares	Curva característica:	
	Papel Filtro ⁴	6
	Dessecador ⁴	3
	Membrana de pressão ⁴	4
	Permeabilidade a Carga Constante ⁴	1
	Edométricos ⁴	4
	Microscopia Eletrônica de Varredura ⁴	2
	Tomografia Computadorizada ⁴	3

Fonte: ¹ Torres (2014), ² Freitas (2017), ³ Santos (2018), ⁴ O Autor (2019).

3.1 CARACTERIZAÇÃO DA ÁREA E ENSAIOS DE LABORATÓRIO NO SOLO COLAPSÍVEL DE PETROLINA - PE

O município de Petrolina está localizado na mesorregião São Francisco e na microrregião Petrolina. Nos últimos anos a cidade se tornou um grande polo de desenvolvimento, acarretando em um grande crescimento populacional (104.297 habitantes em 1980; 175.406 em 1991; 218.538 em 2000 e 293.962 em 2010) (IBGE, 2019).

O solo estudado da presente pesquisa pertence aos Residenciais Nova Petrolina e Brasil Petrolina, próximos a Rua Dezessete, no bairro da Cohab, Petrolina, Pernambuco.

Ferreira (1995) e Silva (2003) relatam patologias características da colapsibilidade do solo em obras de engenharia em outras regiões próximas a Petrolina. Segundo os relatos, as patologias ocorriam após a inundação do solo. A Figura 20 mostra um exemplo das fissuras características desse solo colapsível em uma pequena edificação.

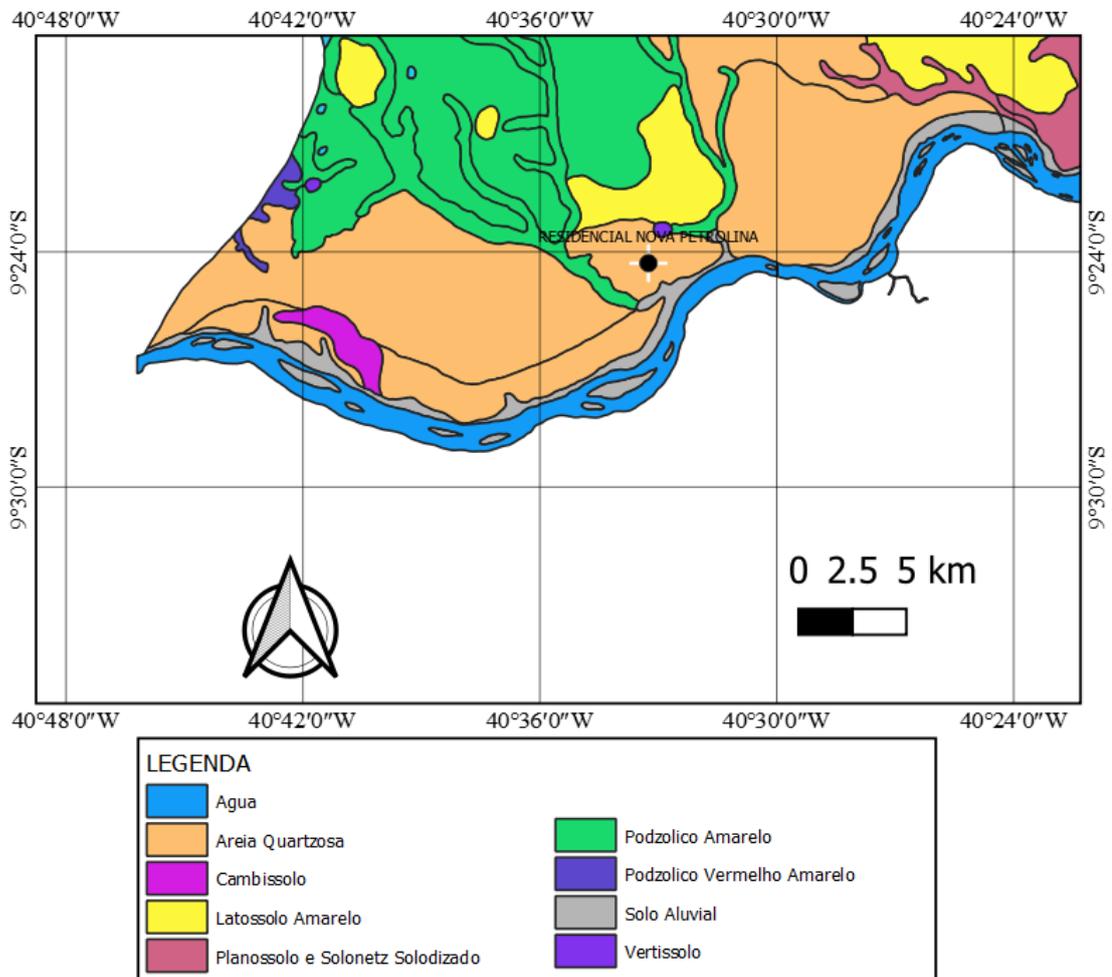
Figura 20 - Trincas devido ao colapso do solo.



Fonte: Amorim (2004).

A Pedologia da área em estudo, Figura 21, é caracterizada pela ocorrência principalmente de Areias Quartzosas distróficas, excessivamente drenadas, com pedregosidade e rochividade ausentes (EMBRAPA, 2016).

Figura 21 - Mapa de solos de Petrolina.

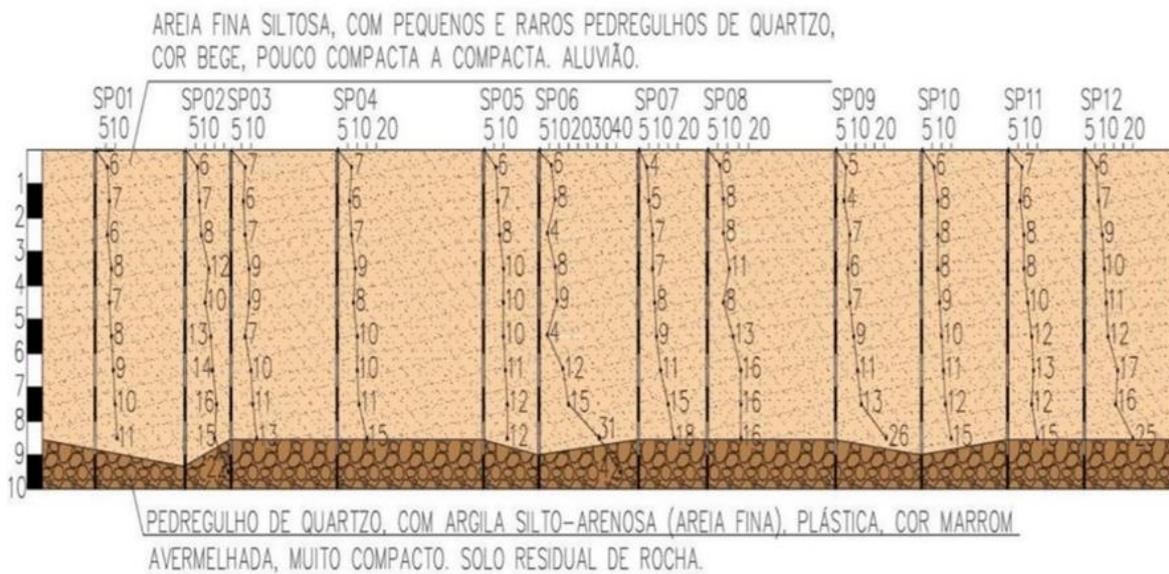


Fonte: Embrapa (2016).

3.1.1 Perfil geotécnico

Foram realizadas 12 sondagens a percussão SPT conforme a locação da Figura 22. As sondagens atingiram o impenetrável entorno de 9,5m, porém foram prolongadas até 11m por circulação de água (Figura 22). Foram identificados duas camadas típicas de solos litólicos, dentre as quais a camada superficial é uma areia fina siltosa em que a resistência tende a aumentar com a profundidade conforme observado por Freitas (2017).

Figura 22 - Perfil geotécnico das sondagens SPT.



Fonte: Freitas (2017).

3.1.2 Coleta de amostras indeformadas e deformadas

Em 23 de janeiro de 2013, durante a construção do Habitacional Nova Petrolina, foram retirados seis blocos de amostras informadas. As amostras amolgadas foram paralelamente retiradas durante o processo de escavação. Mais detalhes sobre o processo de extração podem ser vistos em Torres (2014) e Freitas (2017).

Os blocos utilizados por Torres (2014) foram extraídos antes da construção do Habitacional Nova Petrolina em 2013 retirados entre as profundidades de 0,8m e 1,10m, com a umidade natural de 0,81%. Em agosto de 2015, após a construção do Habitacional, foram retiradas amostras amolgadas por Freitas (2017) em uma área a 300 m do primeiro local.

3.1.3 Caracterização física

Os ensaios de granulometria do solo foram realizados por Torres (2014) e Santos (2018). Eles obtiveram resultados em que mais de 90% do solo é arenoso, mal graduado e o peso específico real dos grãos é maior que 26 kN/m³. Foi verificada uma aglomeração entre as partículas, pois a porcentagem de finos variou de 2% sem defloculante para 7% com defloculante (Figura 23). Os dados da granulometria foram resumidos na Tabela 4 conforme apresentados pelos referidos autores.

Torres (2014) realizou uma série de ensaios que revelaram os seguintes resultados: solo não plástico e não líquido; densidade do solo em campo variou de 14,97 a 15,10 kN/m³; umidade natural média no dia da coleta dos blocos de 0,81%.

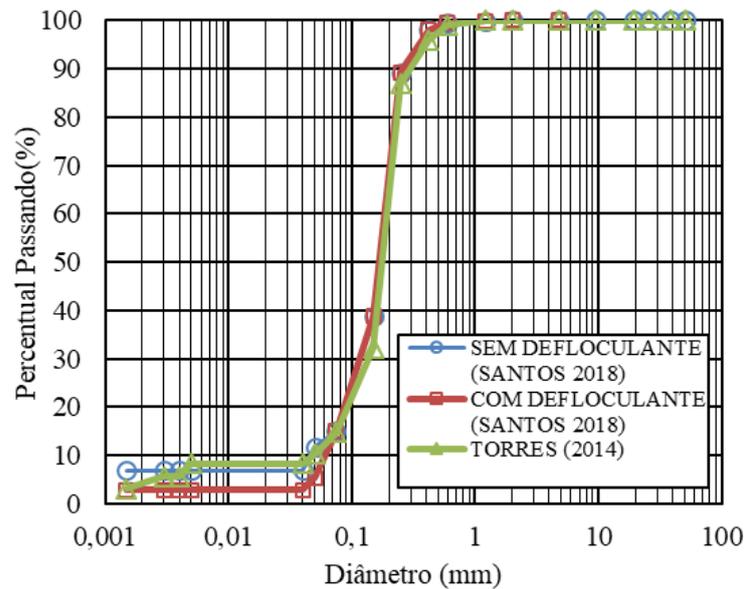
Pela média dos resultados encontrados, pode-se classificar o solo de Petrolina como sendo SP – SM, conforme a classificação universal dos solos (SUC). Esses resultados revelam considerável similaridade com o solo de Petrolândia, Ferreira (1995) e Souza Neto (2004). A Tabela 5 faz um comparativo entre algumas características físicas dos solos de Petrolina e Petrolândia, que apresentam um comportamento semelhante, conforme será discutido ao longo desta pesquisa.

Tabela 4 - Frações do solo e coeficientes de uniformidade e curvatura.

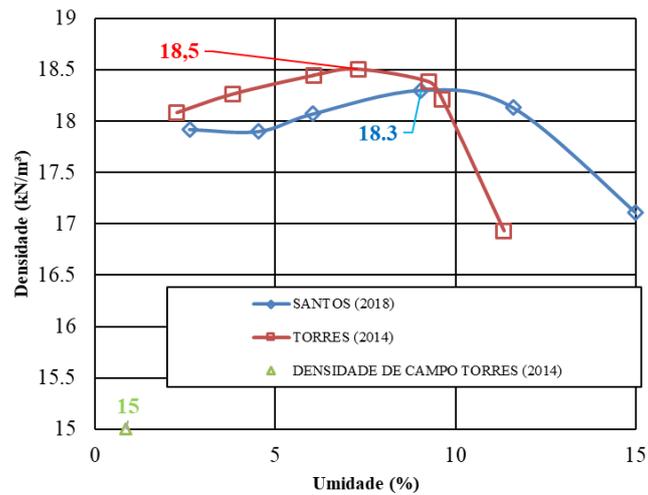
Profundidade (m)	Fração do solo (%)			Coeficiente de Uniformidade	Coeficiente de Curvatura
	Argila	Silte	Areia		
1,00 ¹	07	02	91	3,83	1,85
1,00 ²	07	05	88	3,00	1,19

Fontes: ¹ Torres (2014); ² Santos (2018)

Figura 23 - (a) curva granulométrica (b) curva de compactação



(a)



(b)

Fontes: ¹ Torres (2014); ² Santos (2018).

Tabela 5 - Comparação das características físicas entre os solos de Petrolândia e Petrolina.

Profundidade (m)	Fração do solo sem defloculante			Cu	CC	· γ [KN/m ³]	δ
	Argila(%)	Silte(%)	Areia(%)				
1,0 – 1,3 ¹	02	03	95	3	1,5	16,9	2,64
1,00 ²	07	05	88	3	1,19	14,97 - 15,10	2,62

Fontes: ¹ Souza Neto (2004), ² Santos (2018)Cu - Coeficiente de Uniformidade; CC - Coeficiente de Curvatura; γ – Densidade de campo; δ - Densidade relativa dos grãos. Resistência ao cisalhamento

A resistência é uma das propriedades do solo mais usadas na engenharia geotécnica, sendo também influenciada pela variação de succões. Para sua aferição Freitas (2017) realizou uma série de ensaios de cisalhamento direto em diferentes umidades iniciais.

Os procedimentos usados podem ser consultados na tese de Freitas (2017). A Tabela 6 resume os parâmetros encontrados através dos ensaios de cisalhamento direto. Observa-se que existe uma redução da coesão, conforme o umedecimento das amostras.

Tabela 6 - Índices físicos iniciais, condições na ruptura, módulo de elasticidade inicial, coesão e ângulo de atrito.

Condição inicial	σ_n kPa	w %	e	ϵ_{rup} %	σ_{rup} kPa	τ_{rup} kPa	E kPa	c kPa	ϕ °
Natural (5000 kPa)	50	0,22	0,72	13,75	57,83	44,99	1600	0,4	34
	100			13,36	115,43	75,86	1625		
	150			14,18	174,78	106,74	2000		
	200			12,89	229	164,2	12700		
w= 3%	50	3	0,72	4,7	52,47	36,27	2175	0,18	33
	100			9,44	110,43	69,32	2650		
	150			10,18	167	113,31	3500		
	200			9,99	222,2	146,03	12000		
Inundado Previamente	50	24,52	0,72	12,6	57,2	37,24	2222	0	31
	100			13,41	115,59	66,59	2928		
	150			14,15	174,72	112,48	4333		
	200			12,99	229,88	141	7500		

Fonte: Freitas (2017).

σ_n – Tensão normal, w – umidade, e – índice de vazios, ϵ_{rup} – deformação na ruptura, σ_{rup} – tensão normal corrigida pela área na ruptura, τ_{rup} – Tensão cisalhante de pico, E – módulo de elasticidade, c – coesão do solo, ϕ – ângulo de atrito.

3.1.4 Parâmetros de compressibilidade

A fim de obter os parâmetros do solo de Petrolina, foram resgatados os ensaios edométricos simples e duplos realizados por Torres (2014).

Os ensaios edométricos consistem na aferição da deformação do solo no tempo, devido a uma mudança na tensão média líquida (p'). Os ensaios realizados por Torres (2014) foram os edométricos simples, executados em sua umidade natural ($w = 0,81\%$) com as tensões de inundação de 10, 20, 40, 80, 160, 320, 640 e 1280 kPa e o edométrico duplo. Apresentam-se na Figura 24 os resultados desses ensaios. Os parâmetros de compressibilidade são resumidos na Tabela 7.

A Figura 25 apresenta as curvas de deformação devido ao colapso com o logaritmo do tempo, obtidas de ensaios edométricos simples realizados Torres (2014).

Observa-se que a tensão de preconsolidação, Figura 26, cresceu com o aumento das succões nos ensaios edométricos duplos. Comportamento similar também foi encontrado por Alonso, Gens e Josa (1990); Ferreira, (1995); Futai (1997) e Rodrigues (2007).

Figura 24 - Ensaios edométricos simples com colapso a diferentes cargas.

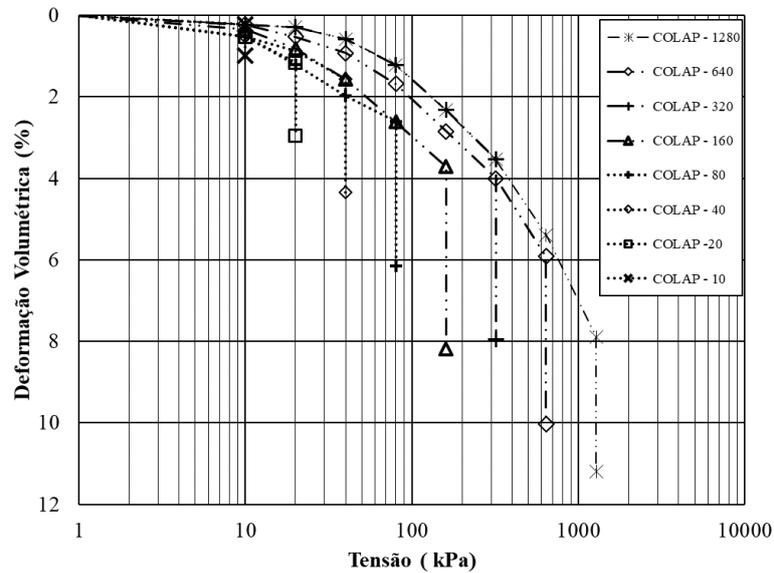
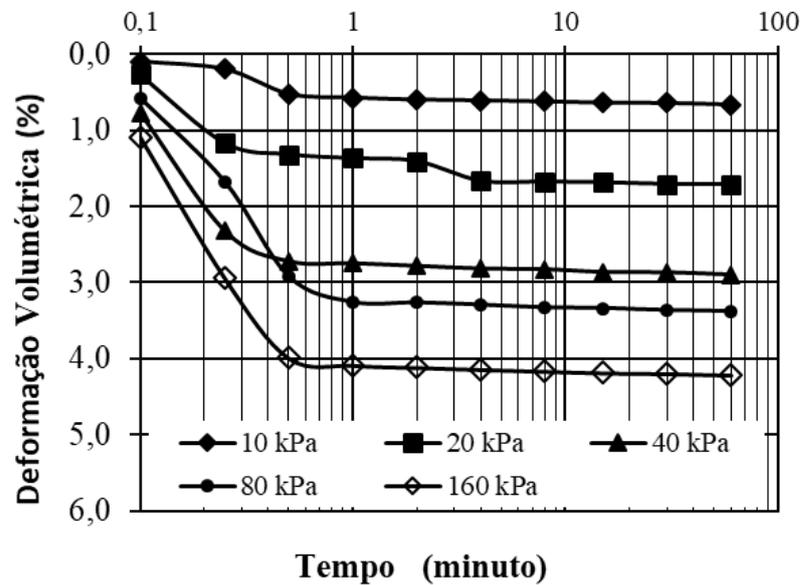


Tabela 7 - Resumo das propriedades dos ensaios edométricos.

