

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE SOLOS
ARTIFICIAIS BIMODAIS

VINÍCIUS DE OLIVEIRA KÜHN

ORIENTADOR: MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA
PUBLICAÇÃO: G.TD-338/19

BRASÍLIA / DF, NOVEMBRO DE 2019

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA
FACULDADE DE TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

**COMPORTAMENTO HIDROMECAÂNICO DE SOLOS
ARTIFICIAIS BIMODAIS**

VINÍCIUS DE OLIVEIRA KÜHN

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL DA
UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A
OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

PROF. MANOEL PORFÍRIO CORDÃO NETO, DSC. (UNB)
(ORIENTADOR)

PROF. RAFAEL CERQUEIRA SILVA, DSC. (UNB)
(EXAMINADOR INTERNO)

PROF. RENATO MARQUES CABRAL, DSC. (UEG)
(EXAMINADOR EXTERNO)

PROF. SANDRO LEMOS MACHADO, DSC. (UFBA)
(EXAMINADOR EXTERNO)

DATA: BRASÍLIA/DF, 11 de novembro de 2019.

FICHA CATALOGRÁFICA

KÜHN, VINÍCIUS DE OLIVEIRA

Comportamento hidromecânico de solos artificiais bimodais [Distrito Federal] 2019
xx, 141 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2019)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental

1. Solos não saturados

2. Comportamento Hidromecânico

3. Distribuição de tamanho de poros

4. Estrutura

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

KÜHN, V. O. (2019). Comportamento Hidromecânico de Solos Artificiais Bimodais. Tese de Doutorado, Publicação G.TD-338/19, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 141 p.

CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Vinícius de Oliveira Kühn

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Comportamento Hidromecânico de Solos Artificiais Bimodais.

GRAU / ANO: Doutor / 2019

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

Vinícius de Oliveira Kühn

Rua Jorge Amado, n° 752, Novo Horizonte

CEP: 47803-374 - Barreiras/BA – Brasil

viniciusok87@gmail.com

AGRADECIMENTOS

À minha família, mãe, pai e irmãos, pelo apoio durante esta etapa e pelo suporte nos momentos mais difíceis. Também pela educação e incentivo, por me deram as bases para vencer as dificuldades do dia a dia. À minha esposa Ana Érica Reis da Silva Kühn, pelo apoio integral e companheirismo. À Frida e Dylan, que animaram os meus dias. Aos amigos mais próximos, pelos momentos de descontração e fraternidade.

Ao Prof. Dr. Manoel Porfirio Cordão Neto, por ter acreditado neste trabalho e ter construído conjuntamente esta tese de doutorado. Pela paciência e incentivo que proporcionou crescimento pessoal e profissional. Ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia da Universidade de Brasília e aos professores pela oportunidade e suporte oferecido ao cursar o doutorado. Aos técnicos de laboratório da Universidade de Brasília, em especial Rogério e Saimo.

À Universidad de Los Andes, pelo suporte dado na execução dos ensaios de Porosimetria por Intrusão de Mercúrio, ao Prof. Bernardo e Julieth, e em especial ao amigo José Segundo Naranjo Villanueva. À Eletrobras FURNAS e ao Laboratório de Microscopia do Instituto de Biologia pelo suporte na realização de ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura.

Agradeço a todos os colegas da UnB, em especial à Leticia Pereira de Moraes e Narayana Saniele Massocco pelo auxílio durante os ensaios da Tese, bem como o apoio e os momentos de descontração em minhas estadas em Brasília. Sem vocês teria sido muito mais difícil todas as etapas desta pesquisa. À Bruna C. F. L. Lopes pelas dicas sobre as técnicas de ensaio e discussões sobre o comportamento dos solos.

Aos colegas de trabalho da Universidade Federal do Oeste da Bahia, Juarez Hoppe Filho, pelo conhecimento transmitido e discussões em fases iniciais da pesquisa, Luís Gustavo Henriques do Amaral, Oisy Hernandez Menendez, e demais colegas que de alguma forma me auxiliaram no desenvolvimento deste trabalho.

RESUMO

Muitos solos naturais e compactados se apresentam com estruturas de poros divididas em dois tamanhos distintos, sendo denominados de solos bimodais. Nesses casos, a diferença entre os macro e microporos pode ser tão marcante a ponto de afetar consideravelmente seus parâmetros geotécnicos. Com o intuito de estabelecer o mínimo de variação mineralógica, o presente trabalho teve como objetivo avaliar o comportamento hidromecânico e as alterações estruturais de solos bimodais de caulim. Para tanto, foi desenvolvida uma metodologia de preparação de amostras envolvendo duas etapas de compactação. A primeira é uma compactação estática de caulim em alta pressão (100 MPa) para produção de agregações e a segunda uma compactação estática realizada com as agregações obtidas na etapa anterior em diferentes dosagens de agregação. Estas também são avaliadas por meio de ensaios de caracterização e compactação. Com as amostras compactadas nas diferentes fases da pesquisa, foram realizados ensaios para verificação das características hidráulicas: curva característica solo-água (SWCC), curva de contração, curva característica solo-ar (SACC), porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) e microscopia eletrônica de varredura (SEM). O comportamento mecânico foi avaliado por meio de ensaios de adensamento e cisalhamento direto. As agregações de caulim produzidas impactaram nos limites de Atterberg, curva de compactação e curvas granulométricas sem defloculante. A partir dos resultados é indicada uma proposta para o cálculo de agregação relativa com base nas curvas granulométricas, com e sem defloculante. As amostras com agregações em determinadas porcentagens foram consideradas bimodais com grande distância entre os macro e microporos. Foi apresentado um modelo de contração que descreve a variação dos índices de vazios dos macro e microporos com a sucção, que pode ser relacionada com os diâmetro dos poros. A compressibilidade foi afetada pela presença das agregações e macroporos, de modo que as amostras se tornaram mais compressíveis e com curvas de compressibilidade com formato característico de solos estruturados. Os ensaios MIP e SEM após adensamento mostraram o fechamento dos macroporos nas amostras com grande bimodalidade. É apresentado ainda um modelo conceitual que relaciona a compressibilidade com a estrutura de solos bimodais. Em termos de resistência ao cisalhamento, a presença das agregações gerou um aumento no ângulo de atrito das amostras, e modificação na linha de compressão normal e linha de estados críticos. Uma ampla faixa de tensões normais permitiu avaliar como o ângulo de atrito se modificou com essas tensões, o que foi associado com as diferentes estruturas das amostras.

PALAVRAS-CHAVE: Solos com dupla porosidade, Caulinita, Comportamento hidromecânico, Microestrutura.

ABSTRACT

Several natural or compacted soils have pore structures divided into two distinct sizes, named bimodal soils. In such cases, the difference between macro and micropores may be so remarkable that it affects considerably their geotechnical parameters. In order to establish the minimum mineralogical variation, the present work aimed to evaluate the hydromechanical behavior and structural changes of kaolin bimodal soils. For this purpose, a sample preparation methodology was developed involving two compaction steps. The first applying kaolin static compaction of high pressure (100 MPa) for aggregation production. The second is a static compaction performed with the aggregations obtained in the previous step at different aggregation dosages. They are also evaluated through characterization and compaction tests. With the samples compacted in the different phases of the research, tests were performed to verify the hydraulic characteristics: soil-water characteristic curve (SWCC), contraction curve, soil-air characteristic curve (SACC), mercury intrusion porosimetry (MIP) and scanning electron microscopy (SEM). Mechanical behavior was evaluated by one-dimensional consolidation and direct shear tests. The kaolin aggregations produced impacted into the Atterberg limits, compaction curve and particle size distribution without dispersant. From the results it is made a proposition for the calculation of relative aggregation based on the particle size distribution with and without dispersant. Samples with aggregations in certain percentages were considered bimodal, with large distance between macro and micropores. A contraction model was presented that describes the variation of the void index of the macro and micropores with the suction, which can be related to the pore diameter. Compressibility was affected by the presence of aggregation and macropores, so that the samples became more compressible and with compressibility curves with a characteristic shape of structured soils. MIP and SEM tests after consolidation showed macropore closure in samples with high bimodality. It is also presented a conceptual model that relates the compressibility to the structure of bimodal soils. In terms of shear strength, the presence of aggregations generated an increase in the friction angle of the samples and modification in the normal compression line and critical state line. A wide range of normal stresses allowed evaluating how the friction angle changed with these stresses, which were also associated with the different sample structures.

KEYWORDS: Double porosity soils, Kaolinite, Hydromechanical behavior, Microstructure.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	1
1.1	MOTIVAÇÕES	2
1.2	OBJETIVOS	2
1.3	ESCOPO DO TRABALHO.....	3
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	5
2.1	MINERALOGIA DAS ARGILAS E FORÇAS INTERPARTÍCULAS	5
2.2	TIPOS DE ESTRUTURAS	8
2.3	MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO MICROESTRUTURAL.....	11
2.4	SOLOS COM DUPLA POROSIDADE (BIMODAIS).....	16
2.4.1	CONCEITOS	16
2.4.2	COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE SOLOS BIMODAIS	18
2.5	COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ARGILAS <i>VERSUS</i> ESTRUTURA.....	25
2.5.1	COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CAULINITA <i>VERSUS</i> ESTRUTURA.....	28
3	MATERIAIS E MÉTODOS.....	33
3.1	PROPRIEDADES DO MATERIAL E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS.....	34
3.1.1	ESTABELECIMENTO DAS CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO PRIMÁRIA.....	35
3.1.2	DEFINIÇÃO DAS DOSAGENS DE AGREGAÇÃO, ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO	37
3.1.3	ESTABELECIMENTO DAS CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO SECUNDÁRIA.....	38
3.2	COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MICROESTRUTURAL.....	40
3.2.1	ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA, CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-AR E CURVA DE CONTRAÇÃO	40
3.2.2	POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO (MIP) E MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (SEM).....	42
3.3	COMPORTAMENTO MECÂNICO.....	43
3.3.1	ENSAIOS DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA	44

3.3.2	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	44
3.4	VARIABILIDADE DAS AMOSTRAS COMPACTADAS ESTATICAMENTE.....	44
4	CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO: EFEITO DA AGREGAÇÃO	48
4.1	CURVAS GRANULOMÉTRICAS E PORCENTAGENS DE AGREGAÇÃO	48
4.1.1	PROPOSTA PARA CÁLCULO DE AGREGAÇÃO RELATIVA.....	50
4.2	LIMITES DE ATTERBERG: ALTERAÇÃO DA SUPERFÍCIE ESPECÍFICA.....	54
4.3	CURVAS DE COMPACTAÇÃO MINI-PROCTOR	56
4.4	CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A METODOLOGIA DE OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS	57
5	COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MICROESTRUTURAL.....	59
5.1	CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA (SWCC).....	59
5.2	VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA DURANTE MOLHAGEM E SECAGEM.....	62
5.2.1	MODELAGEM CONSTITUTIVA DO PROCESSO DE CONTRAÇÃO E RELAÇÃO COM A SWCC.....	65
5.3	CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-AR (SACC).....	70
5.4	ESTUDO DA ESTRUTURA POR MEIO DA SWCC, CURVA DE CONTRAÇÃO E SACC	72
5.5	ANÁLISE MICROESTRUTURAL POR MEIO DE MIP E SEM	75
5.6	DISTRIBUIÇÃO DE TAMANHO DE POROS: MIP, SWCC, SACC E CURVA DE CONTRAÇÃO	83
5.7	COMPARAÇÃO ENTRE AMOSTRAS <i>BII</i> E <i>HBI</i> : MODIFICAÇÃO NA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO	86
6	COMPORTAMENTO MECÂNICO.....	89
6.1	ENSAIO DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA.....	89
6.1.1	EFEITO DO CARREGAMENTO SOBRE A MICROESTRUTURA	94
6.1.2	MODELO CONCEITUAL DO COMPORTAMENTO MECÂNICO E MICROESTRUTURAL DE SOLOS BIMODAIS	107
6.2	ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	108

6.2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO CONSIDERANDO A DUPLA POROSIDADE	115
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	118
7.1 METODOLOGIA PARA OBTENÇÃO DE SOLOS BIMODAIS, CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO.....	118
7.2 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MICROESTRUTURAL	119
7.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO.....	120
7.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	121
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	123
APÊNDICE A – CURVA DE CONTRAÇÃO, CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA E CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-AR.....	132
APÊNDICE B – CURVAS DE INTRUSÃO E EXTRUSÃO ENSAIO MIP	135
APÊNDICE C – CURVAS DE ADENSAMENTO	138
APÊNDICE D – PARÂMETROS DAS CURVAS DE ADENSAMENTO	141

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 - Propriedades geotécnicas de caulim em pesquisas no Brasil e no mundo.....	34
Tabela 3.2 – Resumo das amostras utilizadas na pesquisa, condições de compactação e teor de agregação.....	40
Tabela 3.3 – Medidas de variabilidade estatística dos corpos de prova produzidos.....	46
Tabela 4.1 – Resumo dos resultados de granulometria.....	50
Tabela 4.2 – Agregação Relativa e Floculação Relativa das amostras desta pesquisa e dois solos tropicais.....	53
Tabela 5.1 – Parâmetros de ajuste da curva característica solo-água.....	59
Tabela 5.2 – Índice de vazios e deformações volumétricas das amostras submetidas a molhagem e secagem.....	64
Tabela 5.3 - Parâmetros de ajuste das curvas de contração.....	66
Tabela 6.1 – Parâmetro obtidos através das curvas de compressibilidade.....	92
Tabela 6.2 – Comparação entre índice de vazios obtido pelo MIP e pelos índices físicos.....	95
Tabela 6.3 – Parâmetros de ajuste dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio. ...	103
Tabela 6.4 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de caulins desta e outras pesquisas.....	115
Tabela D. 1 - Parâmetros das curvas de adensamento	141

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 – Perfil esquemático de energia versus distância normalizada em interação DLVO. A magnitude real da energia W é proporcional ao tamanho da partícula ou área de interação (entre duas superfícies planas) (modificado de Israelachvili, 2011).	7
Figura 2.2 – Modos de associação em suspensões de argilas: (a) Dispersa; (b) Agregada; (c) Face-aresta floclada e dispersa; (d) Aresta-aresta floclada e dispersa; (e) Face-aresta floclada e agregada; (f) Aresta-aresta floclada e agregada; (g) Face-aresta e face-face floclada e agregada (Van Olphen, 1977).	9
Figura 2.3 – Representação esquemática dos arranjos elementares de partículas: (a) Interação entre partículas de argila elementar; (b) Interação individual de partículas de silte ou areia; (c) Interação de grupos de argilas; (d) Interação entre partículas de silte ou areia envolvidas por partículas; (e) Interação entre partículas parcialmente discernível (Collins & MacGown, 1974).	10
Figura 2.4 – Microscopia eletrônica de varredura ambiental (ESEM) de uma amostra natural com indicação da macro e microporosidade (modificado de Mascarenha, 2008).	10
Figura 2.5 – Relação entre densidade de poros e curva característica solo-água (Otálvaro, 2013).	11
Figura 2.6 – Esquema dos estágios de intrusão e extrusão no ensaio MIP e a interpretação em termos de macroporos (eM) e microporos (em) (modificado de Alonso et al., 2013).	13
Figura 2.7 – Relação inversa entre a SWCC e SACC (modificado de Fredlund et al., 2012).	15
Figura 2.8 - PSD de dois solos tropicais naturais analisadas por Otálvaro (2013): (a) Futai & Almeida (2005); (b) Miguel & Bonder (2012).	15
Figura 2.9 – Idealização de um meio poroso heterogêneo (modificado de Warren & Root, 1963).	17
Figura 2.10 – Idealização de um meio poroso heterogêneo: (a) agregações monodispersas; (b) Matriz de solo desagregada; (c) Separação de poros da matriz (modificado de Ngien et al., 2012).	18
Figura 2.11 – (a) Curva de compressibilidade em diferentes condições iniciais do solo de Brasília; (b) Curva de densidade de tamanho de poros para cada estágio de carregamento do solo de Brasília natural (modificado de Lopes, 2016).	20
Figura 2.12 - (a) Curva de compressibilidade em diferentes condições iniciais do caulim; (b) Curva de densidade de tamanho de poros para cada estágio de carregamento do caulim com $w_i = 96\%$; (modificado de Lopes, 2016).	20

Figura 2.13 – (a) Variação no volume específico das amostras submetidas ao umedecimento; (b) PSD das amostras submetidas ao umedecimento (modificado de Thom et al., 2007).	21
Figura 2.14 – (a) Condição de sucção e tensão aplicadas nas amostras; (b) Comparativo entre PSDs devido ao carregamento; (c) Efeito da saturação; (d) Efeitos da forma de preparo das amostras (modificado de Koliiji et al., 2010).	22
Figura 2.15 – (a) Curva característica com tensão de 110 kPa; (b) Curvas de compressibilidade das amostras com agregados e sem agregados; (c) Amostra apresentando agregados (modificado de Bagherieh et al., 2009).	24
Figura 2.16 – Curvas de compressão unidimensional de amostras de argilas intactas e amostras sedimentadas no laboratório: (a) Argila da cidade do México (modificado de Mesri et al., 1975); (b) Argila de Grande Balaine (modificado de Locat & Lefebvre, 1985).	26
Figura 2.17 – (a) Curvas de consolidação de caulim com diferentes estruturas; (b) Índice de vazios após consolidação e estado crítico (modificado de Wang & Siu, 2006b).	31
Figura 3.1 - Metodologia adotada para preparação de amostras.	33
Figura 3.2 - Metodologia da campanha experimental.	34
Figura 3.3 – (a) Curvas de compactação e testes de dispersibilidade; Testes para obtenção de microestrutura não dispersiva; (b) Comportamento dispersivo em água; (c) Amostra não dispersiva.	35
Figura 3.4 – (a) Prensa empregada na compactação estática em alta pressão; (b) Detalhe da prensa; (c) Molde fabricado para a execução das compactações.	36
Figura 3.5 – Curva granulométrica do caulim puro sem defloculante e as dosagens empregadas na pesquisa.	37
Figura 3.6 - (a) Curvas de compactação e condição de compactação da amostra Bimodal (<i>BiI</i>) e amostra (<i>HBi</i>); (c) Imagem amostra <i>KS</i> ; (c) Imagem amostra <i>BiI</i>	39
Figura 3.7 – (a) Equipamento para translação de eixos; (b) Potenciômetro WP4C.	41
Figura 3.8 – (a) Liofilizador utilizado na técnica <i>freeze-drying</i> ; (b) Equipamento para ensaio MIP (UniAndes); (c) Microscópio Eletrônico de Varredura (UnB); (d) Microscópio Eletrônico de Varredura (FURNAS).	43
Figura 3.9 – Condição de compactação das amostras da pesquisa: (a) Todas as amostras; (b) Amostras <i>PSA</i> e <i>PSLA</i> ; (c) Amostras <i>KS</i> , <i>Bi</i> e <i>LBi</i>	45
Figura 4.1 – Curva granulométrica do caulim puro e com agregações: (a) Sem defloculante; (b) Com defloculante.	49
Figura 4.2 – Método para determinação da porcentagem de agregação relativa.	51

Figura 4.3 – Ajustes das curvas granulométricas e representação gráfica da porcentagem de agregação: (a) Caulim puro; (b) Dosagem 2; (c) Dosagem 1; (d) Dosagem 3.....	52
Figura 4.4 - Ajustes de curva granulométricas e representação gráfica da porcentagem de agregação para o solo de Brasília: (a) Borges (2014); (b) Matos (2011).	54
Figura 4.5 – Caulim puro e com agregações: (a) Determinação do limite de liquidez; (b) Classificação SUCS; (c) Relação entre a dosagem e os limites de Atterberg; (d) Relação entre limites e índice de plasticidade.....	55
Figura 4.6 – (a) Efeito da agregação na curva de compactação das amostras em metodologia tradicional e Mini-Proctor com energia Normal; (b) Relação entre os parâmetros de compactação e Limites de Atterberg.	56
Figura 4.7 – Dispersibilidade das agregações: curvas granulométricas sem defloculante e dosagens das amostras.....	58
Figura 5.1 – Curva característica solo-água: (a) Amostras bimodais de caulim <i>Bi1</i> , <i>HBi</i> , <i>LBi</i> e <i>KS</i> ; (b) Amostras bimodais <i>Bi1</i> , <i>LBi</i> e monomodais <i>PSA</i> e <i>PSLA</i> ; (c) Amostras bimodais de caulim, <i>Bi1</i> , <i>Bi2</i> , <i>Bi3</i> e <i>KS</i> ;	60
Figura 5.2 – Curvas de contração das amostras bimodais: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi1</i> ; (c) <i>Bi2</i> ; (d) <i>Bi3</i> ; (e) <i>HBi</i> ; (f) <i>LBi</i>	63
Figura 5.3 - Curvas de contração das amostras bimodais: (a) <i>PSA</i> ; (b) <i>PSLA</i>	64
Figura 5.4 – Curvas de contração das amostras unimodais com aplicação do modelo proposto, juntamente com a SWCC e pontos de interesse: (a) <i>PSA</i> ; (b) <i>PSLA</i>	66
Figura 5.5 – Curvas de contração das amostras bimodais com aplicação do modelo proposto, juntamente com a SWCC e pontos de interesse: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi1</i>	67
Figura 5.6 – Curvas de contração das amostras bimodais com aplicação do modelo proposto, juntamente com a SWCC e pontos de interesse: (a) <i>Bi2</i> ; (b) <i>Bi3</i>	67
Figura 5.7 – Curvas de contração das amostras bimodais com aplicação do modelo proposto, juntamente com a SWCC e pontos de interesse: (a) <i>HBi</i> ; (b) <i>LBi</i>	68
Figura 5.8 – Variação no índice de vazios dos macro e microporos durante o processo de contração para amostras com diferentes índices de plasticidade.	69
Figura 5.9 – Curva de contração, curva característica solo-água e curva característica solo-ar: (a) Amostra <i>Bi1</i> ; (b) Amostra <i>KS</i>	71
Figura 5.10 – Relação entre a curva característica e a curva de contração em termos de diâmetro de poros: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi2</i> ; (c) <i>Bi1</i> ; (d) <i>Bi3</i>	73
Figura 5.11 – Distribuição de poros (PSD) das amostras <i>KS</i> , <i>Bi1</i> , <i>Bi2</i> e <i>Bi3</i> : (a) A partir da curva de contração; (b) A partir da SWCC; (c) A partir da SACC.....	74

Figura 5.12 - Fase de intrusão e extrusão dos ensaios MIP: (a) Amostra <i>KS</i> ; (b) Amostra <i>Bi2</i> , (c) Amostra <i>Bi1</i> ; (d) Amostra <i>Bi3</i> .	76
Figura 5.13 - Ensaios MIP das amostras <i>KS</i> , <i>Bi1</i> , <i>Bi2</i> e <i>Bi3</i> : (a) Curva de intrusão de mercúrio acumulada; (b) PSD - Distribuição de tamanho de poros.	78
Figura 5.14 – Imagens de microscopia eletrônica de varredura com uma aproximação de 55 à 60x: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi2</i> ; (c) <i>Bi1</i> ; (d) <i>Bi3</i> .	79
Figura 5.15 - Imagens de microscopia eletrônica de varredura com uma aproximação de 2000x: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi2</i> ; (c) <i>Bi1</i> ; (d) <i>Bi3</i> .	80
Figura 5.16 - Imagens de microscopia eletrônica de varredura com uma aproximação de 4300: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi2</i> ; (c) <i>Bi1</i> ; (d) <i>Bi3</i> .	81
Figura 5.17 - Comparação entre a PSD da amostra: (a) Caulim <i>Bi1</i> , <i>Bi3</i> e o solo de Brasília em condição natural, Borges (2014) e Lopes (2016); (b) Caulim <i>Bi1</i> , <i>KS</i> e Tarantino & De Col (2008); (c) Caulim <i>Bi1</i> , <i>KS</i> e Sivakumar et al. (2010)	82
Figura 5.18 – Distribuição de poros a partir do ensaio MIP, SWCC, SACC e curva de contração: (a) Amostra <i>KS</i> ; (b) Amostra <i>Bi2</i> .	84
Figura 5.19 – Distribuição de poros a partir do ensaio MIP, SWCC, SACC e curva de contração: (a) Amostra <i>Bi1</i> ; (b) Amostra <i>Bi3</i> .	85
Figura 5.20 - Ensaios MIP das amostras <i>HBi</i> e <i>Bi1</i> : (a) Curva de intrusão acumulada; (b) PSD.	87
Figura 5.21 – Microscopia Eletrônica de Varredura nas amostras tipo <i>Bi1</i> .	87
Figura 5.22 – Microscopia Eletrônica de Varredura nas amostras tipo <i>HBi</i> .	88
Figura 6.1 – Curvas de compressibilidade das amostras <i>KS</i> , <i>Bi2</i> , <i>Bi1</i> e <i>Bi3</i> : (a) Em termos de índice de vazios; (b) Em termo de deformação volumétrica.	89
Figura 6.2 - Efeito da estrutura na curva de compressibilidade das amostras: (a) <i>Bi2</i> ; (b); <i>Bi1</i> ; (c) <i>Bi3</i> ; (d) Solo de Brasília.	91
Figura 6.3 – Curvas de adensamento das amostras <i>KS</i> , <i>Bi2</i> , <i>Bi1</i> e <i>Bi3</i> : (a) Em termos da raiz do tempo; (b) Tempo na escala logarítmica.	92
Figura 6.4 – Parâmetros obtidos pela curva de adensamento: (a) m_v ; (b) a_v ; (c) D ; (d) c_v ; (e) k .	93
Figura 6.5 – Ensaios MIP, amostra <i>KS</i> : (a) Índice de vazios MIP por diâmetro de poros; (b) Distribuição de poros; (c) Curva de compressibilidade e pontos de ensaio.	96
Figura 6.6 - Ensaios MIP, amostra <i>Bi2</i> : (a) Índice de vazios MIP por diâmetro de poros; (b) Distribuição de poros; (c) Curva de compressibilidade e pontos de ensaio.	98

Figura 6.7 - Ensaio MIP, amostra <i>Bi1</i> : (a) Índice de vazios MIP por diâmetro de poros; (b) Distribuição de poros; (c) Curva de compressibilidade e pontos de ensaio.	99
Figura 6.8 - Ensaio MIP, amostra <i>Bi3</i> : (a) Índice de vazios MIP por diâmetro de poros; (b) Distribuição de poros; (c) Curva de compressibilidade e pontos de ensaio.	100
Figura 6.9 - Imagens de microscopia eletrônica de varredura após adensamento com 800 kPa com uma aproximação de x60: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi2</i> ; (c) <i>Bi1</i> ; (d) <i>Bi3</i> . No detalhe imagens em condição natural.	101
Figura 6.10 - Imagens de microscopia eletrônica de varredura após adensamento com 800 kPa com uma aproximação de x450: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi2</i> ; (c) <i>Bi1</i> ; (d) <i>Bi3</i> . No detalhe imagens em condição natural.	102
Figura 6.11 - Imagens de microscopia eletrônica de varredura após adensamento com 800 kPa com uma aproximação de x4300: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi2</i> ; (c) <i>Bi1</i> ; (d) <i>Bi3</i> . No detalhe imagens em condição natural.	103
Figura 6.12 – Índice de vazios do ajuste e conforme Delage & Lefebvre (1984): (a) Microporos; (b) Macroporos.	104
Figura 6.13 – Relação entre a curva de compressibilidade e os índices de vazios da macro e microestrutura: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi2</i> ; (c) <i>Bi1</i> ; (d) <i>Bi3</i>	105
Figura 6.14 – Curva de compressibilidade de solo com estrutura bimodal e relação com a distribuição de poros em etapas de carregamento e descarregamento.	108
Figura 6.15 – Curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal normalizado: (a) $\sigma = 25$ kPa; (c) $\sigma = 100$ kPa; (e) $\sigma = 200$ kPa; Curva de deformação vertical x deslocamento horizontal normalizado: (b) $\sigma = 25$ kPa; (d) $\sigma = 100$ kPa; (f) $\sigma = 200$ kPa.	109
Figura 6.16 - Curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal normalizado: (a) $\sigma = 400$ kPa; (c) $\sigma = 800$ kPa; Curva de deformação vertical x deslocamento horizontal normalizado: (b) $\sigma = 400$ kPa; (d) $\sigma = 800$ kPa.	110
Figura 6.17 – Deformação volumétrica após a fase de adensamento e após a fase de cisalhamento, juntamente com a curva de compressibilidade: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi2</i> ; (c) <i>Bi1</i> ; (d) <i>Bi3</i>	111
Figura 6.18 - Envoltória de ruptura das amostras <i>KS</i> , <i>Bi2</i> , <i>Bi1</i> e <i>Bi3</i> : (a) Resistência ao cisalhamento de pico; (b) Resistência ao cisalhamento pós pico.	113
Figura 6.19 – (a) mobilização do atrito com os deslocamentos horizontais; (b) Modificação do intercepto coesivo com os deslocamentos horizontais; (c) Ângulo de atrito de pico e pós pico para cada teor de agregação; (d) Coesão de pico e pós pico para cada teor de agregação.	114

Figura 6.20 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento considerando tensões iniciais (25, 100 e 200 kPa) e tensões finais (200, 400 e 800 kPa): (a) Ângulo de pico; (b) Ângulo de atrito pós pico; (c) Coesão pico; (d) Coesão pós pico.....	116
Figura A. 1 – Relação entre Curva de contração, curva característica solo-água e curva característica solo-ar: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>Bi1</i> ; (c) <i>Bi2</i>	132
Figura A. 2 – Relação entre Curva de contração, curva característica solo-água e curva característica solo-ar: (a) <i>Bi3</i> ; (b) <i>LBi</i> ; (c) <i>HBi</i>	133
Figura A. 3 – Relação entre Curva de contração, curva característica solo-água e curva característica solo-ar: (a) <i>PSA</i> ; (b) <i>PSLA</i>	134
Figura B. 1 – Curvas de intrusão e extrusão de mercúrio: (a) <i>KS</i> ; (b) <i>KS</i> 50 kPa; (c) <i>KS</i> 100 kPa; (d) <i>KS</i> 800 kPa; (e) <i>Bi1</i> ; (f) <i>Bi1</i> 50 kPa.....	135
Figura B. 2 – Curvas de intrusão e extrusão de mercúrio: (a) <i>Bi1</i> 100 kPa; (b) <i>Bi1</i> 800 kPa; (c) <i>Bi2</i> ; (d) <i>Bi2</i> 50 kPa; (e) <i>Bi2</i> 100 kPa; (f) <i>Bi2</i> 800 kPa.....	136
Figura B. 3 – Curvas de intrusão e extrusão de mercúrio: (a) <i>Bi3</i> kPa; (b) <i>Bi3</i> 50 kPa; (c) <i>Bi3</i> 100 kPa; (d) <i>Bi3</i> 800 kPa.....	137
Figura C. 1 - Curvas de Adensamento das amostras <i>KS</i> , <i>Bi2</i> , <i>Bi1</i> e <i>Bi3</i> : (a) 2 a 6 kPa; (b) 6 a 13 kPa; (c) 13 à 24 kPa; (d) 24 à 49 kPa.....	138
Figura C. 2 - Curvas de Adensamento das amostras <i>KS</i> , <i>Bi2</i> , <i>Bi1</i> e <i>Bi3</i> : (a) 49 à 98 kPa. (b) 98 à 212 kPa; (c) 212 à 409 kPa; (d) 409 à 804 kPa.....	139
Figura C. 3 - Curvas de Adensamento das amostras <i>KS</i> , <i>Bi2</i> , <i>Bi1</i> e <i>Bi3</i> : (a) 804 à 1196 kPa; (b) 1196 à 1983 kPa.....	140

LISTA DE SIMBOLOS, NOMENCLATURA E ABREVIACOES

ABNT	- Associao Brasileira de Normas Técnicas
a_L	- Parâmetro de ajuste para SWCC relativo aos macroporos
AR_1	- Agregaco relativa para os menores diâmetros
AR_2	- Agregaco relativa para os maiores diâmetros
AR_T	- Agregaco relativa
a_s	- Parâmetro de ajuste para SWCC relativo aos microporos
ASTM	- <i>American Society for Testing and Materials</i>
a_v	- Coeficiente de compressibilidade
Bi	- Amostra Bimodal
$Bi1$	- Amostra Bimodal na dosagem 1
$Bi2$	- Amostra Bimodal na dosagem 2
$Bi3$	- Amostra Bimodal na dosagem 3
b_L	- Parâmetro de ajuste da curva de contrao dos macroporos
b_s	- Parâmetro de ajuste da curva de contrao dos microporos
c'	- Coesão efetiva
CBR	- <i>California Bearing ratio</i> , ndice de suporte Califrnia
C_c	- ndice de compressão
C_{CD}	- Porcentagem que passa na curva granulométrica com defloculante
SACC	- Curva característica solo-ar
SWCC	- Curva característica solo-gua
CH	- Argila de alta compressibilidade
CP	- Corpo de prova
Cr	- ndice de recompressão
C_{SD}	- Porcentagem que passa na curva granulométrica sem defloculante
CSL	- Linha de estado crítico (Roscoe, Schofield e Wroth, 1958).
c_v	- Coeficiente de adensamento
D	- Diâmetro do poro
D	- Módulo oedométrico
D_0	- Dosagem zero, caulim puro
d_1	- Parâmetro de ajuste relativo ao primeiro modo de poro
$D1$	- Dosagem 1 com agregaco em porcentagem intermediária

d_2	- Parâmetro de ajuste relativo ao segundo modo de poro
$D2$	- Dosagem 2 com agregação em menor porcentagem
$D3$	- Dosagem 3 com agregação em maior porcentagem
D_f	- Diâmetro final
D_i	- Diâmetro inicial
DLVO	- Teoria Derjaguin, Landau, Verwey e Overbeek, teoria de interação entre dupla camada e forças de Van der Waals
DRX	- Difração de raios-X
e	- Índice de vazios
e_1	- Parâmetro de ajuste relativo ao primeiro modo de poro
e_2	- Parâmetro de ajuste relativo ao segundo modo de poro
e_a	- Índice de ar
e^L	- Índice de vazios dos macroporos
eM	- Índice de vazios do macroporo (Alonso et al., 1999)
e_m	- Índice de vazios do microporo (Alonso et al., 1999)
e_{MIP}	- Índice de vazios obtido no ensaio MIP
e_{nw}	- Índice não molhante
e_{res}	- Índice de vazios residual
e^S	- Índice de vazios dos microporos
e_{sat}	- Índice de vazios saturado
ESEM	- Microscopia eletrônica de varredura ambiental
e_w	- Índice de água
e_w^L	- Índice de água dos macroporos
e_w^S	- Índice de água dos microporos
FR	- Flocculação relativa
FURNAS	- Furnas Centrais Elétricas S/A
G_s	- Densidade relativa
HBi	- <i>High Energy Bimodal Sample</i> ou amostra bimodal compactada com alta energia
IP	- Índice de plasticidade: ($w_L - w_P$)
k	- Coeficiente de permeabilidade
K_0	- Coeficiente de empuxo em repouso
KS	- <i>Kaolin Sample</i> ou amostra de caulim puro
LBi	- <i>Lime Bimodal Sample</i> ou amostra bimodal com cal

MH	- Silte de alta compressibilidade
MIP	- Porosimetria por intrusão de mercúrio
ML	- Silte de baixa compressibilidade
m_v	- Coeficiente de variação volumétrica
n_1	- Parâmetro de ajuste relativo ao primeiro modo de poro
n_2	- Parâmetro de ajuste relativo ao segundo modo de poro
NCL	- Linha de compressão normal
n_L	- Parâmetro de ajuste para SWCC relativo aos macroporos
n_S	- Parâmetro de ajuste para SWCC relativo aos microporos
P	- Pressão de mercúrio aplicada
p'	- Tensão média efetiva: $(\sigma'_1 + 2\sigma'_3)/3$
pH	- Potencial hidrogeniônico
pH9	- Potencial hidrogeniônico igual a 9
p_L	- Parâmetro de ajuste da curva de contração dos macroporos
p_S	- Parâmetro de ajuste da curva de contração dos microporos
PSA	- <i>Parent Sample of Aggregation</i> ou amostra de compactação primária
PSD	- Distribuição de tamanho de poros
PSLA	- <i>Parent Sample of Lime Aggregation</i> ou amostra de compactação primária com cal
S	- Sucção
SEM	- Microscopia eletrônica de varredura
SUCS	- Sistema unificado de classificação dos solos
t_{100}	- Tempo que representa 100% de adensamento
$u_a - u_w$	- Sucção matricial
UnB	- Universidade de Brasília
UniAndes	- <i>Universidad de Los Andes</i>
W	- Energia teoria DLVO
w	- Teor de umidade
w_i	- Teor de umidade inicial
w_L	- Limite de liquidez
γ_d	- Peso específico aparente seco
$\epsilon_{\text{molhagem}}$	- Deformação volumétrica na molhagem
$\epsilon_{\text{secagem}}$	- Deformação volumétrica na secagem

$\varepsilon_{\text{total}}$	- Deformação volumétrica total
θ	- Teor de umidade volumétrico
θ_{nw}	- Ângulo de contato entre o mercúrio e a parede do poro
θ_w	- Ângulo de contato entre o meio poroso e a água
κ^{-1}	- o comprimento de Debye ou espessura da dupla camada difusa
λ	- Inclinação na linha de compressão normal (Roscoe, Schofield e Wroth, 1958)
σ	- Tensão normal
σ_{Hg}	- Tensão superficial do mercúrio
σ_n	- Tensão normal
σ_{pa}	- Tensão de pré-adensamento
σ'_{vp}	- Tensão de pré-adensamento
σ_w	- Tensão superficial da interface ar-água
τ_{ff}	- Tensão cisalhante na ruptura
τ_p	- Tensão cisalhante de pico
τ_{pp}	- Tensão cisalhante pós-pico
v	- Volume específico: $(1+e)$
ϕ'	- Ângulo de atrito
ϕ'_0	- Ângulo de atrito inicial

1 INTRODUÇÃO

Os solos, como se encontram no campo, são formados por partículas sólidas e vazios, os quais podem conter água, ar e uma interface entre ambos, constituindo um meio multifásico. As partículas sólidas, por sua vez, podem se encontrar de maneira individualizada ou formando agregações. No caso de solos com agregações, observa-se uma porosidade interna (microporosidade) e uma porosidade externa às agregações (macroporosidade), apresentando um meio com dupla porosidade (bimodal).