Umidade	Tensão de Colapso	PC
0,81%	10 kPa	0,76%
0,81%	20 kPa	1,82%
0,81%	40 kPa	2,83%
0,81%	80 kPa	3,64%
0,81%	160 kPa	4,64%
0,81%	320 kPa	4,57%
0,81%	640 kPa	4,38%
0,81%	1280 kPa	3,59%

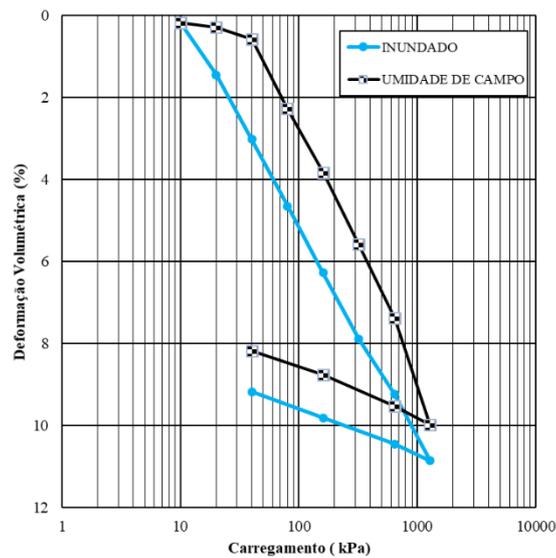
Fonte: Torres (2014).

Figura 25 - Deformação versus logaritmo do tempo de ensaios edométricos simples.



Fonte: Torres (2014).

Figura 26 - Edométrico duplo



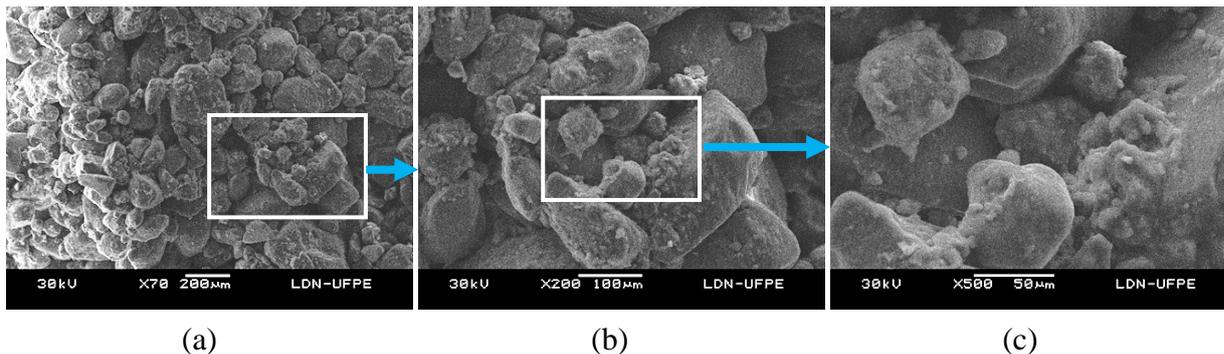
Fonte: Torres (2014).

3.1.5 Microestrutura do solo indeformado

Freitas (2017) realizou a caracterização microestrutural de amostras indeformadas a partir de microscopia eletrônica de varredura (MEV), os resultados revelaram uma estrutura de empacotamento simples de areias revestidas por uma pequena quantidade de argila que quase sempre forma pontes entre eles (Figura 27). Este resultado será também mostrado

conjuntamente aos resultados obtidos nesta pesquisa para uma melhor comparação com a estrutura compactada e colapsada.

Figura 27 - Eletromicrografias do solo indeformado de Petrolina: a) Microestrutura em poros de empacotamento simples com ligações instáveis entre as partículas, b) grãos de quartzo revestidos total ou parcialmente de argilas c) ligações entre partículas de quartzo por silte e argilas.



Fonte: Freitas (2017).

3.2 PROCEDIMENTOS DOS ENSAIOS REALIZADOS NA PRESENTE PESQUISA

São apresentados os procedimentos dos ensaios para a obtenção das seguintes propriedades: curva característica, microestrutura do solo através da Tomografia Computadorizada (TC) de Raio-X e da Microscopia Eletrônica de Varredura – MEV em amostras antes e depois do colapso e a permeabilidade.

É importante aqui destacar que a baixa umidade, a granulometria predominantemente arenosa e a estrutura (Empacotamento Simples) instável apresentada pelo solo são fatores que influenciam de forma significativa a moldagem dos corpos de prova dos ensaios. Durante a realização dos ensaios muitos corpos de prova e ensaios precisaram ser remoldados.

3.2.1 Curva característica

Neste tópico são apresentadas as metodologias empregadas para a obtenção da curva característica, conforme os seguintes métodos: papel filtro, membrana de pressão e dessecador.

a) Papel Filtro

Os procedimentos usados consistiram nos seguintes passos:

- Moldagem dos corpos de prova com anéis de aço inox, através da cravação estática no bloco indeformado. Devido à baixa coesão do solo, o mesmo foi cortado em sua parte inferior com uma espátula metálica e posteriormente transferido para uma placa Petri, permitindo assim o seu manuseio com o mínimo possível de amolgamento. Paralelamente à moldagem, amostras do mesmo solo foram coletadas e tiveram sua umidade aferida pelo método da estufa.
- Com a definição prévia da umidade inicial do corpo de prova, as amostras foram umedecidas por um vaporizador de água (Figura 28a), até a umidades de 17,24%; 6,65%; 2,79% e 1,53%. Posteriormente, os papéis filtro (Whatman Nº42, com 5 cm de diâmetro) foram colocados em contato com o solo e fechados com filme plástico, não permitindo a troca de umidade com o ambiente (Figura 28b). Além disso, os corpos de prova foram envolvidos com um papel alumínio (Figura 28c), a fim de mitigar o crescimento dos fungos no papel filtro. Devido à baixa coesão do solo, todas as amostras foram apoiadas com placas de vidro, evitando o amolgamento e a perda de material.
- As amostras ficaram armazenadas em uma caixa térmica, não permitindo variações bruscas de temperatura. Após um período de 30 dias foi observado que as maiores saturações necessitavam de um tempo maior de equilíbrio, os papéis filtro foram pesados em uma balança com precisão de 0,0001 g (Figura 28d), e os corpos de prova tiveram a sua umidade verificada (Figura 28e). Observou-se que parte da umidade absorvida pelo papel era praticamente igual à umidade perdida pelo solo antes e depois do ensaio, confirmando a eficiência da vedação com o filme plástico.
- Para o cálculo das sucções correspondentes a cada umidade do solo no papel filtro, foi usado a curva de calibração proposta pelos autores Chandler, Crilly e Smith (1992) que é expressa pela equação (16)

$$s = \begin{cases} 10^{(6,05-2,48 \log w)} & (w > 47\%) \\ 10^{(4,84-0,0622w)} & (w \leq 47\%) \end{cases} \quad (16)$$

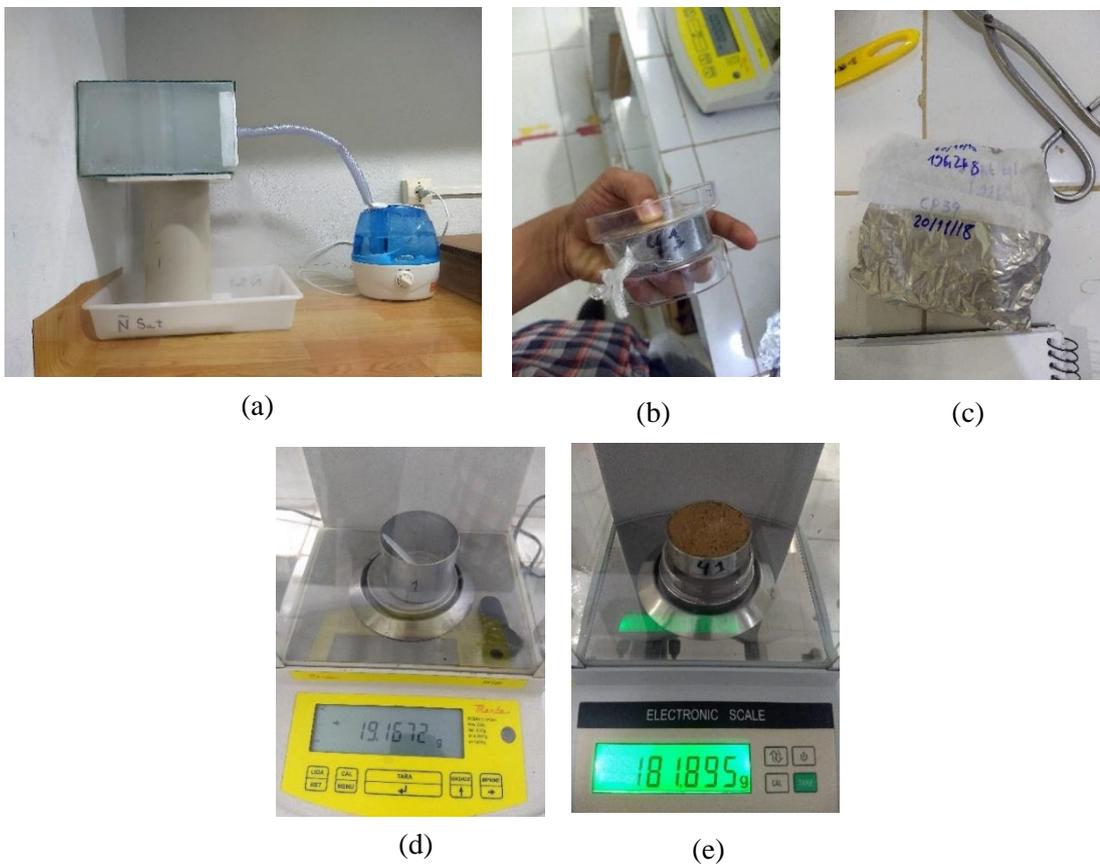
No qual:

s – sucção (kPa);

w – umidade gravimétrica do papel-filtro (%).

- Uma amostra foi submetida a determinação da sucção pelo processo de secagem. Neste caso, o solo foi umedecido até 17,24% e secado naturalmente para as seguintes umidades: 16,34%; 13,22% e 11,81%. Essas umidades eram determinadas pelo peso total da amostra, pois se tinha o peso inicial da correspondente umidade natural.

Figura 28 - Fotos da execução do papel filtro a) manuseio e vedação com papel filme, b) isolamento com papel alumínio e etiquetagem, c) pesagem do papel filtro, d) pesagem da amostra para determinação da umidade correspondente a sucção aferida.



Fonte: O Autor (2019).

b) MEMBRANA DE PRESSÃO

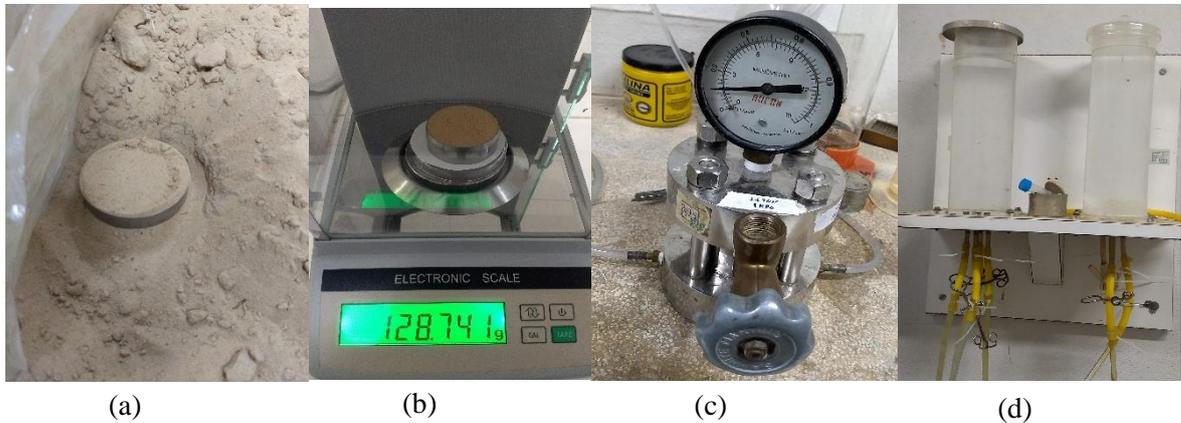
Os procedimentos usados nesta pesquisa foram os seguintes:

- Moldagem dos corpos de prova com anéis de alumínio com 5cm de diâmetro e 2 cm de altura, através da cravação estática no bloco indeformado (Figura 29a). Devido à baixa coesão do solo, o mesmo foi cortado com uma espátula

metálica e posteriormente transferido para uma placa de Petri, permitindo assim o seu manuseio com o mínimo possível de amolgamento. Paralelamente à moldagem, amostras do mesmo solo, porém amolgadas, foram coletadas e tiveram a sua umidade aferidas pelo método da estufa.

- Com a definição da umidade inicial do corpo de prova, as amostras foram umedecidas por um vaporizador de água até as umidades próximas das sucções a que as amostras seriam submetidas (10, 30, 50, 150 kPa). Essas umidades foram estimadas pela curva característica de um solo bem parecido, o de Petrolândia (SOUZA NETO, 2004). A umidade foi estimada a partir da variação do peso do solo, aferido com uma balança de 0,001g de precisão (Figura 29b).
- A membrana semipermeável foi saturada previamente e posteriormente lavada para a retirada da proteção de glicerina, processo feito com água destilada.
- Com um auxílio de um molde de madeira, o anel com o solo foi encaixado na base da placa de pressão (Figura 29c). Posteriormente a câmara era parafusada e ligada a duas mangueiras que transferiam a pressão da água do reservatório (Figura 29d). Em seguida, com o auxílio do cilindro de gás, a câmara foi cuidadosamente pressurizada com gás nitrogênio. As amostras ficaram um período de 30 dias em repouso, sendo retirado o gás das mangueiras que conseguia passar pela membrana, e completada a pressão para que ela permanecesse constante durante todo o processo de estabilização. Após esse período, as amostras eram retiradas e o seu peso aferido, quando novamente eram colocadas dentro da placa de pressão por mais 7 dias, repetindo esse processo até a constância de peso.

Figura 29 – Fotos da realização do ensaio de membrana de pressão: (a) moldagem do corpo de prova (b) pesagem após o umedecimento (c) membrana de pressão (d) reservatório de água.



Fonte: O Autor (2019).

c) DESSECADOR: MÉTODO POR EQUILÍBRIO DE VAPOR

Abaixo expõe-se a metodologia empregada:

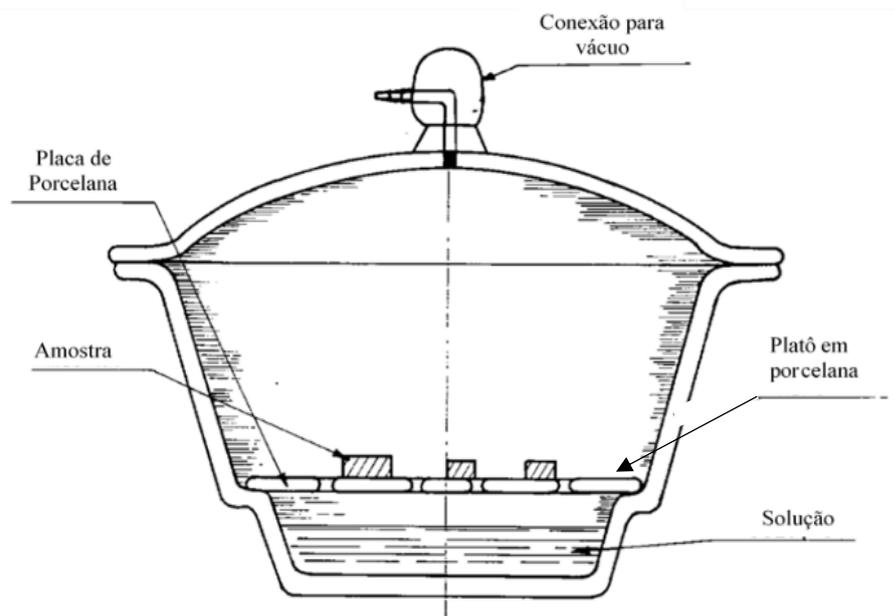
- Moldagem dos corpos de prova em anéis de aço inox com 6,3cm de diâmetro e 3 cm de altura, através da cravação estática no bloco indeformado. Devido à baixa coesão do solo, o mesmo foi cortado com uma espátula metálica e posteriormente transferido para uma placa de Petri, permitindo assim o seu manuseio com o mínimo possível de amolgamento. Paralelamente à moldagem, amostras do mesmo solo, porém amolgadas, foram coletadas e tiveram a sua umidade aferidas pelo método da estufa.
- Foi colocado uma tela plástica para permitir a troca de umidade na parte inferior a placa de Petri. O conjunto foi colocado dentro dos dessecadores (Figura 30) que possuíam 400ml de solução de cloreto de sódio nas concentrações de 0,05 Molar, 1 Molar e 2 Molares e estavam fechados hermeticamente 24 horas antes. Essas concentrações equivalem as sucções apresentadas na Tabela 8. Para auxiliar na abertura do dessecador, foi usado vaselina industrial para lubrificar a tampa. O conjunto ficou em repouso sendo feitas leituras a cada 30 dias, até apresentarem a constância de peso.

Tabela 8 - Sucção conforme a concentração de CNa e temperatura.

Molalidade	gramas de CNa / litro de água	25°C
0,05	2,922	0,24 MPa
1	58,44	4,73 MPa
2	116,88	9,97 MPa

Fonte: Jucá (1990):

Figura 30 - Dessecador a vácuo, desenho esquemático.



Fonte: Ferreira (1995).

3.2.2 Microestrutura após carregamento e inundação

É notável que o grau de arranjo entre as partículas do solo muda de acordo com as tensões aplicadas a ele ou a variação do nível de sucção. O estudo do comportamento entre os grãos do solo se torna importante para a definição das limitações impostas pelas simplificações nas modelagens numéricas e o desenvolvimento de novos modelos constitutivos que levem em conta o comportamento global das partículas que compõem a estrutura do solo.

Para a análise do grau de arranjo do solo de Petrolina, foram feitos ensaios em um microtomógrafo (resolução de 50 μm , ou seja, um grão pequeno de quartzo é representado por um pixel) e em um microscópio de varredura eletrônica (resolução de 10 μm , que deixa visíveis as pontes de argila entre os grãos de quartzo).

Apesar da resolução um pouco menor no microtomógrafo, ele possui a vantagem de permitir a penetração dentro da amostra, proporcionando uma visualização em 3D dos poros e

a distinção entre os diferentes materiais conforme a sua radiodensidade e a sua representação digital no espaço, que passa a ter a sua unidade básica chamada de voxel.

a) TOMÓGRAFIA COMPUTADORIZADA DE RAIOS-X

O Microtomógrafo usado foi de terceira geração do tipo NIKON XT H 225 ST, cujos raios-x são criados entre um filamento de tungstênio (cátodo mostrado nas Figura 31 (a), (b) e (c)) e um alvo de tungstênio (ânodo mostrado na Figura 31 (d)) em voltagens de até 225 kV e correntes de até 2 mA. O detector desse dispositivo possui 1918 x 1534 sensores, o que dá uma resolução espacial de $(50 \times 50 \times 50 \mu\text{m}^3)$. Este equipamento pertence ao Laboratório de Tomografia Computadorizada de Raios-X do Departamento de Energia Nuclear da Universidade Federal de Pernambuco, Brasil.

Este trabalho analisou a porosidade de três amostras: solo com a estrutura natural, deformado com um carregamento de 160 kPa posteriormente descarregado na umidade natural (0,5%) e amostra após carregamento, inundação, colapso a 160 kPa e descarregamento.

É recomendado que os amostradores tenham pequena densidade para interferir menos no feixe de elétrons. Por esse motivo, as amostras que precisaram sofrer carregamento foram moldadas em finos anéis de aço inoxidável, pois foi verificado que as imagens obtidas tinham apenas uma pequena perda de caracterização próximas ao metal, portanto, pode-se usar a parte mais central dessas amostras. A amostra indeformada (AM1) foi moldada um cilindro de PVC, dessa forma, as imagens ficaram mais nítidas nas bordas do amostrador. Entretanto, foram analisadas apenas a parte mais central, devido aos possíveis efeitos do amolamento durante a moldagem.

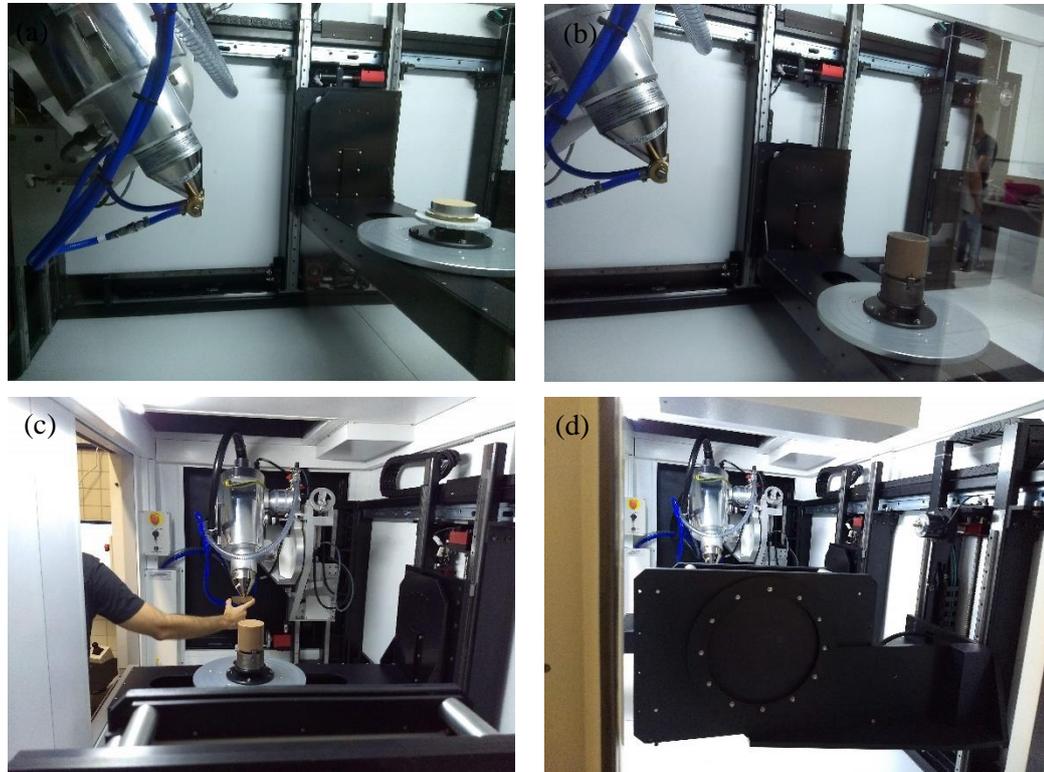
Os parâmetros usados para a aquisição das imagens foram: tensão de 160kV, corrente 180 μA , tempo de exposição de 500 ms e um filtro de cobre com espessura 0,5mm para minimizar os fótons de baixa intensidade.

Essa imagem sai na forma de escala de cinza, sendo posteriormente convertida para a escala de Hounsfield (HU) pelo software VGStudio. O tratamento das imagens na escala HU foi feito com o programa computacional ImageJ 1.50 (RUEDEEN et al., 2017), no qual as imagens foram segmentadas em duas fases (binarizadas) e posteriormente calculados os volumes dos poros.

A sequência de plugings usados no programa ImageJ foram os seguintes:

- *Pure Voxel Extration (Plugin → CTofSoil → Pure Voxel Extration)*: essa ferramenta procura regiões com voxels estatisticamente semelhantes a partir da especificação do desvio padrão desejado, segmentando a imagem. Os parâmetros usados foram: Cube Length:5; Threads:24; Coefficient of Variability:0,20; Threshold Ration Limits: $-1 < x < 1$.
- *Histogram (Analyse → Histogram)*: usada para contabilizar as frequências de cada um dos valores dos voxels.
- *CTSegmentation (Plugin → CTofSoil → CTSegmentation)*: separa a imagem em fases segundo uma distribuição gaussiana. Para isso é necessário especificar a média, desvio padrão e o número de desvios padrões. Esses parâmetros foram obtidos ajustando uma curva Gaussiana ao histograma obtido no PVE. Os parâmetros usados nessa ferramenta são mostrados na Tabela 9.
- *Plot Z-axis Profile (Image → Stacks → Plot Z-axis Profile)*: calcula a média dos valores dos voxels em cada seção do eixo z. Essa ferramenta permite ter uma ideia da radiodensidade ao longo do eixo z do objeto em estudo.

Figura 31 – Detalhes do interior do microtomógrafo: (a) emissor de raio-x e AM2; (b) emissor de raio-x e AM1; (c) instalação do filtro de cobre; (d) receptor de raio-x posterior ao corpo de prova.



Fonte: O Autor (2019).

Tabela 9 - Valores utilizados na segmentação dos vazios e não vazios.

Fase	Média	Desvio Padrão	zscore
Vazios	1384	108,6	0,5
Sólidos	1830	144,7	-1,5

Fonte: O Autor (2019).

b) MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

Esse equipamento foi utilizado com objetivo de obter a caracterização microestrutural de duas amostras de solo: após carregamento de 160 kPa e depois de um colapso sob tensão de 160 kPa. Para a presente pesquisa foi usada a Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) do tipo JSM T200 *Sconnonng Microscope* de marca Joel. Este equipamento pertence ao Laboratório de Dispositivos e Nanoestruturas – LDN da Universidade Federal de Pernambuco e proporciona uma resolução de $0,2 \times 0,2 \mu\text{m}$ ($0,04 \mu\text{m}^2$).

Para a moldagem das amostras foram tomados cuidados para que a estrutura ficasse preservada o máximo possível. O preparo das amostras seguiu a seguinte sequência:

- Moldagem em um anel de 40 cm²;
- Carregamento na prensa edométrica nas seguintes tensões: 1, 5, 10, 20, 40, 80, 160 kPa;
- Antes do descarregamento dos ensaios edométricos, as mesmas foram deixadas na prensa por 24 horas, de forma que os grãos se acomodassem melhor;
- Colapso por inundação em uma das amostras;
- Descarregamento em três etapas: 160, 80 e 10 kPa;
- Secagem da amostra inundada ao ar;
- Preparo das superfícies de observação através de descascamentos, aproximando as amostras a cubos com 7 a 10 mm de aresta;
- As amostras foram colocadas na campânula de vácuo do tipo *Fine Coat Ion Sputter JFC 1100* para metalização de uma película de grafite por meio de evaporação, que evita o carregamento eletrostático e propiciar uma boa condução do feixe de elétrons;
- Registro das imagens obtidas pelo microscópio de varredura eletrônica.

3.2.3 Permeabilidade

Foi realizado um ensaio de carga constante para a determinação da permeabilidade intrínseca da amostra. Conforme esquema mostrado na Figura 32, o ensaio foi realizado com carga hidráulica de 0,90 metros de coluna de água (mca).

Devido à pouca quantidade de amostra e à grande dificuldade em moldar a amostra no cilindro foi preciso usar uma amostra reconstituída. O preparo das amostras seguiu a seguinte sequência:

- Moldagem do solo no cilindro com um diâmetro de 10 cm e 15 cm de altura de forma a manter um índice de vazios de 0,71;
- Instalação das mantas geotêxtil no topo e no fundo do cilindro e fechamento do sistema;
- Saturação do sistema com uma lenta elevação do nível d'água no recipiente branco que contém o solo (Figura 33);

- Colocação de um gradiente de água e aferição da vazão percolada através de um Becker graduado de vidro até a estabilização das leituras;

Figura 32 – Fotos do ensaio de permeabilidade: (a) corpo de prova (b) detalhe do geotêxtil.



(a)

(b)

Fonte: O Autor (2019).

Figura 33 – Foto do permeâmetro de carga constante.



Fonte: O Autor (2019).

3.3 METODOLOGIAS PARA AS SIMULAÇÕES

Nesse tópico foram detalhadas as formulações matemáticas, o modelo constitutivo BBM e o acoplamento hidromecânico. Posteriormente é descrito como foram selecionados os parâmetros usados.

3.3.1 Formulação matemática hidromecânica

Ao ser submetido a carregamentos externos o solo sofre variação do estado de tensões que provocam deformações, as quais são governadas por relações constitutivas. Essas mudanças alteram parâmetros como a permeabilidade e a porosidade do meio, gerando uma redistribuição das tensões.

A equação de conservação da massa demonstra que a variação da quantidade de massa de fluido acumulada no volume do meio poroso (primeira parcela da equação (17)) somado ao fluxo de massa de fluido que o atravessa, é igual ao termo fonte ou sumidouro. O acoplamento entre as deformações e o fluxo é dado pelo termo de fluxo mássico (\mathbf{j}), calculado pela equação (18).

$$\frac{\partial(\rho_l \eta S)}{\partial t} + \nabla \cdot (\mathbf{j}) + f = 0 \quad (17)$$

$$\mathbf{j} = \rho_l \mathbf{q} + \eta S \rho_l \dot{\mathbf{u}} \quad (18)$$

Em que:

ρ_l – densidade do fluido;

η – porosidade;

S – Grau de saturação;

t – tempo;

\mathbf{j} - vetor de fluxo mássico de água;

f – fonte ou sumidouro;

\mathbf{q} – vetor de fluxo volumétrico;

$\dot{\mathbf{u}}$ – vetor velocidade da fase sólida;

O fluxo volumétrico no meio poroso pode ser calculado pela lei de Darcy (equação (19)). A condutividade hidráulica depende da permeabilidade intrínseca que por sua vez é

função da porosidade, equação (21), e da saturação do solo através da permeabilidade relativa, equação (22).

Na equação (22) foi admitido que $A=1$ e $\lambda_{\kappa} = 3$, conforme proposto por Bear (1988) para solos de granulometria uniformes.

$$\mathbf{q} = \mathbf{K} (\nabla \mathbf{u}_w - \rho_l \mathbf{g}) \quad (19)$$

$$\mathbf{K} = \boldsymbol{\kappa} \frac{\gamma}{\mu} \quad (20)$$

$$\boldsymbol{\kappa} = \kappa_{\text{ref}} \frac{\eta^3 (1 - \eta_{\text{ref}})^2}{(1 - \eta)^2 \eta_{\text{ref}}^3} \quad (21)$$

$$\kappa_{\text{rel}} = A \left(\frac{S - S_{\text{res}}}{1 - S_{\text{res}}} \right)^{\lambda_{\kappa}} \quad (22)$$

No qual:

\mathbf{K} – tensor de condutividade hidráulica;

\mathbf{u}_w – poropressão da água;

ρ_l – densidade do líquido;

\mathbf{g} – vetor de aceleração da gravidade;

$\boldsymbol{\kappa}$ – permeabilidade intrínseca;

γ – peso específico do fluido;

μ – viscosidade dinâmica da fase líquida a uma dada temperatura;

κ_{rel} – permeabilidade relativa;

η – porosidade;

η_{ref} – porosidade de referência;

A – parâmetro de ajuste;

S – grau de saturação;

λ_{κ} – parâmetro de ajuste;

S_{res} – grau de saturação residual;

A variação da porosidade, equação (23), é obtida a partir da equação de conservação de massa de sólido, equação (24).

$$\nabla \dot{\mathbf{u}} = \varepsilon_v \quad (23)$$

$$\frac{\partial((1-\eta)\rho_s)}{\partial t} + \nabla \cdot [(1-\eta)\rho_s \dot{\mathbf{u}}] = 0 \quad (24)$$

Em que:

ρ_s – densidade dos sólidos;

ε_v – deformação volumétrica;

t – tempo;

$\dot{\mathbf{u}}$ – vetor velocidade da fase sólida.

Aplicando o conceito de derivada material com relação a fase sólida, e admitindo os sólidos incompressíveis, tem-se que a variação da porosidade em função da deformação volumétrica é dada pela equação (25).

$$\frac{D\eta}{Dt} = (1-\eta)\varepsilon_v \quad (25)$$

Assim, ao sofrer uma variação volumétrica, o solo apresenta uma variação na porosidade, por conseguinte, uma mudança na permeabilidade, de acordo com a equação (21), indicando a influência do problema mecânico no hidráulico.

Admitindo o corpo em equilíbrio, o problema mecânico fica reduzido ao equilíbrio de tensões, expresso pela equação (26):

$$\nabla \cdot \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{b} = 0 \quad (26)$$

Em que:

$\boldsymbol{\sigma}$ – tensor de tensões totais

\mathbf{b} – vetor de forças mássicas

Ao ocorrer variação do estado de tensões, o corpo sofrerá deformações. A formulação cinemática para pequenas deformações (equação (27)) é obtida pelo tensor de deformações infinitesimais composto por uma parcela volumétrica e outra desviadora (distorção por cisalhamento).

$$\boldsymbol{\varepsilon} = 0,5 \varepsilon_v \mathbf{I} + \mathbf{e} \quad (27)$$

Em que:

$\boldsymbol{\varepsilon}$ – tensor de deformação infinitesimal;

ε_v – parcela volumétrica;

\mathbf{I} – matriz identidade;

\mathbf{e} – parcela desviadora;

A relação tensão-deformação, equação (28), depende do modelo constitutivo adotado para delinear o comportamento do material. Nesta pesquisa é considerado um modelo elastoplástico para descrever o comportamento do solo. A deformação total ($\boldsymbol{\varepsilon}$) é obtida através da decomposição aditiva, ou seja, do somatório das deformações elásticas e plásticas ocorridas, equação (29).

$$\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}_{ep} \cdot \boldsymbol{\varepsilon} \quad (28)$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = \boldsymbol{\varepsilon}_p + \boldsymbol{\varepsilon}_e \quad (29)$$

Em que:

\mathbf{D}_{ep} – tensor elastoplástico

$\boldsymbol{\varepsilon}_e$ – deformação elástica

$\boldsymbol{\varepsilon}_p$ – deformação plástica

Nessa pesquisa será aplicado o modelo elastoplástico proposto por Alonso, Gens e Josa (1990), denominado de Modelo Básico de Barcelona – BBM. Este modelo constitutivo é capaz de reproduzir o comportamento tensão-deformação dos solos não saturados. Este modelo foi desenvolvido com base na teoria dos estados críticos e tem como principais vantagens: a capacidade de reproduzir fenômenos como colapso e expansão sob diferentes trajetórias de tensão e sucção; e a capacidade de resolver problemas de compressibilidade e resistência de forma acoplada.

A aplicabilidade deste modelo está limitada a solos de moderada a leve expansão (areias, argilas arenosas e até mesmo argilas de baixa plasticidade), excluindo os solos que apresentem materiais altamente expansivos. Outra limitação do modelo BBM é que ele prevê um aumento gradual do PC ao se aumentar a tensão de inundação. Este comportamento não é observado em todos os solos, pois existem alguns no qual há uma tensão limite a partir do qual o PC decresce.

Os autores usaram duas variáveis de tensão independentes: a tensão total excedente sobre a pressão do ar e a sucção, dadas pelas equações (30) e (31).

$$p = \sigma_m - u_a = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} - u_a \quad (30)$$

$$s = (u_a - u_w) \quad (31)$$

No qual:

p – Tensão total média excedente sobre a pressão do ar;

σ_m – Tensão média;

u_a – Pressão do ar;

σ_1 – Tensão principal maior;

σ_2 – Tensão principal intermediária;

σ_3 – Tensão principal menor;

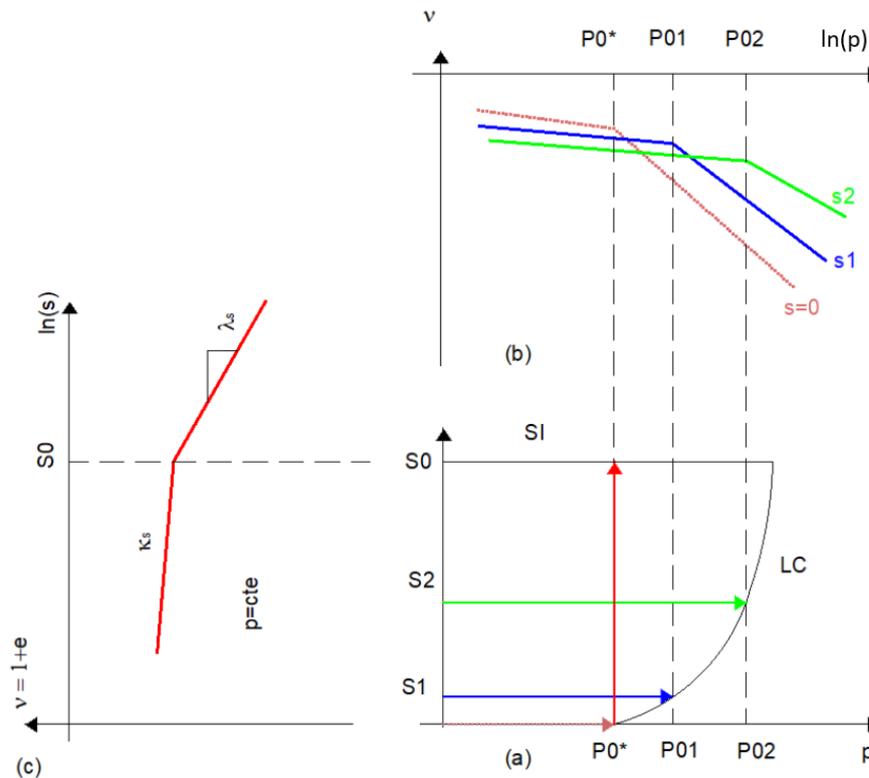
s – Sucção;

u_w – Pressão da água;

Analisando o comportamento do solo através de ensaios edométricos sob sucção constante, conforme ilustrado na Figura 34(b), em que se observa o aumento da tensão de preconsolidação e a redução da declividade na reta virgem ($\lambda(s)$), com o aumento da sucção, Alonso, Gens e Josa (1990) propuseram a equação (32), denominada LC (*Load-Collapse*) que limita a região elástica.

A variação da sucção do solo, sem aumento da tensão média, induz variações volumétricas. O limite entre as deformações recuperáveis e plásticas é definido pela reta de aumento da sucção – *Suction Increase* (SI). O valor s_0 determina a máxima sucção experimentada pelo solo. A Figura 34(c) ilustra esse comportamento. A região entre as duas curvas LC e SI (Figura 34(a)) delimita a região de comportamento elástico do solo.

Figura 34 - Representação esquemática: (a) superfícies de escoamento SI e LC (b) caminhos de tensões para carregamento p e $s = \text{constante}$ (c) variação volumétrica para o aumento de sucção.



Fonte: Adaptado de Alonso, Gens e Josa (1990).

$$\frac{p_0}{p^c} = \left(\frac{p_0^*}{p^c} \right)^{\frac{\lambda(0) - \kappa}{\lambda(s) - \kappa}} \quad (32)$$

Em que:

p_0 – tensão de preconsolidação para um determinado valor de sucção s ;

p^c – estado de tensões de referência, em que $v = N(s)$;

$N(s)$ - volume específico referente à tensão p^c com a sucção;

p_0^* – tensão de preadensamento na condição saturada;

$\lambda(0)$ – parâmetro de compressão virgem na condição saturada;

$\lambda(s)$ – parâmetro de compressão virgem para um determinado valor de sucção “ s ”.

κ – índice de compressão elástica

O aumento da rigidez do solo com a sucção, foi proposto pela seguinte expressão:

$$\lambda(s) = \lambda(0) \left[(1 - r) \times 2,718^{-\beta s} + r \right] \quad (33)$$

Em que:

r – constante relacionada a rigidez máxima do solo para altos níveis de sucção, varia entre 0 e 1;

β - parâmetro que controla a taxa de aumento de rigidez do solo com a sucção.