Os solos com dupla porosidade, ou solos bimodais, podem ser entendidos como solos que apresentam dois tamanhos de poros distintos, podendo ser de ocorrência natural ou compactados. Quando os solos argilosos ou siltosos são compactados no ramo seco apresentam estrutura de poros bimodal, enquanto que solos compactados no ramo úmido ou reconstituídos de lama apresentam estruturas de poros unimodal (Pedrotti & Tarantino, 2014). No entanto, alguns solos tropicais bimodais, mesmo reconstituídos de lama, podem apresentar estruturas de poros bimodal (Lopes, 2016).

Em solo bimodais, quando ocorre a aplicação de carregamento externo ou variação de sucção, podem ocorrer mudanças de volume afetando tanto o nível dos macroporos quanto o nível dos microporos. Devido à interação entre os diferentes níveis estruturais, o aumento de volume das agregações em nível dos microporos pode gerar a diminuição dos macroporos, ou mesmo uma dilatação da macroestrutura (Alonso et al., 1999).

Por sua vez, muitos solos residuais de clima tropical possuem estruturas de poros bimodal, como é o caso da argila porosa de Brasília. O estudo hidráulico e mecânico desses solos passa pelo entendimento estrutural, em que a microporosidade possui grande diferença de tamanho em relação à macroporosidade, o que influencia diretamente em seu comportamento. A título de exemplo, alguns destes solos apresentam granulometria de argila, porém permeabilidade típica de areias finas.

Solos tropicais bimodais apresentam grande complexidade e variabilidade de comportamento geotécnico, devido a presença de agregações e estruturas complexas formadas durante o processo de intemperismo químico. Também é possível encontrar diferentes minerais e agentes cimentantes, como os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio. Nos solos argilosos encontrados no centro-oeste brasileiro é comum a presença de caulinita, illita, gibbsita, quartzo, hematita e goethita (Martins, 2000). Todos os fatores citados agem concomitantemente, o que torna difícil compreender o papel de cada um no comportamento hidromecânico desses solos.

Nesse sentido, para compreender solos com alta variabilidade mineralógica e estruturas complexas, é fundamental compreender inicialmente o comportamento de solos de constituição e estruturas simples. Dessa forma, muitos estudos têm empregado caulinita para formação de solos com características geotécnicas simples de forma a melhor compreender e/ou desenvolver modelos de comportamento (Morgenstern & Tchalenko, 1967; Wheeler & Sivakumar, 1995; Tarantino & Tombolato, 2005; Tarantino & De Col, 2008; Bagherieh et al., 2009; Serna, 2012; Pedrotti & Tarantino, 2014; Sa'ari et al., 2015; Lopes, 2016; Rincon, 2016; Yu et al., 2016; Alazaiza et al., 2016; Foong et al., 2016).

1.1 MOTIVAÇÕES

O desenvolvimento desta pesquisa é motivado pela dificuldade que existe em compreender e modelar o comportamento mecânico e hidráulico de solos com dupla porosidade, devido a presença de agregações, aliando as suas alterações da macro e microestrutura.

Por outro lado, não está totalmente claro na geotecnia qual é o papel e a influência das agregações na resposta mecânica e hidráulica dos solos. Da mesma maneira que o papel das agregações em suas características mais elementares, como limites de Atterberg e curva de compactação, não é totalmente estabelecido.

Os modelos formulados na geotecnia, em sua maioria, não contemplam parâmetros da microestrutura, ou seja, não há uma conexão estabelecida entre as variações da estrutura do solo e seus impactos nos parâmetros de permeabilidade, adensamento e resistência ao cisalhamento, que são os parâmetros utilizados na prática da engenharia.

1.2 OBJETIVOS

O objetivo principal deste trabalho é avaliar o comportamento hidromecânico e as alterações estruturais de um solo artificial de caulim bimodal, devido a presença de agregações, eliminando a variável mineralógica.

Como objetivos específicos têm-se:

- Produzir solos com estrutura bimodal utilizando caulim, por meio da obtenção de agregações artificiais do mesmo material;
- Avaliar a influência das agregações nos limites de Atterberg, curva de compactação, granulometria com e sem defloculante em diferentes porcentagens;

- Avaliar as alterações estruturais devido a presença de agregações, através da curva característica solo-água (SWCC), curva de contração, curva característica solo-ar (SACC), porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) e microscopia eletrônica de varredura (SEM);
- Avaliar o efeito da presença de agregações no comportamento mecânico em compressão unidimensional, bem como as alterações estruturais em etapas de carregamento;
- Realizar ensaios de cisalhamento direto nas amostras com e sem agregações para observar os seus efeitos na resistência ao cisalhamento do solo sob uma ampla gama de tensões.

1.3 ESCOPO DO TRABALHO

Este trabalho é dividido em sete capítulos, conforme breve descrição a seguir:

O capítulo 1 traz a introdução do trabalho tendo em vista os aspectos relevantes de solos bimodais com macro e microporos, as motivações, os objetivos gerais e específicos desta pesquisa.

O capítulo 2 apresenta uma revisão de literatura, inicialmente em nível de partícula, suas conformações estruturais e métodos de investigação microestrutural. Posteriormente é realizado um levantamento aprofundado do comportamento mecânico e estrutural de solos bimodais e de caulinita com diferentes estruturas.

No capítulo 3 são apresentadas algumas características geotécnicas do material estudado, a metodologia de preparação de amostras bimodais a partir de caulim, que envolve a obtenção da agregação e a compactação secundária, e os métodos de ensaios mecânicos e de avaliação microestrutural. No final do capítulo é realizada uma avaliação da variabilidade das amostras produzidas.

O capítulo 4 traz os resultados do efeito da agregação nas características mais básicas como limites de Atterberg, curva de compactação e curva granulométrica. Sobre esta é desenvolvida uma proposta para o cálculo de agregação relativa. Ainda neste capítulo é realizada uma discussão sobre as agregações produzidas e sua dispersibilidade em água.

No capítulo 5 é avaliado o comportamento volumétrico e estrutural das amostras produzidas por compactação estática secundária com diferentes porcentagens de agregação, utilizando a SWCC, curva contração, SACC, MIP e SEM.

O Capítulo 6 apresenta o comportamento mecânico das amostras produzidas com diferentes dosagens de agregação em termos de compressibilidade e resistência ao

cisalhamento. As análises realizadas levam em conta a estrutura inicial das amostras e a estrutura após fases de carregamento.

O Capítulo 7 apresenta as considerações finais desta pesquisa, bem como sugestões para estudos futuros.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

A revisão bibliográfica apresenta os principais assuntos relacionados a esta pesquisa, que inclui o estudo das variáveis mineralógicas e microestrutura das argilas, os métodos de investigação microestrutural, o comportamento mecânico de argilas do tipo caulinita e solos com distribuição de poros bimodais.

2.1 MINERALOGIA DAS ARGILAS E FORÇAS INTERPARTÍCULAS

O estudo da mineralogia e de aspectos microscópicos dos solos argilosos é fundamental para a compreensão de suas propriedades macroscópicas, como permeabilidade, expansão, compactação, compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

A constituição mineralógica dos solos é fator primário que controla o tamanho, a forma e as propriedades das partículas sólidas. Quanto à mineralogia, as argilas podem ser divididas em estruturas do tipo 1:1 (1 camada octaédrica de alumínio e 1 tetraédrica de sílica) e do tipo 2:1 (1 camada octaédrica de alumínio e 2 tetraédricas de sílica). Dos minerais 1:1 têm-se a caulinita e haloisita. Os minerais 2:1 correspondem às esmectitas, ilitas, vermiculita, clorita, entre outros. Além do número de camadas e empacotamentos os minerais de argila se diferem pela presença de água e íons em sua estrutura (Mitchell & Soga, 2005).

O espaçamento entre as estruturas dos minerais de argila tipo caulinita encontra-se na ordem de 7 angstroms, e dos minerais tipo 2:1, como ilita e esmectita, da ordem de 10 angstroms devido ao tipo de ligação que é feita entre as camadas (Mitchell & Soga, 2005). Essa peculiaridade reflete em uma maior superfície específica, influenciando nas forças de superfície e suas características macro. A título de exemplo, solos formados preponderantemente por esmectitas tendem a ser mais expansivos, menos permeáveis, mais compressíveis e de menor resistência ao cisalhamento que solos formados por minerais do tipo caulinita.

No intuito de compreender o comportamento dos solos em nível de partícula é necessário primeiramente introduzir como se dão as forças nesta escala e como estas se transmitem. Segundo Santamarina (2001), as forças interpartículas podem ser divididas em 3 categorias:

- Forças devido a carregamento externo: são transmitidas através das partículas pelo contato devido a aplicação de cargas externas;

- Forças no nível de partícula (de corpo): incluem peso das partículas, flutabilidade e forças hidrodinâmicas. Podem ocorrer mesmo sem a presença do esqueleto sólido;
- Forças a nível de contato: incluem forças elétricas, forças capilares, quando o solo se torna não saturado, e forças relativas à cimentação.

Com a aplicação de cargas externas, forças normais e tangenciais ocorrem nos contatos entre as partículas, sendo que estas experimentam as forças de diferentes formas, dependendo da posição relativa em relação à partícula vizinha. A evolução e distribuição das forças nas partículas do esqueleto sólido têm influência direta no comportamento tensão-deformação, variação de volume e resistência ao cisalhamento do solo (Mitchell & Soga, 2005)

As forças interpartículas podem ser de repulsão ou atração. É aceito na ciência de colóides que as forças físico-químicas mais importantes são as forças de Van der Waals de atração e forças de dupla-camadas repulsivas. Estas forças, juntamente com forças mecânicas interpartículas, controlam diversas propriedades geotécnicas (Anandarajah & Chen, 1997).

As forças de Van der Waals existem mesmo em átomos neutros, ao contrário das forças eletrostáticas de Coulumb, que atuam apenas entre partículas carregadas, como íons e moléculas polares. Isto acontece porque em átomos neutros os elétrons circulam continuamente em volta do núcleo positivo ficando polarizado. As ondas eletromagnéticas, que são emanadas de diferentes átomos em diferentes localidades, interagem entre si dando origem às forças atrativas de Van der Waals entre as moléculas (Israelachvili, 2011). Estas forças podem acontecer tanto em moléculas quanto em colóides ou partículas de argila (Anandarajah & Chen, 1997).

As forças de dupla camada são explicadas por Verwey e Overbeek (1948). A dupla camada ocorre devido a atração de íons carregados positivamente na superfície das partículas de argila, formando uma camada de carga positiva fortemente aderida às partículas. Como os íons não estão todos aderidos a superfície da partícula, alguns estarão livres e dissolvidos na solução. Estes íons serão atraídos pelas cargas negativas da partícula para ficar em sua vizinhança. Por outro lado, serão repelidos pelas forças de difusão para longe da partícula, por diferença de concentração, formando assim a dupla camada difusa (Verwey & Overbeek, 1948). Desta forma, a primeira camada é formada pelos íons aderidos a superfície da partícula, e a segunda camada pelos íons que estão difusos.

Ao se aproximar duas partículas de mesma carga, em que se formam duas duplas camadas, forças repulsivas irão se formar entre as partículas. A interação total entre duas partículas, incluindo forças de Van der Waals e forças de dupla camada, é explicada pela teoria DLVO (Derjaguin, Landau, Verwey e Overbeek). A seguir uma breve descrição da teoria desenvolvida.

As forças de repulsão de dupla camada são sensíveis a concentrações de sais e pH, diferentemente das forças de Van der Waals que são insensíveis a essas variações. Além disso, as forças atrativas de Van der Waals sempre excedem as forças de dupla camada para distâncias muito pequenas entre as partículas, enquanto a energia de interação de dupla camada permanece finita ou aumenta muito lentamente. A Figura 2.1 mostra o efeito dessas duas forças entre duas partículas carregadas igualmente em uma solução eletrolítica, na qual D é a distância entre as partículas (eixo x), κ^{-1} é o comprimento de Debye ou espessura da dupla camada difusa e W a energia de interação (eixo y), podendo ser de dupla camada e/ou de Van der Waals. Dependendo da concentração do eletrólito (C) e da densidade de carga da superfície, uma das seguintes situações pode ocorrer (Israelachvili, 2011):

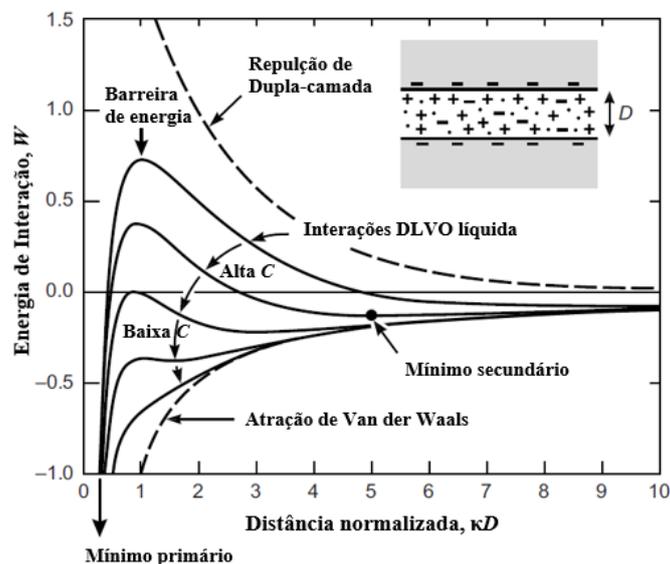


Figura 2.1 – Perfil esquemático de energia versus distância normalizada em interação DLVO. A magnitude real da energia W é proporcional ao tamanho da partícula ou área de interação (entre duas superfícies planas) (modificado de Israelachvili, 2011).

- Para superfícies altamente carregadas em soluções eletrolíticas há uma forte repulsão de longo alcance que atinge o pico em alguma distância, geralmente entre 1 e 5 nm, identificado na Figura 2.1 como barreira de energia. Vencida essa barreira, a repulsão diminui e pode ocorrer atração entre as partículas, identificado como mínimo primário;
- Em soluções eletrolíticas mais concentradas existe uma energia potencial mínima secundária, geralmente acima de 3 nm, antes que a energia de barreira se aproxime;
- Para um sistema coloidal, mesmo que o estado de equilíbrio termodinâmico possa estar com as partículas em contato no mínimo primário, a barreira de energia pode ser muito

alta para as partículas a superarem. Quando este é o caso, as partículas ficarão no mínimo secundário mais fraco ou permanecerão totalmente dispersas na solução;

- Para superfícies de baixa densidade de carga, a barreira de energia será menor, levando a agregação lenta das partículas por coagulação ou floculação. Abaixo de alguma concentração da solução, designada como concentração crítica de coagulação, a barreiras de energia cai abaixo do eixo (energia de interação) e as partículas coagulam rapidamente;
- À medida que a carga superficial se aproxima de zero, a curva de interação se aproxima de uma curva pura de Van der Waals e as duas superfícies se atraem fortemente;

Sendo assim, o principal fator que induz duas superfícies carregadas negativamente a entrar em contato de adesão em um mínimo primário é a diminuição da carga de superfície, que pode ocorrer pela diminuição do pH, aumento da ligação catiônica, ou diminuição da repulsão de dupla camada pelo aumento da concentração de sais. Por outro lado, caso as forças de dupla camada se tornem altas, as partículas podem ficar aderidas na energia mínima secundária, onde são fracas e facilmente reversíveis, conforme indicado na Figura 2.1 (Israelachvili, 2011).

2.2 TIPOS DE ESTRUTURAS

Conceitualmente, a estrutura dos solos envolve os efeitos combinados da fábrica do solo, sua composição e as forças interpartículas. As partículas dos solos podem estar presentes em tamanhos diversos (pedregulho, areia, silte e argila), de maneira individualizada, ou em grupo de partículas ou arranjos. Os grupos de partículas de argilas em suspensão podem ser descritos conforme Van Olphen (1977) em:

1. Dispersa: sem associação face-face de partículas de argila;
2. Agregada: várias associações face-face de partículas de argila;
3. Floculada: associação de agregações aresta-aresta ou face-aresta;
4. Defloculada: sem associação entre as agregações.

A Figura 2.2 apresenta modos de associação de argilas em suspensões, (a) dispersa, (b) agregada, (c) face-aresta floculada e dispersa, (d) aresta-aresta floculada e dispersa, (e) face-aresta floculada e agregada, (f) aresta-aresta floculada e agregada e (g) face-aresta e face-aresta floculada e agregada. A fábrica do solo pode ser entendida como o arranjo de partículas ou grupo de partículas e poros do solo (Mitchell & Soga, 2005). Apesar das diferenças conceituais, o termo fábrica e o termo estrutura do solo têm sido empregados em alguns estudos geotécnicos

com a mesma finalidade, designar a conformação e agrupamento de partículas e grupo de partículas no interior do solo.

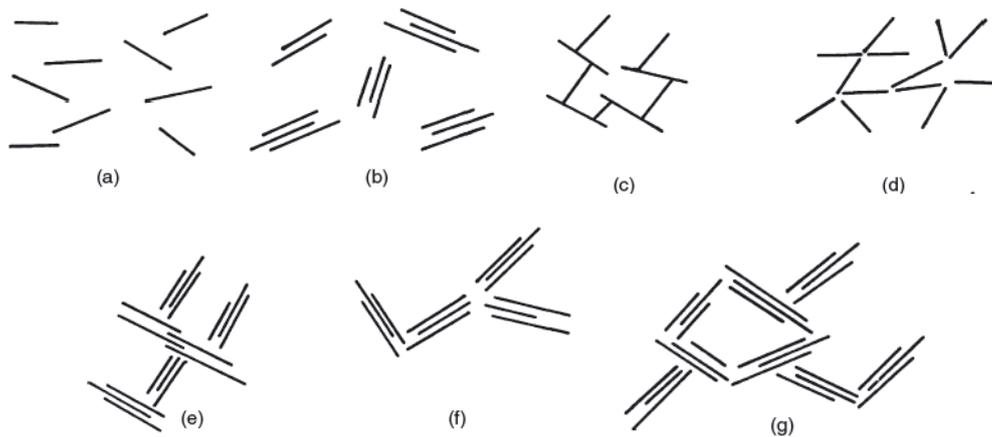


Figura 2.2 – Modos de associação em suspensões de argilas: (a) Dispersa; (b) Agregada; (c) Face-aresta floculada e dispersa; (d) Aresta-aresta floculada e dispersa; (e) Face-aresta floculada e agregada; (f) Aresta-aresta floculada e agregada; (g) Face-aresta e face-face floculada e agregada (Van Olphen, 1977).

A Figura 2.3 apresenta de forma esquemática os arranjos de partículas elementares de diferentes granulometrias: interação entre argila-argila face-face ou face-aresta (Figura 2.3a), interação individual de partículas de silte ou areia (Figura 2.3b), interação entre grupos de argila face-face ou face-aresta (Figura 2.3c), interação entre partículas de silte ou areia envolvidas por outras partículas (Figura 2.3d) e interação entre partículas parcialmente discernível (Figura 2.3e) (Collins & MacGown, 1974).

Segundo Mitchell & Soga (2005), a fábrica do solo (aqui designada como estrutura) pode ser entendida em 3 escalas: a microestrutura, com agregações de partículas e poros muitos pequenos entre elas e suas unidades com algumas dezenas de micrometros; a miniestrutura, contendo as agregações da microestrutura e o grupo de poros entre elas deve ter unidades de algumas centenas de micrometros; e a macroestrutura, contendo fissuras, trincas, buracos de raízes e laminações. Apesar dessas diferenças, as agregações podem ser entendidas em níveis estruturais como microestrutura e macroestrutura (Figura 2.4), uma vez que a miniestrutura é de difícil identificação.

Romero (1999) define microporos como poros menores que 300 nm e macroporos como poros maiores que este valor. Outros autores propuseram que o limite entre os macro e microporos se encontra em torno de 50 nm (Penumadu & Dean, 2000) e 150 nm (Buenfil, 2007). Romero (1999) utiliza ainda a curva característica solo-água com diferentes índices de vazios para definição deste limite.

Esta diferença estrutural pode ser observada em curvas de distribuição de tamanho de poros obtidas por MIP e curvas características solo-água (Figura 2.5). De modo que, ao aumentar a sucção, ocorre diminuição do teor de água mais efetivamente nos diâmetros dos macroporos, e posteriormente nos diâmetros relativos aos microporos.

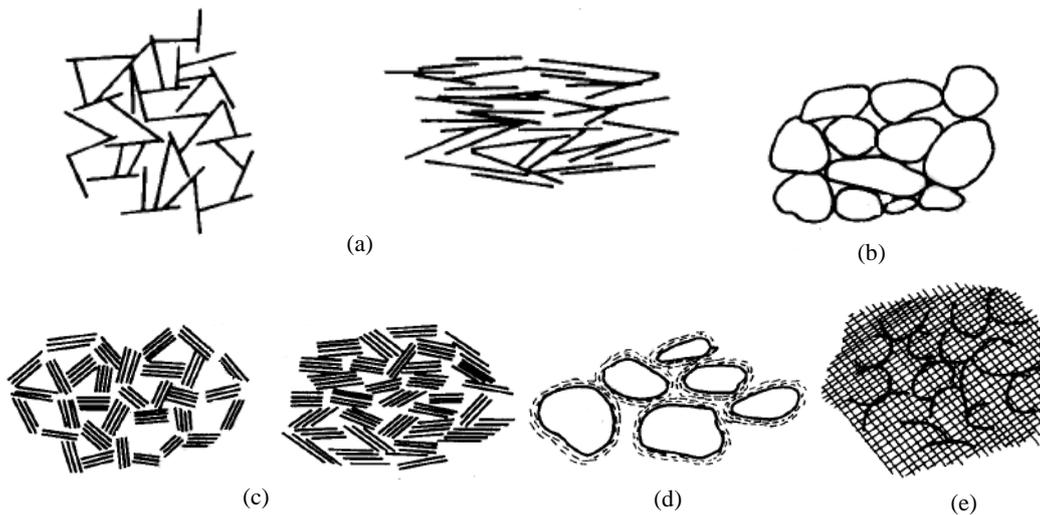


Figura 2.3 – Representação esquemática dos arranjos elementares de partículas: (a) Interação entre partículas de argila elementar; (b) Interação individual de partículas de silte ou areia; (c) Interação de grupos de argilas; (d) Interação entre partículas de silte ou areia envolvidas por partículas; (e) Interação entre partículas parcialmente discernível (Collins & MacGown, 1974).

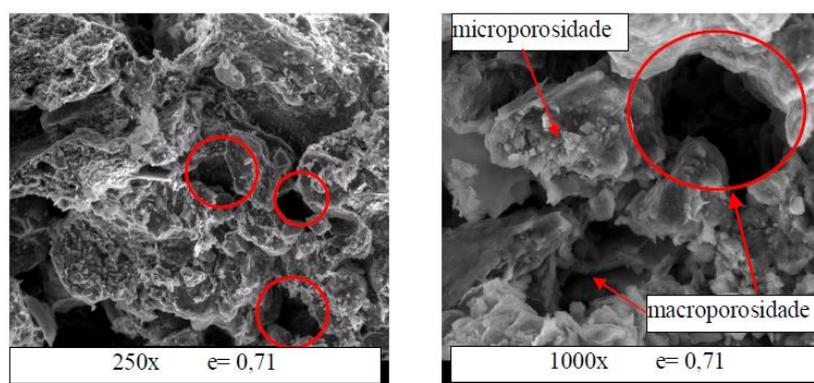


Figura 2.4 – Microscopia eletrônica de varredura ambiental (ESEM) de uma amostra natural com indicação da macro e microporosidade (modificado de Mascarenha, 2008).

O comportamento da microestrutura dos solos muitas vezes é de difícil entendimento, devido a presença de diferentes minerais e tamanhos de partículas diversos que se encontram em conformações estruturais complexas, envolvendo também agentes cimentantes. A estrutura dos solos sofre ainda alterações de acordo com o manuseio da amostra, condições de umidade, compactação, fluxo de água e carregamento.

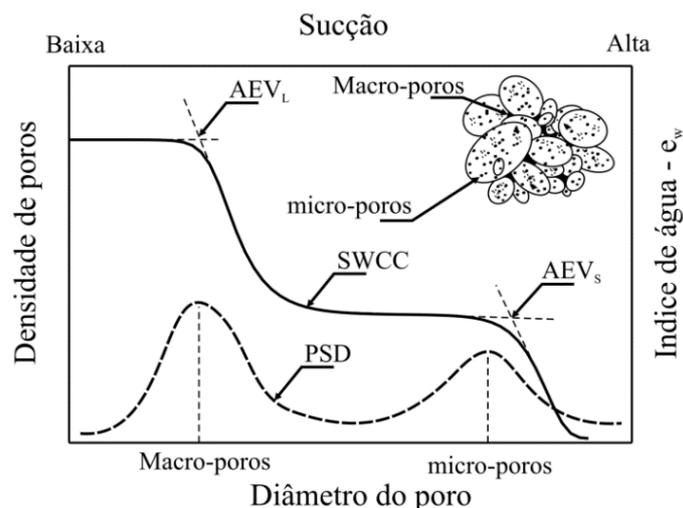


Figura 2.5 – Relação entre densidade de poros e curva característica solo-água (Otálvaro, 2013).

Os solos de clima tropical, devido ao seu processo de formação, têm apresentado estrutura de poros bimodal com grande distanciamento entre os macroporos e microporos, principalmente aqueles de regiões bem drenadas, onde é favorável a ação do intemperismo. A estrutura de poros bimodal de solos tropicais tem sido observada em diversos estudos, seja através de curvas características ou em curvas de distribuição de poros obtidas por ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP). Dentre eles: Guimarães (2002), Silva (2007), Silva (2009), Otálvaro (2013), Kühn (2014), Borges (2014), Queiroz (2015) e Lopes (2016).

2.3 MÉTODOS DE INVESTIGAÇÃO MICROESTRUTURAL

A investigação microestrutural de solos pode ser feita através de determinadas técnicas, sendo que algumas possuem caráter qualitativo e outras quantitativo. Pode-se citar: a curva característica solo-água (SWCC), a microscopia eletrônica de varredura (SEM), a microscopia eletrônica de varredura ambiental (ESEM), a porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP), a tomografia de raios-x e a tomografia computadorizada.

A microscopia eletrônica de varredura ambiental (ESEM) permite uma análise qualitativa com base em imagens, e em alguns casos permite quantificar os arranjos de agregações e partículas em solos não saturados (Romero & Simms, 2008). Montes-H et al. (2003) utilizaram a técnica para estimar o comportamento de expansão e contração da bentonita. Outros autores empregaram a técnica ainda para observar as modificações estruturais sofridas sob diferentes condições hidráulicas (Montes-H et al., 2004). A Figura 2.4 apresenta uma imagem obtida por essa técnica.

Dentre as técnicas de investigação microestrutural, a porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) vem sendo utilizada com sucesso para análises de distribuição de tamanhos de poros (Delage & Lefebvre, 1984; Prapaharan et al., 1985; Griffiths & Joshi, 1989; Delage et al., 1996; Romero, 1999; Penumadu & Dean, 2000; Simms & Yanful, 2001; Buenfil, 2007; Romero & Simms, 2008; Mascarenha, 2008; Koliji et al., 2010; Sivakumar et al., 2010a; Alonso et al., 2011; Alonso et al., 2013; Otálvaro, 2013; Borges, 2014; Queiroz, 2015; Lopes, 2016).

A técnica de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) consiste em aplicar pressões de mercúrio (um líquido não molhante) em incrementos, de forma a preencher os poros do solo (Romero e Simms, 2008). A equação de Washburn (1921), abaixo, é utilizada para obtenção dos diâmetros de poros preenchidos por mercúrio tendo como base a pressão de mercúrio aplicada.

$$p = -\frac{4\sigma_{Hg} \cos(\theta_{nw})}{D} \quad (2.1)$$

onde, σ_{Hg} é a tensão superficial do mercúrio (0,484 N/m à 25°C), θ_{nw} é o ângulo de contato entre o mercúrio e a parede do poro e D é o diâmetro do poro. O ângulo de contato é tomado como sendo entre 139° e 147°, o que depende da rugosidade da superfície (Diamond, 1970). Ainda para o autor, caulinitas e ilitas apresentam valores de 147° e montmorilonitas de 139°.

Após a etapa de intrusão são realizadas etapas de extrusão do mercúrio com alívio de pressão, empregando a mesma equação (2.1). Sendo que o processo de intrusão de mercúrio preenche os poros acessíveis e interconectados, e a liberação do mercúrio na fase de extrusão elimina apenas uma parte do mercúrio intrudido referente à porosidade livre. Portanto, a diferença entre as curvas de intrusão e extrusão fornece a macroporosidade e a curva de extrusão a microporosidade (Delage & Lefebvre, 1984) (Figura 2.6).

As amostras para realização dos ensaios MIP necessitam ser previamente secas, para que a água não impeça a entrada do mercúrio nos poros do solo. Dessa forma, algumas técnicas podem ser utilizadas, como secagem ao ar livre, secagem em estufa e *freeze-drying*. Porém, em alguns casos, durante o processo de secagem a amostra pode experimentar variações volumétricas, o que causaria variação na distribuição dos poros, sendo preferível a técnica *freeze-drying* (Delage & Pellerin, 1984). Esta técnica permite que a água do poro do solo seja removida por sublimação evitando variação volumétrica gerada pela interface ar-água. Para o congelamento da água do poro do solo, recomenda-se que a amostra de solo tenha um tamanho de 1 cm³ e que se utilize nitrogênio líquido para congelamento rápido. Posteriormente, o

processo de sublimação é realizado com liofilizador aplicando vácuo de 5 Pa e temperatura de -50°C .

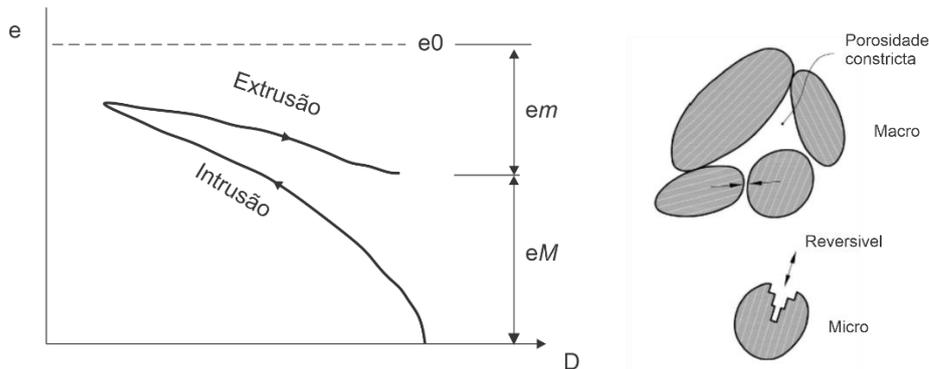


Figura 2.6 – Esquema dos estágios de intrusão e extrusão no ensaio MIP e a interpretação em termos de macroporos (eM) e microporos (em) (modificado de Alonso et al., 2013).

Algumas das limitações do ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, segundo Romero & Simms (2008), são: (a) os poros isolados cercados por sólidos não são medidos; (b) alguns poros são acessíveis apenas através de poros menores, ou seja, não são detectados até que poros menores sejam penetrados, porosidade restrita; (c) o aparelho pode não ter capacidade de entrar nos menores poros da amostra, porosidade não intrudida; (d) a pressão mínima do aparelho limita o tamanho máximo de poro a ser detectado, porosidade não detectada.

No que diz respeito a solos argilosos, quando a pressão máxima é aplicada, o índice de vazios não coincide com o índice de vazios obtido por outros métodos. As diferenças ocorrem principalmente devido à porosidade não intrudida, com poros inferiores a 10 nm, e à porosidade não detectável, para poros maiores que 400 μm (Romero & Simms, 2008). Apesar das limitações citadas, a porosimetria por intrusão de mercúrio é uma técnica amplamente utilizada para análise estrutural, podendo ser empregada com análise complementar ao estudo do comportamento mecânico e hidráulico dos solos.

A curva característica solo-água (SWCC) tem relação direta com a estrutura do solo e tamanho de poros, e apresenta em seu formato um reflexo de suas peculiaridades, sendo que a distribuição de poros pode ser relacionada a SWCC. Nesse sentido, alguns autores buscaram prever a SWCC a partir de resultados de MIP, ou MIP a partir da SWCC, com boa correlação (Prapaharan et al., 1985; Romero, 1999; Simms & Yanful, 2002; Nowamooz & Masrouri, 2010; Otálvaro et al., 2015; Nowamooz et al., 2016).

Prapaharan et al., (1985), a partir de resultados do ensaio MIP, obtiveram a SWCC em trajetória de secagem. Este procedimento pode ser adotado porque a pressão do mercúrio intrudido no solo está relacionada à pressão de ar em uma amostra saturada.

Romero (1999) apresenta mais detalhes deste procedimento. No qual se substitui na equação (2.1), a pressão de mercúrio (P) pela sucção ($u_a - u_w$), a tensão superficial do mercúrio (σ_{Hg}) pela tensão superficial da interface ar/água ($\sigma_w = 0,0728 \text{ N/m}$) e o ângulo de contato entre o mercúrio e o meio poros (θ_{nw}) pelo ângulo de contato entre o meio poroso e a água ($\theta_w = 180^\circ$).

$$(u_a - u_w) = -\frac{4\sigma_w \cos(\theta_w)}{D} \quad (2.2)$$

Mascarenha (2008) empregou o caminho inverso ao de Prapaharan et al., (1985) e Romero (1999), obtendo a distribuição de poros a partir da curva característica. A relação entre a pressão de mercúrio intrudido e a sucção pode ser obtida por meio da equação 2.1 e 2.2, resultando na equação 2.3.

$$p = \frac{(u_a - u_w)}{0,196} \quad (2.3)$$

Otálvaro (2013) e Borges (2014) utilizaram a equação proposta por Durner (1994), uma modificação da equação de Van Genuchten (1980), para analisar os componentes da macro e microestruturas. Borges (2014) obteve boas correlações entre as cargas de consolidação e parâmetros da macroestrutura pela equação de Durner (1994).