As deformações volumétricas dentro da região elástica, delimitada pela curva LC e a reta SI, são dados pelas seguintes equações:

$$d\varepsilon_{vp}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa dp}{v p} \quad (34)$$

$$d\varepsilon_{vs}^e = -\frac{dv}{v} = \frac{\kappa_s ds}{v (s + p_{atm})} \quad (35)$$

Em que:

$d\varepsilon_{vp}^e$ – deformação volumétrica elástica devido a variação de tensão;

$d\varepsilon_{vs}^e$ – deformação volumétrica elástica devido a variação de sucção;

v – volume específico;

κ_s – índice de compressão elástica devido a variação de sucção.

Quando a trajetória de tensões atinge a fronteira da região elástica, delimitada pela LC ou SI, deformações plásticas serão desenvolvidas e calculadas pelas seguintes equações:

$$d\varepsilon_{vp}^p = -\frac{dv}{v} = \frac{\lambda(s) - \kappa dp}{v p} = \frac{\lambda(0) - \kappa dp_0^*}{v p_0^*} \quad (36)$$

$$d\varepsilon_{vs}^p = -\frac{dv}{v} = \frac{\lambda_s - \kappa_s ds}{v (s + p_{atm})} = \frac{\lambda_s - \kappa_s ds_0}{v (s_0 + p_{atm})} \quad (37)$$

Em que:

$d\varepsilon_{vp}^p$ – deformação volumétrica plástica devido a variação de tensão;

$d\varepsilon_{vs}^p$ – deformação volumétrica plástica devido a variação de sucção;

p_{atm} – Pressão atmosférica.

Como o modelo considera plasticidade com endurecimento, quando as trajetórias de tensões alcançam as curvas LC ou a SI, essas curvas se deslocam de maneira acoplada, aumentando a região elástica. A mudança destas curvas é controlada pela deformação plástica, conforme as equações (38) e (39).

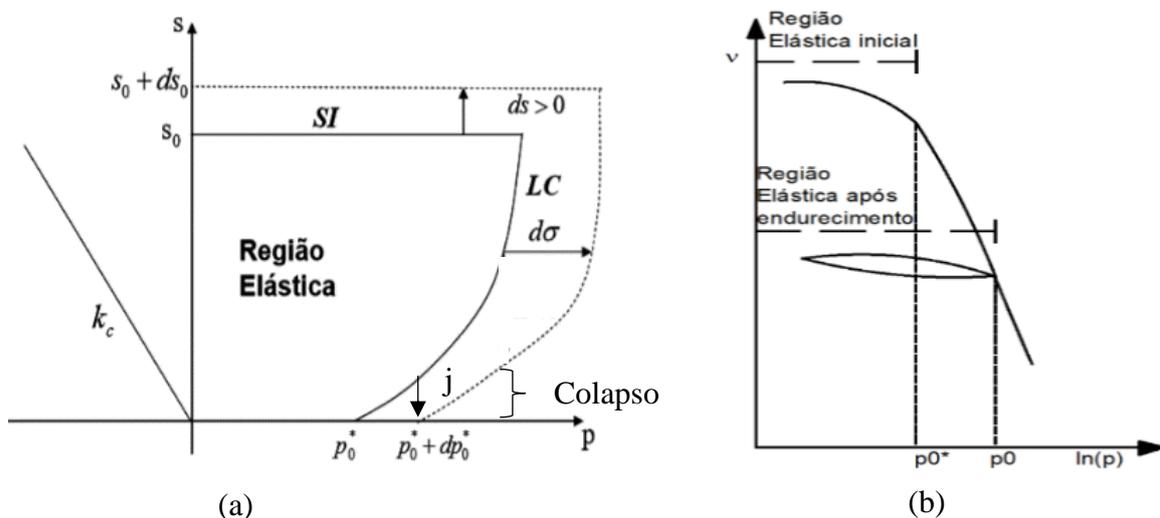
$$\frac{dp_0^*}{p_0^*} = \frac{v}{\lambda(0) - \kappa} d\varepsilon_v^p \quad (38)$$

$$\frac{ds_0}{(s_0 + p_{atm})} = \frac{v}{\lambda_s - \kappa_s} d\varepsilon_v^p \quad (39)$$

Essas modificações da superfície são ilustradas na Figura 35(a). Ao seguir a trajetória de carregamento hidrostático dp , observa-se que ao atingir a curva LC, essa fronteira se desloca, aumentando a região elástica. Esse fenômeno pode ser exemplificado em um ensaio edométrico (Figura 35(b)), que ao ultrapassar a pressão de preconsolidação modifica essa fronteira, aumentando a região elástica quando houver o descarregamento. Efeito similar ocorre com o umedecimento do solo, representado pela seta j na Figura 35 (a), que ao alcançar a fronteira da curva LC, produzirá uma deformação plástica não recuperável, o colapso. Um fato previsto pelo modelo BBM é o acoplamento das fronteiras SI e LC, ou seja, a modificação de uma fronteira modifica simultaneamente a outra.

Com a finalidade de incluir o estado de tensão triaxial, incorporando o efeito da tensão cisalhante, foi introduzida a tensão desvio $q = (\sigma_1 - \sigma_3)$ ao modelo de estado de tensão isotrópico.

Figura 35 - (a) deslocamento acoplado entre as curvas de plastificação, (b) gráfico esquemático do carregamento e modificação da região elástica do solo no plano $(v, \ln(p))$.

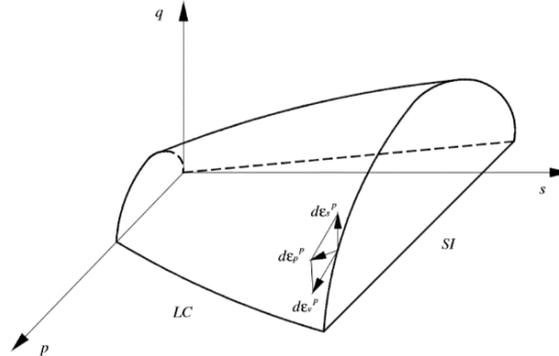


Fonte: (a) Adaptado de Cordão Neto (2005) (b) O Autor (2019).

Alonso, Gens e Josa (1990) propuseram a superfície de escoamento dada pela equação (40) no espaço (p, q, s) . Uma superfície esquemática é representada na Figura 36.

$$q^2 - M^2(p + p_s)(p_0^* - p) = 0 \quad (40)$$

Figura 36 - Superfície de plastificação no espaço tridimensional (p, q, s)



Fonte: Rodrigues (2007).

As deformações elásticas devido a variação de tensão desvio são calculadas através da Equação (41).

$$d\varepsilon_s^e = \left(\frac{1}{3}G\right) dq \quad (41)$$

$$G = \left(\frac{3(1 - 2\nu)pv}{2(1 + \nu)\kappa}\right) \quad (42)$$

Em que:

$d\varepsilon_s^e$ – deformação cisalhante elástica;

G – módulo de cisalhamento;

ν – coeficiente de Poisson.

No cálculo das deformações cisalhantes plásticas, o modelo utiliza uma lei de fluxo não associada, ou seja, a direção das deformações plásticas não é perpendicular à superfície de plastificação, sendo dada pela Equação (43).

$$\frac{d\varepsilon_s^p}{d\varepsilon_{vp}^p} = \frac{2q\alpha}{M^2(2p - p_s - p_0)} d\varepsilon_v^p \quad (43)$$

$$\alpha = \left(\frac{M(M + 9)(M + 3)}{9(6 - M)}\right) \left(\frac{1}{1 - \frac{\kappa}{\lambda(0)}}\right) \quad (44)$$

Em que:

M – Inclinação da linha de estados críticos - LEC

Cordão Neto (2005) propôs as seguintes expressões para correlacionar o parâmetro M ao ângulo de atrito:

$$M = \frac{6\text{sen}(\phi)}{3 - \text{sen}(\phi)} = \text{PARA EXTENSÃO} \quad (45)$$

$$M = \frac{6\text{sen}(\phi)}{3 + \text{sen}(\phi)} = \text{PARA COMPRESSÃO} \quad (46)$$

3.3.2 Obtenção dos parâmetros do modelo BBM

Os parâmetros usados no modelo proposto por Alonso, Gens e Josa (1990), foram obtidos a partir dos ensaios edométricos, sendo feitos os ajustes necessários para o β e r . O parâmetro M foi calculado a partir da equação (46), dado o ângulo de atrito no seu estado natural de 34 °. O coeficiente de Poisson foi calculado pela equação (47) a partir do valor de $K_0 = 0,29$, que foi o valor encontrado por Santos (2018) para este mesmo solo em seu estado natural. Após uma primeira tentativa, os parâmetros foram novamente ajustados de forma a se adequar aos ensaios.

$$v = \frac{K_0}{1 + K_0} \quad (47)$$

Em que:

K_0 – Coeficiente de empuxo no repouso;

v – Coeficiente de Poisson.

O ajuste da curva característica pela equação de Van Genuchten (1980), escrita em termos de grau de saturação pela equação (48), forneceu $P_0 = 3,8$ kPa, $\lambda_{vg} = 0,65$ e saturação máxima de 100%.

$$\frac{S - S_{res}}{S_{sat} - S_{res}} = \left(1 + \left(\frac{S}{P_0} \right)^{\frac{1}{1-\lambda_{vg}}} \right)^{-\lambda_{vg}} \quad (48)$$

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de laboratório complementares realizados nesta pesquisa. A partir desses resultados e dos dados coletados nas pesquisas anteriores são estimados os parâmetros necessários para a aplicação do modelo numérico BBM.

4.1 CURVA CARACTERÍSTICA

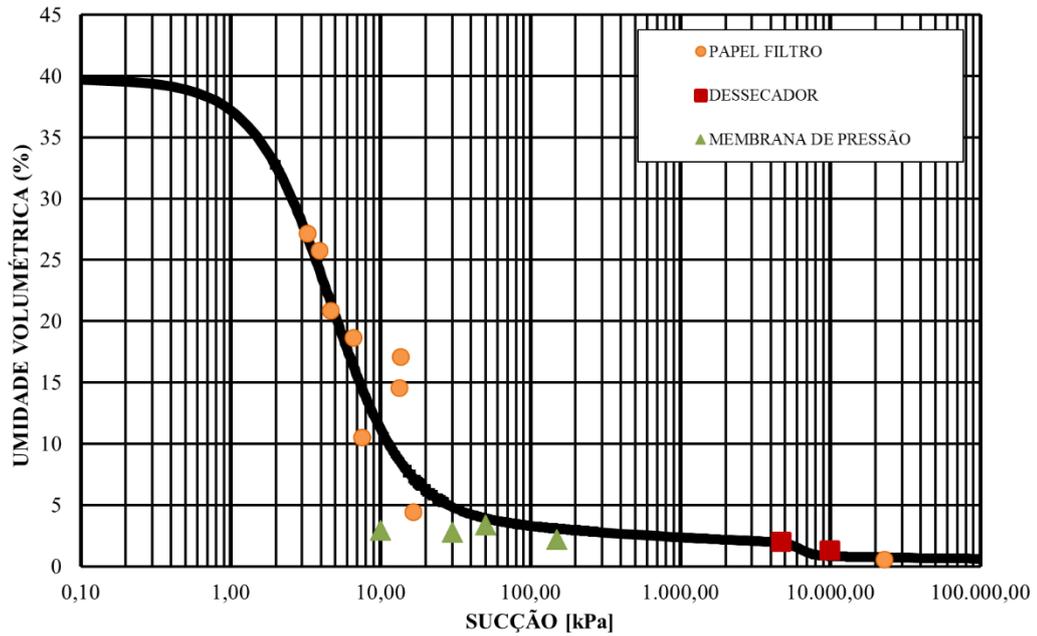
O resultado da curva característica é mostrado na Figura 37. Observa-se que a curva possui um comportamento bimodal, característico das areias de granulometria uniforme. Alguns pontos se distanciaram do comportamento padrão, o que é justificado pelas pequenas falhas inerentes ao processo de pesagem ou a pequenos grãos do solo que ficam junto ao papel filtro, dado a sensibilidade da balança.

Destaca-se que, devido à grande permeabilidade do solo, não foi possível obter os pontos de sucção no trecho da amostra saturada. Dessa forma, o ponto de entrada de ar foi estimado pelos métodos numéricos de ajuste da curva e a saturação máxima foi calculada pelos índices físicos, considerando a saturação de 100% e uma porosidade de 0,39. Essa dificuldade de determinar o ponto de entrada de ar também foi encontrada também por Souza Neto (2004).

Da Figura 37 a Figura 41 são apresentadas as curvas e os seus respectivos gráficos de ajuste, nos quais os pontos que mais se adequam à curva são aqueles próximos à reta de 45° (reta 1:1).

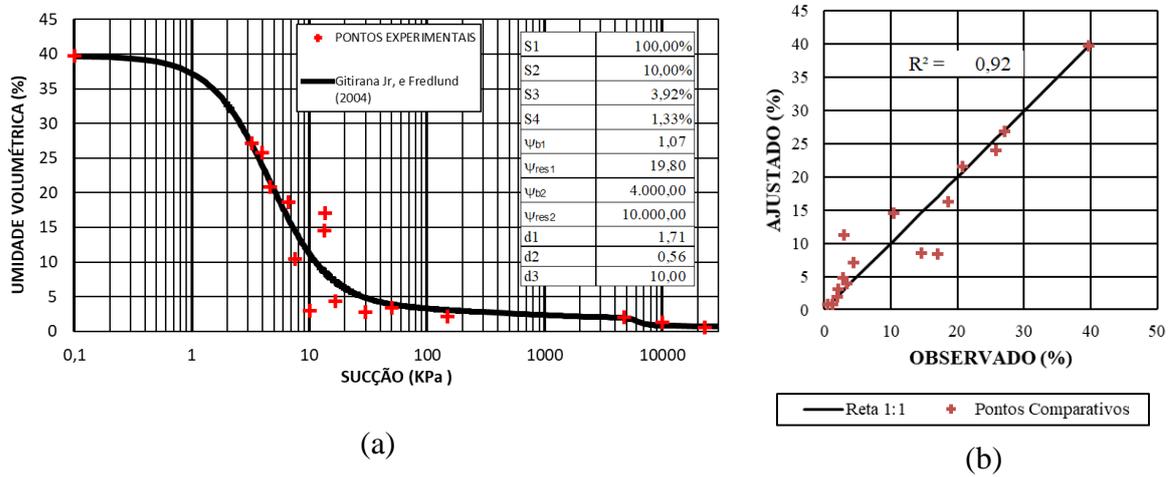
O método que melhor se adequou foi o de Gitirana Jr. e Fredlund (2004) com um $R^2 = 0,92$, devido à sua possibilidade de simular dois patamares nos ramos de maior sucção, as mudanças de declividade são vistas na derivada da curva mostrada na Figura 39. A curva de Hutson e Cass (1987) foi a que menos se ajustou aos pontos experimentais com um $R^2 = 0,75$, isso se deve ao fato da mesma ajustar-se melhor aos solos argilosos. A curva de ajuste médio foi a de Van Genuchten (1980) com um $R^2 = 0,89$, sendo a curva utilizada nesta pesquisa por já estar implementada no software CODE_BRIGTH.

Figura 37 - Resultado da curva característica do solo colapsível da cidade de Petrolina-PE.



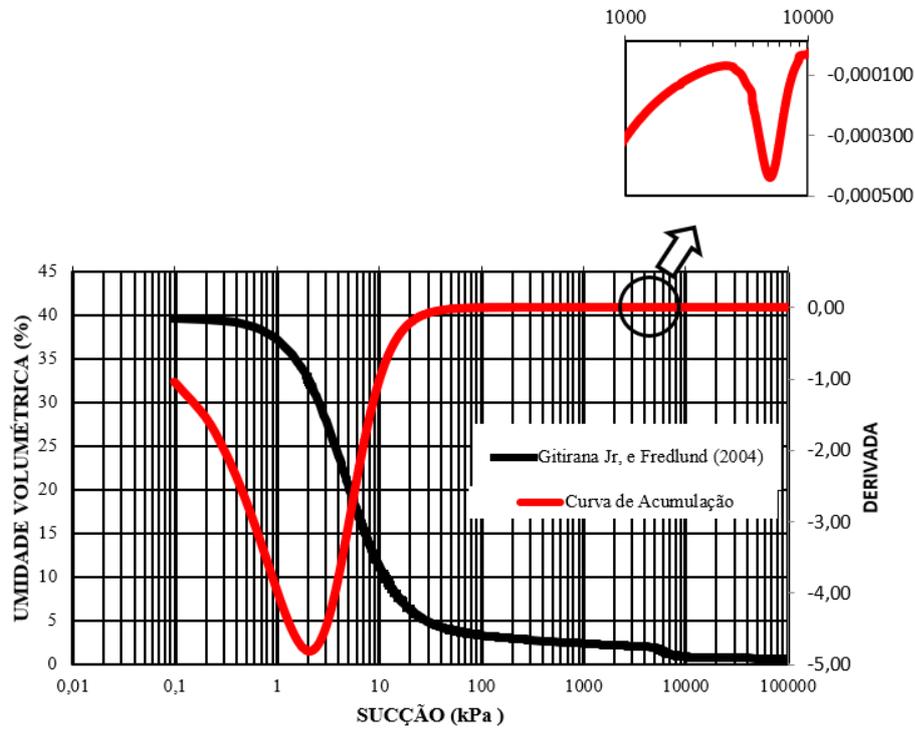
Fonte: O Autor (2019).

Figura 38 – (a) Ajuste da curva característica pelo método de (Gitirana Jr e Fredlund, 2004) (b) Gráfico de comparação entre as umidades volumétricas experimentais e calculadas.



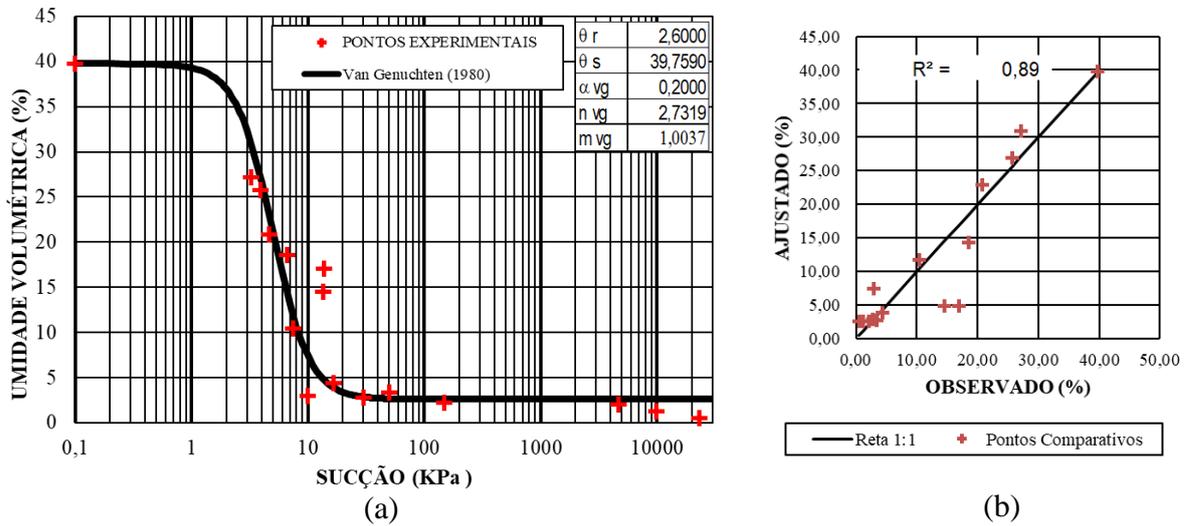
Fonte: O Autor (2019).

Figura 39 – Derivada da curva característica para identificação dos pontos de inflexão.