No sentido de prever a distribuição de poros a partir de outras relações, Otálvaro (2013) utilizou também a curva característica solo-ar (SACC). Esta trata da relação entre sucção e o volume de ar presentes nos poros, que pode ser mensurado através do índice de ar ($e_a = V_a/V_s$) ou índice não molhante (e_{nw}). O índice de ar pode ser obtido pela diferença entre o índice de água ($e_w = V_w/V_s$) e o índice de vazios total da amostra e associado para uma mesma sucção. Fredlund et al., (2012) apresentam a SACC conjuntamente à SWCC, como uma relação inversa em termos de teor de umidade volumétrica, assumindo um índice de vazios constante. Os mesmos autores utilizam a equação de Fredlund & Xing (1994) para descrever tanto a SWCC quanto a SACC (Figura 2.7).

Apesar dos autores considerarem um mesmo índice de vazios para obtenção da SACC, o solo pode variar de volume durante o processo de secagem ou molhagem, alterando o índice de vazios. Fredlund (2002) utiliza a curva de contração (e versus w) em secagem obtida por evaporação e placa de pressão em conjunto com a SWCC (w versus sucção) para determinar a relação entre índice de vazios e sucção. Fredlund (2002) constata que o formato da curva de contração em termos de sucção se assemelha ao formato da SWCC. Otálvaro et al. (2016)

realizaram procedimento semelhante para obtenção da relação entre sucção e índice de vazios. Lin & Cerato (2013) combinam dados de deformação volumétrica e umidade com SWCC.

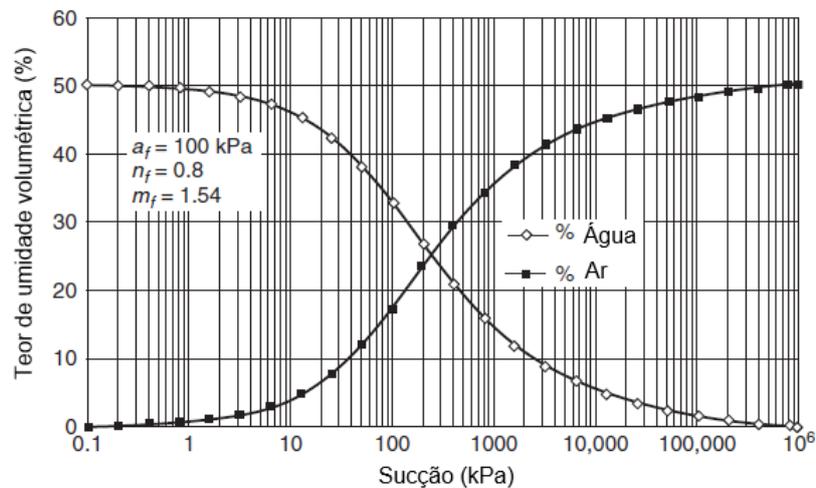


Figura 2.7 – Relação inversa entre a SWCC e SACC (modificado de Fredlund et al., 2012).

Ning Lu & Dong (2017) analisaram a curva de contração e sua relação com a curva característica e observaram forte correlação entre as curvas. Os autores observam que mesmo para baixos teores de umidade o solo pode apresentar ainda contração, principalmente para solos siltosos e argilosos.

Otálvaro et al. (2013) buscando prever a PSD obtido por MIP utilizando a SACC e a SWCC, constataram diferenças que estão relacionadas à preparação das amostras. O mesmo autor, ainda investigando uma melhor previsão do MIP, fixou o índice de vazios após a compactação para melhor aproximação das curvas. Assim, obteve resultados satisfatórios com a previsão da PSD feita a partir da SACC, em comparação com resultados MIP, para o solo de sua pesquisa e solos de outros autores (Figura 2.8).

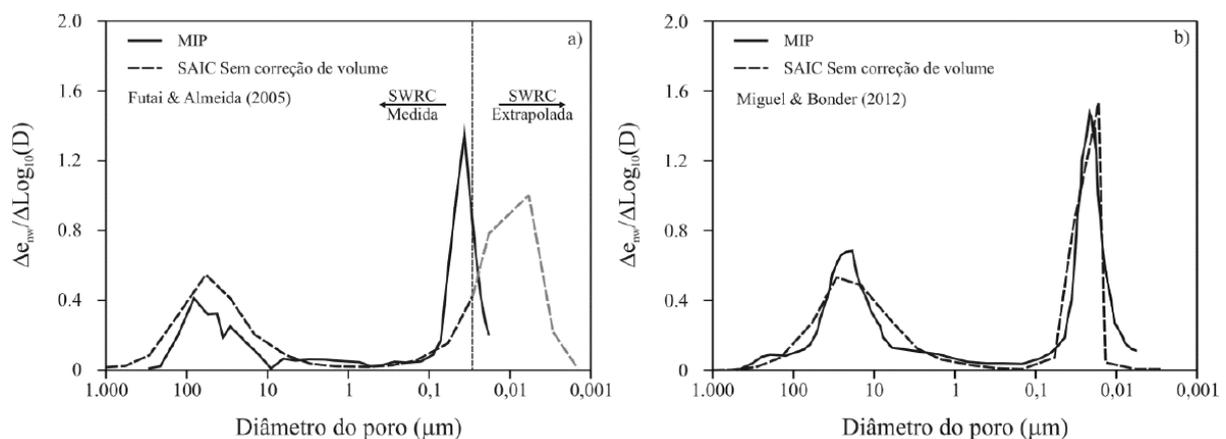


Figura 2.8 - PSD de dois solos tropicais naturais analisadas por Otálvaro (2013): (a) Futai & Almeida (2005); (b) Miguel & Bonder (2012).

A partir dos resultados discutidos por Otálvaro (2013), observa-se que a PSD, a partir da SWCC e SACC, apresenta variação volumétrica devido à expansão e contração da amostra durante o processo de secagem ou molhagem inerente ao processo de obtenção da sucção. Já a distribuição de poros obtida pelo ensaio MIP não apresenta variações de volume durante a aquisição da PSD, uma vez que a amostra é previamente submetida a um processo de secagem com a mínima perturbação possível. Sendo esta a principal fonte de diferenças observadas pelo autor. Aung et al. (2001) comentam que as diferenças entre a PSD obtida pelas duas técnicas ocorrem porque a água interage com as partículas de argila e o mercúrio não apresenta esta interação. Isto ocorre pela diferença de polaridade entre a água e o mercúrio no regime capilar.

2.4 SOLOS COM DUPLA POROSIDADE (BIMODAIS)

Nesta seção é realizada, primeiramente, uma introdução dos conceitos sobre dupla porosidade e posteriormente sobre o comportamento mecânico e estrutural de solos bimodais.

2.4.1 CONCEITOS

Os primeiros estudos sobre meios com dupla porosidade foram desenvolvidos para rochas fraturadas, tendo em vista a determinação do volume petrolífero de tais materiais e a sua viabilidade econômica (Ngien et al., 2012). Nessa perspectiva, alguns estudos foram realizados no campo da engenharia de petróleo, dentre eles destacam-se Andrews (1861 apud Ngien et al. 2012), que traz a noção de dupla porosidade, Barenblatt et al. (1960) e Warren & Root (1963), que introduzem conceitos e modelos para simular produção e extração de petróleo em reservatórios fraturados.

Os mesmos autores definem que as rochas fraturadas possuem dois tipos de sistema de porosidade: porosidade primária ou matriz, formada pelo espaço intergranular, e porosidade secundária ou da fratura, formada pelos vazios das fraturas e cavidades da rocha (Warren & Root, 1963). Foi estabelecido que a porosidade secundária é essencialmente menor do que a porosidade primária, enquanto o oposto é verdadeiro com relação à permeabilidade do fluido. Isto indica que o transporte de petróleo irá ocorrer primeiramente na porosidade secundária (fraturas) e posteriormente na porosidade primária.

A representação do meio rochoso fraturado seguiu uma geometria idealizada com um conjunto de paralelepípedos retangulares idênticos, representando os blocos da matriz, separados por fraturas, conforme Figura 2.9.

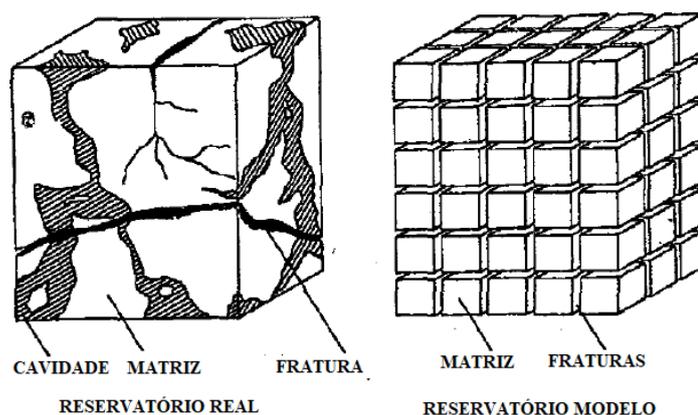


Figura 2.9 – Idealização de um meio poroso heterogêneo (modificado de Warren & Root, 1963).

O modelo de Warren & Root (1963) considera que a rede de fraturas está interconectada e os blocos da matriz não estão conectados uns aos outros. A maior parte do fluido se encontra na matriz, mas a maior parte do fluxo ocorre nas fraturas, de modo que o fluido é transferido da matriz (onde está armazenado) para a fratura. Essas hipóteses são válidas para muitos modelos de dupla porosidade.

A dupla porosidade também ocorre em solos que apresentam agregações, o meio microporo, intra-agregações, e o meio macroporos, inter-agregações. De forma associativa, entende-se que em solos com dupla porosidade (bimodais), a porosidade primária (microporos) apresenta baixa permeabilidade, enquanto a porosidade secundária (macroporosidade) apresenta relativamente maior permeabilidade.

Tendo como base o modelo idealizado para dupla porosidade de rochas, Ngien et al. (2012) fizeram a separação de solos com dupla porosidade segundo a Figura 2.10. As agregações se mostram monodispersas (Figura 2.10a) por uma questão de simplificação, embora dificilmente encontra-se esse tipo de arranjo na natureza, ou mesmo com agregações criadas em laboratório. Caso as agregações colapsem totalmente, a Figura 2.10a se tornaria Figura 2.10b, onde o solo está desagregado. Os poros entre as agregações são os mesmos da matriz desagregada e os poros entre agregações se encontram na parte superior da Figura 2.10b. Caso seja possível separar os poros da matriz desagregada, ou seja, os poros intra-agregações ou porosidade secundária, a Figura 2.10b se tornaria Figura 2.10c. Neste caso, tem-se os poros intra-agregações e entre agregações separadamente da fração sólida do solo.

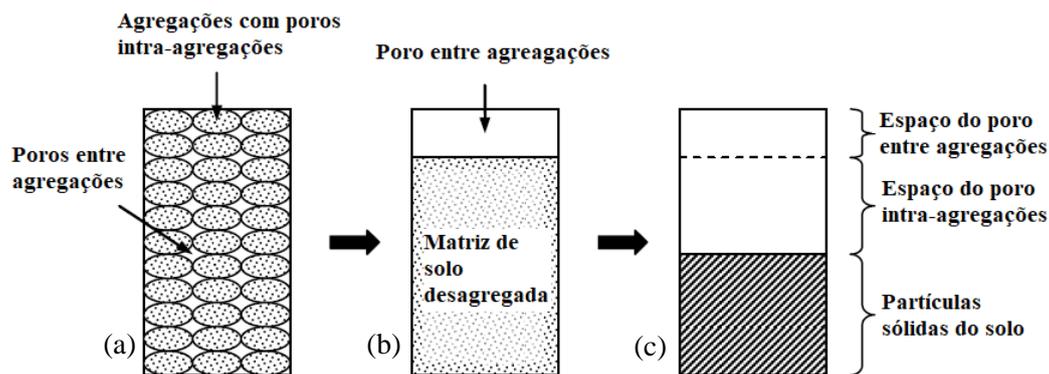


Figura 2.10 – Idealização de um meio poroso heterogêneo: (a) agregações monodispersas; (b) Matriz de solo desagregada; (c) Separação de poros da matriz (modificado de Ngien et al., 2012).

Diagramas semelhantes têm sido utilizados em estudos sobre dupla porosidade ou para desenvolvimento de modelos em solos bimodais, considerando a separação de um índice de vazios para os macroporos e outro para os microporos, assim como a separação do volume de água ou ar dos macro e microporos (Alonso et al., 1999; Zhang & Chen, 2005; Koliiji et al., 2010; Alonso et al., 2010; Otálvaro, 2013).

2.4.2 COMPORTAMENTO ESTRUTURAL DE SOLOS BIMODAIS

A seguir serão apresentados estudos que relacionam comportamento mecânico e a distribuição de diâmetro de poros em diferentes tipos de solos bimodais, incluindo solos tropicais, caulim e outros. É importante destacar que a definição de dupla porosidade, ou bimodalidade de poros, deve ser relativizada. Solos altamente intemperizados apresentam uma grande distância entre os diâmetros dos macro e micro poros, de duas a três ordens de grandeza, sendo solos nitidamente bimodais. Em outros solos, também considerados bimodais, essa característica não é observada.

Sabe-se que os solos argilosos ou siltosos quando umedecidos formam agregados que, quando compactados de forma estática ou dinâmica, geram estruturas de poros bimodal, da mesma forma que os solos compactados no ramo seco apresentam estrutura de poros bimodal. Por outro lado, os solos compactados no ramo úmido, ou reconstituídos de lama, apresentam estruturas de poros unimodal (Pedrotti & Tarantino, 2014).

Observa-se que, muitas vezes, não há uma distinção clara entre distribuição de poros uni ou bimodal. Imagens de SEM de amostras reconstituídas mostram agregados de microestrutura mesmo em distribuição de poros unimodal, e o limite entre os poros intra agregados e inter agregados muitas vezes é duvidoso (Pedrotti & Tarantino, 2014).

As relações entre o comportamento mecânico e a estrutura de solos de características bimodais, avaliada por MIP e SWCC, vem sendo observadas em algumas pesquisas ao longo dos últimos anos (Mascarenha, 2008; Romero e Sims, 2008; Otálvaro, 2013; Borges, 2014; Queiroz, 2015; Lopes, 2016). De modo geral, observou-se que o aumento de energia, seja na forma de carregamentos durante ensaios de compressão unidimensional seja em ensaios de compactação, tendem a afetar mais diretamente os macroporos do solo, gerando uma diminuição dos mesmos, sem afetar significativamente a microestrutura.

Segundo Romero & Vaunat (2000), a microestrutura é uma parte do solo que não é muito influenciada pelas trajetórias de carregamento. Os estudos de Simms & Yanful (2002) e Buenfil (2007) corroboram com essa constatação.

Queiroz (2015) avaliou o efeito da condição compactação (γ_d e w) na estrutura do solo de Brasília com dois tamanhos de poros distintos. Observou-se, por meio de ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) e a microscopia eletrônica de varredura (SEM), que a microestrutura do solo não sofreu alteração, independente do efeito externo aplicado. Apenas alterações na macroestrutura do solo foram observadas. Borges (2014) estudou o solo de Brasília por meio de ensaios de adensamento saturados e não saturados, bem como distribuição de poros por meio de MIP. Foram observadas variações nos macroporos nas diferentes condições analisadas, sendo que os microporos não apresentaram variações significativas.

A Figura 2.11a,b mostra resultados da pesquisa de Lopes (2016) de compressibilidade e distribuição de poros durante o carregamento em compressão unidimensional do solo de Brasília. A amostra designada como natural está em condição indeformada, as demais são reconstituídas a partir de lama. A amostra indeformada e a amostra reconstituída, com diferentes umidades e em pH = 9, geraram curvas de compressibilidade com índice de vazios e formatos nos trechos iniciais diferentes. Porém, com o aumento do carregamento, as curvas se tornaram coincidentes, o que também ocorreu no descarregamento. Observa-se nesses solos que a bimodalidade é bastante característica. Para a tensão de 2 kPa, a distribuição de poros apresenta uma distância entre o macroporos e microporos de 3 ordens de grandeza. À medida que se realiza o carregamento no solo ocorre uma diminuição nessa distância, até a perda da macroporosidade em elevadas tensões.

Na Figura 2.12 são apresentados resultados da mesma autora, de ensaios de compressão unidimensional do caulim (*Speswhite Kaolin*) e distribuição de poros para cada estágio de carregamento. Essas amostras foram reconstituídas a partir de lama com diferentes umidades e índices de vazios, incluindo uma amostra em pH = 9. O formato inicial das curvas foi afetado

pelo índice de vazios inicial das amostras e mudança de pH. Observa-se que, apesar de diferentes condições de umidades durante os ensaios, todas as curvas se unem em uma única curva para elevadas tensões. Além disso, as amostras passam a ter um único coeficiente de recompressão. A distribuição de tamanho de poros é praticamente unimodal, mesmo para cargas relativamente baixas.

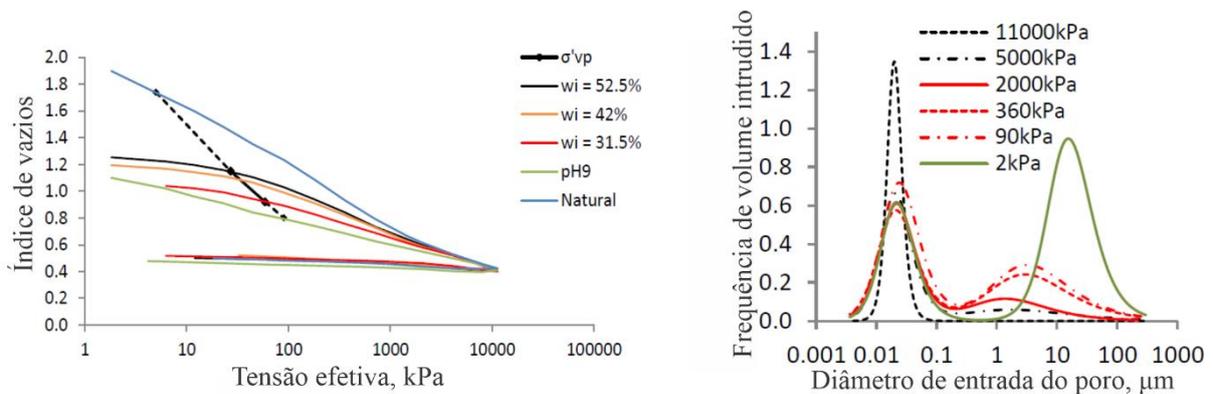


Figura 2.11 – (a) Curva de compressibilidade em diferentes condições iniciais do solo de Brasília; (b) Curva de densidade de tamanho de poros para cada estágio de carregamento do solo de Brasília natural (modificado de Lopes, 2016).

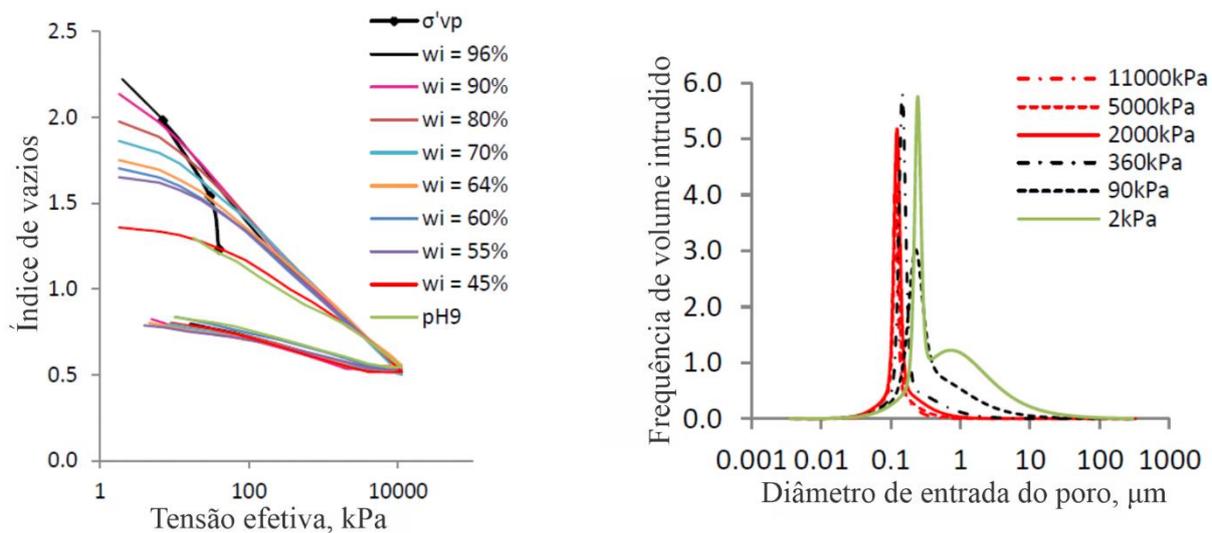


Figura 2.12 - (a) Curva de compressibilidade em diferentes condições iniciais do caulim; (b) Curva de densidade de tamanho de poros para cada estágio de carregamento do caulim com $w_i = 96\%$; (modificado de Lopes, 2016).

Outros estudos mostram que em casos de solos com agregações expansivas pode ocorrer alteração volumétrica na microestrutura, o que pode inclusive alterar a macroporosidade.

Cui et al. (2002) analisaram a distribuição de poros bimodal de amostras de uma argila expansiva misturada com areia na proporção de 70% a 30%. As amostras foram compactadas estaticamente com velocidade de 0,1 mm/min, resultando em uma sucção de 57 MPa ao final do processo. Após a compactação as amostras foram umedecidas e confinadas, sem permitir a

deformação volumétrica total. A evolução da PSD durante o umedecimento apresentou expansão da microestrutura e preenchimento dos poros da macroestrutura.

Os autores apresentam ainda a evolução de expansão da microestrutura com a sucção a qual é ajustada por uma equação hiperbólica. Por meio de imagens de microscopia eletrônica, observou-se a separação das partículas de argila com deformação das agregações. A diminuição dos macroporos não ocorreu em uma mesma taxa para as diferentes sucções, e apenas em sucções menores que 10 MPa houve importantes variações na microestrutura (Cui et al., 2002), apesar da sucção atuar de forma isotrópica.

Thom et al. (2007) avaliaram a evolução da distribuição de poros de caulim compactado durante o umedecimento. As amostras foram umedecidas no ramo seco da curva de compactação e passadas na peneira de 1,18 mm. A seguir foram comprimidas isotropicamente utilizando um equipamento triaxial em pressões de 400 kPa, 800 kPa ou 1050 kPa. Outras amostras foram compactadas estaticamente e outras dinamicamente. As amostras referentes as tensões isotrópicas de 400 kPa (S400) e 800 kPa (S800), com umidade inicial de 25% e sucção de 1000 kPa, foram saturadas com uma tensão efetiva média de 37,5 kPa. A Figura 2.13a apresenta a variação do volume específico ($v=1+e$) devido a diminuição da sucção das amostras. Observa-se aumento de volume total das amostras durante o umedecimento, ao mesmo tempo que a PSD apresenta diminuição dos macroporos e aumento dos microporos, Figura 2.13b.

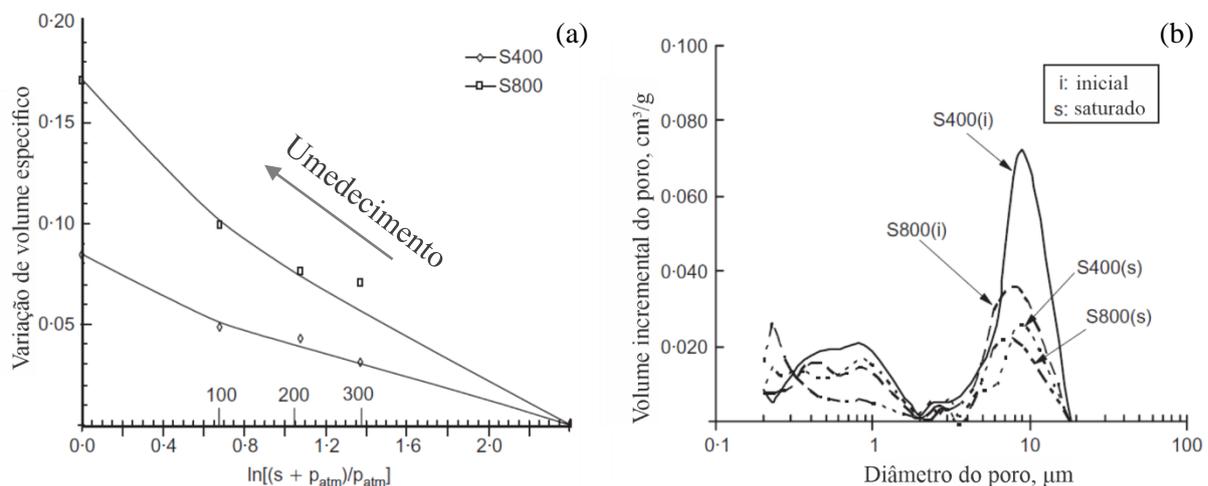


Figura 2.13 – (a) Variação no volume específico das amostras submetidas ao umedecimento; (b) PSD das amostras submetidas ao umedecimento (modificado de Thom et al., 2007).

No entanto, a expansão total das amostras e deformações dos micro e macroporos ocorrem com magnitudes diferentes. Como os macroporos da amostra S800 são menores que da amostra S400, a expansão das agregações gera uma maior expansão total da amostra como

resultado de uma menor diminuição dos macroporos. Por outro lado, a maior disponibilidade de vazios para a expansão da microestrutura gerou uma maior diminuição dos macroporos na amostra S400 seguido de uma menor expansão total da amostra (Thom et al., 2007).

Koliji et al. (2010) analisaram as relações entre a PSD, carregamento e saturação em dois solos, o solo Bioley e solo Abist. O solo Bioley é uma argila de baixa plasticidade (IP = 13,4%) e o solo Abist é uma argila siltosa (IP = 17,7%) com características semelhantes. As amostras foram empregadas na forma reconstituída e agregada. Para obtenção das agregações do solo Bioley, o solo reconstituído foi compactado no ramo seco, quebrado e passado em peneiras para obtenção dos tamanhos desejados, e secas a 105°C. Os agregados do solo Abist foram obtidos de maneira semelhante, porém empregando o solo natural sem compactação. Designa-se de PR, a amostra reconstituída, PS, a amostra com agregações e AGG, a amostra apenas com agregação seca. As amostras foram colocadas na célula oedométrica e levadas a tensão e sucção desejada.

Para melhor entendimento, a Figura 2.14a apresenta a condição de sucção e tensão vertical das amostras. Na Figura 2.14b,c,d encontram-se alguns comparativos entre as PSDs.

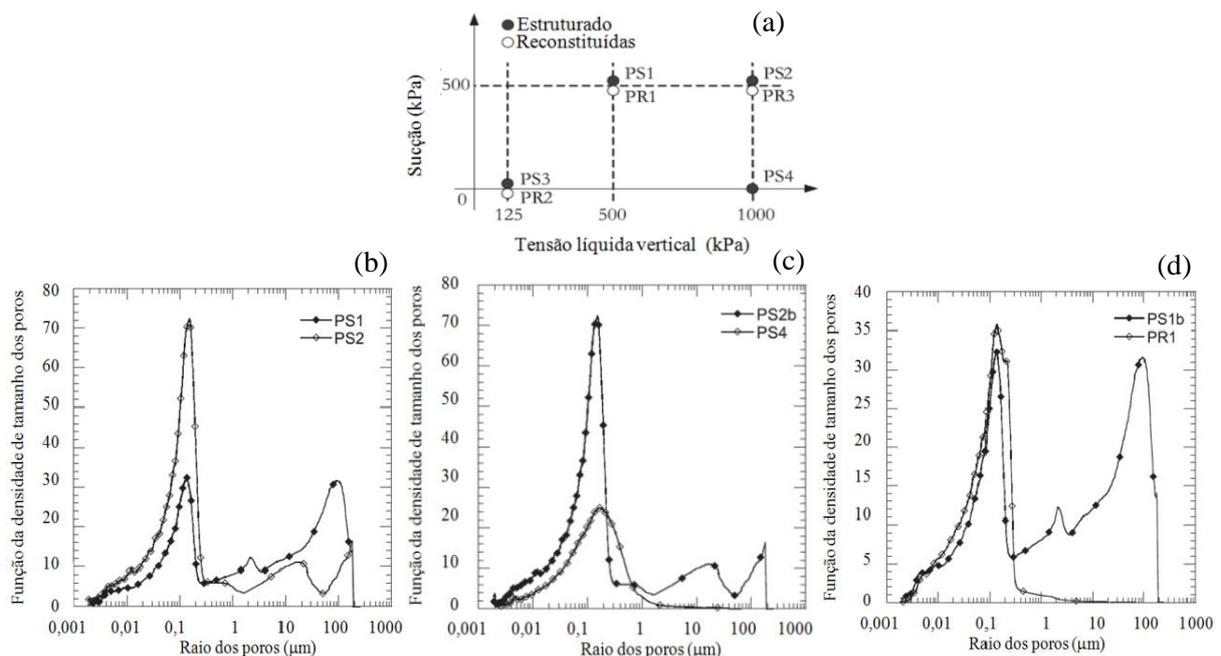


Figura 2.14 – (a) Condição de sucção e tensão aplicadas nas amostras; (b) Comparativo entre PSDs devido ao carregamento; (c) Efeito da saturação; (d) Efeitos da forma de preparo das amostras (modificado de Koliji et al., 2010).

Na Figura 2.14b observa-se o efeito do carregamento de 500 kPa na amostra PS com diminuição dos macroporos e aumento dos microporos, mas o tamanho dos poros dominantes permaneceu inalterado. A Figura 2.14c apresenta o efeito da saturação das amostras com uma mesma tensão de 1000 kPa, sendo PS4 a amostra saturada. O tamanho do poro dominante

permanece novamente inalterado, porém a intensidade diminui consideravelmente devido ao colapso da estrutura da agregação. A Figura 2.14d apresenta a PSD das amostras PS1 e PR1, evidenciando a diferença entre a condição reconstituída e agregada, em que a primeira tem caráter unimodal e a segunda bimodal. Segundo Koliji et al. (2010), a principal diferença entre as amostras reconstituídas e agregadas está na presença dos macroporos, que podem diminuir ou desaparecer das amostras agregadas devido ao carregamento ou a saturação.

Koliji et al. (2008) analisaram o comportamento dos mesmos solos submetidos a compressão oedométrica. As amostras agregadas apresentaram formato da curva de compressibilidade típica de solo pré-adensado. Os autores classificaram como uma tensão de pré-adensamento aparente, pois é decorrente da estrutura do solo. A diferença de comportamento entre as amostras também foi decorrente do alto índice de vazios das amostras agregadas em comparação com as reconstituídas.

Romero (2013) realizou uma revisão de literatura dos aspectos microestruturais e seus efeitos nas propriedades hidráulicas dos solos argilosos compactados. O autor relacionou os dados com o modelo desenvolvido por Romero et al. (2011). Trata-se de um modelo de curva característica que traz o acoplamento entre microporos e macroporos de solos argilosos compactados. Conforme Romero (2013), as variações dos macroporos são dominantes durante carregamentos em um mesmo teor de água. Por outro lado, a variação dos microporos são dominantes durante variações no teor de água. Ainda, o volume dos macroporos é afetado por dois fenômenos: um é a interação multifásica entre o estado mecânico e hidráulico (colapso na molhagem), e o outro é o acoplamento multiescala originado da interação entre diferentes níveis estruturais (invasão / retração de macroporos devido à expansão / contração dos microporos).

Alonso et al. (1999) apresentaram um modelo de comportamento mecânico para argilas expansivas que considera os dois níveis de estrutura (macro e micro), aplicando uma função para secagem, outra para molhagem e a interação entre os dois níveis estruturais. Ou seja, uma variação no índice de vazios da macroestrutura pode ocorrer devido uma variação no índice de vazios da microestrutura.

Tarantino & De Col (2008) empregaram caulim para análise do comportamento durante compactação estática, com monitoramento da sucção ao longo do carregamento e análises de MIP e sucção pós compactação com psicrômetro. Os autores explicam que durante a compactação a curva característica e o comportamento mecânico são fortemente acoplados, de modo que durante o carregamento ocorre uma alteração na curva característica, possibilitando que a sucção aumente após a compactação. Segundo os autores, as amostras com maior teor de

umidade apresentam dois tamanhos de poros e em menores umidades o tamanho intra-agregado desaparece, se tornando unimodal (Tarantino & De Col, 2008).

Ainda sobre as discussões dos resultados, Tarantino & De Col (2009) afirmaram que a distribuição de poros bimodal está ligada aos agregados formados durante o umedecimento e passagem do solo em peneiras na fase de preparação das amostras. Ou seja, as amostras mais úmidas tendem a formar agregados de caulim e, portanto, PSD bimodal, o que não ocorre em amostras em umidades menores.

Bagherieh et al. (2009) utilizaram caulim para obtenção de amostras bimodais e análise da compressibilidade. O solo foi umedecido até 25 % de umidade e então passado na peneira de 2,36 mm para obtenção dos grânulos de caulim. Os grânulos foram colocados em um molde de 150 mm de diâmetro e compactados estaticamente para obtenção de um baixo peso específico (12 kN/m^3). As curvas características foram obtidas em diferentes tensões, sendo que para tensões de 110 kPa, 220 kPa e 440 kPa o comportamento foi bimodal (Figura 2.15a), e para 750 kPa unimodal.

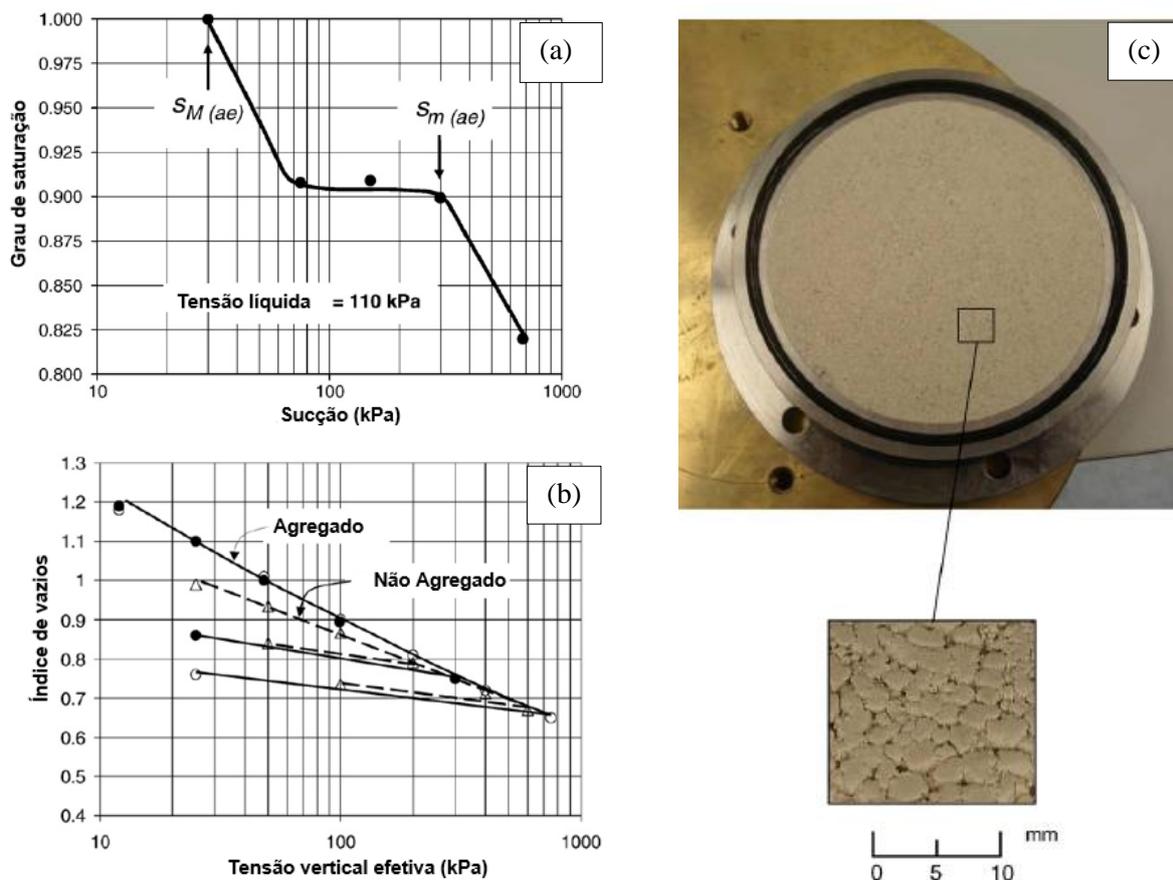


Figura 2.15 – (a) Curva característica com tensão de 110 kPa; (b) Curvas de compressibilidade das amostras com agregados e sem agregados; (c) Amostra apresentando agregados (modificado de Bagherieh et al., 2009).