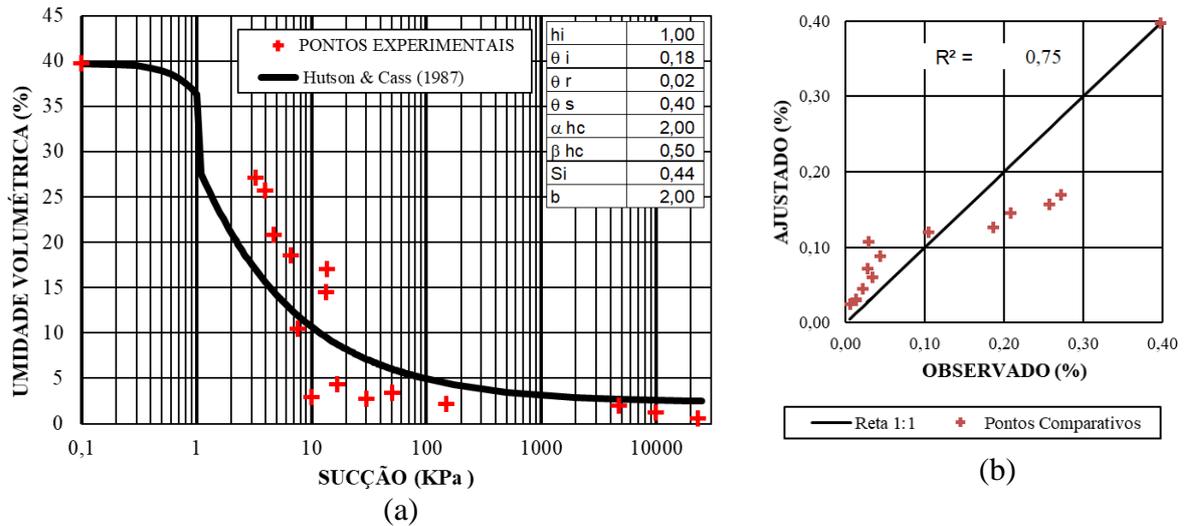
Fonte: O Autor (2019).

Figura 40 - (a) Ajuste da curva característica pelo método de Van Genuchten (1980) (b) gráfico de comparação entre as umidades volumétricas experimentais e calculadas.



Fonte: O Autor (2019).

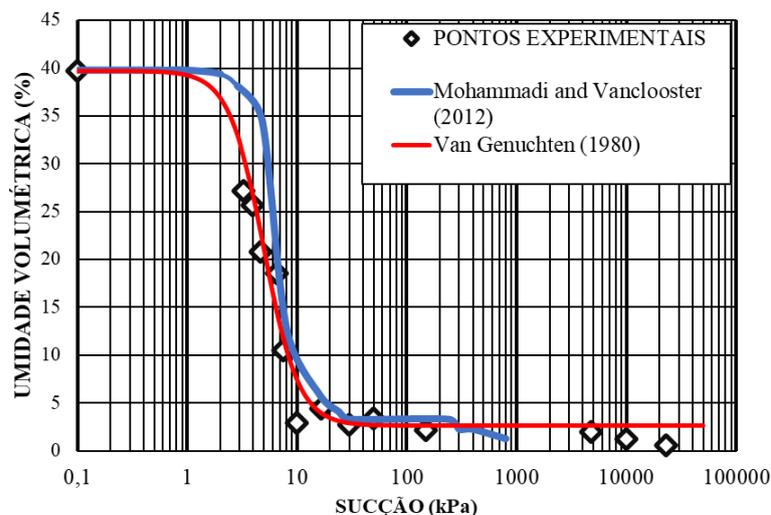
Figura 41 - (a) Ajuste da curva característica pelo método de Hutson e Cass (1987) (b) gráfico de comparação entre as umidades volumétricas experimentais e calculadas.



Fonte: O Autor (2019).

A título de comparação, apresenta-se a curva calculada pela distribuição granulométrica proposta por Mohammadi e Vanclooster (2012) na Figura 42. Observa-se uma boa concordância entre os dados reais e os calculados, com exceção das sucções residuais cujo método não apresentou uma boa concordância. Tal fato revela que o método pode ser utilizado para este solo no caso da falta de dados experimentais de sucção, desde que se aplique a correção nas sucções residuais.

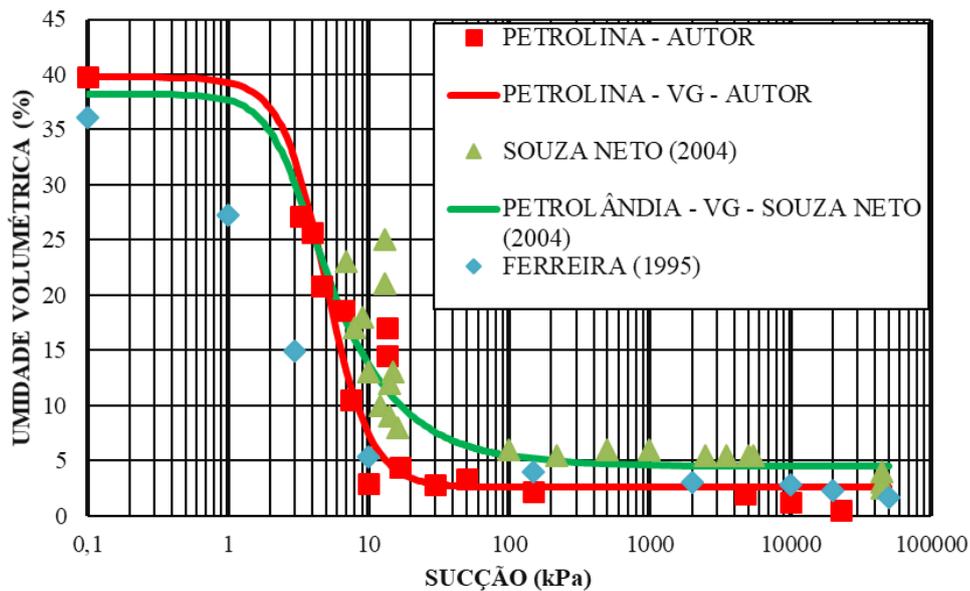
Figura 42 - Método indireto de estimar a curva característica pela granulometria.



Fonte: O Autor (2019).

A curva característica apresentou uma boa concordância com os dados obtidos por Ferreira (1995) e Souza Neto (2004), dado que os dois solos de Petrolândia e Petrolina são arenosos, logo apresentam um ponto de entrada de ar pequeno (entre 1 e 2 kPa) e uma inclinação acentuada, Figura 43. A umidade residual obtida por Souza Neto (2004) foi maior do que a obtida para Petrolina. Cogita-se que essa maior umidade volumétrica residual de Petrolândia se deve ao diferente estado de compactidade entre os solos.

Figura 43 - Comparativo das curvas características.



Fonte: O Autor (2019).

* VG - Van Genuchten (1980).

4.2 PERMEABILIDADE

Foi determinado em laboratório que o coeficiente de permeabilidade para o solo saturado foi de $8,33 \times 10^{-3}$ cm/s. Dessa forma, aplicando-se a equação (20), pode-se obter uma permeabilidade intrínseca de $1,09 \times 10^{-12}$ m² para a porosidade de referência de ($\eta = 0,415$). Este valor encontra-se em concordância com os valores típicos de permeabilidade intrínseca apresentado por Fetter (2001) para areias finas, que está na faixa entre $10^{-12} - 10^{-10}$ m².

Também está muito muito próximo da condutividade hidráulica encontrado em campo por Souza Neto (2004) em Petrolândia, que foi de $8,44 \times 10^{-3}$ cm/s para o solo a 1m de profundidade utilizando o permeômetro de Guelph.

4.3 MICROESTRUTURA

A seguir são apresentados os resultados obtidos pela Tomografia Computadorizada (TC) e pela Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) para logo após discutir sobre as vantagens e desvantagens entre os dois métodos.

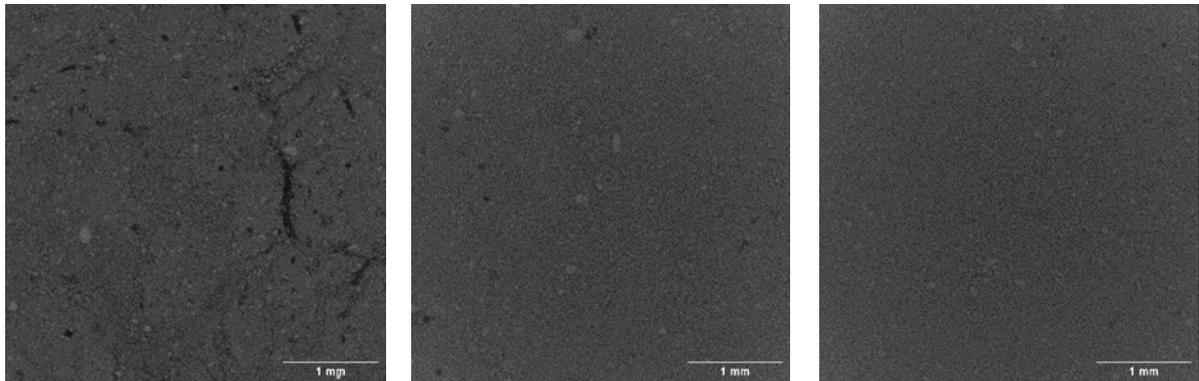
4.3.1 Tomografia computadorizada

As análises foram feitas na parte mais central das amostras, para contornar os problemas referentes ao amolgamento (devido à moldagem e manipulação das amostras) e à diferença de densidade entre os amostradores e o solo. Essas imagens foram processadas pelo programa VGStudio, no qual foi feito a montagem das imagens em 3D e a aplicação da escala de cinza HU.

A Figura 44 ilustra os diferentes arranjos dos solos com as imagens processadas e recortadas do microtomógrafo. A Figura 44 (a) mostra o arranjo do solo em seu estado indeformado (AM1), no qual os pixels de coloração mais escura representam os vazios e os mais claros, a matriz do solo. Este arranjo revela uma matriz com grandes poros, de até 10 mm x 0,5 mm, que podem ter sido causados por pequenas raízes. O carregamento da amostra (AM2) até 160 kPa provocou uma deformação no solo e conseqüentemente uma redução da macroporosidade na Figura 44 (b). Já o colapso imposto na AM3, Figura 44 (c), provocou um rearranjo entre os grãos devido à quebra das cimentações das partículas de argila e uma densificação do solo.

Conforme detalhado no Capítulo III, as imagens foram segmentadas de forma a se obter a separação entre os poros e a matriz do solo. Essa nova imagem é transformada no tipo 8-bit que atribui valores de 255 para os poros e 0 para a matriz do solo. As imagens segmentadas da Figura 44 são mostrados na Figura 45(a) a (c), sendo os pixels mais escuros os poros e os brancos a matriz do solo.

Figura 44 – Cortes longitudinais no solo colapsável (a) em seu estado natural (b) carregado até 160 kPa (c) carregado e colapsado a 160 kPa.



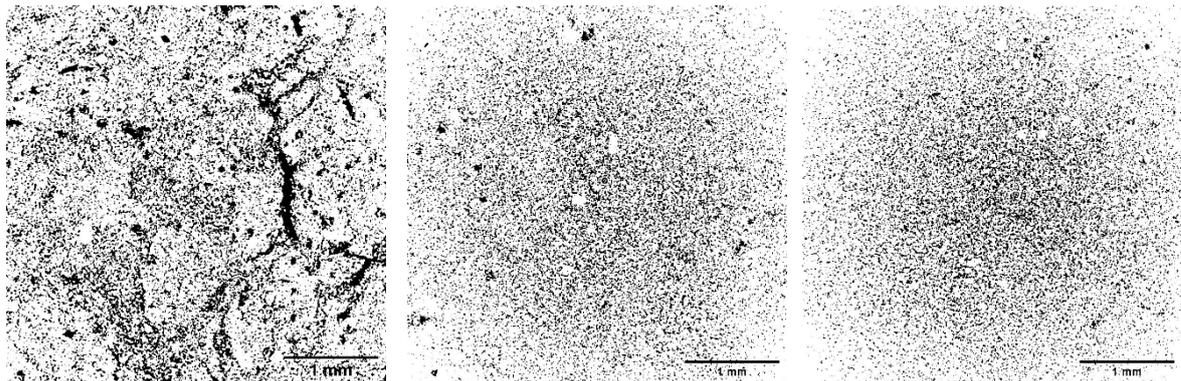
(a)

(b)

(c)

Fonte: O Autor (2019).

Figura 45 - Imagens segmentadas (preto - poros, branco - matriz do solo) (a) em seu estado natural (b) carregado até 160 kPa (c) carregado e colapsado a 160kPa.



(a)

(b)

(c)

Fonte: O Autor (2019).

O processamento dessas imagens segmentadas resulta nas porosidades apresentadas na Tabela 10. A redução da porosidade calculada em relação à porosidade real se deve à resolução do equipamento, que é limitada a $50\mu\text{m}$ (não captando os microporos). Tal redução também pode ser consequência das possíveis falhas no processo de segmentação das imagens, dado que o critério de separação é feito estatisticamente, supondo uma distribuição gaussiana dos pixels para cada fase, conforme a distribuição do solo indeformado mostrado na Figura 46.

Essa mesma discrepância entre as porosidades também foi apontado por Costa (2016), que encontrou diferenças de até 68%. O trabalho de Al Mahbub e Haque (2016) conseguiu obter uma porosidade igual ao de campo, porém o mesmo utilizou um equipamento com

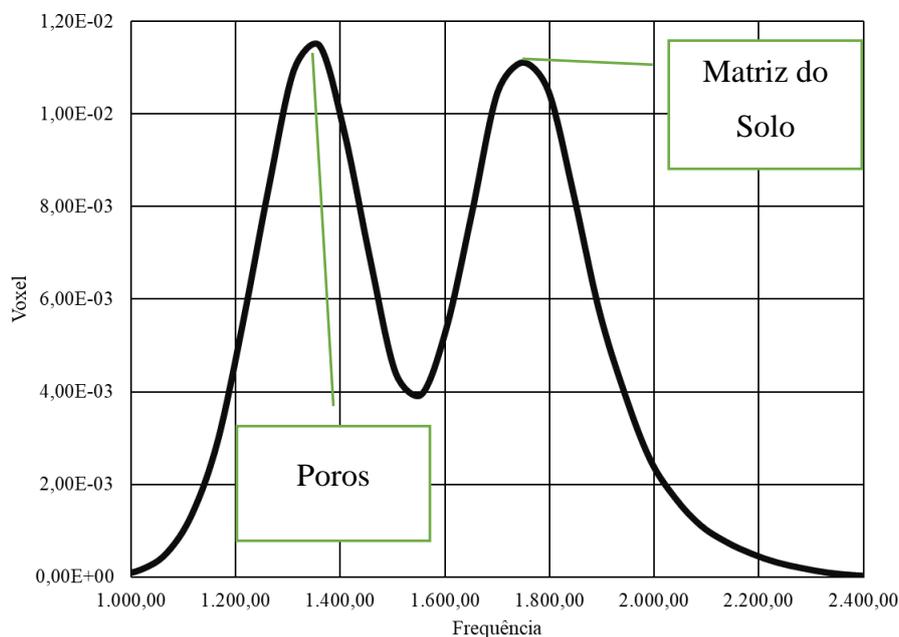
maior precisão ($5\mu\text{m}$) e uma amostra arenosa uniforme, remoldada e faixa granulométrica selecionada.

Tabela 10 - Resumo das porosidades e comparação com a porosidade real.

Amostra	Calculado	Real	Erro
AM1 (indeformada)	0,252	0,420	40%
AM2 (160 kPa - sem colapso)	0,227	0,360	36%
AM3 (160 kPa - com colapso)	0,217	0,318	32%

Fonte: O Autor (2019).

Figura 46 – Histograma das fases do solo indeformado.



Fonte: O Autor (2019).

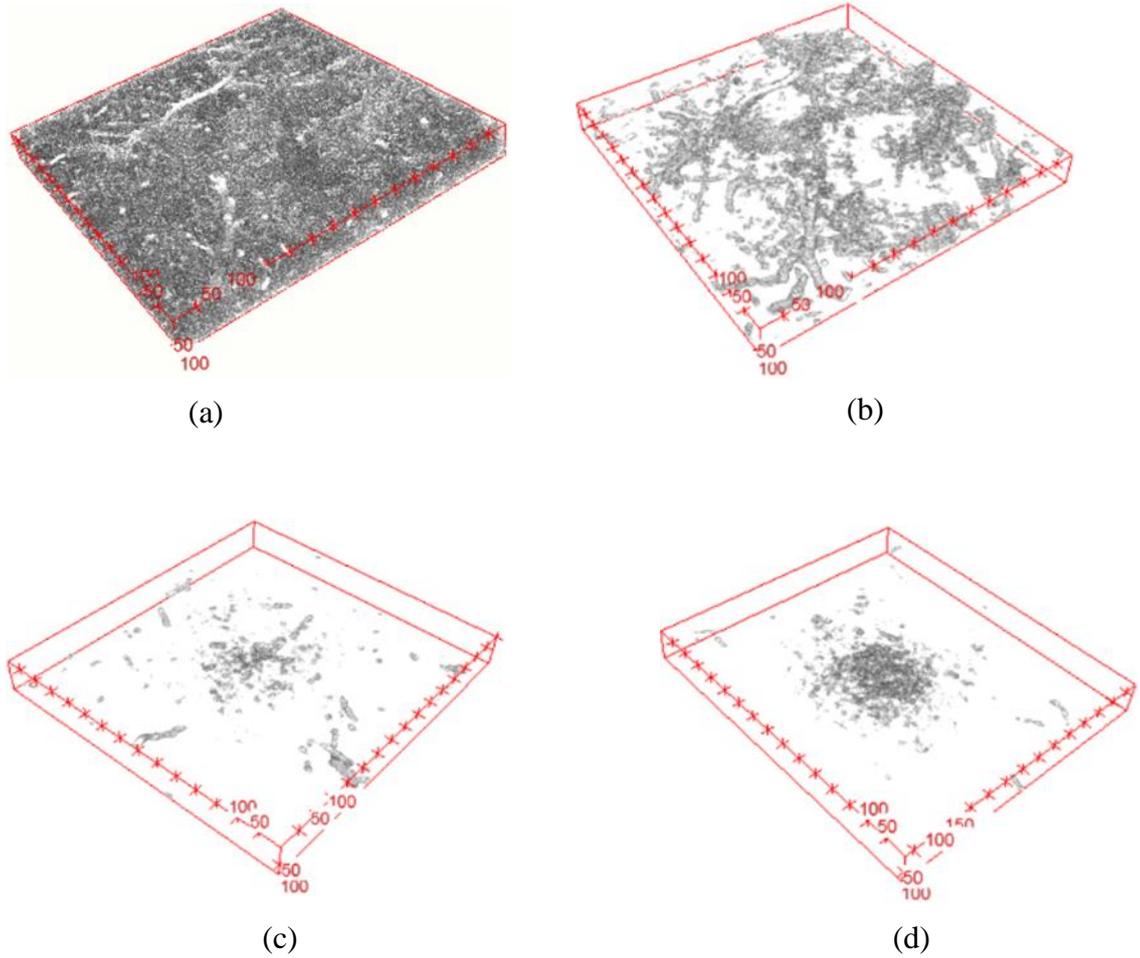
Na Figura 47 são representados os poros em 3D nas secções analisadas. Para facilitar a visualização, foram excluídos os pequenos poros isolados, deixando apenas os poros maiores, Figura 47(a) e Figura 47(b). Na Figura 47(b) é visível uma grande quantidade de macroporos conectados, por ser uma amostra em seu estado indeformado, sendo possível concluir que a parte central da AM1 manteve o seu estado de arranjo original. No caso da Figura 47(c), na qual a AM2 foi submetida a compressão de 160 kPa, é notório que os macroporos que antes eram bem conectados agora tiveram o seu tamanho reduzido e sua conectividade afetada, restando partes isoladas. A Figura 47(d), que corresponde ao solo que colapsou a 160 kPa, apresenta poros bem menores, porém ainda existem alguns macroporos, o que revela a existência de uma instabilidade, podendo ainda ocorrer um novo colapso, em menor dimensão, conforme relatado por Alonso (2012).