A Figura 2.15b apresenta a curva de compressibilidade de amostras agregadas e não agregadas e a Figura 2.15c uma imagem da amostra com agregados. As amostras não agregadas foram preparadas próximo ao limite de liquidez para garantir que a amostra fosse desestruturada. Segundo os autores, a amostra sem agregados apresentou linha reta normalmente consolidada, ao passo que a resposta do solo agregado foi curva com ligeira concavidade, típica de solos estruturados com espaço de poros metaestável (Bagherieh et al., 2009).

Foong et al. (2016) empregaram a mesma forma de preparação de amostras de Bagherieh et al. (2009) para produção de amostras bimodais, porém para análise do comportamento de solos com dupla porosidade quando submetidos a terremotos.

2.5 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS ARGILAS *VERSUS* ESTRUTURA

O comportamento mecânico dos solos pode ser dividido em compressibilidade e resistência ao cisalhamento. O entendimento deste comportamento é fundamental para aplicação em diversas obras geotécnicas e está intimamente relacionado à sua granulometria, mineralogia, estrutura, processo de formação e história de tensões.

Dentre esses fatores, o tamanho e a forma das partículas determinam a superfície específica e são os fatores que mais influenciam no processo de adensamento, tendo grande impacto na resistência ao cisalhamento dos solos. Estes dois fatores influenciam tanto no índice de vazios sob uma determinada tensão, quanto nos efeitos físico-químicos, mecânicos e expansivos. Sendo que a diminuição do tamanho das partículas tende a aumentar a expansividade do solo (Mitchell & Soga, 2005).

Um segundo fator que tem se mostrado de grande relevância no comportamento mecânico é a estrutura do solo. A estrutura, por sua vez, pode ser afetada por diversos fatores, tais como: deposição de sílica nos contatos entre as partículas; ligação à frio entre partículas sob alta pressão; deposição de carbonatos, hidróxidos e matéria orgânica; recristalização de minerais durante o intemperismo; e a partir da modificação da camada de água adsorvida e das forças atrativas interpartículas (Leroueil & Vaughan, 1990).

O efeito da estrutura pode ser observado realizando-se comparações entre solos reconstituídos de lama, com solos em condição natural ou compactados em determinada condição. Burland (1990) introduz o conceito de solo reconstituído, no qual a amostra deve apresentar consistência de lama em um teor de umidade entre o limite de liquidez (w_L) e $1,5 w_L$. Leroueil & Vaughan (1990) apresentam uma série de resultados evidenciando estas diferenças

de comportamento, bem como as diferenças entre as curvas de compressibilidade em amostras com diferentes pH ou condições salinas.

Os solos que possuem estrutura exprimem formato da curva de compressibilidade com trecho de plastificação semelhante ao efeito do pré-adensamento em argilas, diferentemente dos solos que são desestruturados (reconstituídos). Estes, demonstram formato de curva sem ocorrência de tensão de pré-adensamento e, portanto, apenas trecho de compressão virgem. De forma que para um nível elevado de tensões, a tendência observada é de convergência das curvas com e sem estrutura, acompanhado de uma modificação na inclinação do trecho normalmente adensado (Mesri et al., 1975; Locat & Lefebvre, 1985; Burland, 1990; Liu & Carter, 1999; Lopes, 2016).

A Figura 2.16 apresenta resultados típicos discutidos por Leroueil & Vaughan (1990), em que observam formatos diferentes entre as curvas de compressibilidade de argilas intactas e submetidas à sedimentação previamente ao ensaio. A Figura 2.16a mostra resultados da argila da cidade do México. As amostras partem de índices de vazios diferentes pelo efeito da sedimentação, sendo que a argila intacta apresenta formato “pré-adensado”, que se funde com a curva sedimentada para tensões em torno de 500 kPa. Pode ser observado também a mudança na inclinação da curva de compressibilidade, mesmo após a “tensão de pré-adensamento”. Na Figura 2.16b são apresentados resultados da argila estudada por Locat & Lefebvre (1985). Neste caso, as curvas também tendem a convergência, porém a modificação estrutural devido à solução salina gerou uma amostra com maior índice de vazios inicial.

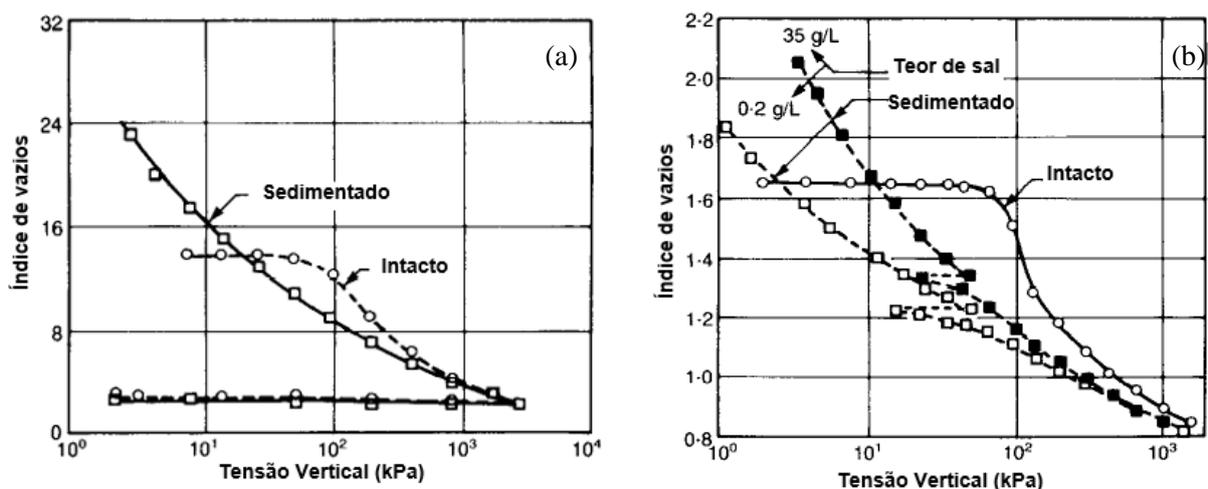


Figura 2.16 – Curvas de compressão unidimensional de amostras de argilas intactas e amostras sedimentadas no laboratório: (a) Argila da cidade do México (modificado de Mesri et al., 1975); (b) Argila de Grande Balaine (modificado de Locat & Lefebvre, 1985).

Segundo Leroueil & Vaughan (1990), na prática é difícil separar o que é efeito da estrutura e o que é efeito do adensamento secundário. No entanto, resultados como os que são mostrados na Figura 2.16 sugerem que este seja um efeito da estrutura.

Liu & Carter (1999) apresentaram resultados de ensaios evidenciando as mesmas diferenças de comportamento, com e sem estrutura, considerando amostras naturais e amostras obtidas artificialmente. Os autores propõem uma equação que descreve bem o comportamento dos solos apresentados.

Comportamento análogos à Figura 2.16 são observados em solos granulares cimentados (Leroueil & Vaughan, 1990, Yamamuro et al., 1996) ou solos granulares estruturados com presença de argilas (Leroueil & Vaughan, 1990).

Com base nos resultados observados por Leroueil & Vaughan (1990) e demais autores, alguns modelos têm sido formulados com o intuito de capturar o efeito da estrutura no comportamento mecânico dos solos. Gens & Nova (1993) apresentaram um modelo constitutivo para solos estruturados e rochas brandas utilizando como embasamento o Cam Clay Modificado (Roscoe & Burland, 1968). No mesmo sentido de Gens & Nova (1993), outros autores também apresentaram modelos que captam o comportamento não linear da NCL (linha de compressão normal) (Koskinen et al., 2002; Wheeler et al., 2003; Cordão Neto et al., 2009; Cordão Neto et al., 2017).

Modelos geotécnicos clássicos de comportamento apresentam a compressibilidade de argilas saturadas seguindo a linha de compressão normal (NCL), isto é, inclinação constante (λ) dada em um plano $p' \times v$. Na deformação relativa ao estado crítico encontra-se uma reta paralela à linha NCL e abaixo desta, denominada linha de estado crítico (CSL) (Roscoe, Schofield e Wroth, 1958).

Trabalhos anteriores têm apontado que tanto argilas quanto areias podem ser entendidas por meio da teoria dos estados críticos (Been & Jefferies, 1985; McDowell & Bolton, 1998). Porém algumas diferenças devem ser salientadas. Nas argilas as forças físico-químicas entre as partículas controlam o comportamento, enquanto para areias é esperado que as tensões sejam transmitidas pelos contatos grão a grão, que podem resultar em quebra de grãos caso tensões suficientemente grandes sejam atingidas. O início da curva de compressão normal (NCL) dos solos granulares está ligado ao processo de quebra destes grãos. Areias limpas de quartzo apresentam linha de compressão normal a partir de tensões entre 10 e 100 MPa (Mesri & Vardhanabhati, 2009). Já areias carbonatadas com grãos frágeis apresentam a mudança de inclinação a partir de tensões entre 1 e 3 MPa (Coop e Lee, 1993).

No entanto, observou-se em certos casos que alguns solos não podem ser descritos conforme a teoria dos estados críticos por apresentarem comportamento intermediário entre as areias e argilas (Martins et al., 2001; Ferreira & Bica, 2006; Nocilla et al., 2006; Shipton & Coop, 2012). Estes solos podem ser denominados como solos “transicionais” e podem ser siltes bem ou mal graduados ou areias. O termo transicional já foi utilizado também para outros fins: (a) em relação ao modo de ruptura intermediário entre o movimento de partículas turbulento e o deslizamento no estado residual; (b) em relação ao limite de finos quando o comportamento do solo muda de grãos granulares para grãos finos (Shipton & Coop, 2012).

Com relação aos solos transicionais, Nocilla et al. (2006) analisaram o comportamento de um silte italiano de aluvião bem graduado, em que se fez por peneiramento o controle do teor de argila. Observou-se que à medida que o teor de argila reduziu, o comportamento mudou de uma única NCL e CSL para uma condição sem NCL e CSL única. As curvas NCL foram obtidas por meio de compressão isotrópica em equipamento triaxial e cisalhamento em condição drenada e não drenada.

No entanto, Shipton & Coop (2012), a partir da análise de ensaios de adensamento, classificaram também alguns solos argilosos com comportamento transicional. Os ensaios de adensamento foram realizados em diferentes solos em consistência de lama, dentre eles a argila de Londres, a argila de Oxford e caulim (*Speswhite Kaolin*). A consistência variou entre o teor de umidade do w_L e $1,5 w_L$, conforme indicado por Burland (1990). Foi observado um comportamento não convergente entre as curvas de adensamento, ao contrário do que era esperado.

Lopes (2016) também classificou o solo de Brasília como um solo transicional, por apresentar uma granulometria entre argilas e areias e não apresentar uma única linha de compressão normal (NCL) (Figura 2.11a). E ao contrário do que foi constatado por Shipton & Coop (2012), em termos da não convergência das curvas de compressibilidade do caulim (*Speswhite Kaolin*), Lopes (2016) observou convergência entre as curvas. A explicação dada pela autora está relacionada à condição de preparo da amostra, indicando que a condição em $pH = 9$ é uma melhor referência para uma amostra sem estrutura (Figura 2.12).

2.5.1 COMPORTAMENTO MECÂNICO DE CAULINITA VERSUS ESTRUTURA

São apresentados a seguir algumas considerações sobre o efeito da estrutura no comportamento mecânico de argilas do tipo caulinita, considerando sua compressibilidade e resistência ao cisalhamento.

Muitos estudos anteriores têm utilizado caulim para desenvolvimento de modelos de comportamento e análise de comportamento mecânico, estrutural e hidráulico de solos argilosos. Isto ocorre devido a presença majoritariamente de caulinita em sua composição e pela granulometria de argila, o que pode simplificar o estudo e estabelecer melhores condições de comparação.

Gibson & Henckel (1954) já empregaram caulinita no estudo da velocidade de ruptura não drenada de argilas. Morgenstern & Tchalenko (1967) analisaram a relação entre a estrutura inicial do caulim e a resistência ao cisalhamento direto, bem como a estrutura durante a deformação. A estrutura inicial foi obtida em estado floclado pelo adensamento em consistência de lama a 430 kPa, a resistência observada apresentou praticamente coesão zero e ângulo de atrito de 24°. Comportamento normalmente adensado semelhante foi observado em caulins envolvendo diferentes formas de preparo e ensaios (cisalhamento direto ou triaxial). As amostras preparadas nos referidos trabalhos envolvem amostras compactadas estaticamente (Sridharan & Venkatappa, 1979; Sivakumar, 2010b; Tarantino & Tombolato, 2005) e amostras a partir da consistência de lama (Sinha 2004; Lini Dev et al., 2016).

Prashant & Penumadu (2007) estudaram o comportamento mecânico de caulim com estrutura floclada e dispersa por meio de ensaios de adensamento, ensaios triaxiais verdadeiros e análises de distribuição de poros. A estrutura floclada foi obtida com o caulim em consistência de lama ($w = 155\%$) utilizando água deaerada, destilada e deionizada. Já a estrutura dispersa foi obtida em mistura com dispersante tipo Calgon (2% em massa) em mesma umidade. Ambas amostras foram adensadas em tensão de 207 kPa em condição K_0 e posteriormente extrudadas.

Com relação à compressibilidade, foram observados maiores índices de vazios iniciais para a estrutura floclada frente à estrutura dispersa. Os índices de compressão da estrutura floclada possuem valores maiores que a estrutura dispersa e os índices de recompressão valores semelhantes. A distribuição de poros observada pelo ensaio MIP corroborou com o resultado observado na compressibilidade, na qual as duas estruturas possuem poros pequenos ($<0,04 \mu\text{m}$). Porém, apenas a estrutura floclada apresenta maiores poros ($>0,4 \mu\text{m}$) (Prashant & Penumadu, 2007). Em termos de resistência ao cisalhamento, os valores de ângulo de atrito das amostras dispersas foram de 26,6° à 29,2°, valores sempre menores que das amostras flocladas, de 28,8° à 36,4°. As variações de ângulos de atrito de cada amostra são explicadas pelos diferentes valores da tensão principal intermediária utilizada no ensaio triaxial verdadeiro.

Yu et al. (2016) analisaram a estrutura de amostras de caulinita em $\text{pH} = 7,8$ e uma amostra designada como não lavada e sua relação com o comportamento em compressão

unidimensional, carregamento e descarregamento isotrópico e cisalhamento triaxial. A amostra designada como não lavada apresentou maior porosidade interagregados (macroporosidade), que foi associada a uma estrutura mais floclada. Já a amostra em $\text{pH} = 7,8$ apresentou porosidade menor relacionada com estrutura mais dispersa e menos poros interagregados (macroporosidade). À medida que foi realizado carregamento nas amostras, verificou-se uma tendência de diminuição da porosidade entre os agregados de argila. O comportamento mecânico mostrou menor índice de compressão e recompressão na amostra em $\text{pH} = 7,8$. Os autores relacionam ainda a teoria DLVO (item 2.1) para explica que o carregamento diminui a distância entre as partículas, e o descarregamento separa novamente as partículas para o mínimo secundário. Contudo, caso as partículas sejam aproximadas além da barreira de energia mínima, essas ficariam fortemente aderidas.

Com relação ao comportamento após ensaio triaxial drenado de caulinita, Yu et al. (2016) observam que o processo de cisalhamento altera a distribuição de poros apenas interagregados (macroporos), permanecendo inalterada os poros intraagregados (microporos). Isto mostrou que o comportamento mecânico da caulinita estudada depende mais da interação agregado-agregado do que a interação partícula-partícula, o que corrobora com os resultados numéricos realizados por Anandarajah (2000).

Wang & Siu (2006a, 2006b) estudaram o comportamento mecânico e estrutural de caulim (*Speswhite Kaolin*) com estruturas produzidas sobre diferentes pHs. Ensaio realizados por Wang & Siu (2006a) mostram que o caulim com pH menor que 5 apresenta maior índice de vazios em sedimentação (aprox. 8) e estrutura face-aresta floclada. Para pH maior que 5 a estrutura se mostrou dispersa e com menor índice de vazios em sedimentação (aprox. 4). Com relação aos limites de Atterberg, os mesmos autores observaram que o w_L da caulinita aumenta com a diminuição do pH, o w_p não apresentou nenhuma tendência clara e o IP apresentou aumento com a diminuição do pH.

Wang & Siu (2006b) analisaram as mesmas amostras com diferentes pHs obtidas por adensamento unidimensional em condição K_0 sob tensão vertical de 50 kPa. Conforme constatado nos ensaios de sedimentação, o caulim apresentou menor índice de vazios para $\text{pH} = 7,8$ (maior que 5) e índice de vazios maiores para $\text{pH} = 4$ (menor que 5). O que também foi constatado nos índices de vazios iniciais dos ensaios de adensamento. As amostras com estrutura face-aresta apresentaram maior compressibilidade e as amostras com estrutura face-face menor compressibilidade (Figura 2.17a).

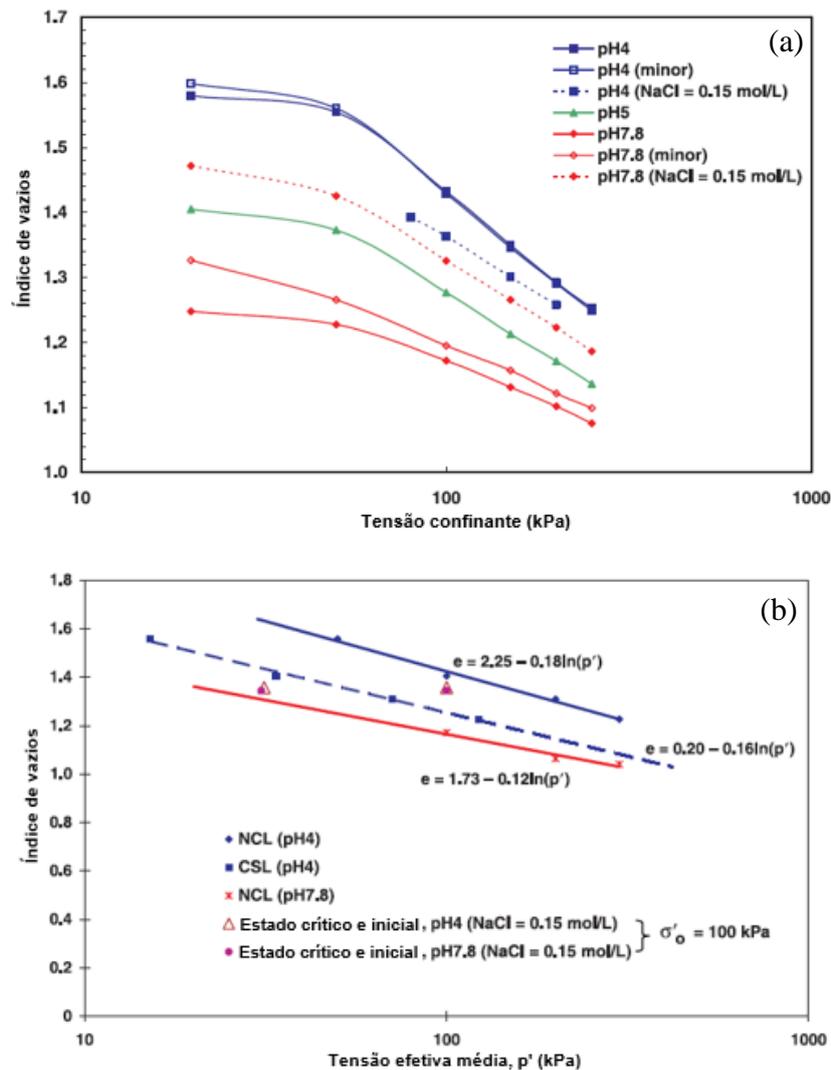


Figura 2.17 – (a) Curvas de consolidação de caulim com diferentes estruturas; (b) Índice de vazios após consolidação e estado crítico (modificado de Wang & Siu, 2006b).

Com relação à resistência sobre compressão triaxial não drenada, observou-se que as diferentes estruturas não tiveram influência no ângulo de atrito no estado crítico ($27,5^\circ$), o que sugere que as forças interpartículas não afetaram a resistência ao cisalhamento, mas sim a densidade após a consolidação (Wang & Siu, 2006b). As amostras com estrutura floclada exibiram tendência de compressão até atingir o estado crítico, enquanto as amostras com estrutura face-face apresentaram tendência de contração seguido de dilatação. O que produziu diferentes linha de consolidação normal (NCL) e diferentes linhas no estado crítico (CSL) (Figura 2.17b).

A diferença entre a NCL e a CSL obtidas para o caulim com diferentes estruturas (Wang e Siu, 2006b), também foi observada por Wheeler & Sivakumar (2000). As diferentes estruturas estudadas por Wheeler & Sivakumar (2000) foram obtidas por meio de compactação estática e

dinâmica. Os autores discutem que o estado crítico obtido nos ensaios triaxiais saturados e não saturados realizados correspondem um cisalhamento da macroestrutura, enquanto a microestrutura, relativamente com um forte empacotamento de partículas, pode não ter atingido um estado crítico. De forma que a estrutura inicial pode não ter sido totalmente perdida após o cisalhamento.

Alguns estudos apresentados na seção anterior (item 2.4.2) também discutem a relação entre o comportamento mecânico e a estrutura envolvendo caulim, neste caso com foco na bimodalidade (Thom et al., 2007; Tarantino & De Col, 2008; Tarantino & De Col, 2009; Bagherieh et al., 2009; Lopes, 2016). Estes trabalhos podem ser consultados tanto em termos do comportamento mecânico de caulinita e a sua estrutura (item 2.5.1) ou como o comportamento de solos bimodais (item 2.4.2).

3 MATERIAIS E MÉTODOS

A metodologia deste trabalho está dividida em duas etapas. A primeira de preparação das amostras com distribuição de poros bimodais a partir de caulim, considerando a presença de agregações. A segunda etapa consiste na avaliação do comportamento mecânico mediante compressão oedométrica e ensaio de cisalhamento direto, e do comportamento microestrutural por meio da SWCC, SACC, curva de contração, MIP e SEM. A Figura 3.1 e Figura 3.2 apresentam um escopo da pesquisa, porém essas etapas serão melhor descritas nos itens que se seguem.

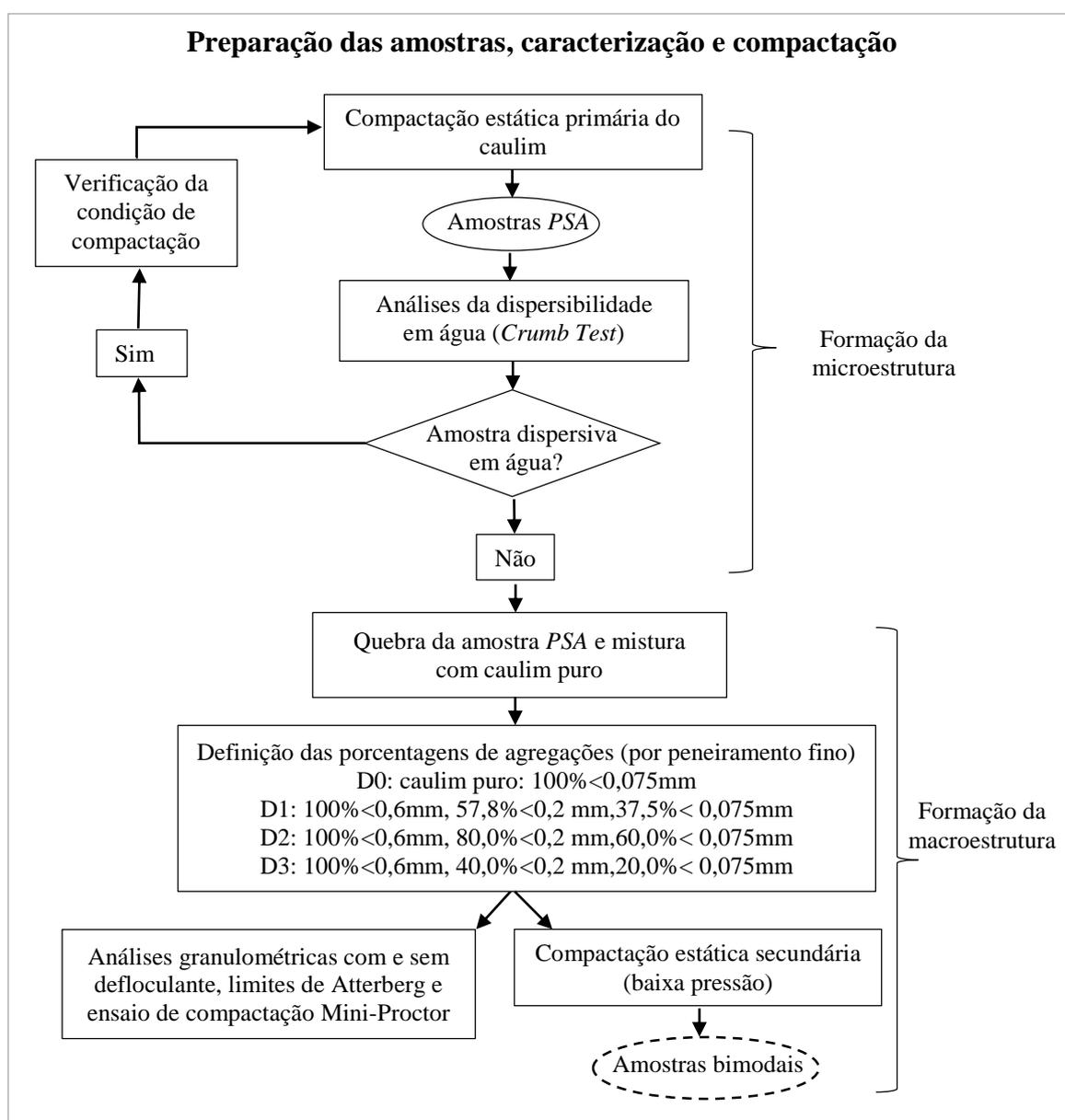


Figura 3.1 - Metodologia adotada para preparação de amostras.

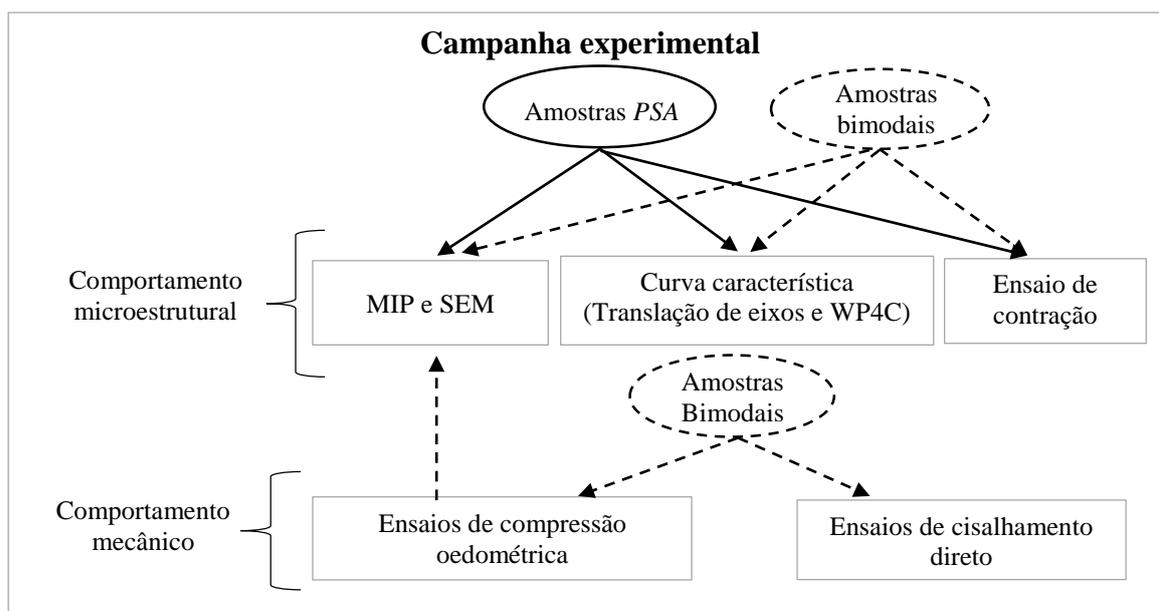


Figura 3.2 - Metodologia da campanha experimental.

3.1 PROPRIEDADES DO MATERIAL E PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

O material empregado na pesquisa é o caulim 605-635, produzido pela Brasil Minas, com propriedades geotécnicas apresentadas na Tabela 3.1. A tabela apresenta também as propriedades de caulim em outras pesquisas. Todos os ensaios foram realizados conforme normativas nacionais: NBR 6458 (ABNT, 2016a), NBR 6459 (ABNT, 2016b), NBR 7180 (ABNT, 2016c), NBR 7181 (ABNT, 2016d), NBR 7182 (ABNT, 2016e) e NBR 6457 (ABNT, 2016f).

Tabela 3.1 - Propriedades geotécnicas de caulim em pesquisas no Brasil e no mundo.

Referência	<i>Santa Maria</i> (1988)	<i>Feuerharmel</i> (2000)	<i>Serna</i> (2012)	<i>Rincon</i> (2016)	<i>Lopes</i> (2016)	<i>Neste trabalho</i>
% de argila (<0,002mm)	-	32	-	-	80	55
% de silte (0,002 a 0,06 mm)	-	66,5	-	-	20	45
% de areia fina (0,06 a 0,2 mm)	-	1,5	-	-	0	0
w_L (%)	62 – 69	39	54	54	64	55
w_P (%)	31 - 38	34	39	21	32	38
IP	30 – 31	5	15	33	32	17
G_s	2,60 – 2,61	2,63	2,61	2,68	2,64	2,54
Classificação SUCS	-	ML	MH	-	CH	MH

Com relação a Tabela 3.1 observa-se que os limites de Atterberg e classificação unificada do caulim em estudo é semelhante a outros caulins. Contudo, o peso específico dos grãos apresenta valores relativamente mais baixos. Resultados de ensaios DRX do solo desta pesquisa confirmam a composição apenas de caulinita do material.

Para determinação dos pontos de trabalho foram realizados ensaios de compactação com energia Proctor Normal e Modificado no caulim puro. A Figura 3.3 apresenta as curvas de compactação do caulim em energia Proctor Normal e Modificado. Interessante notar que, para a energia Normal, o ramo úmido foi atingido apenas para elevados valores de saturação ($\approx 95\%$) o que não é normalmente encontrado em solos. Entretanto este comportamento é semelhante ao observado por Oh et al. (2008).

3.1.1 ESTABELECIMENTO DAS CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO PRIMÁRIA

Com o intuito de obter as agregações de caulim, as amostras foram compactadas em diversas condições de umidade e carga com prensa de CBR e prensa utilizada em corpos de prova de concreto. Todas as amostras foram umedecidas com no mínimo 24 horas de antecedência previamente a compactação. Após a compactação as amostras foram submetidas a verificação de sua dispersibilidade em água por imersão em ensaios *crumb test*, NBR 13601 (ABNT, 1996).

Na Figura 3.3a, observa-se na parte superior esquerda os pontos de teste de verificação da dispersibilidade dos CPs para formação da microestrutura. Os círculos em branco apresentaram dispersibilidade ao imergir em água. Os marcadores em vermelho foram compactados com uma tensão de 100 MPa ($\gamma_d = 18,94 \text{ kN/m}^3$), umidade de 10% e não apresentaram dispersibilidade em água.

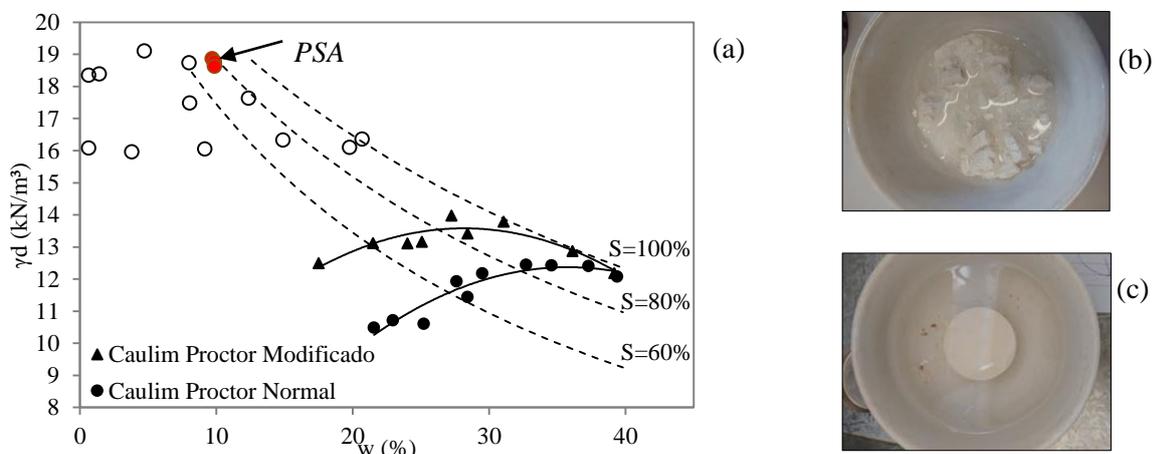


Figura 3.3 – (a) Curvas de compactação e testes de dispersibilidade; Testes para obtenção de microestrutura não dispersiva: (b) Comportamento dispersivo em água; (c) Amostra não dispersiva.

Todas as amostras foram compactadas estaticamente com velocidade de aplicação da carga definida em 1,2 mm/min em apenas uma camada. Essa velocidade é a mesma utilizada por Venkatarama e Jagadish (1993) e está próxima da velocidade adotada por Rahardjo et al. (2004), 1,5 mm/min. A altura da camada definida em 20 mm vai de encontro ao máximo sugerido por Ladd (1978), 25 mm.

Ao atingir uma tensão de 100 MPa optou-se por manter a carga por 30 min para garantir uma boa homogeneidade da tensão na amostra. As amostras foram retiradas do molde utilizando a própria prensa e molde em outra configuração.

O intuito da compactação primária é aplicar um nível de tensão capaz de reduzir a distância entre as partículas de caulinita, favorecendo as forças atrativas de Van der Waals em detrimento das forças repulsivas de dupla camada (DLVO).

O caulim compactado em alta pressão (100 MPa) com umidade de 10%, saturação de 80% e índice de vazios de 0,32 não apresentou dispersibilidade quando imerso em água, sendo aqui denominado *PSA (Parent Sample of Aggregation)*. Para isso, foi empregado um molde produzido especificamente para a realização do ensaio (Figura 3.4b,c) e prensa para ensaios em corpos de prova de concreto (Figura 3.4a).

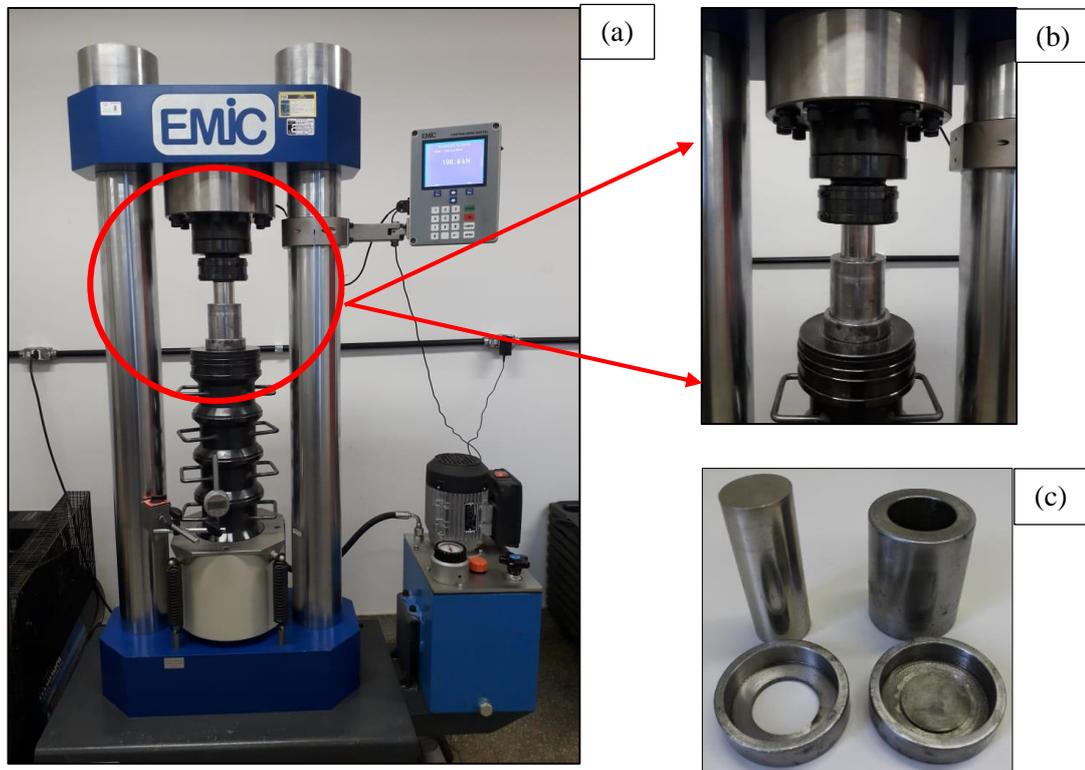


Figura 3.4 – (a) Prensa empregada na compactação estática em alta pressão; (b) Detalhe da prensa; (c) Molde fabricado para a execução das compactações.

3.1.2 DEFINIÇÃO DAS DOSAGENS DE AGREGAÇÃO, ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO

Após obtenção da microestrutura, a amostra *PSA* compactada foi colocada em estufa para secagem, em seguida, quebrada por apiloamento até atingir a granulometria desejada. As agregações obtidas com a amostra *PSA* foram misturadas com o caulim puro para obtenção de diferentes dosagens de agregação, conforme apresentado na Figura 3.1 (fluxograma) e ilustrado na Figura 3.5 abaixo.

O intuito de utilizar diferentes porcentagens de agregação teve como propósito verificar o seu impacto no comportamento mecânico e estrutural do solo. É importante ressaltar que as dosagens mostradas na Figura 3.5 são apenas ilustrativas das misturas realizadas e não correspondem a ensaios de granulometria propriamente dito, ou seja, são as porcentagens que passam em cada peneira utilizada como critério nas dosagens.

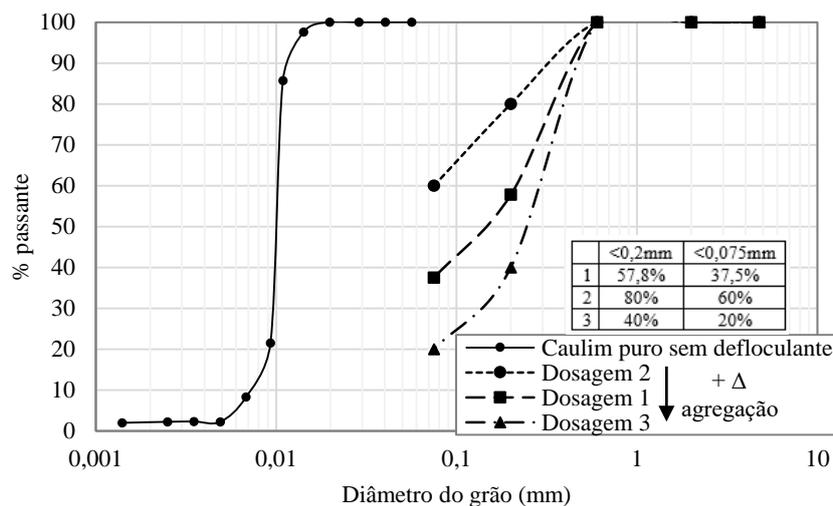


Figura 3.5 – Curva granulométrica do caulim puro sem defloculante e as dosagens empregadas na pesquisa.

A dosagem 1 foi escolhida por ser semelhante à curva granulométrica sem defloculante do solo de Brasília da pesquisa de Otálvaro (2013). A dosagem 2 apresenta menor porcentagem de agregação produzida e a dosagem 3 maior porcentagem das agregações, conforme Figura 3.5. Considerando os diâmetros maiores que 0,075 mm como agregação, tem-se a seguinte porcentagem de agregação para cada caso: dosagem 1, 62,5%, dosagem 2, 40% e dosagem 3, 80%.

Foram realizados ensaios de granulometria, limites de liquidez e plasticidade e ensaios de compactação com metodologia Mini-Proctor (Villibor & Nogami, 2009), nas 3 diferentes dosagens e no caulim puro. O ensaio Mini-Proctor foi escolhido devido a menor quantidade de

solo necessária para construção da curva de compactação, em comparação com os ensaios de compactação tradicionais, tendo em vista a otimização no uso das amostras da compactação primária.

Os ensaios de limites de Atterberg foram realizados conformes normas NBR 6459 (ABNT, 2016b) e NBR 7180 (ABNT, 2016c), e os ensaios de granulometria realizados conforme NBR 7181 (ABNT, 2016d) com e sem defloculante. A realização de ensaios de sedimentação sem defloculante tem sido utilizada como indicativo do teor de agregação nos solos (Camapum de Carvalho et al., 2006), sendo de grande importância no caso em estudo. Com base na granulometria com e sem defloculante é feita uma proposta de cálculo de agregação relativa, que será apresentada no capítulo 4.

3.1.3 ESTABELECIMENTO DAS CONDIÇÕES DE COMPACTAÇÃO SECUNDÁRIA

Com o intuito de obter uma melhor repetibilidade da condição de compactação, optou-se por adotar o método de compactação estática para todas as amostras empregadas na pesquisa. De acordo com Camapum de Carvalho et al. (1987), essa forma de compactação garante uma melhor repetibilidade das propriedades dos solos e representa de maneira mais fiel o comportamento dos solos em laboratório quando comparados aos solos compactados em campo.

As amostras obtidas na compactação primária após secas em estufa, quebradas nas porcentagens referida no item anterior, foram compactadas novamente em uma menor energia denominada compactação secundária.

Para tal, foi empregada uma prensa de CBR com velocidade de aplicação da carga definida em 1,2 mm/min (mesma condição da compactação primária). Após atingir a condição desejada, a amostra foi mantida por 15 min para estabilização das tensões dentro do molde. Todas as amostras foram umedecidas com um período de no mínimo 24 horas de antecedência e passadas na peneira de 2 mm previamente a compactação. As amostras para ensaios de adensamento, SWCC, curva de contração, MIP e SEM foram compactadas em um diâmetro de 50 mm e altura de 20 mm, em apenas uma camada e utilizando o mesmo molde utilizado na etapa de produção da amostra *PSA* (compactação primária). As amostras para ensaio de cisalhamento direto foram compactadas em um molde quadrado de 60 mm de aresta para obtenção de uma altura de 20 mm em apenas uma camada.

As condições de compactação secundária para as etapas seguintes foram:

- Caulim com agregações obtidos empregando a dosagem 1 foi compactado com uma energia próxima à do Proctor Modificado, $w=25,1\%$ e $\gamma_d=14,10 \text{ kN/m}^3$, denominada de *HBi* (*High Energy Bimodal Sample*).
- O caulim com agregações nas dosagens 1, 2 e 3 foi compactado próximo ao ramo seco da curva de compactação Proctor Normal, $w=26,9\%$ e $\gamma_d=12,3 \text{ kN/m}^3$, denominada *Bi* (*Bimodal Sample*).
- Foi compactada uma amostra na mesma condição da *Bi* (*Bimodal Sample*), mas sem a presença de agregações, denominada de *KS* (*Kaolin Sample*).
- Devido a observação visual do potencial expansivo das amostras compactadas na condição *KS*, e com o intuito de traçar um comparativo com amostras pouco expansivas, foram produzidas amostras com teor de 3% de cal compactada conforme *PSA*, denominada *Parent Sample of Lime Aggregation (PSLA)*. A dosagem de cal foi realizada pelo método do pH (Eades e Grim, 1966), no qual o teor de cal ideal é obtido quando o pH se torna 12,4
- Uma amostra compactada conforme *Bi* e formada com cal, denominada *Lime Bimodal Sample (LBi)*.

A Figura 3.6a apresenta as curvas de compactação e condição de compactação da amostra *KS*, bimodal (*Bi*) e amostra *HBi*. A Figura 3.6b,c apresenta imagens das amostras *KS* e *Bi* na dosagem 1, respectivamente, em que pode ser notado visualmente a modificação estrutural devido a presença das agregações. A Tabela 3.2 apresenta em resumo as amostras que foram estudadas.

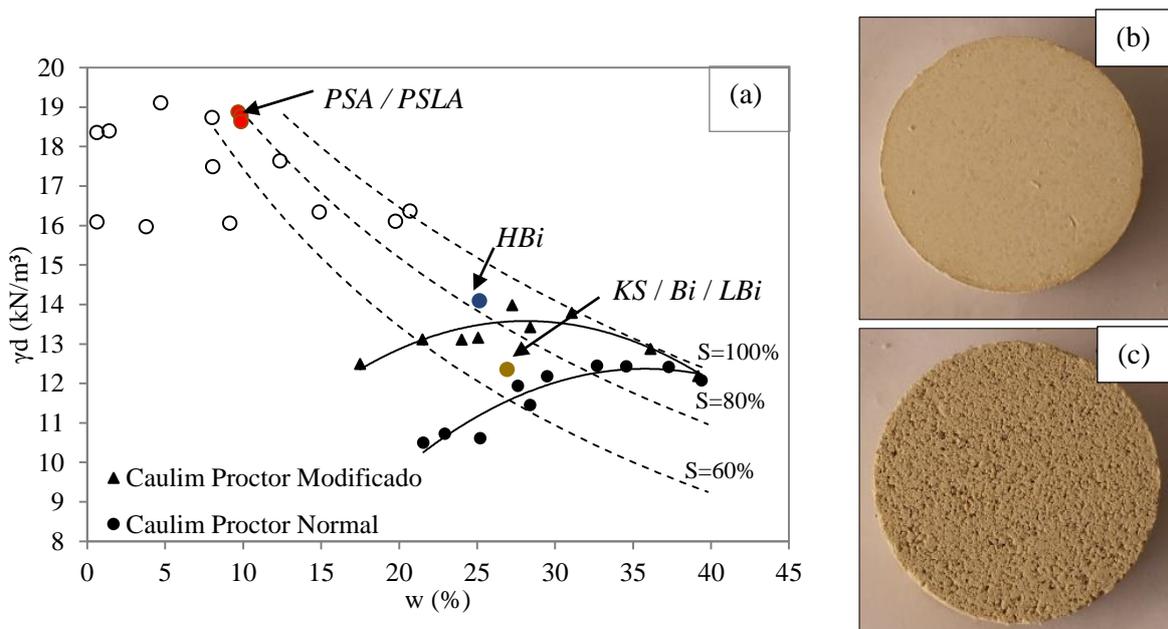


Figura 3.6 - (a) Curvas de compactação e condição de compactação da amostra Bimodal (*Bi*) e amostra (*HBi*); (b) Imagem amostra *KS*; (c) Imagem amostra *Bi*.

Tabela 3.2 – Resumo das amostras utilizadas na pesquisa, condições de compactação e teor de agregação.

Sigla	Nome	Origem	Granulometria	w (%)	γ_d (kN/m³)	e
<i>PSA</i>	<i>Parent Sample Of Aggregation</i>	Caulim	Dosagem 0	10,0	18,94	0,32
<i>PSLA</i>	<i>Parent Sample of Lime Aggregation</i>	Caulim + cal	Dosagem 0	10,0	18,94	0,32
<i>KS</i>	<i>Kaolin Sample</i>	Caulim	Dosagem 0	26,9	12,01	1,07
<i>Bi1</i>	<i>Bimodal Sample</i>	PSA + caulim	Dosagem 1	26,9	12,01	1,07
<i>Bi2</i>	<i>Bimodal Sample</i>	PSA + caulim	Dosagem 2	26,9	12,01	1,07
<i>Bi3</i>	<i>Bimodal Sample</i>	PSA + caulim	Dosagem 3	26,9	12,01	1,07
<i>LBi</i>	<i>Lime Bimodal Sample</i>	PSLA + caulim + cal	Dosagem 1	26,9	12,01	1,07
<i>HBi</i>	<i>High Energy Bimodal Sample</i>	PSA+ caulim	Dosagem 1	25,1	14,09	0,76

As amostras compactadas nas diferentes condições foram empregadas para realização dos ensaios de curva característica solo-água e curva de contração: *PSA* (*Parent Sample Aggregation*), *Bi1*, *Bi2*, *Bi3* (*Bimodal Sample*), *High Energy Bimodal Sample* (*HBi*), *Kaolin Sample* (*KS*), *Parent Sample of Lime Aggregation* (*PSLA*) e *Lime Bimodal Sample* (*LBi*). Para os ensaios odométricos e ensaios de cisalhamento direto foram utilizadas apenas as amostras *KS* e *Bi1*, *Bi2* e *Bi3*. Nesse caso, todas amostras apresentam o mesmo índice de vazios, modificando apenas o teor de agregação.

3.2 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MICROESTRUTURAL

O comportamento estrutural e volumétrico de todas as amostras explicitadas na seção anterior foi analisado em termos de sua curva característica e curva de contração. Os ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) e microscopia eletrônica de varredura (SEM), no entanto, foram realizados apenas nas amostras *KS*, *Bi1*, *Bi2*, *Bi3* e *HBi*. A seguir a descrição destas metodologias de ensaio.

3.2.1 ENSAIOS PARA DETERMINAÇÃO DA CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA, CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-AR E CURVA DE CONTRAÇÃO

Utilizando as amostras compactadas nas diferentes condições, realizou-se ensaios de translação de eixos (Figura 3.7a) para sucções até 500 kPa e Psicrômetro de ponto de orvalho - WP4C (Figura 3.7b) para sucções acima de 200 kPa. A técnica de translação de eixos impõe sucções matriciais ao solo e o WP4C determina sucções totais. No caso em estudo, observou-

se concordância entre a sucção matricial e total entre 200 e 500 kPa, o que permite traçar apenas uma curva característica em termo de sucções matriciais.

Amostras representativas das oito condições analisadas foram empregadas para determinação de curvas de contração, relacionando índice de vazios e umidade. Para tal, utilizou-se um paquímetro, balança analítica e estufa. O teor de umidade obtido foi convertido em sucção empregando o ajuste de Durner (1994) para curva característica previamente determinada. Este procedimento é semelhante ao adotado por Otálvaro (2013). Com base na curva característica solo-água e na curva de contração é possível traçar a curva característica solo-ar (SACC), relação entre volume de ar e sucção do solo.

Tanto nos ensaios para determinação da curva característica, quanto nos ensaios para determinação das curvas de contração, as amostras após compactadas foram levadas ao umedecimento até que se atingisse a saturação por capilaridade. Após esse período as amostras foram submetidas a trajetórias de secagem.

Os resultados foram convertidos em termos de distribuição de poros, semelhante ao procedimento adotado por Romero (1999), Simms & Yanful (2002) e Mascarenha (2008).

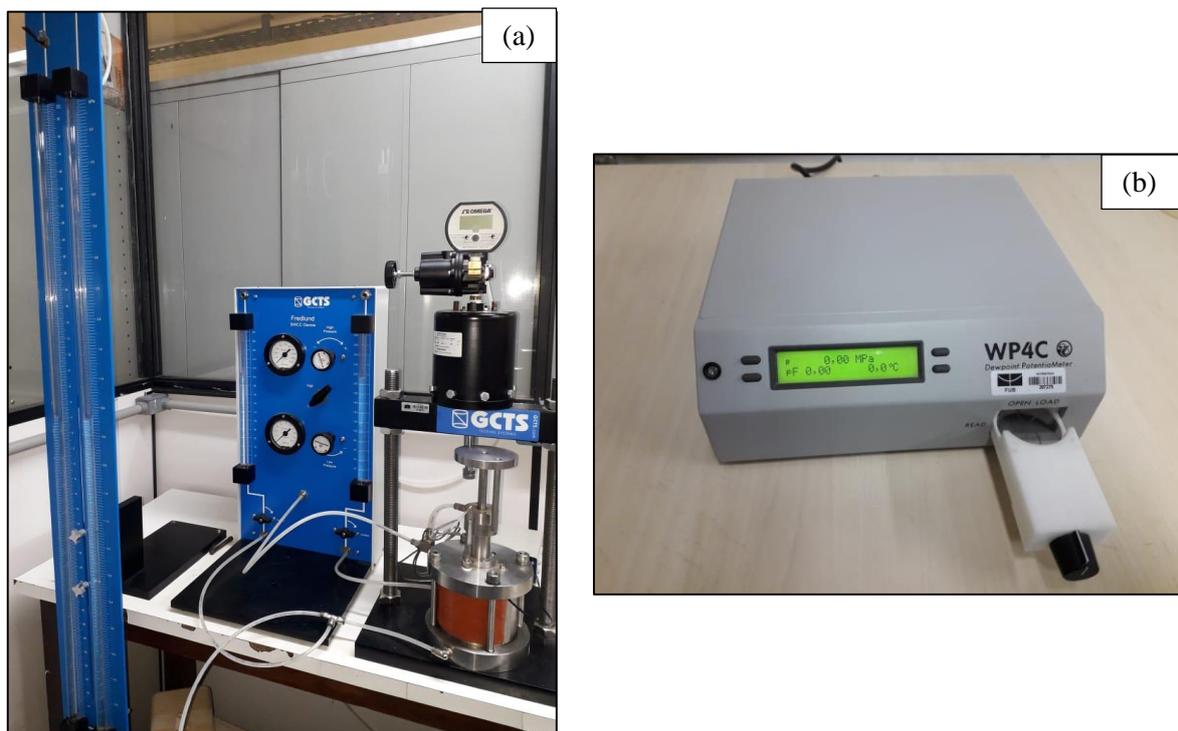


Figura 3.7 – (a) Equipamento para translação de eixos; (b) Potenciômetro WP4C.

3.2.2 POROSIMETRIA POR INTRUSÃO DE MERCÚRIO (MIP) E MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (SEM)

As estruturas formadas nas diferentes condições de compactação, e após as fases de carregamento, foram avaliadas por meio dos ensaios de MIP e SEM.

Previamente à realização dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) e microscopia eletrônica de varredura (SEM), as amostras passaram por um processo de secagem, afim de retirar a água dos poros. Os poros devem estar livres de água, tanto para obtenção das imagens (SEM), quanto para que o caminho esteja livre para a passagem do mercúrio (MIP). No entanto, durante o processo de secagem ao ar livre ou estufa, pode ocorrer variação de volume afetando a distribuição de poros. Sendo assim, utilizou-se a técnica *freeze-drying* (liofilização), através do congelamento rápido com imersão em nitrogênio líquido.

A amostra de 1 cm³, após congelamento, foi inserida em um liofilizador (Figura 3.8a) e aplicado vácuo de 5 Pa em temperatura de -50°C. Após 24 horas, a amostra foi retirada do liofilizador e inserida em recipientes hermeticamente fechados com sílica e algodão para evitar ganho de umidade e alteração microestrutural. Metodologia semelhante à adotada, foi empregada por Delage & Pellerin (1984), Mitchell & Soga (2005), Lopes (2016) e Menendez (2016). Os ensaios MIP foram realizados na Universidade de Los Andes (Bogotá – Colômbia), utilizando o equipamento AutoPore IV 9500 Micromeritics (Figura 3.8b).

Para o cálculo da distribuição de poros utilizou-se a equação de Washburn (1921) (item 2.3), considerando ângulo de contato entre o mercúrio e a parede do poro 147° conforme Diamond (1970).

Os ensaios SEM foram realizados no Centro Tecnológico de Engenharia Civil de Furnas (Aparecida de Goiânia), utilizando um equipamento da marca Tescan, modelo Vega 3 XMU com emissor de elétrons LaB6 (Figura 3.8d), e no laboratório de microscopia e microanálise do Instituto de ciência biológicas da Universidade de Brasília, equipamento Jeol JSM-7000F (Figura 3.8c).

Os ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) foram realizados com as amostras *KS*, *Bi1*, *Bi2* e *Bi3*, em condição pós compactação secundária, e após as fases de carregamento oedométrico com tensões de 50, 100 e 800 kPa. Os ensaios de microscopia eletrônica de varredura (SEM), por sua vez, foram executados apenas nas amostras *KS*, *Bi1*, *Bi2* e *Bi3*, em condição pós compactação e pós carregamento oedométrico com tensão de 800 kPa. O intuito foi de avaliar como o carregamento afeta a distribuição de poros e a estrutura das amostras de caulim bimodal.

Para comparação em termos de curva de compactação e modificação do índice de vazios, com a amostra *Bi1*, foram realizados os ensaios SEM e MIP para a amostra *HBi*, dado que para as condições anteriores não há modificação do índice de vazios.



Figura 3.8 – (a) Liofilizador utilizado na técnica *freeze-drying*; (b) Equipamento para ensaio MIP (UniAndes); (c) Microscópio Eletrônico de Varredura (UnB); (d) Microscópio Eletrônico de Varredura (FURNAS).

3.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO

O comportamento mecânico das amostras após compactação secundária *KS*, *Bi1*, *Bi2* e *Bi3*, foi avaliado por meio de ensaios de compressão oedométrica e por meio de ensaios de cisalhamento direto. Todas amostras foram compactadas em uma mesma condição ($w = 26,9\%$ e $\gamma_d = 12,0 \text{ kN/m}^3$) e a diferença entre elas está apenas na presença ou não de agregações.

Dessa forma, pretende-se observar o efeito das agregações e da bimodalidade (estrutura) das amostras nas curvas de adensamento, curvas de compressibilidade e resistência ao cisalhamento. Os itens a seguir apresentam a metodologia de cada ensaio.

3.3.1 ENSAIOS DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

Os ensaios de compressão oedométrica foram realizados em um anel de 50 mm de diâmetro por 20 mm de altura. Dimensões que coincidem com as do molde utilizado na fase de preparação das amostras. O método de ensaio foi realizado conforme D2435 ASTM (1996). Os ensaios foram realizados em condição inundada, empregando as tensões de 2, 6, 12, 25, 50, 100, 200, 400, 800, 1200, 2000 kPa, seguido de descarregamento em 5 etapas, tensões de 1200, 400, 100, 24 e 2 kPa. As cargas foram mantidas por 48 horas buscando a melhor descrição do trecho de adensamento primário.

Foram efetuados ainda carregamentos com as mesmas amostras, utilizando prensa de adensamento até as tensões de 50, 100 e 800 kPa, cargas essas mantidas por 48 horas. Posteriormente, as amostras foram descarregadas à tensão de 2 kPa por 24 horas. Esses ensaios também foram executados na condição inundada.

3.3.2 ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em cinco tensões normais, 25, 100, 200, 400 e 800 kPa. Estas foram escolhidas buscando valores abaixo e acima das tensões de pré-adensamento das amostras. Com base nos ensaios de adensamento, optou-se por manter a fase de adensamento por um tempo de 48 horas, previamente a ruptura. Todos os ensaios foram executados com amostras inundadas.

Os ensaios foram executados conforme norma D3080 (ASTM, 2011). A velocidade de ruptura empregada foi de 0,047 mm/min. Esta foi determinada com base em Gibson & Henckel (1954), em que o tempo de ruptura corresponde a $12,7 \times t_{100}$, e t_{100} representa o tempo para o fim do adensamento primário.

3.4 VARIABILIDADE DAS AMOSTRAS COMPACTADAS ESTATICAMENTE

Tendo em vista que os resultados dos ensaios podem ser afetados pela condição de compactação e/ou pela variabilidade do processo de compactação, fez-se uma análise da variabilidade das amostras compactadas estaticamente ao longo da pesquisa. Na qual foram incluídas as amostras compactadas em moldes cilíndricos (50 x 20 mm) e quadrados (60 x 60 x 20 mm).

Ao todo foram compactadas 148 amostras tipo *PSA* e *PSLA* ($\sigma = 100$ MPa), empregadas nos mais diversos ensaios, tanto para obtenção das agregações e compactação secundária, quanto para realização dos ensaios de caracterização e compactação em diferentes porcentagens de agregação. Amostras tipo bimodal *Bi* (dosagens 1, 2 e 3), *KS* (caulim puro) e *LBi*, foram compactadas com uma mesma definição de índice de vazios e umidade, modificando a existência de agregação em diferentes porcentagens. Dessas, foram compactadas um total de 93 amostras nesta condição. Das amostras *HBi* foram compactadas um total de 8 amostras. As condições alvo das diferentes amostras foram apresentadas na Tabela 3.2.

A Figura 3.9 apresenta as condições de compactação das amostras desta pesquisa. Na Figura 3.9b são apresentadas as umidades e peso específico das amostras *PSA* e *PSLA*, na qual pode-se notar a proximidade do valor médio com o alvo definido inicialmente.

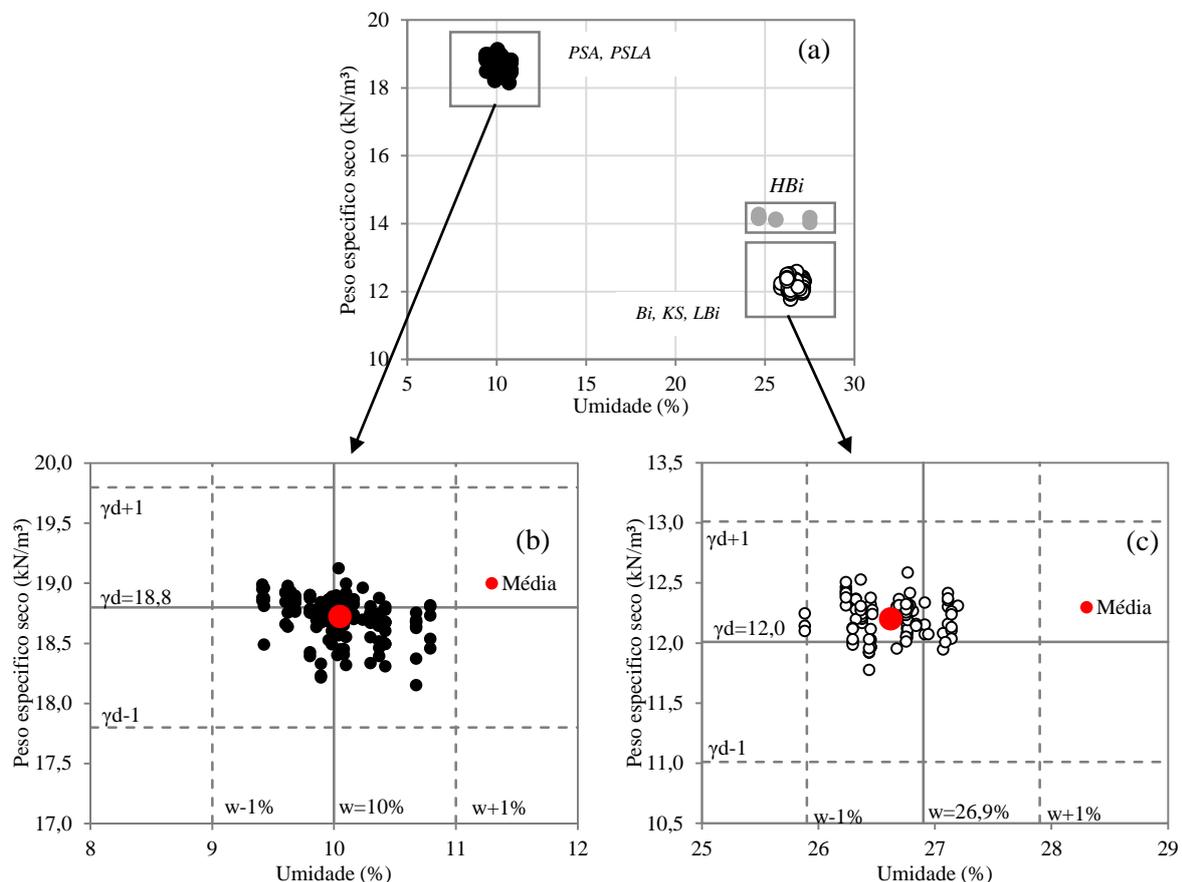


Figura 3.9 – Condição de compactação das amostras da pesquisa: (a) Todas as amostras; (b) Amostras *PSA* e *PSLA*; (c) Amostras *KS*, *Bi* e *LBi*.

Já a Figura 3.9b apresenta as amostras *Bi*, *KS* e *LBi*, na qual observa-se um pequeno desvio entre a média e o alvo. Com base nos resultados apresentados, e a partir das observações feitas durante as compactações, pode-se constatar que para condições de maiores tensões é mais

fácil controlar os índices de vazios obtidos. E quanto menor as tensões, maior variabilidade aos resultados. A Figura 3.9a e a Figura 3.9b apresentam mesma escala e variação em termos de umidade e peso específico a partir do alvo.

A Tabela 3.3 apresenta as medidas de variabilidade das amostras produzidas em termos de índice de vazios, peso específico seco e umidade. Com relação ao índice de vazios, pode-se notar o desvio padrão menor para as amostras *PSA* e *PSLA* em comparação com as amostras bimodais. O que corrobora com a constatação de que o aumento de carga facilita o controle das características da amostra. Além do que, as amostras bimodais utilizaram as amostras primárias, *PSA* e *PSLA*, em sua constituição, atuando como um segundo fator de variabilidade.

Em termos de umidade, o desvio padrão é semelhante para as duas condições de compactação, fator este que está relacionado ao acerto de umidade inicial influenciado pelo operador.

Importante destacar que o aumento no teor de agregação modificou a consistência do solo. Tal aspecto foi observado durante o manuseio das amostras, que sofreram influência na tensão necessária para compactar as amostras. Para um mesmo índice de vazios tensões maiores foram necessárias nas amostras *KS*, seguida pela *Bi2*, *Bi1*, e menores tensões na amostra *Bi3* (maior teor de agregação).

Em termos de coeficientes de variação, observa-se que os valores estão entre 1,18 a 3,4% para a umidade, 0,95 a 1,28% para peso específico seco e 3,25 a 4,41% para índice de vazios. Segundo Lacasse & Nadim (1996), citado por Queiroz (2015), o coeficiente de variação para o índice de vazios dos solos encontra-se entre 7 e 30%, indicando que os valores obtidos estão dentro de uma faixa de aceitação.

Tabela 3.3 – Medidas de variabilidade estatística dos corpos de prova produzidos.

Amostra	PSA e PSLA			KS, Bi1, Bi2, Bi3, LBi		
N° de amostras	148			93		
Medida	w (%)	γ_d (kN/m³)	e	w (%)	γ_d (kN/m³)	e
Alvo	10,00	18,94	0,32	26,90	12,01	1,07
Média	10,05	18,73	0,32	26,62	12,20	1,03
Desv. padrão	0,34	0,18	0,01	0,31	0,16	0,03
Coeficiente de variação	3,40%	0,95%	4,41%	1,18	1,28%	3,25%
Valor máximo	10,79	19,12	0,37	27,2	12,59	1,11
Valor mínimo	9,41	18,15	0,27	25,88	11,78	0,93

Oliveira (2004), avaliando a influência do método de compactação na curva característica solo-água, constata que variações em torno de 0,04 de índice de vazios podem ser

consideradas desprezíveis, e que as estruturas dos solos obtidas por duas formas de compactação (estática e dinâmica) podem ser consideradas semelhantes.

Dessa forma, a variação dos índices de vazios obtidos durante a compactação estáticas das amostras empregadas na pesquisa não é de tal magnitude que possa influenciar na estrutura das amostras.

4 CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO: EFEITO DA AGREGAÇÃO

As características básicas de granulometria, limites de Atterberg e curva de compactação do solo com diferentes porcentagens de agregação são apresentadas a seguir. As curvas de compactação foram obtidas utilizando o ensaio Mini-Proctor com energia Normal. Foram empregadas 3 dosagens de agregação, conforme a metodologia proposta, sendo *Bi2* com a menor quantidade de agregação, seguido da *Bi1*, com quantidade intermediária, *Bi3* com a maior quantidade de agregação e *KS*, sem agregação.

4.1 CURVAS GRANULOMÉTRICAS E PORCENTAGENS DE AGREGAÇÃO

As curvas granulométricas, com e sem defloculante, considerando as 3 dosagens de agregação em comparação com o solo sem agregação, são apresentadas na Figura 4.1, sendo (a) os ensaios realizados sem defloculante e (b) os ensaios realizados com defloculante.

A curva granulométrica do caulim puro (dosagem 0), realizada sem defloculante, apresentou porcentagem nula de argila e estabilização da curva em um diâmetro de 0,004 mm (Figura 4.1a). Para a curva com defloculante houve uma maior porcentagem de argila (Figura 4.1b). Este fator pode ser atribuído ao efeito da aglomeração e floculação das partículas de argila. Isso ocorre devido as forças eletrostáticas entre as partículas quando imersas em meio aquoso sem agente químico dispersor, uma vez que essa amostra não apresenta agregação.

Constata-se grande diferenciação das curvas granulométrica com agregações, com e sem defloculante. Isto mostra que algumas das agregações produzidas não são dispersivas em água e que o defloculante foi capaz de eliminar a maioria das agregações. Entretanto, quando comparado à curva granulométrica do caulim puro com defloculante, verifica-se que não houve total desagregação.

À medida em que as agregações não são dispersivas em água, o aumento do teor de agregação nas dosagens gerou uma tendência da curva sem defloculante em se afastar da curva de caulim puro. Ou seja, a dosagem 3 na curva sem defloculante apresentou maior diâmetro de areia em comparação com a dosagem 1, seguido da dosagem 2. O que não é observado no caulim puro sem defloculante.