A variabilidade espacial da matriz do solo (média da radiodensidade em cada secção) é capaz de dar uma avaliação qualitativa da porosidade total do meio e do tipo de material. No caso desta pesquisa, as amostras são do mesmo solo, assim a comparação da radiodensidade média fornece qual amostra possui uma maior densidade, ou seja, uma menor porosidade.

Para esta análise foram estudadas seções de 20 mm de altura e uma secção quadrada de 40 x 40 mm na parte central dos corpos de prova. Para melhor representatividade da amostra foram excluídos os 5 mm superiores das AM2 e AM3, devido à deformação volumétrica da prensa edométrica. O resultado é apresentado na Figura 48. Observa-se que a AM1 apresenta uma estrutura menos densa do que as AM2 e AM3. A AM3 é a mais densa de todas, o que era esperado por conta da compressão e do colapso.

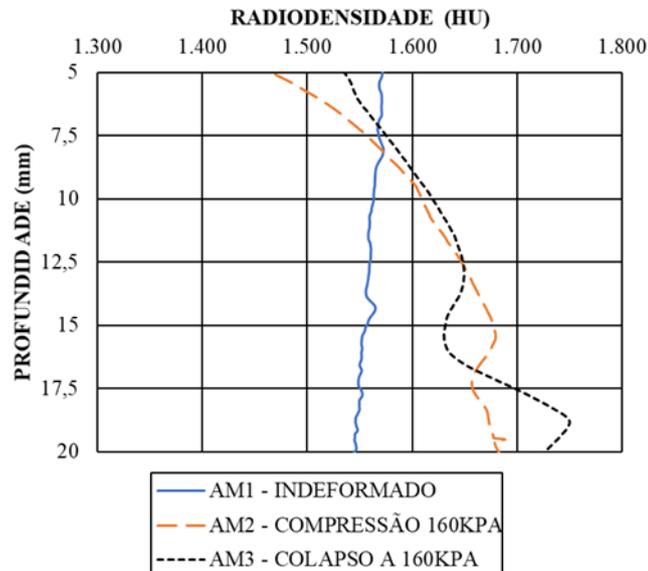
Um comportamento de diminuição da densidade nas partes mais altas das AM2 e AM3 é observado, provavelmente devido a recuperação elástica do solo na parte móvel da célula edométrica, o que não é tão pronunciado na sua região inferior, por ser um local fixo. Uma das regiões da AM2 é mais densa que na AM3, entre as profundidades 12,5 e 17,5mm. Isto se deve provavelmente a presença de algum poro que não foi afetado pelo colapso na AM3 ou a existência de grãos de quartzo com diâmetros maiores na AM2, o que afeta os valores da radiodensidade média.

Figura 47 - Imagem 3D dos poros para as amostras (a) AM1 - estado indeformado (b) AM1 - estado indeformado apenas com os poros maiores (c) AM2 - submetida a compressão de 160 kPa e apenas com os poros maiores (d) AM3 - submetida a compressão e colapso a 160 kPa



Fonte: O Autor (2019).

Figura 48 - Comparativo da radiodensidade média ao longo do eixo z nas amostras AM1, AM2 e AM3.



Fonte: O Autor (2019).

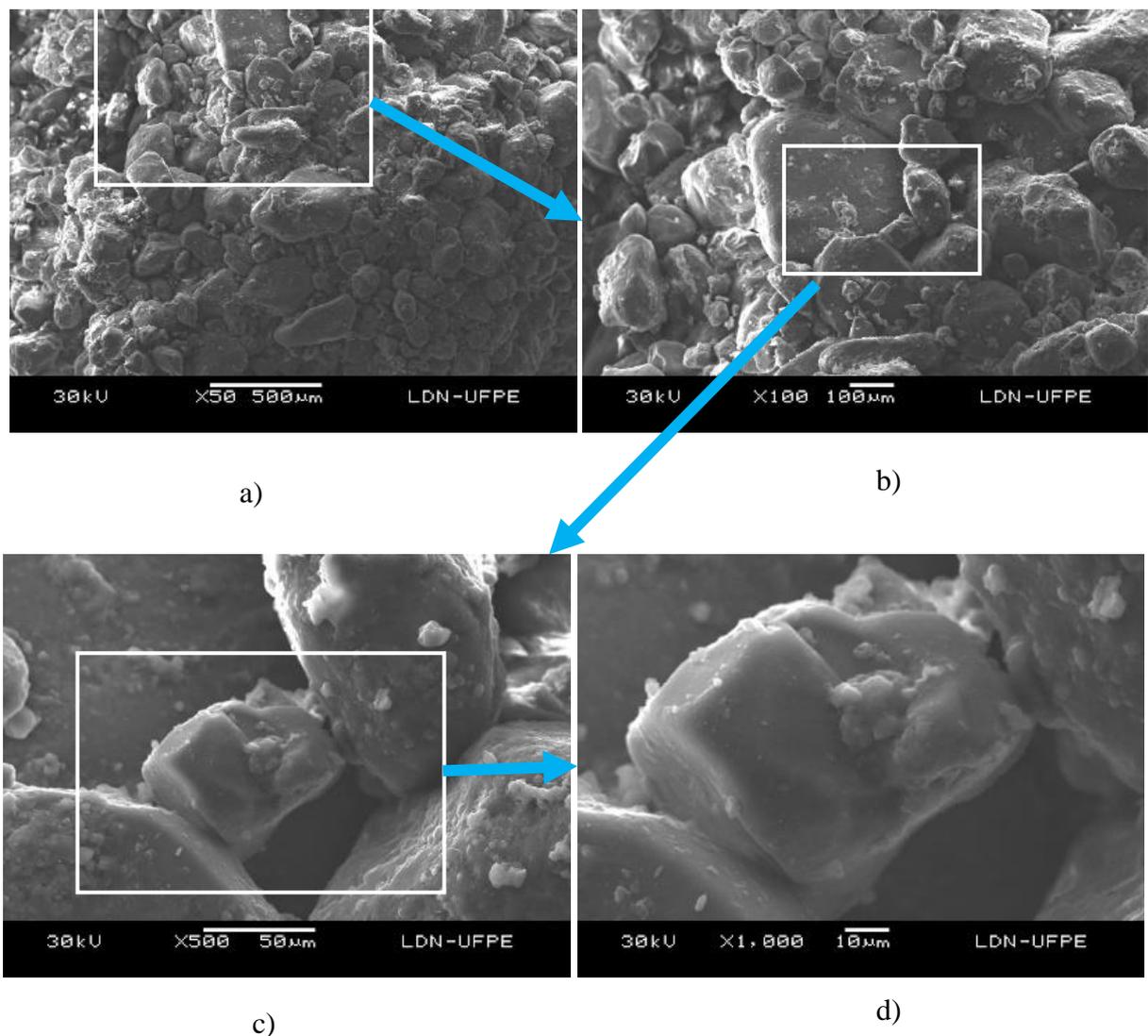
4.3.2 Microscopia eletrônica de varredura

As eletromicrografias da Figura 49 ilustram os diferentes arranjos dos solos após o processo de compressão sob a tensão de 160 kPa e descarregado à tensão zero, com variação de volume positiva de 0,41%. Apesar de todos os efeitos do processo de preparação das amostras (alívio de tensão, corte, entre outros), observou-se que a estrutura do solo após carregamento (Figura 49) é similar à amostra indeformada do solo natural (Figura 27, item 3.1.6). A matriz do solo é constituída por intensa quantidade de grãos de areia e pouca argila. Os grãos de areia são de quartzo, sendo de tamanhos variados e de formas subarredondadas e subangulares. A aplicação da tensão de 160 kPa provocou uma deformação no solo e uma redução dos espaços entre os grãos. Há um empacotamento mais denso entre os grãos, causado pela aplicação da tensão. A microestrutura do solo é instável e os grãos de areia estavam revestidos com argila iluvial.

As eletromicrografias apresentadas na Figura 50 ilustram os diferentes arranjos dos solos após o processo de compressão e colapso sob a tensão de 160,00 kPa e descarregado à tensão zero, com variação de volume positiva de 0,65%. Conforme citado anteriormente, apesar de todos os efeitos do processo de preparação das amostras (secagem, alívio de tensão,

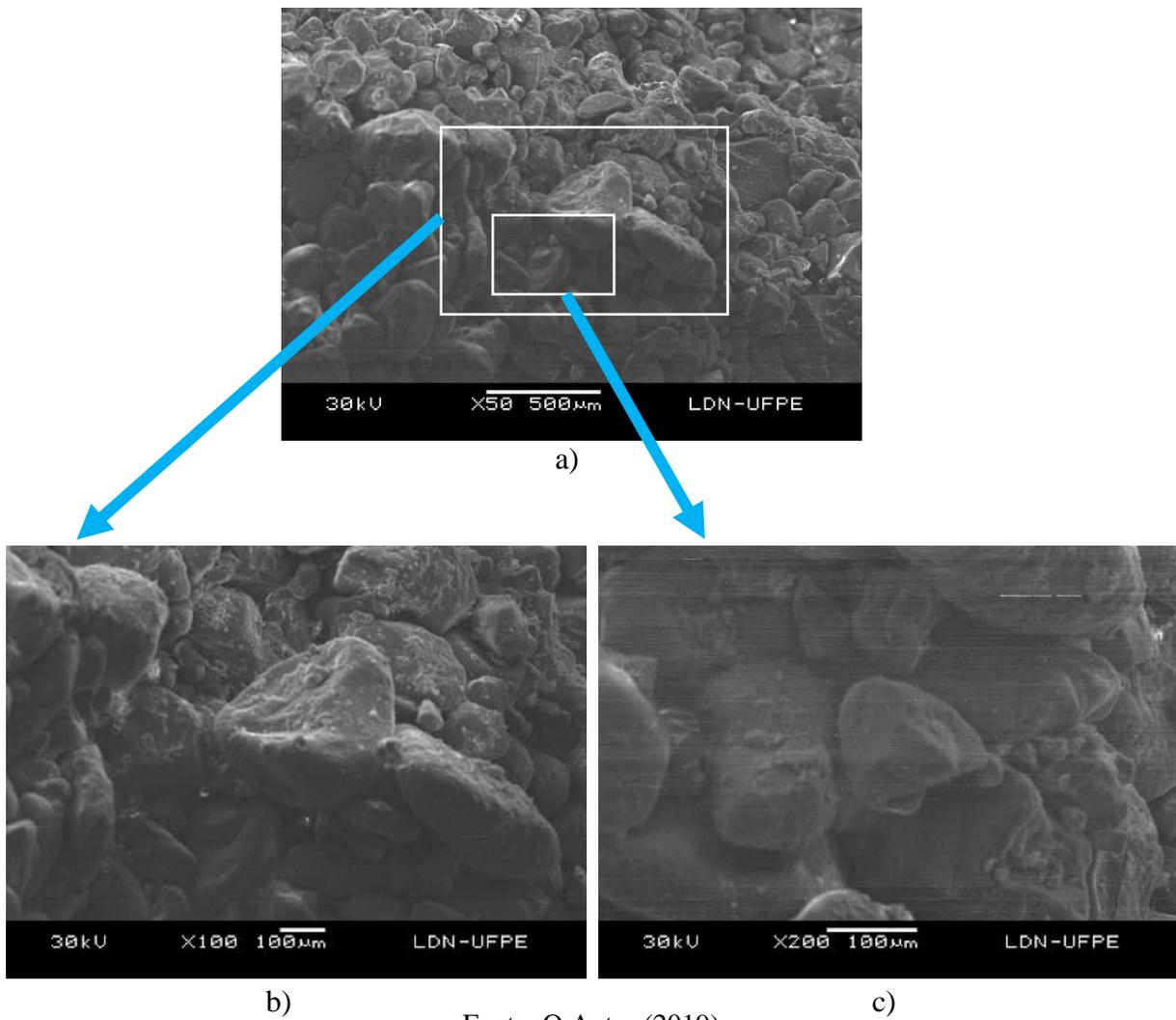
corte entre outros), observou-se que a estrutura do solo após colapso é similar às da amostra indeformada do solo natural e da amostra comprimida a 160 kPa. Há um empacotamento maior entre os grãos, causado pela aplicação da tensão e do colapso. A microestrutura do solo ainda é instável pois os grãos de areia estavam revestidos com argila iluvial. A percolação da água provocou um carreamento das partículas de argilas, que passaram a preencher parte dos vazios presentes na amostra indeformada.

Figura 49 - Micrografia do solo carregado até 160kPa (a) ampliação mostrando grãos maiores (b) destaque para a estrutura de arranjo simples (c) pontes de argila (d) detalhe dos flóculos de argila entre os grãos de quartzo.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 50 - Micrografia do solo de Petrolina após colapso (a) visão macro com os locais dos detalhes, (b) e (c) ampliações das regiões em destaque.



Fonte: O Autor (2019).

4.3.3 Comparativo entre os dois métodos

O uso da Tomografia Computadorizada (TC) para as análises microestruturais do solo mostra-se vantajoso na análise da estrutura quando é necessária uma análise com resoluções maiores que 50 μm e se deseja um estudo da estrutura interna do solo. A Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), mostra-se vantajosa quando é necessário a distinção das partículas constituintes (areia ou flóculos de argila) do solo, devido a sua melhor resolução. Entretanto, o MEV só proporciona a visualização da superfície externa da amostra. A Tabela 11 faz um comparativo das vantagens e desvantagens entre esses dois ensaios.

Tabela 11 – Comparativo entre o MEV e a TC.

TC	Vantagens	Possibilidade de visualização interna da estrutura em três dimensões de forma não destrutiva ¹ ; Maiores dimensões das amostras ¹ ; Grande quantidade de algoritmos de processamento de imagens disponíveis na internet ¹ ; Possibilidade de analisar amostras úmidas ¹ ;
	Desvantagens	Falta de padronização no uso do microtomógrafo e no processo de segmentação das imagens ² ; Grande quantidade de dados gerados, o que exige uma boa capacidade computacional de processamento e armazenamento ¹ ; Resolução limitada a 50 μm o que impossibilita análises mais detalhadas ² ;
MEV	Vantagens	Melhor análise do arranjo das partículas e distinção das partículas constituintes (areia ou flóculos de argila) do solo, devido a sua melhor resolução ¹ ;
	Desvantagens	Visualização da superfície externa da amostra ¹ ; Amostra, que deve estar seca ¹ ; Habilidade para o manuseio da amostra ¹ ;

Fonte: O Autor (2019)¹, Costa (2016)²

4.4 ANÁLISE INTEGRADA DO ESTADO TENSIONAL DO SOLO

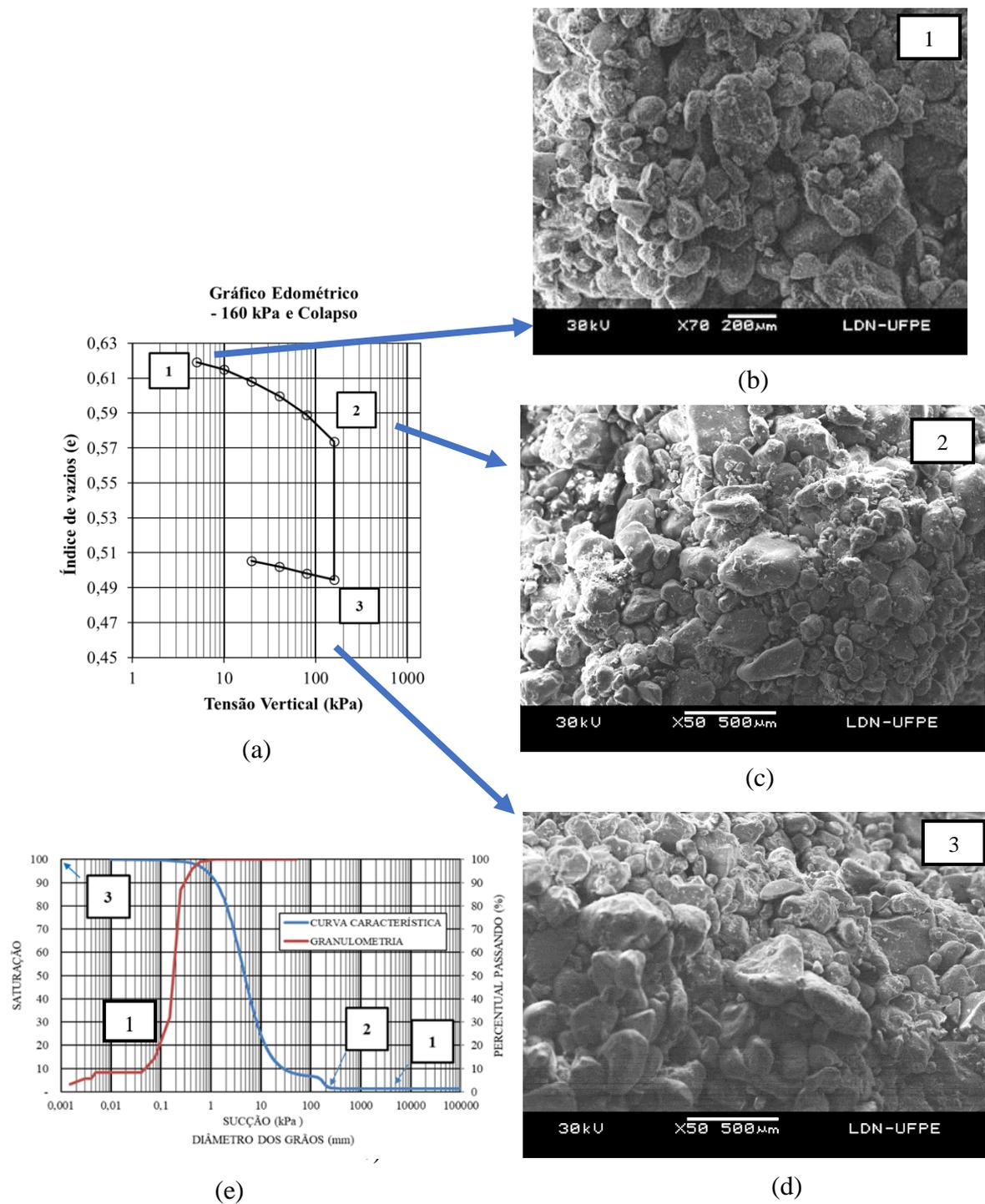
O ensaio odométrico simples realizado com inundação na tensão de 160,00 kPa é mostrado na Figura 51. O solo apresentou: índice de vazios inicial de 0,626 (indicado na Figura 51 (a) número 1); microestrutura de empacotamento simples (indicada pelo retângulo na Figura 51 (b)); se mostrou essencialmente arenoso (indicado na Figura 51 (e) pelo número 1) e foi verificado peso específico aparente seco de 16,19 kN/m³ e umidade natural de 0,5%.

O solo comprimiu 3,2 % sob a tensão vertical de 160 kPa na mesma umidade inicial, porém, agora as suas propriedades passaram para: índice de vazios de 0,574, grau de

saturação de 2,29 % (indicado na Figura 51 (e) pelo número 2) e o peso específico aparente seco $16,73 \text{ kN/m}^3$ (indicado na Figura 51 (c)). Além disso continuou apresentando uma a estrutura de empacotamento simples, contudo mais densa (indicado na Figura 51 (a) pelo número 2).

A inundação após compressão de 160 kPa causou um colapso de 5,02%, dessa forma o índice de vazios passou a 0,495 (indicado na Figura 51 (a) pelo algarismo 3), o peso específico aparente seco passou a $17,61 \text{ kN/m}^3$ e grau de saturação de 100 % (indicado na Figura 51 (e) pelo algarismo 3). Observa-se que a estrutura do solo após compressão e colapso ainda é de Empacotamento Simples (retângulo da Figura 51 (d)), similar à do solo indeformado, porém o empacotamento é mais denso entre os grãos devido à aplicação da tensão e a inundação. É importante destacar que um solo após colapso ainda é instável e pode colapsar após a evaporação e nova inundação sob a mesma tensão aplicada, como relatados por Ferreira (1995) e Alonso (2012).