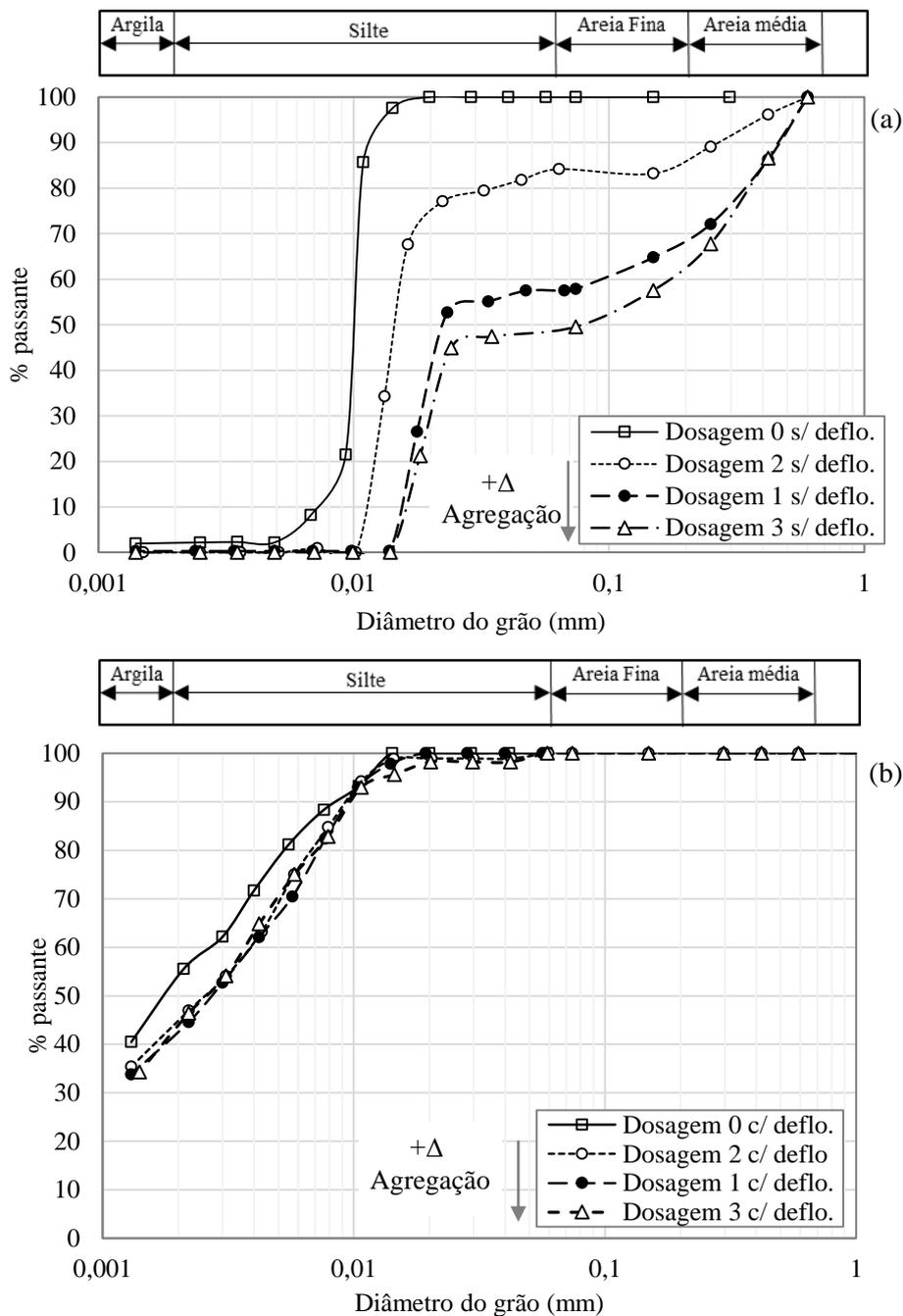


Figura 4.1 – Curva granulométrica do caulim puro e com agregações: (a) Sem defloculante; (b) Com defloculante.

A Tabela 4.1 sintetiza os resultados dos ensaios de granulometria do caulim, com e sem defloculante, sob o efeito das agregações. Em todos os casos, com o aumento no teor de agregação, observa-se no ensaio sem defloculante a tendência de diminuição no teor de argila e aumento no teor de silte, areia fina e areia média.

Tabela 4.1 – Resumo dos resultados de granulometria.

Dosagem	0	2	1	3
% passante na dosagem				
% Passa em 0,6 mm	-	100	100	100
% Passa em 0,2 mm	-	80	57,8	40
% Passa em 0,075 mm	-	60	37,5	20
Curva granulométrica com defloculante				
% de argila (<0,002mm)	54	45	42	43
% de silte (0,002 a 0,06 mm)	46	55	58	57
% de areia fina (0,06 a 0,2 mm)	0	0	0	0
% de areia média (0,2 a 0,6 mm)	0	0	0	0
Curva granulométrica sem defloculante				
% de argila (<0,002mm)	0	0	0	0
% de silte (0,002 a 0,06 mm)	100	84	58	48
% de areia fina (0,06 a 0,2 mm)	0	2	10	14
% de areia média (0,2 a 0,6 mm)	0	14	32	38

4.1.1 PROPOSTA PARA CÁLCULO DE AGREGAÇÃO RELATIVA

Segundo Camapum de Carvalho et al. (2006), é importante que a curva granulométrica no caso de solos com agregações, seja analisada não somente com o uso de defloculante, em termos da distribuição de partículas individualizadas, mas também em curvas sem defloculante. Neste caso, segundo o autor, a curva sem defloculante representa melhor o estado agregado do solo. Isto é importante, pois, muitas vezes o estado agregado do solo se relaciona melhor com os seus parâmetros geotécnicos. Por exemplo, solos argilosos tropicais com alto grau de agregação podem apresentar permeabilidade de areia fina, apesar de sua granulometria argilosa.

Entretanto, é preciso ressaltar que o ensaio realizado sem defloculante apresenta em sua distribuição granulométrica não somente as agregações presentes no solo, mas também irá exibir o efeito da floculação das partículas de silte e argila. No caso em estudo, observou-se visualmente que a floculação e sedimentação total das partículas ocorreu entre 30 min e 15 min, e quanto maior o teor de finos maior o tempo para sedimentação.

Nos projetos de estação de tratamento de água se estuda a remoção de partículas de água através de uma série de etapas envolvidas no processo. Entre essas etapas, tem-se a floculação de partículas devido à adição de produtos químicos coagulantes para posterior decantação dos flocos formados. Segundo a NBR 12216 (ABNT, 1992), o processo de floculação nesses sistemas ocorre entre 20 e 30 minutos para floculadores hidráulicos. Esse tempo está próximo do observado nos ensaios de sedimentação neste trabalho.

Tendo em vista o exposto, e no sentido de quantificar as agregações a partir das curvas granulométricas, com e sem defloculante, presentes tantos nos solos artificiais desta pesquisa

quanto em solos naturais com agregação, propõe-se a formulação abaixo para o cálculo da Agregação Relativa (AR_T) do solo.

$$AR_T(\%) = AR_1(\%) + AR_2(\%)$$

$$AR_1(\%) = \frac{\sum C_{SD}(\%)}{\sum C_{CD}(\%)} \text{ para, } (C_{CD} - C_{SD}) > C_{SD} \quad (4.1)$$

$$AR_2(\%) = \frac{\sum C_{CD}(\%) - \sum C_{SD}(\%)}{\sum C_{CD}(\%)} \text{ para, } (C_{CD} - C_{SD}) < C_{SD}$$

onde: $\%C_{SD}$ é a porcentagem da curva sem defloculante para cada diâmetro da curva, $\%C_{CD}$ é a porcentagem da curva com defloculante para cada diâmetro da curva, $AR_1(\%)$ é a agregação relativa para ao trecho da curva granulométrica de menores diâmetros e $AR_2(\%)$ é a agregação relativa para ao trecho da curva granulométrica de maiores diâmetros.

A Figura 4.2 apresenta o método para determinação da porcentagem de Agregação Relativa. A curva plotada em cor cinza é a diferença entre a curva com defloculante e sem defloculante para cada diâmetro. A proposição é dividida em duas partes, a primeira (AR_1) relativa ao trecho final da curva granulométrica de menores diâmetros, e a segunda (AR_2) relativa ao trecho inicial de maiores diâmetros. A primeira parte busca isolar o efeito da floculação das partículas que é observada na diferença entre as curvas. Na segunda (AR_2), a diferença entre as curvas com e sem defloculante representam bem a porcentagem de agregação do solo.

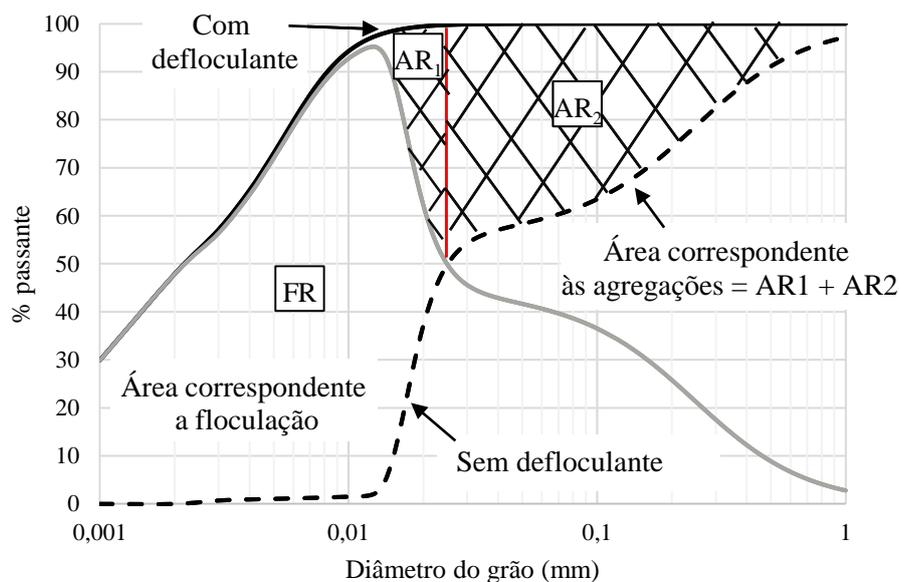


Figura 4.2 – Método para determinação da porcentagem de agregação relativa.

Considerando que a diferença entre a curva com e sem defloculante representa a porcentagem de partículas que sedimentam sob o estado de agregação e sob o estado floculado, é possível obter a porcentagem de partículas que sedimentaram apenas no estado floculado. Esta porcentagem pode ser denominada de Floculação Relativa (FR) e corresponde a área indicada na Figura 4.2, podendo ser determinada pela equação abaixo, onde AR_T é obtida pela equação 4.1.

$$FR (\%) = \frac{\sum C_{CD} (\%) - \sum C_{SD} (\%)}{\sum C_{CD} (\%)} - AR_T \quad (4.2)$$

A ideia de cálculo de agregação relativa já havia sido proposta por Otálvaro (2013). No entanto, o autor considerou como agregação relativa a diferença entre as curvas sem e com defloculante em razão da curva com defloculante. Neste caso, está incluído no cálculo uma porcentagem de agregação que corresponde ao efeito da floculação de partículas.

A Figura 4.3 apresenta as curvas granulométricas com e sem defloculante das dosagens realizadas nesta pesquisa, isto é, caulim puro, dosagem 1, 2 e 3, bem com e as porcentagens referentes às agregações e floculação de partículas em cada caso.

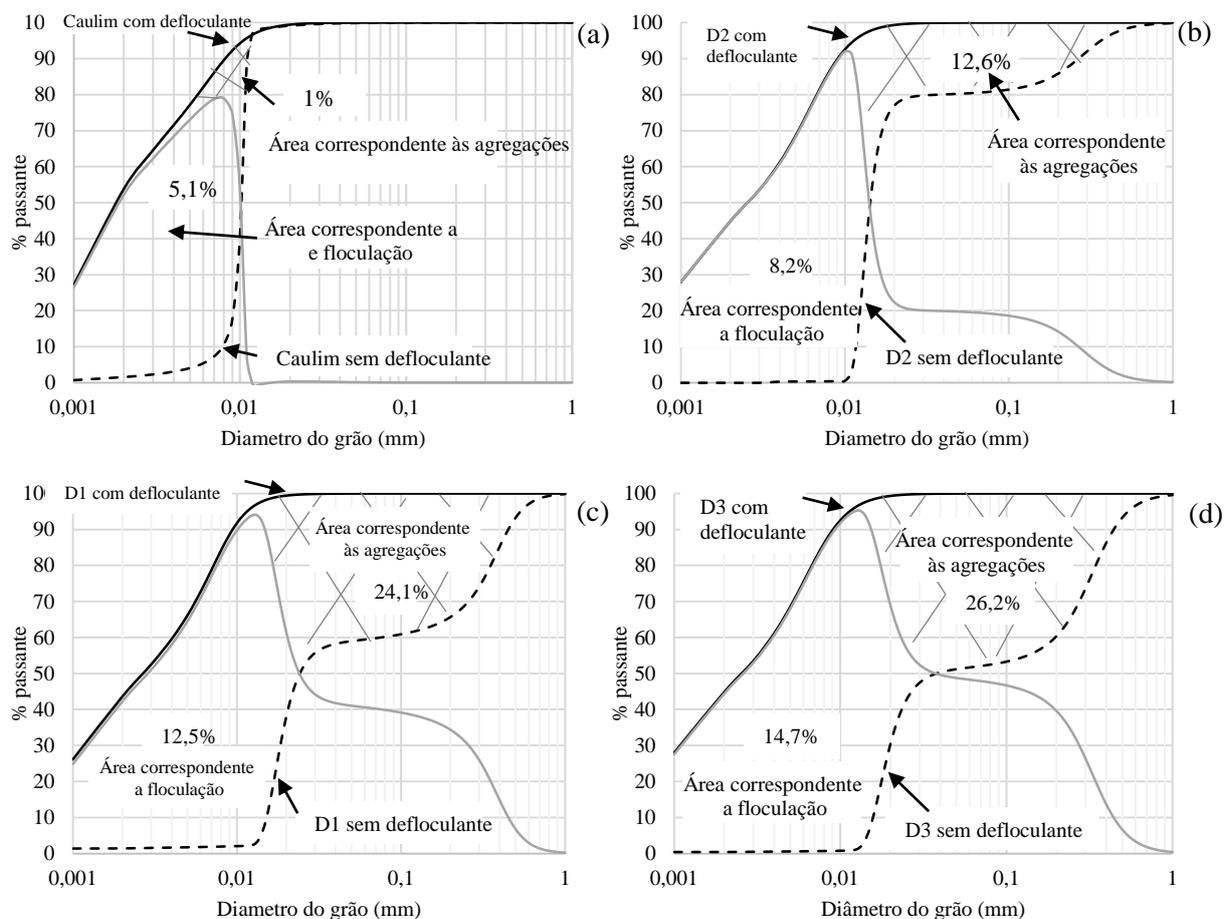


Figura 4.3 – Ajustes das curvas granulométricas e representação gráfica da porcentagem de agregação: (a) Caulim puro; (b) Dosagem 2; (c) Dosagem 1; (d) Dosagem 3.

Para descrição contínua das curvas, utilizou-se o modelo proposto por Fredlund et al. (2000). Este permite modelar as curvas granulométricas com distribuição em formato unimodal e formato bimodal, sendo válida para análises com e sem defloculante desta pesquisa.

A Tabela 4.2 apresenta a porcentagem de Agregação Relativa e Flocculação Relativa para as amostras desta pesquisa e para dois solos tropicais (Matos, 2011; Borges, 2014) que serão discutidos a seguir.

Tabela 4.2 – Agregação Relativa e Flocculação Relativa das amostras desta pesquisa e dois solos tropicais.

Amostra	Agregação Relativa (%)	Flocculação Relativa (%)
Dosagem 0	1,0	5,1
Dosagem 2	12,6	8,2
Dosagem 1	24,1	12,5
Dosagem 3	26,2	14,7
Solo de Brasília (Borges, 2014)	15,4	3,0
Aparecida de Goiânia (Matos, 2011)	14,4	20,3

A dosagem 0 (caulim puro) apresenta porcentagem nula da agregação artificial produzida. Porém, ainda assim observa-se alguma porcentagem de agregação relativa no cálculo, o que pode estar relacionado a alguma agregação de origem ou erro do método proposto.

A dosagem 2 apresenta uma porcentagem intermediária de agregação em relação ao caulim puro e a dosagem 1 no momento de sua constituição. Constata-se também pelo cálculo uma porcentagem intermediária de agregação relativa e flocculação relativa. Para a dosagem 1 e dosagem 3, verifica-se uma tendência de aumento na Agregação Relativa e aumento da Flocculação Relativa.

Deve-se ressaltar que a agregação relativa proposta representa uma relação entre as curvas com e sem defloculante, e não pode ser confundida com a porcentagem de agregação empregada na etapa de preparação da amostra. A proposta de Agregação Relativa é uma razão entre a somatória de porcentagens para cada tamanho de grão, considerando curvas com e sem defloculante.

Com o intuito de aplicar a metodologia proposta para outros solos tropicais com agregação, realizou-se o mesmo procedimento para o solo de Brasília (Borges, 2014) e para o solo de Aparecida de Goiânia (Matos, 2011), apresentado na Figura 4.4a,b. Observam-se resultados muito próximos em termos de Agregação Relativa (Tabela 4.2) entre esses dois

solos. Contudo, diferenças consideráveis em termos de floculação foram constatadas, o que está relacionado à diferença entre as curvas com e sem defloculante dos autores e/ou variações na execução dos ensaios.

Quando comparado aos solos desta pesquisa, os solos tropicais analisados apresentam Agregação Relativa entre as dosagens 1 e 2. Há de se considerar ainda que os solos do presente trabalho apresentam apenas caulinita, e que os solos tropicais possuem uma variedade de minerais, incluindo agentes cimentantes, o que pode implicar em uma menor dispersibilidade das agregações naturais quando na realização do ensaio de sedimentação.

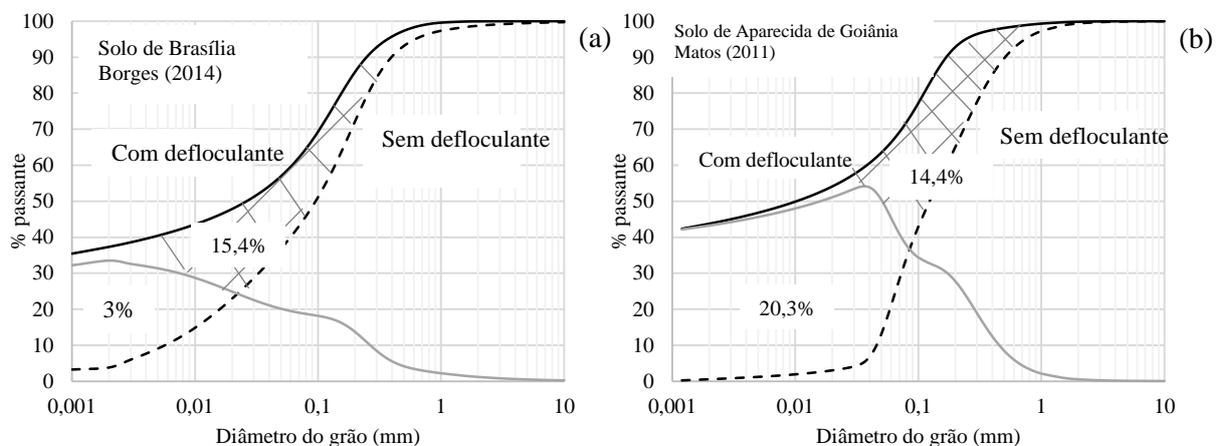


Figura 4.4 - Ajustes de curva granulométricas e representação gráfica da porcentagem de agregação para o solo de Brasília: (a) Borges (2014); (b) Matos (2011).

4.2 LIMITES DE ATTERBERG: ALTERAÇÃO DA SUPERFÍCIE ESPECÍFICA

Os ensaios de limite de liquidez e plasticidade foram realizados utilizando as mesmas amostras dos ensaios de granulometria, caulim puro, dosagem 1, 2 e 3. Os resultados são apresentados na Figura 4.5.

Os limites de Atterberg para a condição natural do caulim apresentam valores próximos aos resultados encontrados em outras pesquisas (Tabela 3.1), porém à medida que se adicionou agregação observou-se alteração na consistência do solo. As curvas para determinação do limite de liquidez (Figura 4.5a) apresentam uma modificação significativa em suas inclinações e uma diminuição no limite de liquidez com o aumento no teor de agregação.

À proporção que se aumenta o teor de agregações, observa-se também queda no limite de plasticidade e em seu índice de plasticidade (Figura 4.5c). Conseqüentemente, houve uma modificação da classificação unificada (SUCS) de MH para ML (Figura 4.5b). Apesar dos materiais apresentarem mineralogia contendo apenas caulinita, espera-se que a presença das

agregações ocasione uma diminuição da superfície específica aparente das partículas, diminuindo assim sua plasticidade.

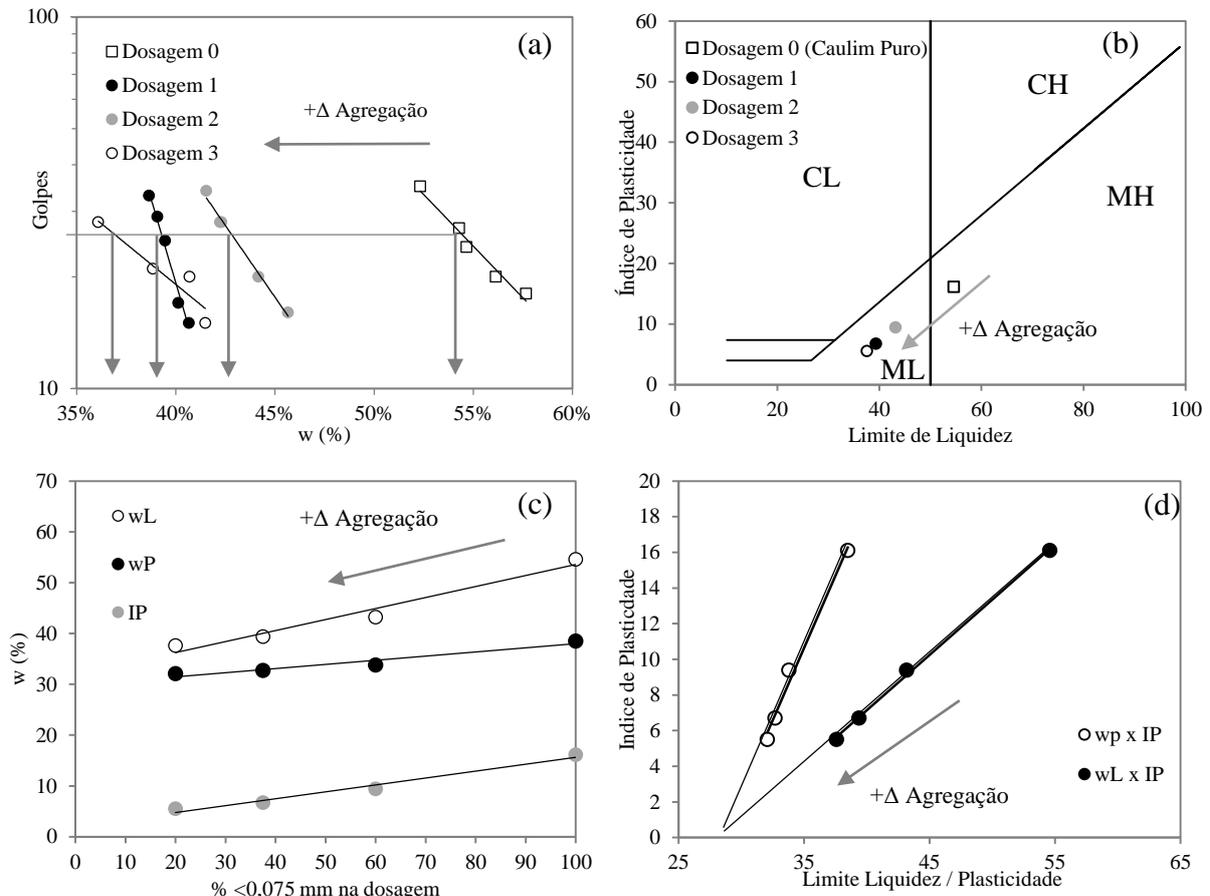


Figura 4.5 – Caulim puro e com agregações: (a) Determinação do limite de liquidez; (b) Classificação SUCS; (c) Relação entre a dosagem e os limites de Atterberg; (d) Relação entre limites e índice de plasticidade.

Ao extrapolar a tendência observada com esses 3 teores de agregação (Figura 4.5d), tem-se, para um alto teor de agregação, a convergência entre as retas de w_L e w_p , o que resulta na perda completa do índice de plasticidade do material, semelhante ao observado em solos granulares.

Alguns trabalhos relatam mudança nos limites de Atterberg de solos a depender do tipo de estrutura ou preparo das amostras. Wang & Siu (2006a) observaram que o w_L da caulinita aumenta com a diminuição do pH e com uma estrutura mais floculada. O w_p não apresentou nenhuma tendência clara e o IP apresentou aumento com a diminuição do pH. Explicações ligadas a estrutura para alteração nos limites também foram feitas por Sridharan et al. (1988) e Sridharan & Prakash (1998). Fearon & Coop (2000) observaram aumento do w_L e IP com a reconstituição da amostra e com a amostra passada por um moedor industrial. Os resultados dos últimos autores são semelhantes ao que foi apresentado na Figura 4.5b em termos de classificação dos solos (SUCS).

4.3 CURVAS DE COMPACTAÇÃO MINI-PROCTOR

A Figura 4.6a apresenta as curvas de compactação das amostras sem agregação, caulim Proctor Normal e caulim Mini-Proctor, bem como as curvas de compactação das amostras com diferentes dosagens de agregação, caulim D1, D2 e D3 Mini-Proctor. Todas compactadas com energia Normal.

Em relação a curva de compactação do caulim em metodologia de compactação tradicional e compactação Mini-Proctor, observa-se uma elevada concordância entre as duas curvas, ressaltando a validade do ensaio Mini.

Com relação a curva de compactação Mini-Proctor (Figura 4.6a), observou-se que a presença das agregações de caulim gerou uma mudança expressiva na curva de compactação, com diminuição da umidade ótima e aumento do peso específico seco. Ainda, o formato da curva de compactação se tornou mais fechada ao se adicionar agregações.

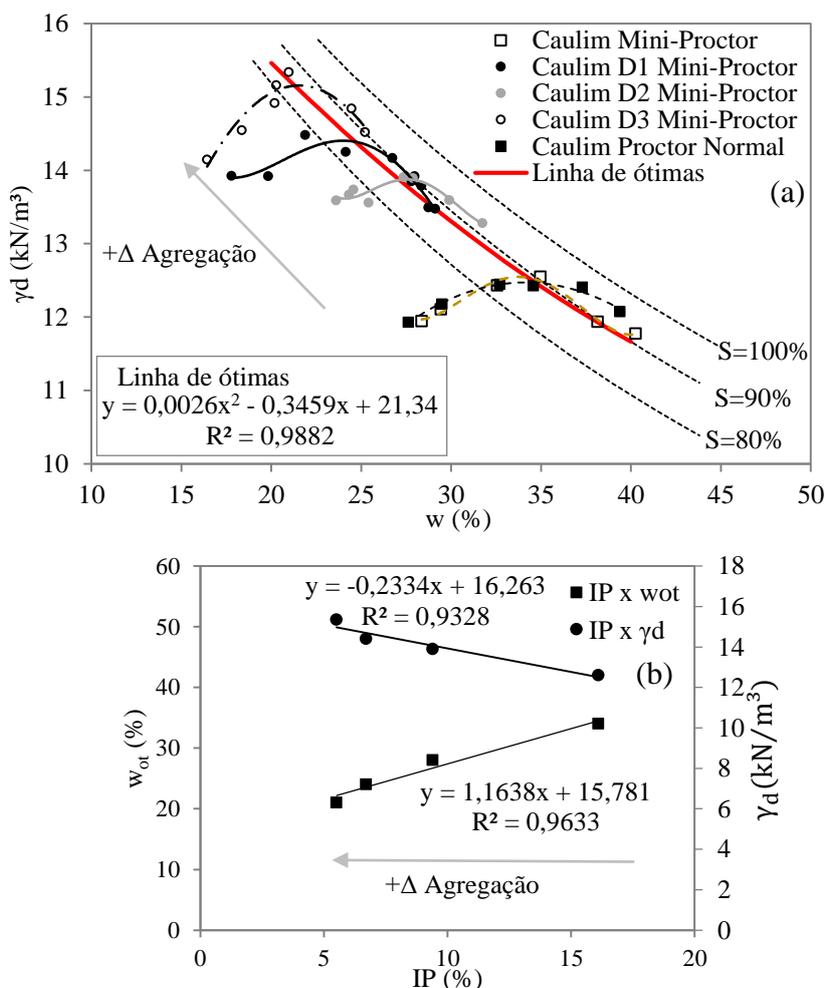


Figura 4.6 – (a) Efeito da agregação na curva de compactação das amostras em metodologia tradicional e Mini-Proctor com energia Normal; (b) Relação entre os parâmetros de compactação e Limites de Atterberg.

A partir dos picos das curvas pode-se traçar uma linha de ótimas na mesma Figura com um bom índice de correlação (0,988). Foi empregado um polinômio de segundo grau, e assim verificado que a saturação na umidade ótima variou de 90% para 85% com o aumento no teor de agregação na mistura.

A Figura 4.6b apresenta a tendência de diminuição da umidade ótima (w_{ot}) e aumento do peso específico seco máximo (γ_{dmax}) com a diminuição do índice de plasticidade. Os dados apresentam boa correlação, com R^2 entre 0,93 e 0,96 em ajustes lineares.

A tendência de diminuição da umidade ótima e aumento do peso específico seco máximo está relacionada com a alteração na consistência do solo. Houve diminuição do limite de liquidez e índice de plasticidade do solo, provocado pela presença de agregações, conforme verificado na seção anterior. Alguns autores apresentam correlações entre os parâmetros de compactação e os limites de liquidez e plasticidade, considerando diversos solos, inclusive solos de caulinita, que corroboram com essa constatação (Vargas, 1977; Sridharan & Nagaraj, 2005).

4.4 CONSIDERAÇÕES FINAIS SOBRE A METODOLOGIA DE OBTENÇÃO DAS AMOSTRAS

É importante destacar que apesar das amostras utilizadas para produzir as agregações terem sido compactadas com uma elevada energia (baixo índice de vazios) e serem consideradas como não dispersivas em água, deve-se relativizar essa característica das amostras. Não se espera que a estabilidade (não dispersibilidade) das agregações seja de tal forma que possa ser comparada àquela obtida com o uso de agentes cimentantes. Ademais, a premissa de não alterar a mineralogia dos materiais envolvidos nesta pesquisa foi estabelecida com o intuito de permitir uma comparação de comportamento o mais fidedigno possível entre as amostras.

Na Figura 4.7 é apresentado um comparativo entre a dosagem de agregação realizada inicialmente (antes do ensaio) e o resultado da curva granulométrica sem defloculante.

Observa-se que uma parte das agregações se romperam ou diminuíram de tamanho em água durante o ensaio, provavelmente durante o uso dispersor mecânico de solos empregado pela metodologia convencional de ensaio de granulometria.

Analisando as curvas granulométricas observa-se que a dosagem 1 foi inicialmente composta por 62,5% de agregação, a dosagem 2, 40% e a dosagem 3, 80%. Estas são as porcentagens de grãos maiores que 0,075 mm durante a preparação das amostras. Com base na

Figura, constata-se que o teor de agregação na curva sem defloculante é sempre menor que o teor de agregação na dosagem. Com o aumento no teor de agregação ocorre também uma maior diferença entre as curvas, o que evidencia maior perda de agregação durante o ensaio.

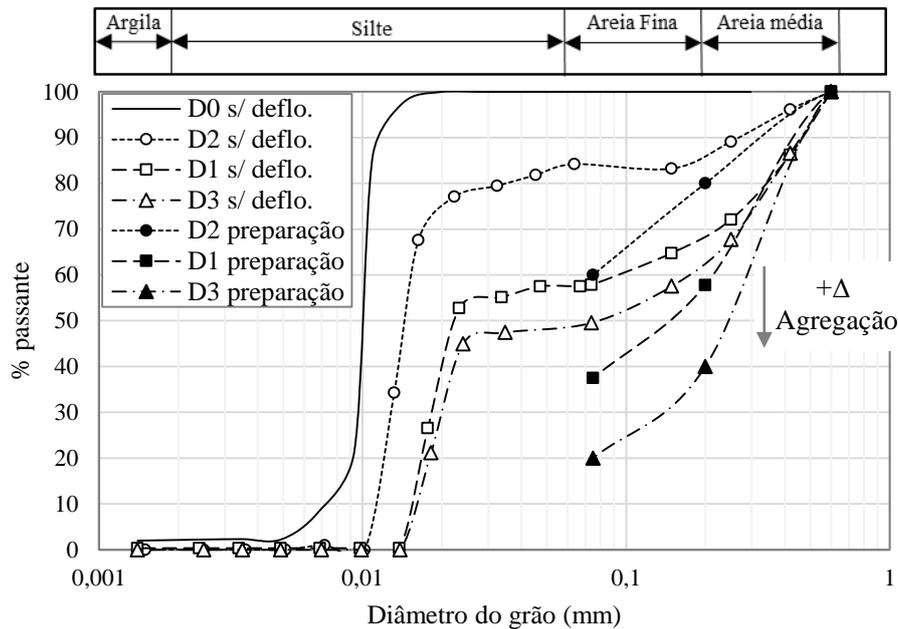


Figura 4.7 – Dispersibilidade das agregações: curvas granulométricas sem defloculante e dosagens das amostras.

Acredita-se que com o uso de agentes cimentantes na mistura haja uma menor dispersibilidade das agregações e uma menor alteração da granulometria durante o ensaio. Tal aspecto não foi empregado nesta pesquisa. Da mesma forma que a alteração de pH também pode favorecer essa característica, conforme item 2.1.

No entanto, as dosagens definidas em cada caso foram mantidas durante todos os ensaios. As amostras utilizadas nos ensaios hidráulicos e mecânicos não foram submetidas ao uso de dispersor químico ou mecânico, o que possibilitou estabelecer as comparações realizadas entre as amostras desta pesquisa.

Conforme os resultados mostram, ainda assim, as agregações obtidas foram capazes de alterar significativamente os limites de Atterberg e as curvas granulométricas, principalmente sem defloculante.

Alguns autores empregaram caulim para obtenção de solos bimodais, porém, nestes casos, empregou-se apenas grânulos de caulim obtidos com o umedecimento e peneiramento (Bagherieh et al., 2009; Tarantino & De Col, 2008; Foong et al., 2016). A bimodalidade obtida pelos autores apresenta caráter transitório, de forma que não há alteração nos limites de Atterberg do material, na curva granulométrica e na curva de compactação.

5 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MICROESTRUTURAL

Nesta seção são apresentados os resultados envolvendo as curvas característica solo-água (SWCC), curvas de contração, curvas característica solo-ar (SACC), MIP e SEM. A partir desses resultados é possível observar o efeito das agregações no comportamento hidráulico, microestrutural do solo e o comportamento volumétrico em trajetórias de secagem em condição desconfiada.

5.1 CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA (SWCC)

A seguir são apresentadas as curvas características solo-água (SWCC) das amostras produzidas na pesquisa. As curvas são apresentadas empregando como quantidade de água o índice de água ($e_w = V_w/V_s$) e o ajuste da proposição de Durner (1994), que estende a equação de van Genuchten (1980) para solos bimodais e multimodais. Para solos bimodais tem-se:

$$e_w = \frac{e_w^L}{\left[1 + (a_L \cdot s)^{n_L}\right]^{1-1/n_L}} + \frac{e_w^S}{\left[1 + (a_S \cdot s)^{n_S}\right]^{1-1/n_S}} \quad (5.1)$$

onde, a e n são parâmetros de ajuste, os sufixos L e s para grande e pequeno poro, S é a sucção.

A Tabela 5.1 apresenta os parâmetros utilizados no ajuste da SWCC. A Figura 5.1a apresenta a curva característica solo-água em trajetória de secagem da amostra de caulim puro *KS* e amostras de caulim com agregações, *Bi*, *HBi*, *LBi*. Ressalta-se que as amostras *Bi1* e *HBi* foram formadas pelo uso de agregações das amostras *PSA*, e a amostra *LBi* pelas agregações de *PSLA* com a presença de cal na formação da microestrutura. No canto superior direito da mesma Figura é apresentada a condição de compactação.

Tabela 5.1 – Parâmetros de ajuste da curva característica solo-água.

Amostra	PSA	PSLA	Bi1	Bi2	Bi3	LBi	HBi	KS
e^L	0	0	0,32	0,42	0,45	0,34	0,29	0,78
a_L	0	0	0,0488	0,0844	0,1154	0,0966	0,0226	0,1402
n_L	1,00	1,00	10,12	2,36	7,86	5,87	1,81	1,31
e^S	0,43	0,37	0,68	0,85	0,72	0,70	0,60	0,79
a_S	0,0005	0,0004	0,0010	0,0021	0,0016	0,0023	0,0010	0,0021
n_S	1,69	1,89	2,04	1,76	1,71	1,67	1,90	3,26
$e_{w\ sat}$	0,43	0,37	1,00	1,28	1,17	1,04	0,89	1,57
R^2	0,99	0,98	0,99	1,00	0,99	0,98	1,00	0,99

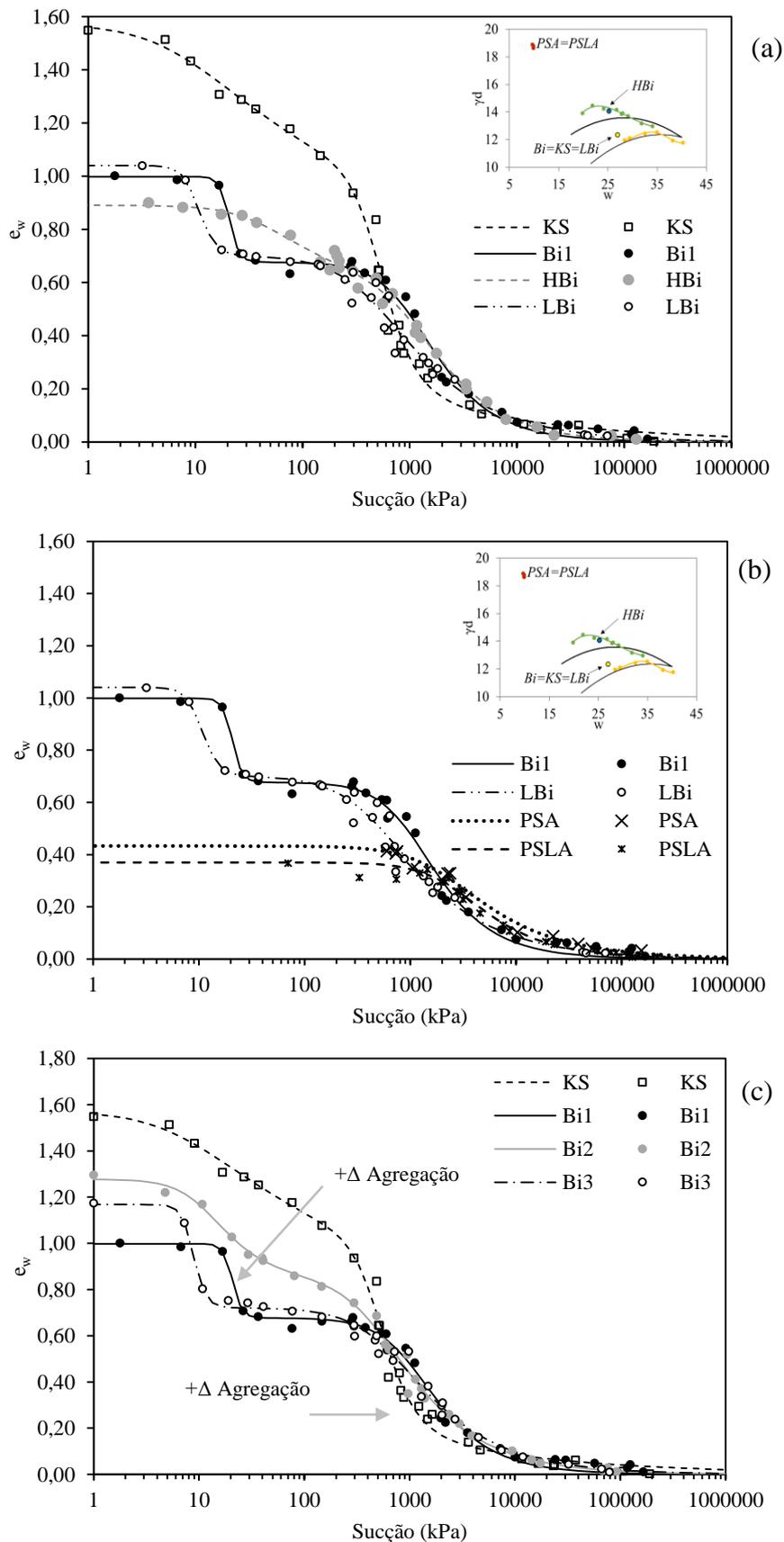


Figura 5.1 – Curva característica solo-água: (a) Amostras bimodais de caulim *Bi1*, *HBi*, *LBi* e *KS*; (b) Amostras bimodais *Bi1*, *LBi* e monomodais *PSA* e *PSLA*; (c) Amostras bimodais de caulim, *Bi1*, *Bi2*, *Bi3* e *KS*;

Pode ser verificado que a metodologia empregada foi adequada na formação de solos bimodais com tamanho de poros distintos. E ainda, a relevante diferença entre as curvas da amostra *KS* e da amostra *Bi1* (dosagem 1). Apesar das duas amostras terem sido compactadas com mesmo índice de vazios, a presença das agregações na amostra *Bi1* foi determinante para formação de uma estrutura bimodal. Para a amostra *Bi1* os macroporos começam a drenar com uma sucção de 20 kPa e os microporos com 200 kPa, o que representa duas ordens de grandeza entre as duas porosidades. Na amostra *KS* não é possível verificar de maneira clara um patamar em que os macroporos terminam de drenar água e iniciam a drenagem dos microporos.

O aumento da energia para constituição da amostra *HBi*, em relação a amostra *Bi1*, fechou parte dos macroporos da amostra. A presença de cal na amostra *LBi* gerou uma estrutura semelhante à amostra *Bi1*. A diferença entre o valor de entrada de ar das duas amostras, 10 kPa para *LBi* e 20 kPa para *Bi1*, está ligada a uma expansão da microestrutura da amostra *Bi1*. Uma vez que a amostra esteja saturada, a expansão da microestrutura gera um fechamento nos macroporos dificultando a sua drenagem. A diferença na drenagem dos microporos da amostra *Bi1* e *LBi* está relacionada ainda ao fator expansão / contração da microestrutura.

A Figura 5.1b apresenta a relação entre as SWCC das amostras bimodais *Bi1* e *LBi*, e suas amostras de formação *PSA* e *PSLA*. Estas últimas são amostras unimodais e apresentam apenas microporosidade. Observa-se pequena diferença entre as curvas das amostras *PSA* e *PSLA* devido à expansão que sofre a amostra *PSA* e que não é experimentada (ou em menor proporção) pela amostra com cal, *PSLA*. Na seção seguinte (5.2) são apresentadas as variações volumétricas das amostras por umedecimento e as curvas de contração durante a secagem.

É apresentada na Figura 5.1c as curvas características solo-água das amostras compactadas na mesma condição (próxima do ramo seco da curva de compactação Proctor Normal, $w=26,9\%$ e $\gamma_d=12,3 \text{ kN/m}^3$), porém com diferentes quantidades de agregação. A ordem crescente no teor de agregação é *KS*, *Bi2*, *Bi1* e *Bi3*.

As curvas características mostram que a presença de agregação afetou consideravelmente a dupla porosidade das amostras. A tendência é que a distância entre os macro e microporos aumente ao serem adicionadas agregações, o que ressalta o patamar intermediário da curva característica. O valor de sucção relacionada à entrada de ar dos macroporos apresentou uma diminuição com o aumento do teor de agregação, e os microporos uma diminuição de tamanho causado pelo processo de compactação primária, conforme indicado na Figura 5.1c.

Como o índice de vazios das amostras após o processo de compactação são os mesmos, diferenciando-se apenas no teor de agregação, entende-se que a diminuição dos microporos

com a compactação e a formação das agregações gerou um aumento nos macroporos das amostras, ou seja, ocorreu apenas uma redistribuição dos poros das amostras. Porém, é importante ressaltar que a presença das agregações diminuiu o potencial expansivo das amostras, o que também afeta a redistribuição de poros durante os processos de molhagem e secagem.

5.2 VARIAÇÃO VOLUMÉTRICA DURANTE MOLHAGEM E SECAGEM

O entendimento da variação volumétrica durante a molhagem e secagem está intimamente relacionada as variações estruturais experimentadas pelos solos, e por consequência influencia no comportamento hidráulico.

No caso em estudo, devido à baixa variabilidade mineralógica, torna-se essencial compreender como ocorrem os processos de expansão e contração da macro e microestrutura das amostras. A Figura 5.2 mostra a relação entre o índice de vazios e sucção das amostras. O índice de vazios e a umidade das amostras foram obtidos por pesagem e medidas de volume com paquímetro. Esta relação é conhecida como curva característica de contração do solo. Em seguida, a umidade foi convertida em sucção através da SWCC. Otálvaro (2013) realiza procedimento semelhante para obtenção da relação anterior.

A curva de secagem com a variação do índice de vazios das amostras apresenta formato semelhante a SWCC. Fredlund (2002) realizou o mesmo procedimento de integrar a curva de contração obtida por índices físicos (e versus w) com a SWCC (w versus sucção), constatando que o formato da curva de contração em termos de sucção se assemelha ao formato da SWCC.

Importante observar na Figura 5.2, que o índice de vazios (eixo y) foi plotado em escalas diferentes para verificar a tendência de variação, de forma que a magnitude da expansão e contração das amostras são bastante distintas e podem ser constatadas na Tabela 5.2.

Apesar das amostras *KS*, *Bi1*, *Bi2* e *Bi3* terem sido compactadas na mesma condição, observa-se expansão e contração diferenciadas causadas pela presença das agregações. A amostra *KS* apresentou maior expansão na saturação (15,3%) e a amostra *Bi3* apresentou menor expansão (0,3%).

O aumento no teor de agregação diminuiu o potencial expansivo. O que corrobora com esta observação é a diminuição da plasticidade das amostras bimodais devido a presença de agregações. A redução da plasticidade do solo está relacionada diretamente com a alteração na superfície específica das partículas ocorridas durante a formação das agregações (Figura 4.5).

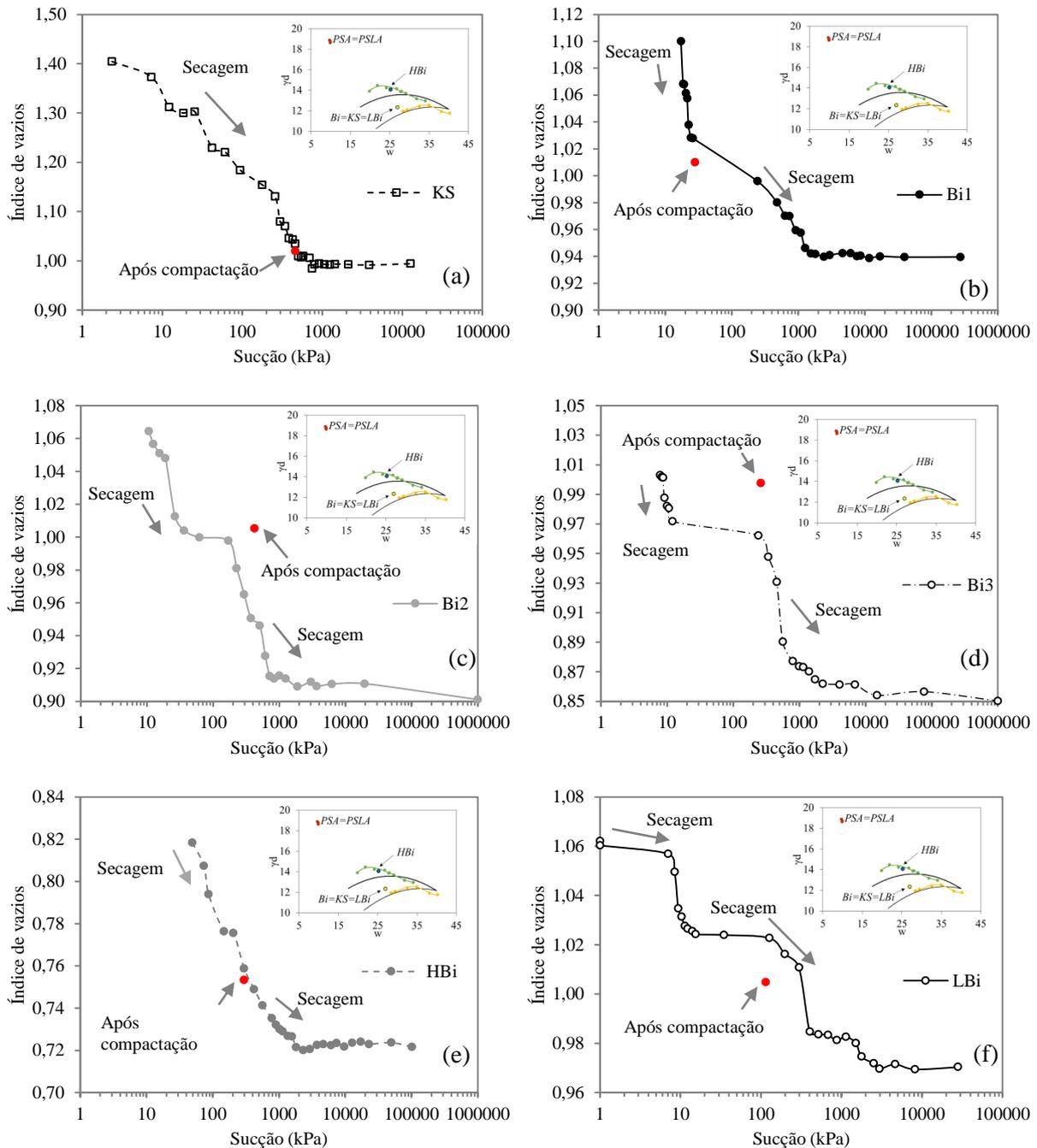


Figura 5.2 – Curvas de contração das amostras bimodais: (a) *KS*; (b) *Bi1*; (c) *Bi2*; (d) *Bi3*; (e) *HBi*; (f) *LBi*.

Por outro lado, comparando as amostras *Bi1* e *HBi*, que tiveram condições de compactação diferentes, observa-se que o aumento da energia durante o processo de compactação secundária também diminui o potencial expansivo das amostras.

A Figura 5.3 apresenta as curvas de contração das amostras *PSA* e *PSLA*, que são utilizadas na formação das agregações. As amostras *PSA* e *PSLA* apresentaram expansão diferentes devido a presença de cal, onde as variações de índice de vazios da amostra *PSLA* são muito baixas, menores que 4%.

A Tabela 5.2 apresenta os índices de vazios das amostras antes do ensaio (e_i), após o processo de saturação (e_{sat}) por capilaridade e processo de secagem (e_{final}), bem como as deformações volumétricas em cada etapa.

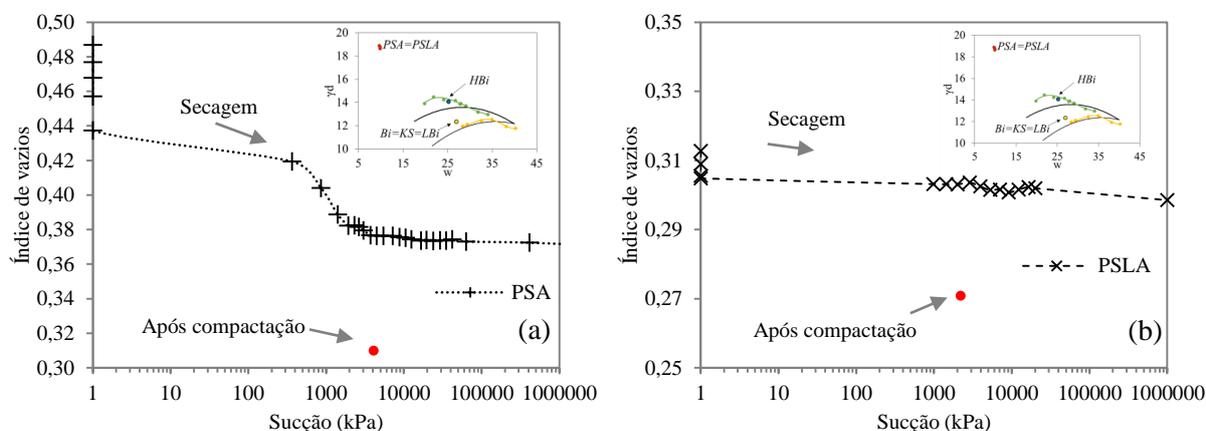


Figura 5.3 - Curvas de contração das amostras bimodais: (a) *PSA*; (b) *PSLA*.

Tabela 5.2 – Índice de vazios e deformações volumétricas das amostras submetidas a molhagem e secagem.

Amostra	e inicial	e_{sat}	ϵ molhagem (%)	e_{final}	ϵ secagem (%)*	ϵ total (%)**
<i>PSA</i>	0,31	0,49	-13,5	0,37	7,8	-4,7
<i>PSLA</i>	0,27	0,31	-3,3	0,30	1,1	-2,1
<i>KS</i>	1,02	1,33	-15,3	0,99	14,4	1,3
<i>Bi2</i>	1,01	1,06	-2,9	0,90	7,9	5,2
<i>Bi1</i>	1,01	1,10	-4,5	0,94	7,6	3,5
<i>Bi3</i>	1,00	1,00	-0,3	0,85	7,6	7,4
<i>LBi</i>	1,01	1,06	-2,8	0,97	4,7	1,9
<i>HBi</i>	0,75	0,82	-3,7	0,72	5,5	2,0

* ϵ secagem (%): Considera como índice de vazios inicial após saturação (e_{sat}).

** ϵ total (%): Considera como índice de vazios inicial após compactação (e_i).

A amostra *LBi*, que apresenta 3% de cal, foi compactada na mesma condição das amostras *Bi1* e apresenta o mesmo teor de agregação. Dessa maneira, os dois fatores que atuam diminuindo seu potencial expansivo são a presença de cal e a presença de agregações, de forma que a expansão é menor que da amostra *Bi1*.

Comparando o efeito da agregação na diminuição do potencial expansivo com a presença de cal, pode-se afirmar que a presença de agregação foi tão eficiente quanto o agente estabilizante. A amostra com o maior teor de agregação (*Bi3*) apresentou menor expansão dentre todas as amostras, mesmo em comparação com amostra que possuem cal. Assim, a expansão das agregações gera um fechamento dos macroporos sem alteração no volume total da amostra, de maneira semelhante ao observado por Alonso et al. (1999) e Romero (2013).

A variação volumétrica experimentada na secagem indica também que a presença de agregação não só diminui o potencial expansivo, como também diminui o potencial de contração.

Em termos de deformação volumétrica total, observa-se que as amostras de compactação primária, *PSA* e *PSLA*, apresentaram mais expansão do que contração, resultando em uma deformação volumétrica total negativa. O oposto ocorreu nas demais amostras, nas quais a deformação total final é positiva, indicando mais contração do que expansão.

5.2.1 MODELAGEM CONSTITUTIVA DO PROCESSO DE CONTRAÇÃO E RELAÇÃO COM A SWCC

Tendo em vista os resultados das curvas de contração das amostras (item 5.2) e no intuito de compreender como ocorre o processo de contração dos solos, elaborou-se um modelo que relaciona o índice de vazios da amostra com a sucção em trajetórias de secagem.

$$e = \frac{\Delta e^L}{\left[1 + (b_L \cdot s)^{p_L}\right]^{1/p_L}} + \frac{\Delta e^S}{\left[1 + (b_S \cdot s)^{p_S}\right]^{1/p_S}} + e_{res} \quad (5.2)$$

onde, b e p = são parâmetros de ajuste, os sufixos L e S relativos a contração do macro e microporo, S = sucção, e_{res} = é o índice de vazios residual a partir do qual não ocorre mais deformação por secagem, Δe^L e Δe^S representa a variação do índice de vazios do macro e microporo.

O modelo baseia-se na proposição de Durner (1994), que estende a equação de Van Genuchten (1980) para curvas características de solos bimodais e multimodais, porém com o intuito de descrever a trajetória de contração dos solos. A modelagem do processo de contração também foi realizada por Peng & Horn (2005) e Cornelis et al., (2006) em termos de índice de vazios (e) e razão de umidade (V_w/V_s) ou índice de água. Peng & Horn (2005) empregaram a equação de Van Genuchten (1980) substituindo o teor de umidade volumétrico ($\theta = V_w/V_t$) pelo índice de vazios, e a sucção pelo índice de água para solos unimodais.

O parâmetro de ajuste b_L controla o início da contração dos macroporos e o parâmetro b_S controla o início da contração dos microporos. Já os parâmetros p_L e p_S determinam a inclinação da curva de contração com relação aos macro e microporos, respectivamente. O índice de vazios residual (e_{res}) é aquele obtido após o limite de contração do solo, no qual não ocorre mais variação volumétrica. Por fim, a soma do índice de vazios residual (e_{res}) com

variação do índice de vazios dos microporos (Δe^S) e variação de índice de vazios do macroporos (Δe^L) deve ser igual ao índice de vazios do solo saturado (e_{sat}).

A Tabela 5.3 apresenta os parâmetros utilizados no ajuste da curva de contração. A Figura 5.4 apresenta o ajuste para a contração das amostras unimodais *PSA* e *PSLA*, juntamente com a SWCC e pontos de interesse. As Figura 5.5, Figura 5.6 e Figura 5.7 apresentam o ajuste para a contração das amostras bimodais *KS*, *Bi1*, *Bi2*, *Bi3*, *LBi* e *HBi*, e relação com a SWCC.

Tabela 5.3 - Parâmetros de ajuste das curvas de contração.

Amostra	<i>PSA</i>	<i>PSLA</i>	<i>Bi1</i>	<i>Bi2</i>	<i>Bi3</i>	<i>LBi</i>	<i>HBi</i>	<i>KS</i>
Δe^L	0	0	0,11	0,06	0,03	0,03	0,04	0,28
b_L	0	0	0,0511	0,0500	0,1095	0,1172	0,0126	0,0837
p_L	1,00	1,00	7,35	7,69	14,45	11,19	9,79	1,73
Δe^S	0,06	0,01	0,07	0,09	0,11	0,06	0,06	0,15
b_S	0,0022	0,0015	0,0022	0,0033	0,0024	0,0038	0,0033	0,0034
p_S	2,16	1,73	2,72	3,16	3,52	2,46	2,69	5,03
e_{res}	0,37	0,37	0,94	0,91	0,86	0,97	0,72	0,98
e_{sat}	0,44	0,38	1,12	1,06	1,01	1,06	0,82	1,41
R^2	0,99	0,96	0,99	0,99	0,99	0,99	1,00	0,99

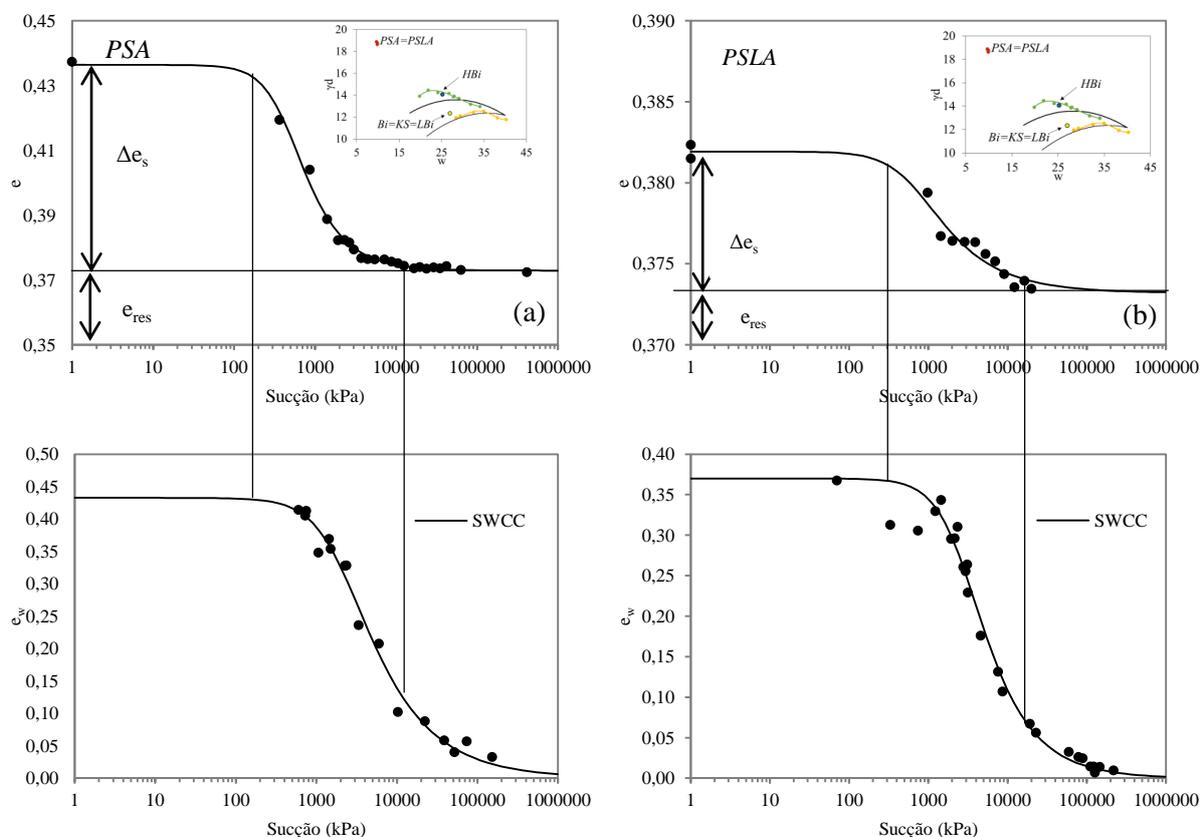


Figura 5.4 – Curvas de contração das amostras unimodais com aplicação do modelo proposto, juntamente com a SWCC e pontos de interesse: (a) *PSA*; (b) *PSLA*.

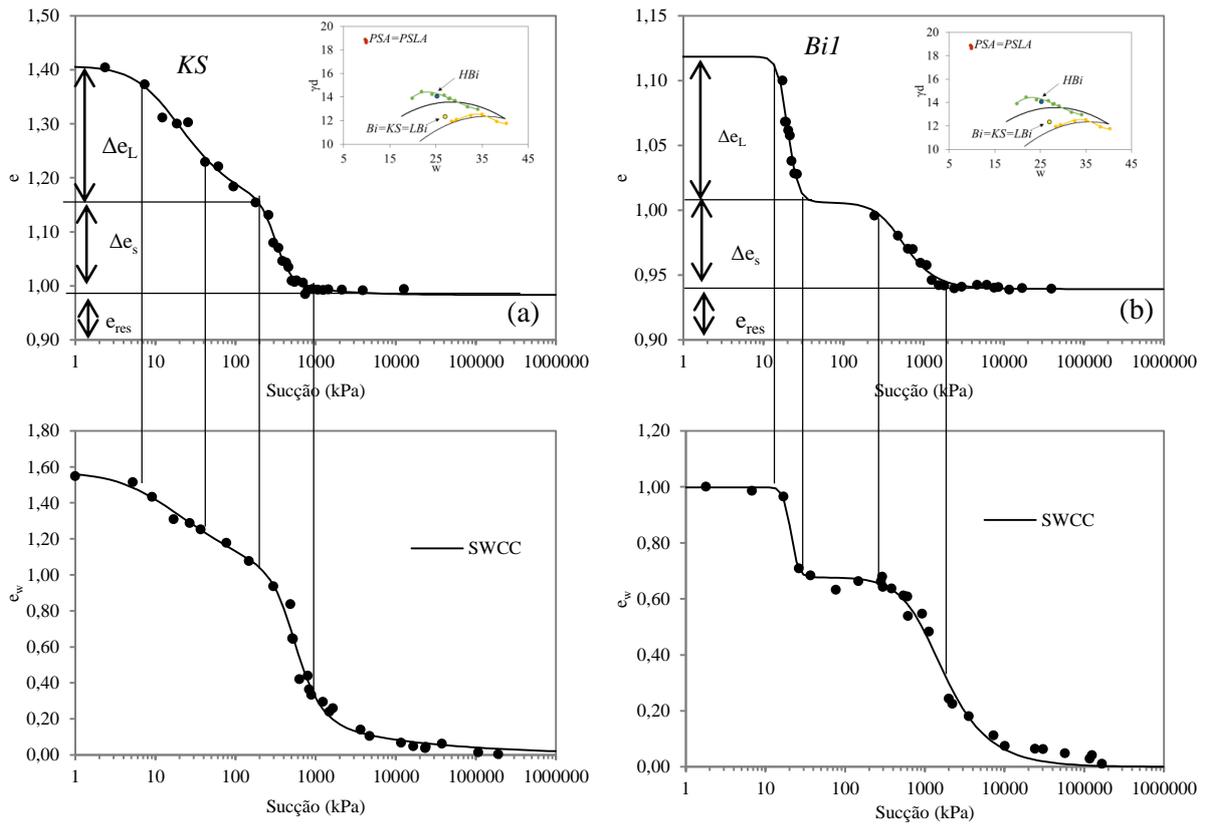


Figura 5.5 – Curvas de contração das amostras bimodais com aplicação do modelo proposto, juntamente com a SWCC e pontos de interesse: (a) *KS*; (b) *Bi1*.

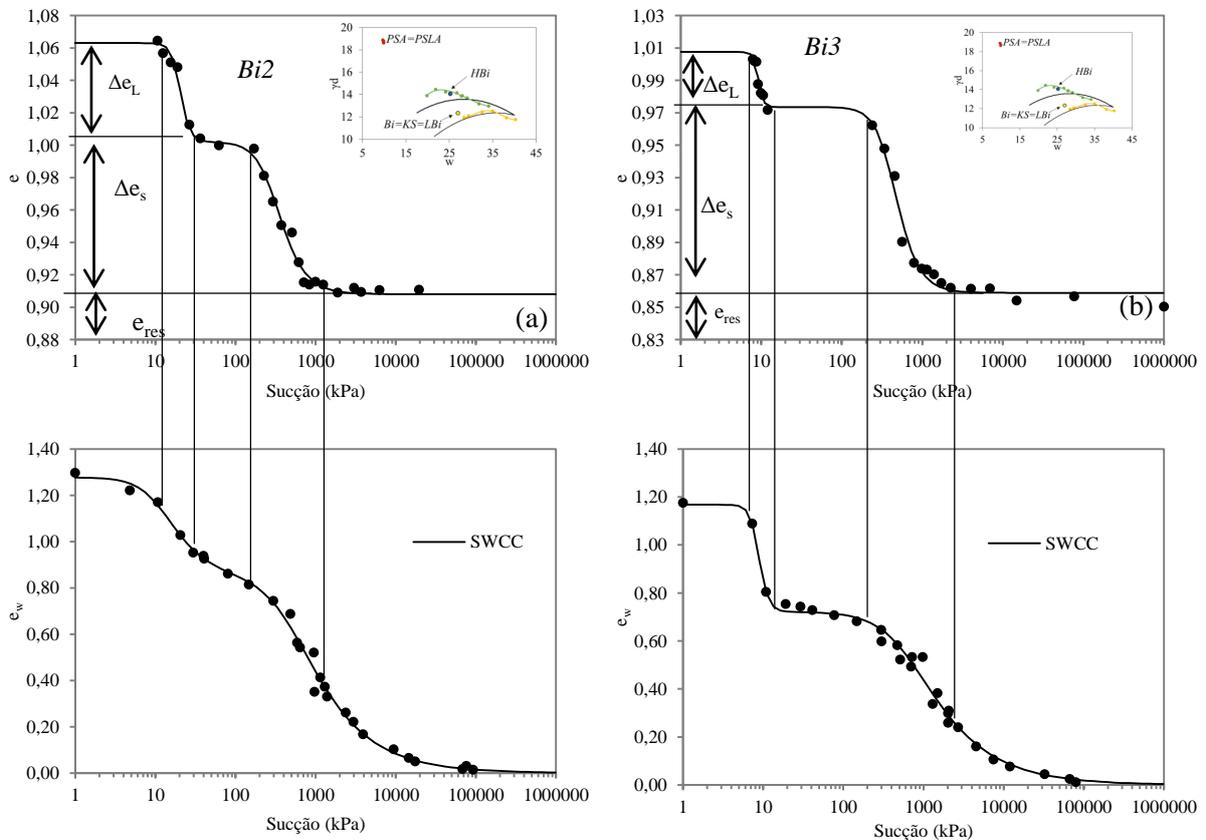


Figura 5.6 – Curvas de contração das amostras bimodais com aplicação do modelo proposto, juntamente com a SWCC e pontos de interesse: (a) *Bi2*; (b) *Bi3*.

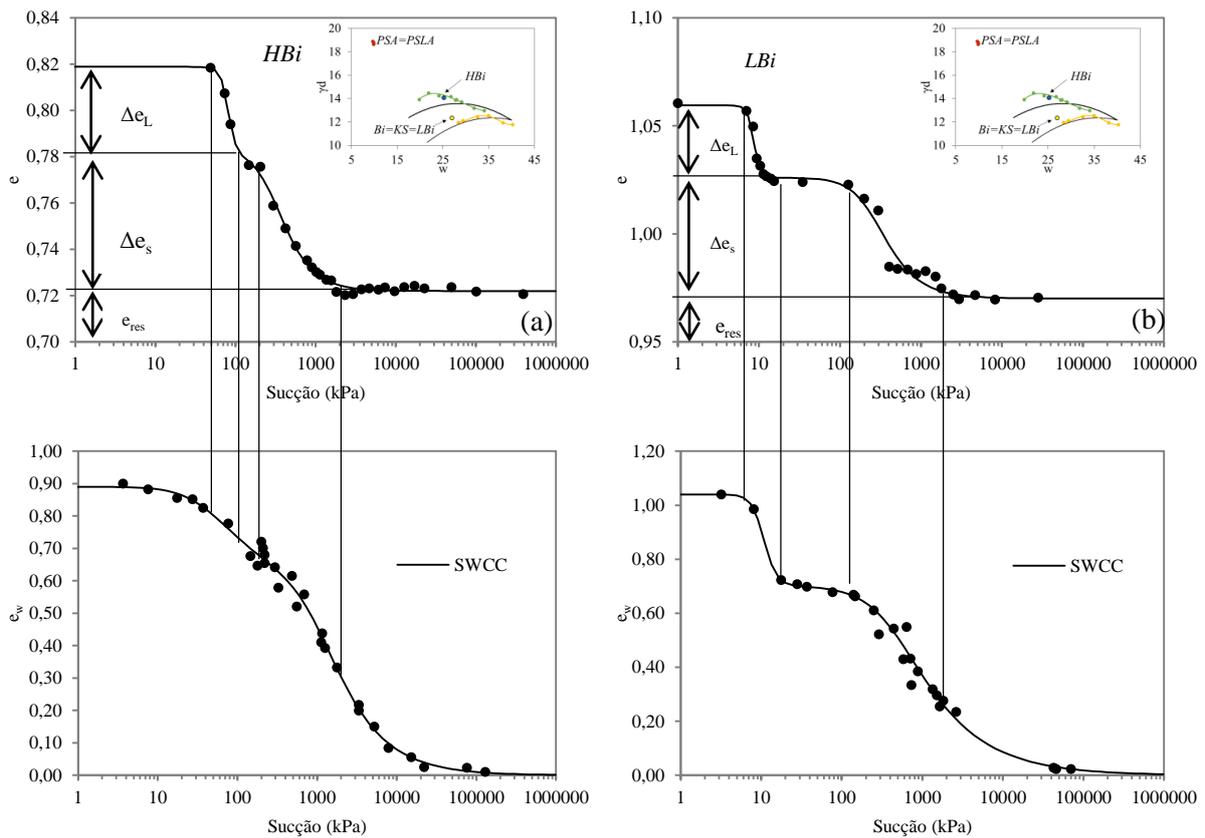


Figura 5.7 – Curvas de contração das amostras bimodais com aplicação do modelo proposto, juntamente com a SWCC e pontos de interesse: (a) *HBi*; (b) *LBi*.

De modo geral, o ajuste se mostrou bastante eficaz em reproduzir o caminho de contração das amostras durante a secagem. As amostras *PSA* e *PSLA*, por serem amostras de caráter unimodal na SWCC (Tabela 5.1), apresentam também curva de contração de caráter unimodal, em que o parâmetro Δe^L se torna zero, e os parâmetros de ajuste b e p da macroestrutura não são aplicados (Tabela 5.3).