Figura 51 - Eletromicrografias do solo de Petrolina (a) gráfico representativo do ensaio edométrico (b) amostra indeformada (c) amostra após compressão a 160 kPa (d) amostra após compressão e colapso a 160 kPa (e) granulometria e curva característica.



Fonte: O Autor (2019).

4.4.1 Ajuste da curva deformação devido ao colapso versus tempo pela formulação hiperbólica

Os dados experimentais de deformações devido ao colapso com tempo apresentados na Figura 25, do Capítulo 3, obtidas a partir de ensaios edométricos simples realizados por Torres (2014) foram aqui ajustados pela formulação matemática hiperbólica proposta por Dakshanamurthy (1978) para aplicação em solos expansivos. A Figura 52 apresenta estes ajustes e a Tabela 12 resume os parâmetros e erros da formulação.

Tabela 12 - Parâmetros de ajustes da formulação hiperbólica para a curva deformação devido ao colapso versus tempo.

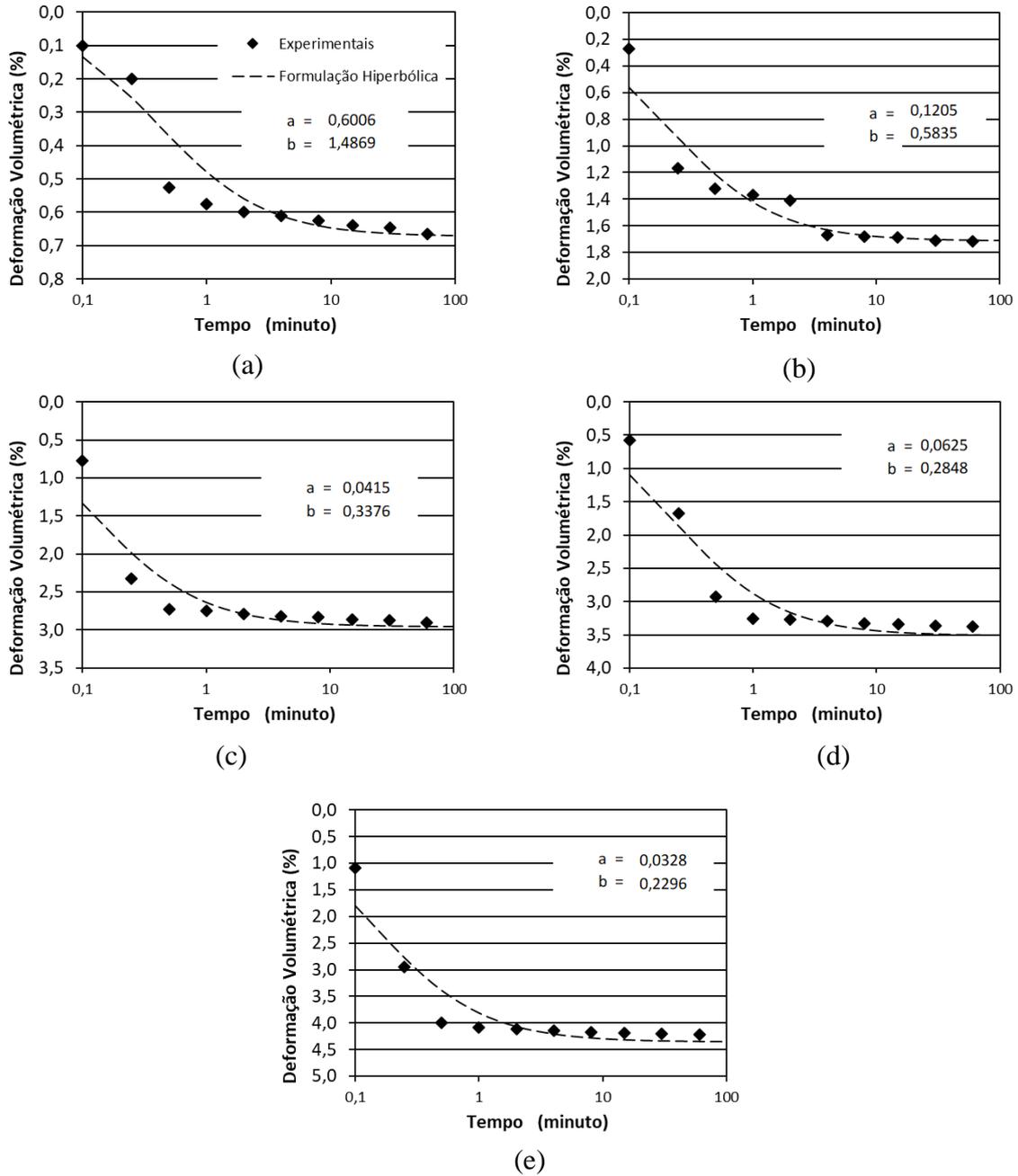
Parâmetros de ajuste da Curva	Tensão Vertical de Inundação (kPa)				
	10	20	40	80	160
a	0,6	0,12	0,04	0,07	0,03
b	1,49	0,58	0,33	0,28	0,23
Colapso máximo (%)	0,67	1,71	2,96	3,51	4,35
Colapso medido (%)	0,67	1,72	2,90	3,38	4,22
Erro (%)	0,98	0,08	2,15	3,88	3,34
R ²	0,89	0,90	0,85	0,91	0,88

Fonte: O Autor (2019).

Obs: a e b - parâmetros de ajuste da formulação hiperbólica, Erro – erro entre os resultados calculado pela formulação hiperbólica e os colapsos medidos; R² - coeficiente de correlação.

Observa-se que as curvas obtidas pela formulação hiperbólica ajustam melhor os dados experimentais para tempo superiores a 2 minutos de duração do processo de colapso do que os dados para tempos inferiores. Há um bom coeficiente de correlação (Tabela 12) dos dados experimentais com os ajustados pela formulação, indicando erros no final de colapso inferiores a 4%, (Tabela 12). As maiores diferenças são observadas no início do processo de colapso (para tempo menor que 1 minuto), devido ao colapso ocorrer de forma rápida para a velocidade de inundação utilizada no ensaio (1,0 ml / minuto). Ferreira (1995) mostra que as curva de deformação de colapso com o tempo depende da velocidade de inundação. Um outro aspecto a considerar é a mudança estrutural do arranjo das partículas devido a redução da sucção, como mostrado no item 4.3.

Figura 52 - Deformação versus logaritmo do tempo para ocorrência do colapso e representação matemática pelo modelo hiperbólico: (a) colapso a 10 kPa (b) colapso a 20 kPa (c) colapso a 40 kPa (d) colapso a 80 kPa (e) colapso a 160 kPa



Fonte: Adaptado de Torres (2014)

4.5 SIMULAÇÕES NUMÉRICAS

A Tabela 13 apresenta os parâmetros que melhor se adequaram a simulação para o modelo constitutivo mecânico.

Tabela 13 - Parâmetros do modelo constitutivo mecânico.

Parâmetro	Valor
ν	0,23
$\lambda(0)$	0,046
κ	0,003
r	0,339
β	0,018 MPa ⁻¹
p^*_0	0,005 MPa
p^c	1,0 x 10 ⁻⁶ MPa
M	1,37
α	0,437

Fonte: O Autor (2019).

ν – coeficiente de Poisson; $\lambda(0)$ - taxa de compressão no trecho plastificado do solo saturado κ - taxa de expansão a sucção constante; p^*_0 - tensão de preadensamento; p^c - pressão de referência; M - Declividade da linha de estados críticos; α - parâmetro que controla a lei de fluxo no modelo BBM.

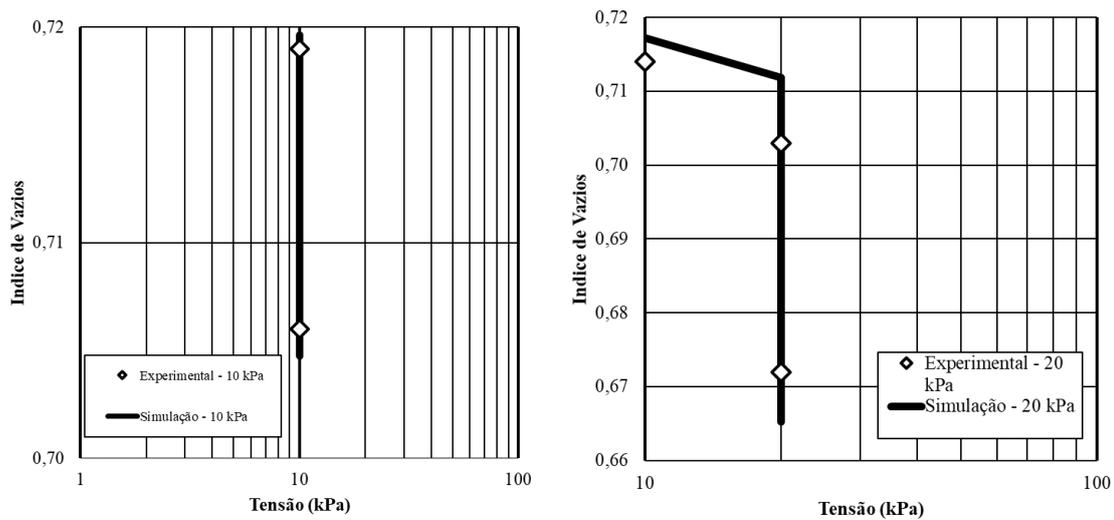
Uma comparação dos dados experimentais obtidos nos ensaios e as simulações realizadas são mostrados da Figura 53 a Figura 56. Observa-se que a modelagem numérica simulou satisfatoriamente o comportamento do solo quanto ao colapso de forma qualitativa. Em termos quantitativos, a concordância se mostrou muito boa para o trecho de carregamento, porém essa diminui em relação a magnitude para o colapso após a inundação nos ensaios em que as tensões de inundação foram de 320 kPa, 640 kPa e 1280 kPa.

Para os ensaios em que as tensões de inundações foram iguais ou inferiores a 160 kPa existem discrepâncias maiores principalmente em relação ao trecho de carregamento e conseqüentemente no trecho de inundação. Os dados experimentais exibem uma curvatura para o trecho virgem com a tensão aplicada o que indica alguns efeitos de desestruturação durante o carregamento, enquanto o modelo prevê uma linha reta como resultado das deformações. Um outro importante aspecto a considerar nas diferenças entre as comparações dos ensaios e as simulações é a dificuldade da moldagem dos corpos de prova como descrito no Capítulo 3, podendo haver uma modificação no estado tensional. Tal fato dificulta a boa concordância da simulação entre todos os ensaios, dado que devem ser usados os mesmos parâmetros.

Os valores dos Potenciais de Colapso (PC) obtidos de forma experimental e simulados são apresentados na Figura 57. Verifica-se que o comportamento de pico do Potencial de Colapso com a tensão de inundação aplicada obtidos a partir dos dados experimentais também foi verificado na simulação numérica. Nos dados experimentais o pico ocorreu entre as tensões de 160 kPa e 320 kPa e na simulação ocorreu a 640 kPa. As magnitudes do CP foram superiores na simulação em relação aos dados experimentais.

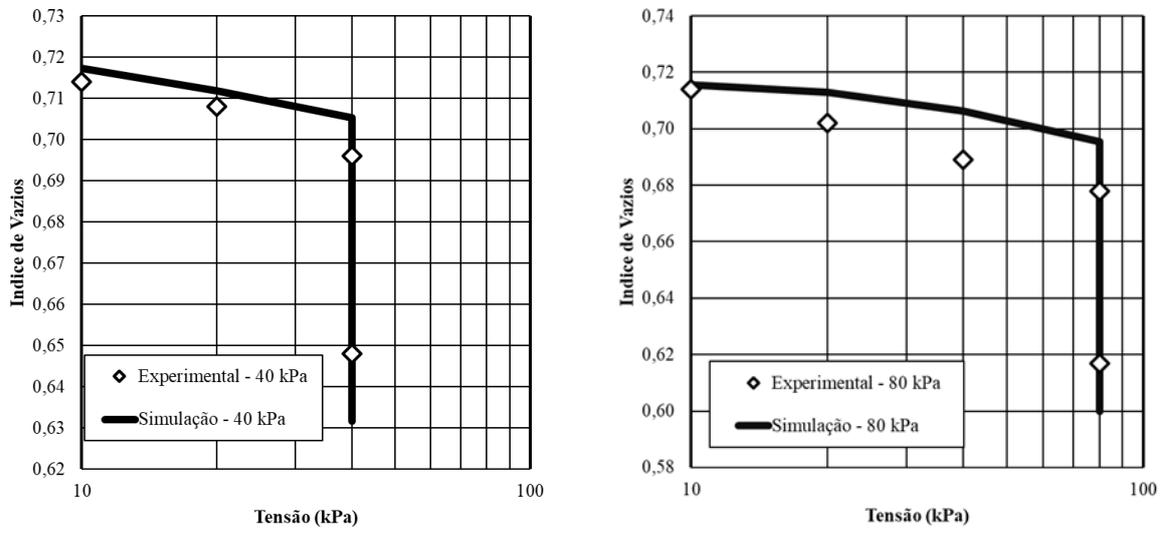
Comparando com algumas simulações de solos similares disponíveis na literatura é possível ver comportamentos similares. Teixeira (2006) obteve um ótimo resultado nas simulações para as altas sucções, com exceção do trecho de expansão que teve um valor maior do que o observado nos edométricos com sucção controlada de 1500 kPa. Para as tensões inferiores a 320 kPa, os índices de vazios após colapso, foram inferiores aos obtidos experimentalmente, já para as tensões maiores a concordância foi muito boa.

Figura 53 - Simulação x ensaio edométrico, colapso a 10 e 20 kPa.



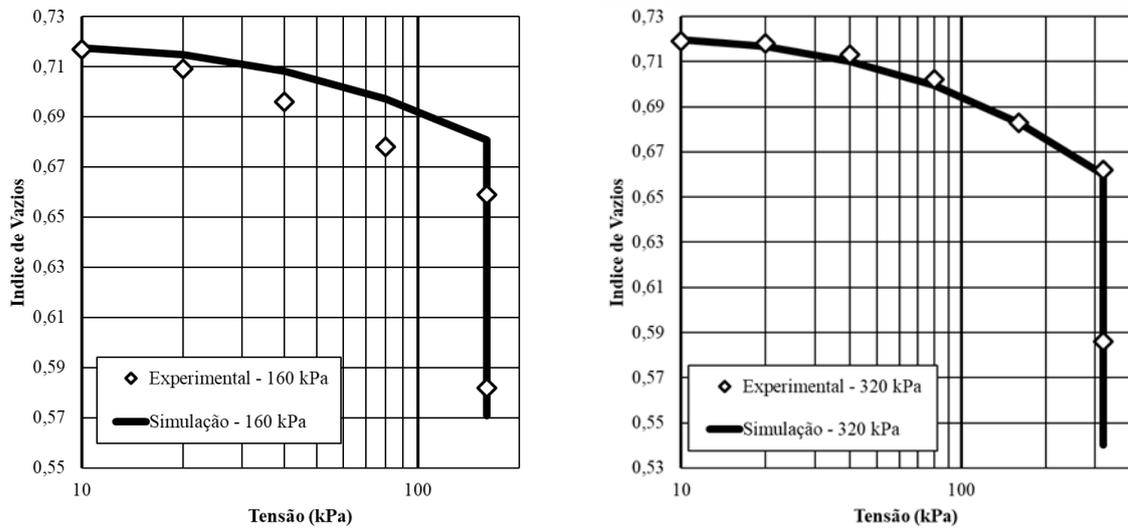
Fonte: O Autor (2019).

Figura 54 - Simulação x ensaio edométrico, colapso a 40 e 80kPa.



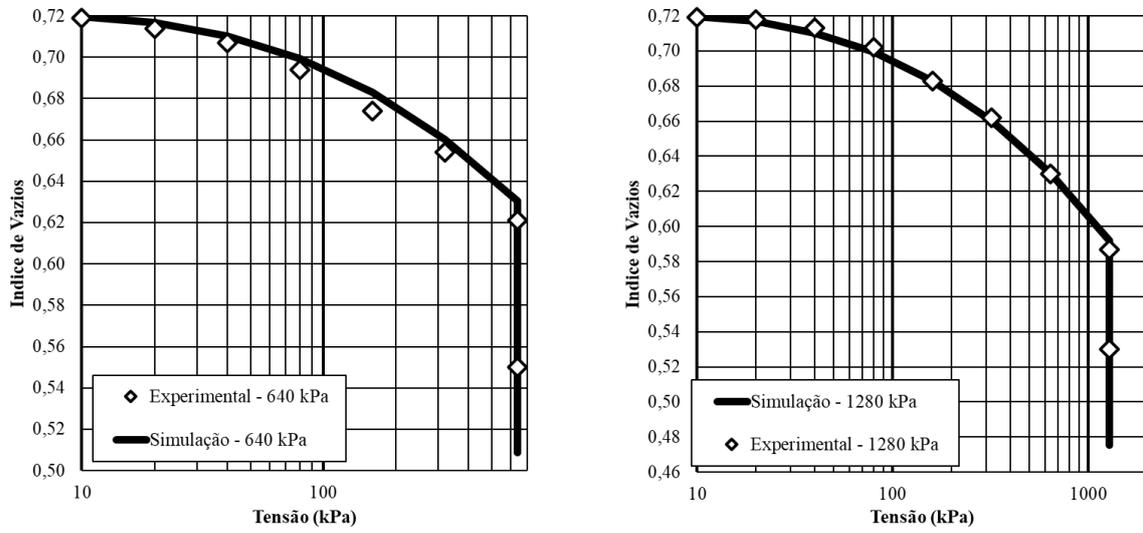
Fonte: O Autor (2019).

Figura 55 - Simulação x ensaio edométrico, colapso a 160 e 320kPa.



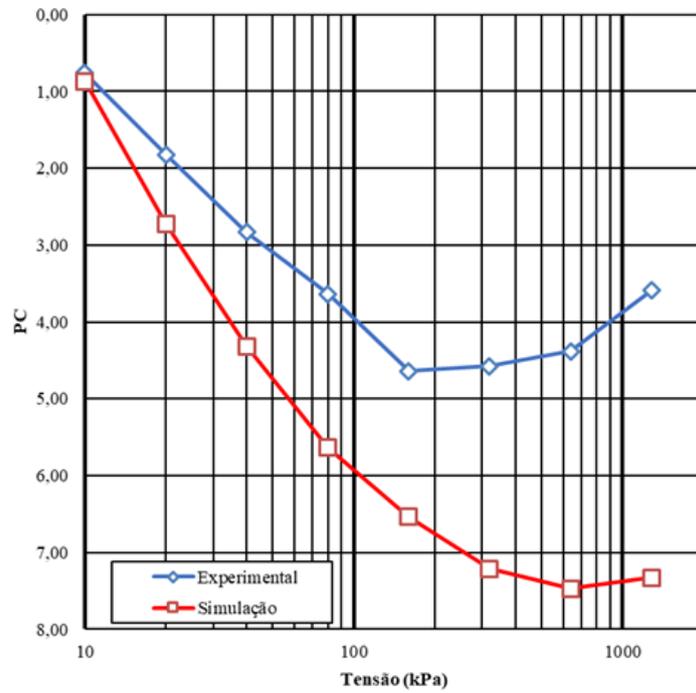
Fonte: O Autor (2019).

Figura 56 - Simulação x ensaio edométrico, colapso a 640 e 1280 kPa.



Fonte: O Autor (2019).

Figura 57 – PC - simulação x ensaio edométrico.



Fonte: O Autor (2019).

5 CONCLUSÕES E PROPOSTAS PARA NOVAS PESQUISAS

São resumidas as principais conclusões das análises realizadas nesta dissertação e posteriormente são apresentadas algumas propostas para futuros estudos.

5.1 PRINCIPAIS CONCLUSÕES

O perfil da área em estudo na cidade de Petrolina-PE revela que o solo possui uma profundidade média de 9,5m, e aumento da resistência a penetração com a profundidade. Os mapas pedológicos e de susceptibilidade ao colapso revelam que o mesmo está em uma área de Areias Quartzosas Distróficas com uma alta susceptibilidade ao colapso.

As amostras coletadas no solo do Conjunto Habitacional Nova Petrolina são do tipo SM-SP na classificação do Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), mal graduado, não líquido e não plástico, com um pequeno percentual de argila (< 8%). É verdadeiramente colapsível, com comportamento de pico na relação entre o potencial de colapso e a tensão aplicada, com valor máximo ocorrendo entre as tensões 160 kPa e 320 kPa. Nos ensaios de resistência ao cisalhamento o ângulo de atrito e a coesão aumentaram conforme a redução da umidade, ou seja, como aumento da sucção.

A curva característica do solo apresenta um pequeno valor de ponto de entrada de ar, característico das areias (entre 1 e 2 kPa), e um comportamento bimodal, típico dos solos com granulometria uniforme. O método matemático de ajuste proposto por Gitirana Jr. e Fredlund (2004) foi o que melhor se ajustou aos dados experimentais. O método de Mohammadi e Vanclooster (2012), que permite obter a curva característica através de correlações com a distribuição granulometria, mostrou uma boa previsibilidade, com exceção dos valores residuais.

A permeabilidade saturada encontrada em laboratório ($8,33 \times 10^{-3}$ cm/s) ficou coerente com os valores típicos encontrados pela literatura para as areias finas ($10^{-5} - 10^{-3}$ cm/s).

A análise da microestrutura, utilizando as imagens obtidas pela Tomografia Computacional (TC) forneceu resultados qualitativos muito importantes para o entendimento das mudanças na estrutura do solo com o carregamento e o colapso, na qual foram captadas o aumento da densidade e a diminuição do tamanho dos macroporos.

É observado o efeito da descompressão causada na parte mais superior do corpo de prova com uma densidade menor que a da parte inferior, devido ao alívio de tensões ser maior na placa de transmissão de carga durante o processo de preparação da amostra.

A obtenção das porosidades pela TC se mostra menor do que os obtidos experimentalmente, isto se deve à resolução do microtomógrafo, que é limitada a 50 μ m (não captando os microporos).

As análises realizadas nas eletromicrografias, obtidas pelo Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), mostram que a matriz do solo é constituída por intensa quantidade de grãos de areia e pouca argila. A aplicação da tensão de 160 kPa provocou um empacotamento mais denso entre os grãos, causado pela aplicação da tensão. O processo de carregamento e colapso a 160 kPa causou a densificação maior do solo, mesmo assim a microestrutura do solo ainda ficou instável pois os grãos de areia estavam revestidos com argila iluvial. A percolação da água provocou um carreamento das partículas de argilas, que passaram a preencher parte dos vazios presentes na amostra.

O uso da TC para as análises microestruturais do solo se mostrou vantajoso na análise da estrutura, devido a possibilidade de visualização interna da estrutura em 3D de forma não destrutiva, as amostras serem de maiores dimensões e a grande quantidade de algoritmos de processamento de imagens disponíveis na internet. Entretanto, as desvantagens da TC é a falta de padronização no uso do microtomógrafo e no processo de segmentação das imagens e a grande quantidade de dados gerados. O MEV proporciona uma melhor análise do arranjo das partículas e distinção das partículas constituintes (areia ou flóculos de argila) do solo, devido a sua melhor resolução. Contudo, o MEV só proporciona a visualização da superfície externa da amostra e a mesma precisa ser manuseada com bastante cuidado para mitigar as perturbações na superfície durante o preparo.

A curva de deformação versus tempo obtida no ensaio edométrico simples pode ser ajustada de forma satisfatória pelo ajuste hiperbólico proposto por Dakshanamurthy (1978).

O modelo proposto por Alonso, Gens e Josa (1990) conseguiu simular satisfatoriamente de forma qualitativa as variações volumétricas devido as reduções na sucção do solo de Petrolina. Houve uma menor concordância quanto ao colapso para as tensões superiores a 160 kPa.

5.2 PROPOSTA PARA NOVAS PESQUISAS

Realizar ensaios de permeabilidade não saturada, para calibrar melhor a curva de permeabilidade do solo, uma vez que nesta pesquisa a condutividade hidráulica foi estimada por método indireto.

Realizar ensaios edométricos com variação de sucção, para a aferição dos parâmetros de deformabilidade e definição da curva SI.

Realizar estudos com outros modelos constitutivos, dados as limitações do modelo BBM na previsão do colapso.

Realizar ensaios de campo em escalas maiores (ensaio de placa), de forma a retroanalisar os parâmetros sugeridos nesta dissertação.

Utilizar as propostas revisadas do modelo de Alonso, Gens e Josa (1990) para analisar os novos resultados;

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **ABNT NBR-6489**: prova de carga direta sobre terreno de fundação. Rio de Janeiro: ABNT, 1984.
- AL MAHBUB, A.; HAQUE, A. X-ray computed tomography imaging of the microstructure of sand particles subjected to high pressure one-dimensional compression. **Materials**, 2016.
- ALONSO, E. E. **Unsaturated Soils**: basic concepts and applications (Part 1 and Part 2). 2012. Disponível em: <https://www.issmge.org/education/recorded-webinars/unsaturated-soils-basic-concepts-and-applications-part-1-and-part-2>. Acesso em: 21 jun. 2019.
- ALONSO, E. E.; GENS, A.; HIGHT, D. Special Problem Soils. *In*: EUROPEAN CONFERENCE SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, 9., 1987, Dublin. **Proceedings** [...]. Dublin: ECSMFE, 1987.
- ALONSO, E. E.; GENS, A.; JOSA, A. A constitutive model for partially saturated soils. **Géotechnique**, 1990.
- ALVES, I. S. et al. Variação da tensão admissível e do tipo de ruptura de uma fundação direta apoiada em um solo colapsível de Petrolina–PE: quando há variação da umidade. SEMINÁRIO DE ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES ESPECIAIS E GEOTECNIA, 9., 2019, São Paulo. **Anais** [...]. São Paulo: SEFE9, 2019.
- AMORIM, S. F. **Contribuição À Cartografia Geotécnica**: Sistema de Informações Geográficas dos Solos Expansivos e Colapsíveis do Estado De Pernambuco (SIGSEC-PE). 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS - **ASTM D5333**: Standard test method for measurement of collapse potential of soils. Pensilvânia, EUA, 2003.
- BEAR, J. **Dynamics of Fluids in Porous Media**. 1. ed. New York: Drover, 1988.
- BENATTI, J. C. B.; MIGUEL, M. G. A proposal of structural models for colluvial and lateritic soil profile from southwestern Brazil on the basis of their collapsible behavior. **Engineering Geology**, 2013.
- BICALHO, K. V.; MACHADO, S. L.; GERSCOVICH, D. M. S. Condutividade hidráulica e fluxo em solos não saturados. *In*: CAMAPUM, J. DE C.; GITIRANA, G. DE F. N.; MACHADO, S. L. (Ed.). **Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015. p. 297.
- BORDER, B. H. **Curvas de retenção de água de um solo coluvionar de Campina obtidas mediante técnicas de laboratório e de campo**. 2008. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2008.
- BORGES, J. J. S. **Avaliação do módulo de elasticidade, resistência de ponta e variação de**

volume em campo com e sem inundação em solo colapsível. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

CARDOSO, F. B. D. F. **Análise química, mineralógica e micromorfológica de solos tropicais colapsíveis e o estudo da dinâmica do colapso.** 1995. Universidade de Brasília, 1995.

CARVALHO, J. C. et al. Propriedades químicas, mineralógicas e estruturais de solos naturais e compactados. In: CAMAPUM, J. DE C.; GITIRANA, G. DE F. N.; MACHADO, S. L. (Ed.). **Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico.** 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015. p. 39–78.

CASAGRANDE, A. The structure of a clay and its importance in foundation engineering. In: **Contributions to Soil Mechanics,** Boston Society of Civil Engineers, 1932.

CAVALCANTE, A. L. B.; BORGES, L. P. F.; CARVALHO, J. C. Tomografias computadorizadas e análises numéricas aplicadas à caracterização da estrutura porosa de solos não saturados. In: CAMAPUM, J. DE C.; GITIRANA, G. DE F. N.; MACHADO, S. L. (Ed.). **Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico.** 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015. p. 531–553.

CEZANO, M. T. **Aplicação de modelo constitutivo para solos não saturados: Análise hidromecânica acoplada.** 2012. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2012.

CHANDLER, R.; CRILLY, M.; SMITH, M. A Low-Cost Method Of Assessing Clay Desiccation For Low-Rise Buildings. **Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Civil Engineering,** p. 82–89, 1992.

CINTRA, J. C. A. .; AOKI, N. . **Projeto de fundações em solos colapsíveis (2009).** 1. ed. São Carlos: EESC-USP, 2009.

CLEMENCE, S. P.; FINBARR, A. O. Design Considerations for Collapsible Soils. **Journal of Geotechnical Engineering Division, ASCE,** v. 7, n. 2–4, p. 135–175, 1981.

COLLINS, K. **Towards characterization of tropical soil microstructure.** In: First International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Proceedings, 1985.

CORDÃO NETO, M. P. **Análise Hidro-Mecânica De Barragens De Terra Construídas Com Materiais Colapsíveis.** 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de Brasília, Brasília, 2005.

COSTA, L. F. **Tomografia Computadorizada De Raios-X Aplicada à Caracterização Do Espaço Poroso Do Solo.** 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

COSTA, L. M. **Ánalyse hidro-mecânica de solos não saturados com aplicação a barragem de terra.** 2000. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2000.

- COSTA, L. M.; PONTES FILHO, I. D. S.; FERREIRA, S. R. M. Numerical modelling of hydro-mechanical behaviour of plate tests with wetting in collapsible soil. **Proceedings of the Computational Plasticity VII Fundamentals and Applications**. Barcelona, Espanha, v. 1, p. 1-8, 2003.
- DARCY, H. P. G. Dètermination des lois d'ècoulement de l'eau à travers le sable. **UMR 7219 SPHERE (CNRS et Université Paris Diderot-Paris VII)**, 1856.
- DAKSHANAMURTHY, V. A new method to predict swelling using a hyperbolic equation. **Geotechnical Engineering**, v. 9, n. 1, 1978.
- DEDAVID, B. A.; GOMES, C. I.; MACHADO, G. Microscopia eletrônica de varredura: aplicações e preparação de amostras: materiais poliméricos, metálicos e semicondutores. [s.l.] EdiPUCRS, 2007.
- DUDLEY, J. H. Review of Collaping Soils. **Journal of the Soil Mech. and Found.**, v. 96, p. 925–947, 1970.
- EBRAHIMI-B, N. et al. A lower limit for the water permeability coefficient. **57th Canadian Geotechnical Conference**, 2004.
- EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA - EMBRAPA. **Mapa vetorial dos solos do estado de Pernambuco**, 2016.
- EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA - EMBRAPA. **Manual de métodos de análise de solo**, 2017.
- FARIAS, W. M. et al. Influência da Compactação nos Micro e Mesoporos Nanoestrurados e na Área Superficial Específica de um solo Laterítico. **VII Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**, 2011.
- FERREIRA, S. R. M. **Colapso Expansão de Solos Naturais Não Saturados Devido à Inundação**. 1995. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1995.
- FERREIRA, S. R. M.; LACERDA, W. A. Variação de volume em solo colapsível medidas através de ensaios de campo e de laboratório. **Revista Solos e Rochas**, v. 16, p. 245–253, 1993.
- FERREIRA, S. R. M.; VILAR, O. M. Solos colapsíveis e expansivos. In: CAMAPUM, J.; GITIRANA, G.; MACHADO, S. (Ed.). **Solos Não Saturados no Contexto Geotécnic**. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnic (ABMS), 2015. p. 415–440.
- FETTER, C. W. C. W. **Applied Hydrogeology**, Waveland Press, 2001.
- FREDLUND, D. G. **Chapter 6 - Volume Change & Deformation of Unsaturated Soils**. 2019. Disponível em: <https://www.issmge.org/education/recorded-webinars/volume-change-deformation-of-unsaturated-soils>. Acesso em: 21 jun. 2019.

FREDLUND, D. G.; RAHARDJO, H.; FREDLUND, M. D. **Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice**, 2012 .

FREITAS, M. L. A. A. **Comportamento Geomecânico De Um Solo Colapsível De Petrolina-Pe Avaliado Por Meio De Ensaio De Campo E Laboratório**. 2017. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2017.

FUCALE, S. P. **Comportamento de Variação de Volume Vevido à Inundação em Alguns Solos Colapsíveis do Estado de Pernambuco**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2000.

FUTAI, M. M. **Análise de ensaios edométricos com sucção controlada em solos colapsíveis**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1997.

GILI, J. A. **Modelo microestructural para medios granulares no saturados**. 1988. Universitat Politècnica de Catalunya, 1988.

GITIRANA JR., G. F. N.; FREDLUND, D. G. Soil-Water Characteristic Curve Equation with Independent Properties. **Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**, v. 130, n. 2, p. 209–212, 2004.

GITIRANA JR., G. F. N.; MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A. A curva de retenção de água de materiais porosos. In: CAMAPUM, J. DE C.; GITIRANA, G. DE F. N.; MACHADO, S. L. (Ed.). **Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015 p. 205–229.

GUIMARÃES, L. J. N. **Análisis multi-componente no isoterma en medio poroso deformable no saturado**. 2002. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidad Politécnica de Ingenieros de Caminos, Madrid, 2002.

HUTSON, J. L.; CASS, A. A retentivity function for use in soil–water simulation models. **Journal of Soil Science**, 1987.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - **IBGE: Clima**. 1978. Disponível em: <https://www.ibge.gov.br/geociencias-novoportal/informacoes-ambientais/climatologia/15817-clima.html?=&t=downloads>. Acesso em: 26 fev. 2019.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - **IBGE: Manual técnico de pedologia**. 2. ed. Rio de Janeiro: IBGE – INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA, 2007.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - **IBGE: Projeção da população**, 2019.

INSTITUTO NACIONAL DE METEOROLOGIA - **INMET**. 2019. Disponível em: <http://www.inmet.gov.br>. Acesso em: 26 fev. 2019.

JUCÁ, J. F. T. **Comportamiento de los Suelos Parcialmente Saturados Bajo Succion Controlada**. 1990. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidad Politécnica de Ingenieros de Caminos. Madrid, 1990.

JUCÁ, J. F. T.; PONTES FILHO, I. D. S. Comportamento de Solos Expansivos. **Anais do 3º Simpósio Brasileiro de Solos Não Saturados**. Vol. 2. 1997.

KESTENBACH, H. J.; BOTTA FILHO, W. J. Microscopia eletrônica: transmissão e varredura. **Associação Brasileira de Metais**, 1994.

KOOREVAAR, P.; MENELIK, G.; DIRKSEN, C. Elements of Soil Physics. **Soil Science**, 2006.

LE, T. T. et al. Water retention properties of Boom clay: A comparison between different experimental techniques. **Unsaturated Soils: Advances in Geo-Engineering**. 2008. p. 229-234.

LOBO NETO, J. B. **Um estudo experimental e numérico de solos compactados colapsíveis**: aplicação em uma pequena barragem de terra. 2013. 168 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2013.

MACHADO, S. L. **Aplicação de conceitos de elastoplasticidade a solos não saturados**. 1998. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo, São Paulo, 1998.

MARINHO, F. A. M.; SOTO, M. A. A.; GITIRANA JUNIOR, G. de F. N. Instrumentação de laboratório e campo e a medição da curva de retenção. In: CAMAPUM, J.; GITIRANA, G.; MACHADO, S. (Ed.). **Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico**. 1. ed. São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica (ABMS), 2015. p. 231–254.

MCGOWN, A.; COLLINS, K. **The microfabrics of some expansive and collapsing soils**. 1975. p. 323-332.

MOHAMMADI, M. H.; VANCLOOSTER, M. Predicting the Soil Moisture Characteristic Curve from Particle Size Distribution with a Simple Conceptual Model. **Vadose Zone Journal**, 2012.

MORENO, M. G. M. **Modelagem Numérica com acoplamento Hidro-Mecânico da reconstrução, enchimento e comportamento da Barragem de Açú/RN após o acidente no final de construção**. 2011. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2011.

Mr. Great. Disponível em: <https://www.mrgreatmotivation.com/2018/04/thinking-is-difficult-thats-why-most.html>. Acesso em: 26 jan. 2019.

MUALEM, Y. Hysteretical models for prediction of the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. **Water Resources Research**, 1976.

NIKIFOROFF, C. C. MORPHOLOGICAL CLASSIFICATION OF SOIL STRUCTURE.

Soil Science, v. 52, n. 3, 1941.

OLIVELLA, S. et al. A model for coupled deformation and nonisothermal multiphase flow in saline media. In: 8th International conference of the International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics. 1994.

PETH, S. et al. Dynamics of soil pore space structure investigated by X-ray microtomography. In: **World Congress of Soil Science, Soil Solutions for a Changing World**. 2010. p. 1-6.

RODRIGUES, R. A. **Modelação das deformações por colapso devidas à ascensão de lençol freático**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade de São Paulo, São Paulo, 2007.

RODRIGUES, R. A. . V. O. M. Colapso de solo desencadeado pela elevação do nível d'água. **Revista Nacional De Gerenciamento de Cidades. ANAP**, p. 6, 2013.

ROMERO, E.; GENS, A.; LLORET, A. Water permeability, water retention and microstructure of unsaturated compacted Boom clay. **Engineering Geology**, 1999.

RUEDEN, C. T. et al. ImageJ2: ImageJ for the next generation of scientific image data. **BMC Bioinformatics**, 2017.

SANTOS, B. N. A. **Análise da Resistência ao Cisalhamento e Coeficiente de Empuxo no Repouso Durante a Inundação em Solo Colapsível de Petrolina - PE**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2018.

SFRISO, A. **Curso De Geomecânica Computacional**. 2016. Disponível em: <<https://www.srk.com/es/publication/la-curso-de-geomecanica-computacional>>. Acesso em: 16 mar. 2019.

SILVA, M. J. R. D. **Comportamento geomecânico de solos colapsíveis e expansivos em Petrolina-PE: cartas de suscetibilidade**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2003.

SOUZA NETO, J. B. **Comportamento de um solo colapsível avaliado a partir de ensaios de laboratório e campo, e previsão de recalques devidos à inundação (Colapso)**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia Civil), Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2004.

TEIXEIRA, M. M. C. A. D. **Modelagem Hidro-Mecânica dos Solos Colapsíveis de Petrolândia**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2006.

TORRES, M. S. **Avaliação da Colapsibilidade e da Resistência de Ponta de um Solo de Petrolina Devido a Inundação**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2014.

VALENÇA, J. M. D. M. S. **Análise das deformações em um solo compactado não saturado**. 2002. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de

Pernambuco, Recife, 2002.

VAN GENUCHTEN, M. T. A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils1. **Soil Science Society of America Journal**, 1980.

VARGAS, M. **Introdução à Mecânica dos Solos**. 1. ed. 1978.

VERÍSSIMO, K. J. S. **Avaliação da colapsibilidade e resistência de ponta em um solo arenoso compactado de Petrolina-PE com e sem inundação**. 2016. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil), Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2016.

VILAR, O. M.; RODRIGUES, R. A. Revisiting classical methods to identify collapsible soils. **Soils and Rocks**, 2015.

WHEELER, S. J.; SIVAKUMAR, V. An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. **Géotechnique**, 1995.