Por meio das Figuras acima, pode-se observar que a contração das amostras está diretamente relacionada à drenagem dos macro e microporos na SWCC. Ou seja, a contração se inicia juntamente com a drenagem de água dos macroporos, e a contração dos microporos acontece concomitantemente à drenagem da água dos microporos. Isto ocorre porque à medida que a água drena dos poros com o aumento da sucção, os meniscos diminuem de tamanho provocando a contração das amostras. Para a amostra *BiI* (Figura 5.5), observa-se que entre a sucção de 30 e 200 kPa não há drenagem de água dos poros, e, portanto, nesta mesma faixa não se observa contração da amostra. O mesmo pode ser observado em outras amostras.

Em todos os casos a contração ocorre aproximadamente até a metade do trecho de drenagem dos microporos, quando os CPs atingem o índice vazios residual. Isto acontece porque a contração é motivada pelo aumento de sucção e diminuição dos meniscos de água no

solo. Depreende-se que no caso em estudo, a partir da metade da drenagem dos microporos a água estará apenas na forma adsorvida, não gerando contração do solo.

Com base no modelo proposto e nos dados apresentados na Tabela 5.3, é possível separar qual a variação de índice de vazios relacionada aos macroporos e microporos durante o processo de secagem, bem como determinar quais as sucções envolvidas na contração das amostras.

Agrupando apenas as amostras que foram compactadas com mesmo índice de vazios e modificando apenas o teor de agregação, pode-se estabelecer uma comparação em termos de expansão dos macro e microporos. A Figura 5.8 apresenta a variação de índice de vazios dos macro e microporos com relação ao índice de plasticidade, bem como a variação de índice de vazios total.

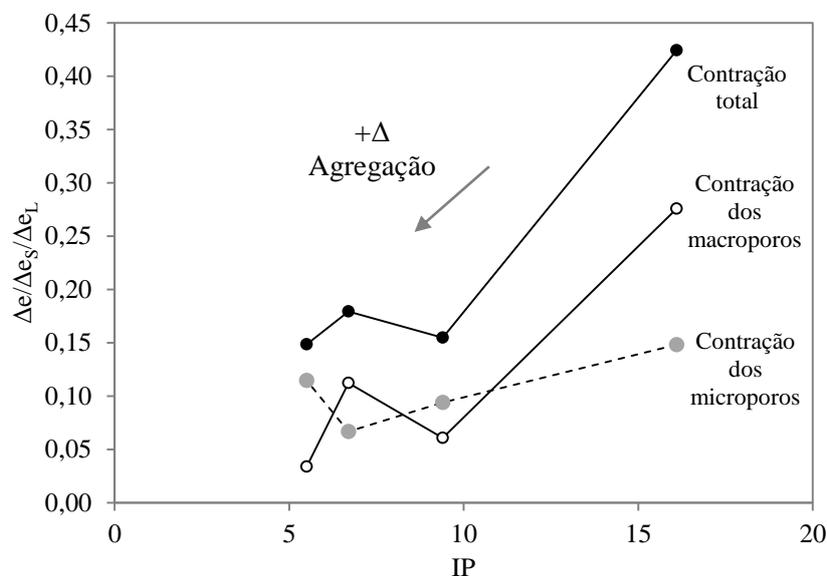


Figura 5.8 – Variação no índice de vazios dos macro e microporos durante o processo de contração para amostras com diferentes índices de plasticidade.

À medida que foi adicionado a agregação, ocorreu uma tendência de diminuição da plasticidade do solo, conforme observado na Figura 4.5. Porém, a variação volumétrica se manifesta de forma diferente a depender do teor de agregação. Ou seja, o aumento no teor de agregação gerou uma menor expansão (Tabela 5.2), e durante o processo de secagem apresenta também uma menor a contração. A contração dos microporos parece não ser afetada pelo teor de agregação, ou varia muito pouco, quando comparada com a contração dos macroporos. Esta diminui consideravelmente com o aumento no teor de agregação.

5.3 CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-AR (SACC)

A curva característica solo-ar relaciona a sucção com o índice de água ($e_a = V_a/V_s$) e é uma combinação entre fatores de variação de volume da água dos poros do solo e da variação volumétrica total desses poros. Em termos de estrutura, conforme observado por Otálvaro (2013), a curva característica solo-ar apresenta uma boa correlação com a distribuição de poros obtida por meio da MIP.

Dessa forma, a curva característica solo-ar pode ser obtida tendo como base a curva característica solo-água (SWCC) e a curva de contração obtida no item 5.2.1, na qual o índice de água é obtido pela SWCC e o índice de vazios total pela curva de contração, isto é:

$$e_a = e - e_w \quad (5.3)$$

A curva característica solo-água pode ser escrita de maneira genérica, conforme equação de Van Genuchten (1980) e modificada por Durner (1994):

$$e_w = \sum_{i=1}^k \left\{ \frac{e_w^i}{\left[1 + (a_i \cdot s)^{n_i}\right]^{1-1/n_i}} \right\} \quad (5.4)$$

A curva de contração foi definida no item 5.2.1 e pode ser escrita em função de um número k de modos de poros:

$$e = \sum_{i=1}^k \left\{ \frac{\Delta e^i}{\left[1 + (b_i \cdot s)^{p_i}\right]^{1-1/p_i}} \right\} + e_{res} \quad (5.5)$$

Tendo em vista a equação (5.3) e aplicando a equação (5.4) e (5.5), a curva característica solo-ar pode ser escrita conforme equação abaixo:

$$e_a = \sum_{i=1}^k \left\{ \frac{\Delta e^i}{\left[1 + (b_i \cdot s)^{p_i}\right]^{1-1/p_i}} - \frac{e_w^i}{\left[1 + (a_i \cdot s)^{n_i}\right]^{1-1/n_i}} \right\} + e_{res} \quad (5.6)$$

onde, a e n = são parâmetros de ajuste da curva característica solo-água, b e p = são parâmetros de ajuste da curva de contração, S = sucção, e_{res} = é o índice de vazios residual a partir do qual não ocorre mais deformação por secagem e Δe representa a variação do índice de vazios dos poros.

O somatório relaciona as variações de volume dos poros com as variações de volume de água nos poros. Sendo i o número de modos de poros presentes no solo, que pode ser igual a 1 até um número k de modos de poros. Ou seja, para $i = 1$, tem-se um solo com curva característica solo-água com formato unimodal, bem como sua curva de contração e curva

característica solo-ar. Para $i = 2$, tem-se um solo com curva característica solo-água em formato bimodal, assim como curva de contração e curva característica solo-ar.

A equação 5.6 é uma combinação entre os fatores relacionados à contração e drenagem de água dos poros do solo. Para solos que não experimentam contração, o valor de Δe pode ser igualado a zero, o índice de vazios residual (e_{res}) se torna o índice de vazios total da amostra e o índice de ar estaria em função apenas do volume de água no solo.

Tendo como base os resultados obtidos anteriormente, é possível traçar conjuntamente a curva característica solo-água (SWCC), que expressa a quantidade de volume de água em termos da sucção do solo, a curva de contração e a curva característica solo-ar (SACC), relacionando o volume de vazios preenchidos por ar durante o aumento da sucção.

A Figura 5.9a,b apresenta a relação entre a SWCC, SACC e curva de contração das amostras *BiI* e *KS*, respectivamente. Demais curvas estão apresentadas no APÊNDICE A. Nas Figuras abaixo são apresentados no canto superior direito os índices de vazios iniciais das amostras na etapa de compactação antes da molhagem e realização dos ensaios.

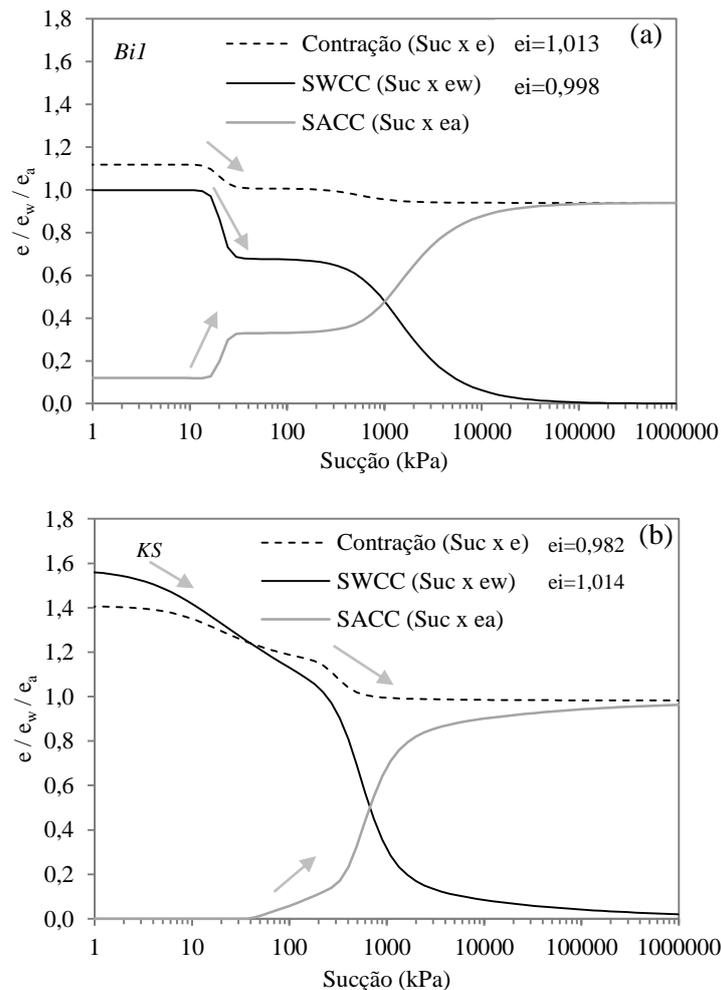


Figura 5.9 – Curva de contração, curva característica solo-água e curva característica solo-ar: (a) Amostra *BiI*; (b) Amostra *KS*.

Como as curvas foram obtidas em trajetórias de secagem, observa-se que enquanto a sucção aumenta, o volume de água diminui e o volume de ar aumenta nos poros do solo. Porém, como ocorre o processo de contração ao longo da drenagem da amostra, o volume de água que drena não é igual ao volume de ar que entra na amostra. Em todos os casos analisados o índice de água é maior que o índice de ar até uma sucção em torno de 1000 kPa, após esse valor a tendência se inverte, apresentando maior volume de ar do que água nos poros do solo.

O comportamento das amostras *Bi1* e *KS* apresenta diferenças significativas, tanto em termo de expansão, quanto em termos de entrada de ar ou saída de água. A amostra *KS* apresenta expansão maior que a amostra *Bi1*, por esse motivo os índices iniciais são bem maiores. Em termos de drenagem, a amostra *Bi1* apresenta um patamar que não ocorre saída ou entrada de água com caráter claramente bimodal. Já a amostra *KS* não apresenta patamar intermediário, mostrando que os poros com diâmetros intermediários têm função de drenagem e sofrem contração.

É possível notar também que os índices de vazios e índice de água para sucção zero das amostras não apresentam valores coincidentes, apesar de serem próximos. Isso pode ter ocorrido porque o processo de saturação se deu por capilaridade e alguns poros podem não terem sido preenchidos com água. Por outro lado, em alguns casos o valor do índice de vazios foi menor que o índice de água (*KS*), indicando que o processo de expansão durante a molhagem pode não ocorrer da mesma forma em todas as amostras, ou as amostras apresentavam pequena diferença nos índices de vazios iniciais devido ao processo de compactação.

5.4 ESTUDO DA ESTRUTURA POR MEIO DA SWCC, CURVA DE CONTRAÇÃO E SACC

Tendo em vista que a SWCC está diretamente relacionada à distribuição de poros, alguns autores propuseram que a intrusão de mercúrio em um meio poroso é similar à entrada de ar durante a secagem na SWCC (Prapaharam et al., 1985; Romero, 1999; Simms & Yanful, 2001; Otálvaro et al., 2015). Sendo assim, é possível adaptar a equação de Washburn (1921) (Eq. 2.1), em que a pressão do mercúrio aplicada é substituída pela sucção e a tensão superficial e o ângulo de contato do mercúrio é substituído pela interface com a água, conforme equação 2.2.

Nowamooz & Masrouri (2010) e Nowamooz et al., (2016) realizam procedimento inverso, empregam a mesma relação para converter o resultado MIP de diâmetro de poro (μm) para sucção (kPa).

Uma vez que se tem a equação de ajuste para a curva característica, é possível relacionar a sucção com a equação (2.2), reescrevendo-a em termos de diâmetros de poros que são drenados durante o processo de secagem. Do mesmo modo, é possível obter a relação entre a variação do índice de vazios durante a secagem e o diâmetro dos poros afetados durante a contração.

São apresentados na Figura 5.10 a distribuição de poros das amostras durante o processo de contração, juntamente com a curva característica solo-água, na qual o eixo principal refere-se a curva característica e o eixo secundário a distribuição de tamanho de poros (PSD) contraídos. É possível observar a relação entre a contração das amostras e a drenagem dos poros do solo. De forma que os diâmetros de poros que drenam serão os mesmos diâmetros de poros que sofreram a contração, seja nos macroporos ou nos microporos.

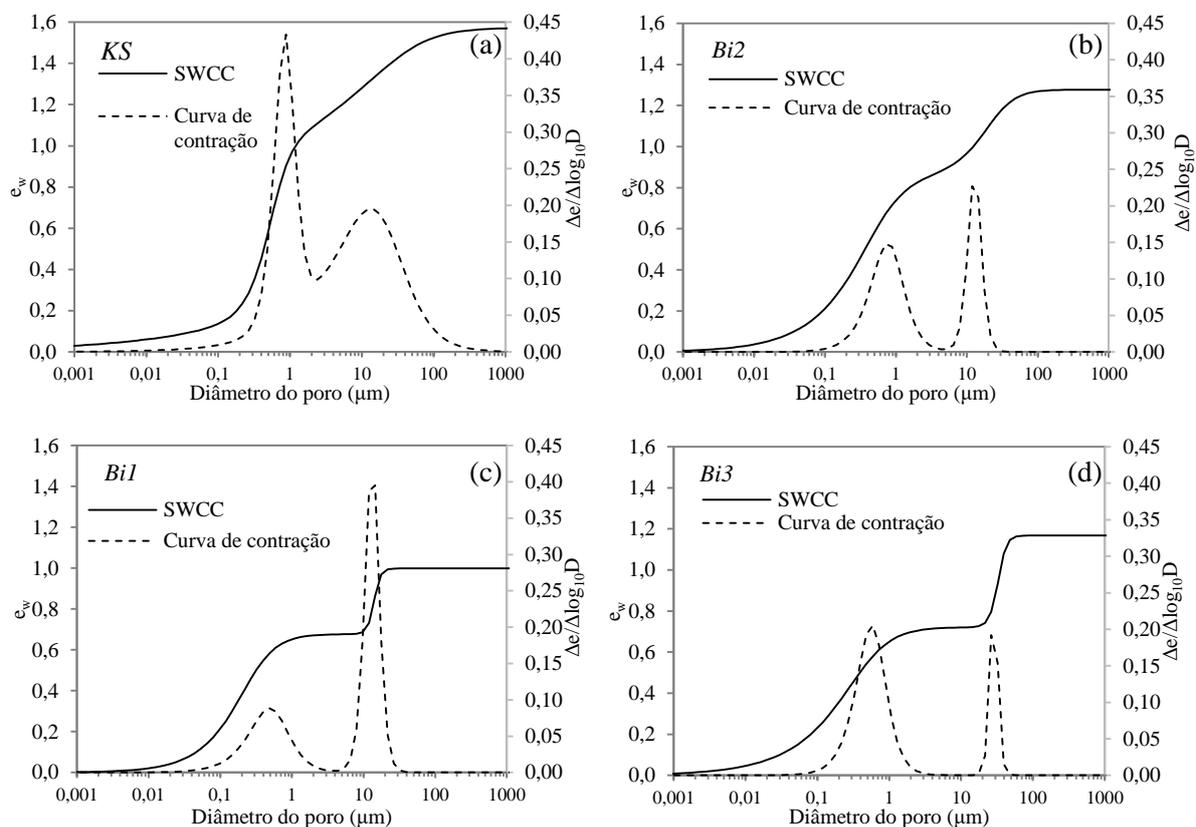


Figura 5.10 – Relação entre a curva característica e a curva de contração em termos de diâmetro de poros: (a) *KS*; (b) *Bi2*; (c) *Bi1*; (d) *Bi3*.

A amostra *Bi1* apresenta variação de índice de vazios de 0,11 (Tabela 5.3) que ocorreu na drenagem dos macroporos, concomitante a uma contração nos diâmetros de poros de 30 a 6 μm (Figura 5.10c), com diâmetro mais afetado de 14,5 μm . Além disso, uma variação de índice

de vazios de 0,07 ocorreu na drenagem dos microporos com uma contração nos diâmetros de poros de 2 a 0,05 μm , com diâmetro mais afetado de 0,48 μm .

A Figura 5.11 apresenta a distribuição de poros das amostras *KS*, *Bi1*, *Bi2* e *Bi3* a partir da curva de contração (a), curva característica solo-agua (b) e curva característica solo-ar (c). Com base na Figura 5.11a, observa-se que a frequência de alteração de poros por contração é preponderante na amostra *KS*, porém existe uma proximidade em relação aos poros que se contraem durante a secagem das demais amostras. As maiores contrações ocorrem nos diâmetros de 10 a 30 μm e nos diâmetros de 2 a 0,5, que podem variar conforme o teor de agregação das amostras.

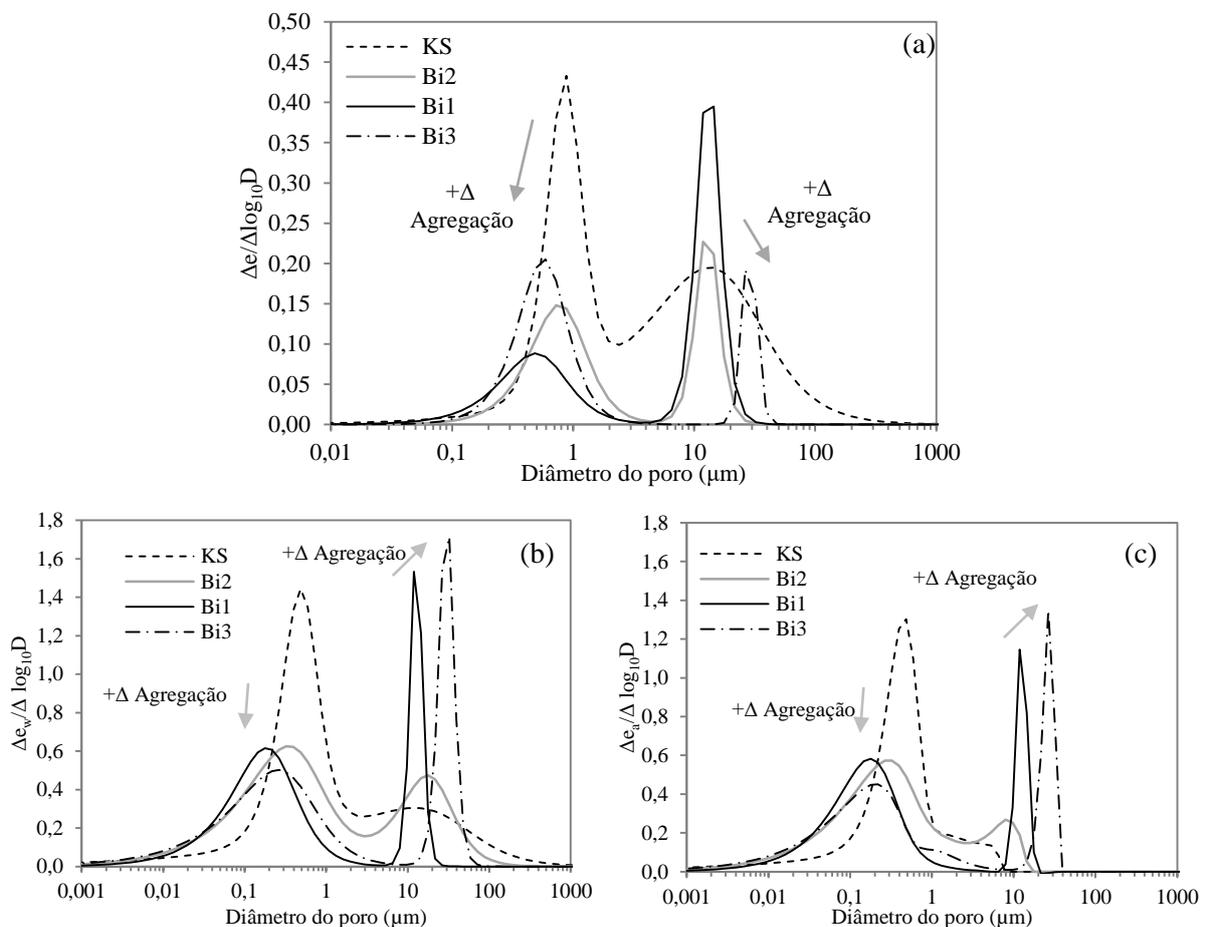


Figura 5.11 – Distribuição de poros (PSD) das amostras *KS*, *Bi1*, *Bi2* e *Bi3*: (a) A partir da curva de contração; (b) A partir da SWCC; (c) A partir da SACC.

De modo geral, a tendência observada é que quanto maior o teor de agregação, maior é a contração do macroporos e menor é a contração do micro poros. Isto ocorre porque o rearranjo estrutural das partículas em agregações afeta a forma de contração, ou seja, as partículas presentes nas agregações absorvem água e se expandem, e ao secarem contraem mais efetivamente os macroporos (Figura 5.8).

É importante destacar que a Figura 5.11b,c apresenta a mesma escala, e a Figura 5.11a foi plotada em uma escala maior para facilitar a visualização desta PSD.

Nesse sentido, observa-se que a PSD, a partir da SACC (Figura 5.11c), apresenta picos menores de densidade dos poros, tanto para os macro quanto para os microporos quando comparada a SWCC (Figura 5.11b). Nota-se que o tamanho dos microporos apresentam pouca diferenciação. No entanto, o tamanho dos macroporos é menor na SACC em relação à SWCC. O que ocorre porque a SACC é obtida pela subtração do índice de vazios para cada sucção, e para diâmetros menores que 0,2 μm observa-se pouca variação (Figura 5.10), ou seja, a SACC coincide com a SWCC.

Posteriormente (item 5.6) serão apresentadas as curvas de distribuição de poros em termos da SWCC, SACC, curva de contração, juntamente com a distribuição de poros a partir do ensaio MIP.

5.5 ANÁLISE MICROESTRUTURAL POR MEIO DE MIP E SEM

Foram realizados ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) e microscopia eletrônica de varredura (SEM) nas amostras sem agregação (*KS*) e amostras com diferentes teores de agregação (*Bi2*, *Bi1* e *Bi3*). Abaixo são apresentados os resultados em termos de diâmetro de poros (μm) por índice de vazios obtido pelos ensaios MIP (e_{MIP}) em fases de intrusão e extrusão das amostras (Figura 5.12). No APÊNDICE B são apresentadas as curvas de intrusão e extrusão de todas as amostras ensaiadas nesta pesquisa.

As curvas de intrusão e extrusão são apresentadas conforme Delage & Lefbreve (1984), que sugerem a separação dos macro e microporos. Observa-se que o aumento no teor de agregação gerou um aumento na macroporosidade das amostras.

As curvas de intrusão e extrusão de mercúrio nos poros do solo apresentam caráter de histerese, entre outros fatores, porque parte do mercúrio que é intrudido fica aprisionado em uma porosidade restrita das amostras, o que não é observado na fase de extrusão. Segundo Romero & Simms (2008), caso seja feita uma segunda intrusão, após a fase de extrusão, o caminho seguirá a curva de extrusão, definindo a porosidade não restrita ou porosidade livre.

Outras teorias acerca da histerese das curvas de intrusão e extrusão estão relacionadas ao aprisionamento do mercúrio, diferença de formato de poros abrupta durante a extrusão, caminhos preferenciais, tamanho da amostra e histerese do ângulo de contato do mercúrio (Romero & Simms, 2008).

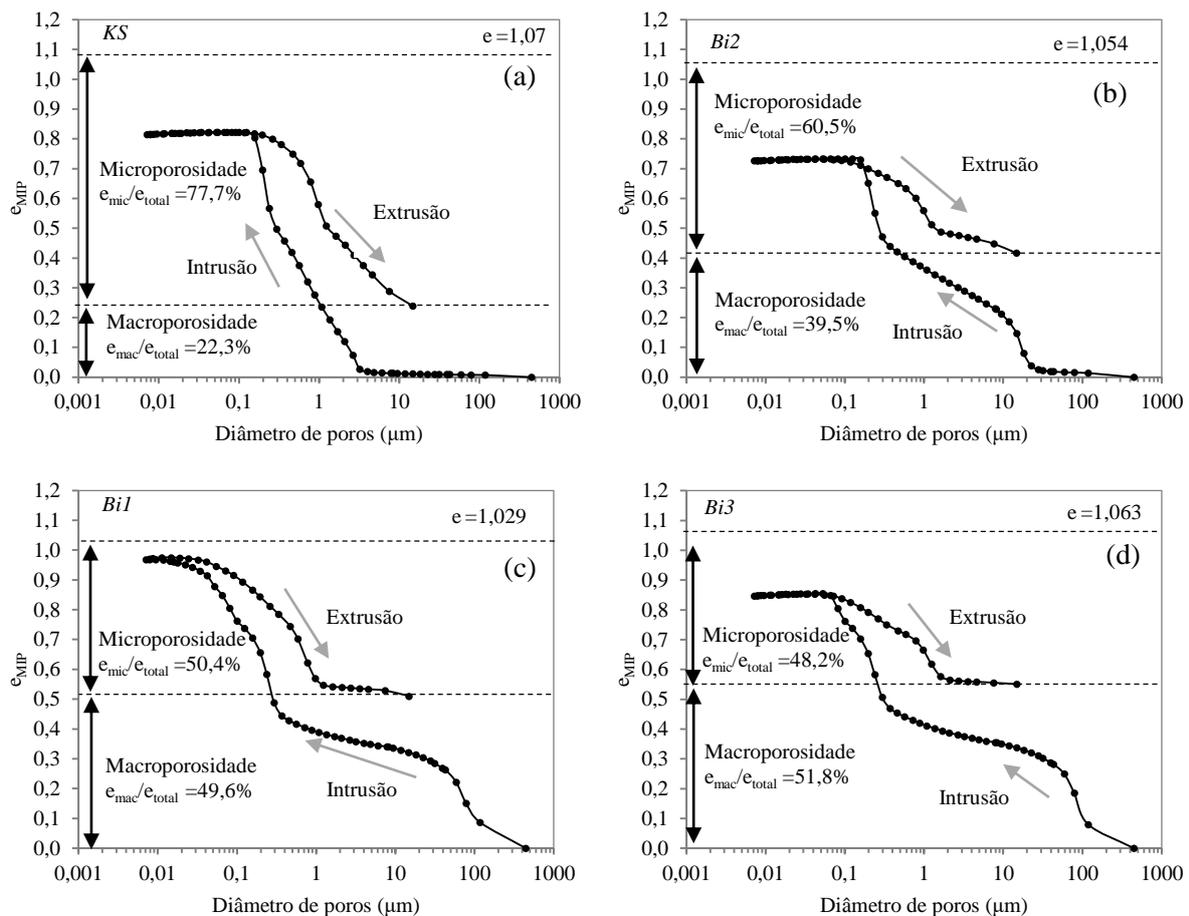


Figura 5.12 - Fase de intrusão e extrusão dos ensaios MIP: (a) Amostra *KS*; (b) Amostra *Bi2*; (c) Amostra *Bi1*; (d) Amostra *Bi3*.

Outra questão importante que deve ser observada é que a aplicação do mercúrio em altas pressões não gera compressão do solo. No entanto, em baixas pressões, a depender do tipo de amostra (rígida ou mole), pode ocorrer compressão durante essa fase (Penumadu & Dean, 2000). Os mesmos autores registraram importantes variações de volume durante a aplicação das pressões iniciais, utilizando amostras de caulim, indicando também grandes histereses entre as curvas de intrusão e extrusão.

Sendo assim, os índices de vazios obtidos pelo ensaio MIP geralmente não são coincidentes aos índices de vazios calculado pelos índices físicos, o que explica a diferença entre o final da curva de intrusão e o índice de vazios da amostra. Por esse motivo, e tendo em vistas os fatores citados anteriormente, o ensaio é utilizado principalmente para quantificação de poros em termos da PSD. Mais discussões em relação aos índices de vazios obtido pelos ensaios MIP e o índice de vazios calculado pelos índices físicos são realizados no item 6.1.1, com base em todos os ensaios MIP realizados nesta pesquisa.

A construção da PSD é feita considerando apenas a porosidade livre de intrusão do mercúrio (Delage & Lefebvre, 1984), e, portanto, nos itens que se seguem, o índice de vazios MIP (e_{MIP}) é obtido pela diferença entre o máximo valor obtido e os valores intrudidos para cada pressão.

Para se obter uma melhor tendência do comportamento com curvas mais suaves e minimizar as dispersões provenientes dos dados experimentais, foi empregado o ajuste proposto por Lopes et al. (2014). A equação da autora utiliza como base o modelo de Van Genuchten e a proposta de Durner (1994) para solos bimodais ou multimodais, o que permite uma melhor descrição da PSD.

$$e_{MIP} = e_1 \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{D}{d_1} \right)^{n_1}} \right]^{1 - \frac{1}{n_1}} + e_2 \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{D}{d_2} \right)^{n_2}} \right]^{1 - \frac{1}{n_2}} \quad (5.7)$$

onde: e_{MIP} é a razão entre o volume intrudido e o volume de sólidos, D é o diâmetro do poro intrudido, e_1/e_2 , d_1/d_2 , n_1/n_2 são os parâmetros de ajuste referentes aos dois modos de poros.

A Figura 5.13a,b apresenta as curvas de volume intrudido pelo mercúrio em relação aos diâmetros de poros, ajustadas conforme a equação 5.7 e a distribuição de poros, conforme sugerido por Romero (1999). Neste caso serão avaliados apenas os caminhos de intrusão de mercúrio nas amostras, uma vez que estes caminhos apresentam a distribuição completa dos poros, como explicitado anteriormente.

A equação de ajuste foi empregada de acordo com a PSD experimental, de forma que as amostras apresentaram dois tamanhos de poros. A amostra *KS* apresentou majoritariamente um tamanho de poro, as amostras *Bi1* e *Bi3* apresentaram 2 tamanhos de poros distintos, e a amostra *Bi2* apresentou distância intermediária entre macro e microporos.

A amostra *KS*, sem agregação, apresenta uma bimodalidade discreta, sendo a diferença entre os macros e microporos muito pequena (1 ordem de grandeza) quando comparada às amostras com maior teor de agregação (3 ordens de grandeza). Resultados semelhantes a amostra *KS* foram observados por alguns autores (Cui et al., 2002; Thom et al., 2007; Tarantino & de Col, 2008; Sivakumar et al., 2010a) em amostras de caulim compactado, e em amostras de caulim em consistência de lama nos níveis de carregamento mais baixos (Lopes, 2016).

A curva da amostra *Bi1* reflete a distância entre os macro e microporos, separados por três ordens de grandeza. A amostra *KS*, compactada na mesma condição sem agregações, apresenta comportamento levemente bimodal, de forma que não é possível verificar com

clareza a distância entre os poros. Observa-se diâmetros intermediários na faixa de 2,0 μm em *KS* que estão presentes em pequena quantidade na amostra *Bi1*.

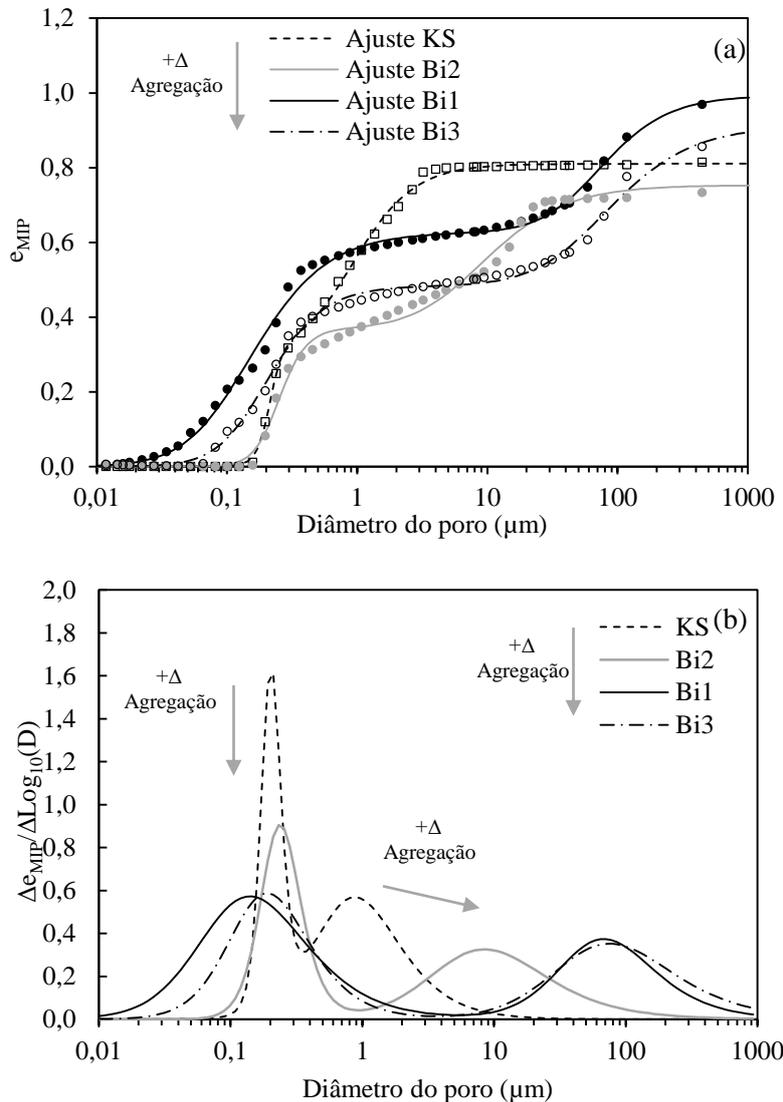


Figura 5.13 - Ensaio MIP das amostras *KS*, *Bi1*, *Bi2* e *Bi3*: (a) Curva de intrusão de mercúrio acumulada; (b) PSD - Distribuição de tamanho de poros.

Pode-se observar que à medida que o teor de agregação nas amostras aumentou, ocorreu um aumento no tamanho dos macroporos. Por outro lado, os microporos apresentaram maior amplitude de diâmetros de poros, mostrando menores diâmetros com o acréscimo de agregação. Dessa forma, o que ocorre é o aumento na bimodalidade à medida que se acrescentaram agregações, semelhante ao que foi observado com SWCC. Porém, da amostra *Bi1* para a amostra *Bi3*, apesar do aumento no teor de agregação, foi observada pouca modificação nos macroporos.

De modo geral, observa-se que os microporos das amostras estão na faixa de 0,9 μm a 0,1 μm de diâmetro. Romero (1999) define microporos como poros menores que 0,3 μm e

macroporos como poros maiores que este valor. Para a amostra *KS*, a separação de poros está próxima à definição de Romero (1999). Contudo, o aumento de agregação aumenta a macroporosidade, trasladando esse limite para 1 μm e 5 μm .

Os ensaios de microscopia eletrônica de varredura (SEM) são apresentados a seguir (Figura 5.14, Figura 5.15 e Figura 5.16) e corroboram com a distribuição de poros apresentada na Figura 5.13.

Verifica-se que a amostra *KS* não apresenta poros na faixa de 100 μm (Figura 5.14a), e que são observados na amostra *Bi1* e *Bi3* (Figura 5.14c,d). Macroporos menores que 100 μm podem ser observados na amostra *Bi2* (Figura 5.14b), uma vez que esta amostra apresenta um teor intermediário de agregação.

A partir da Figura 5.15, em um maior nível de aproximação, é possível observar as aglomerações de caulim na amostra *KS* e seus macroporos, que são visualmente menores que os macroporos das amostras *Bi1* e *Bi3*.

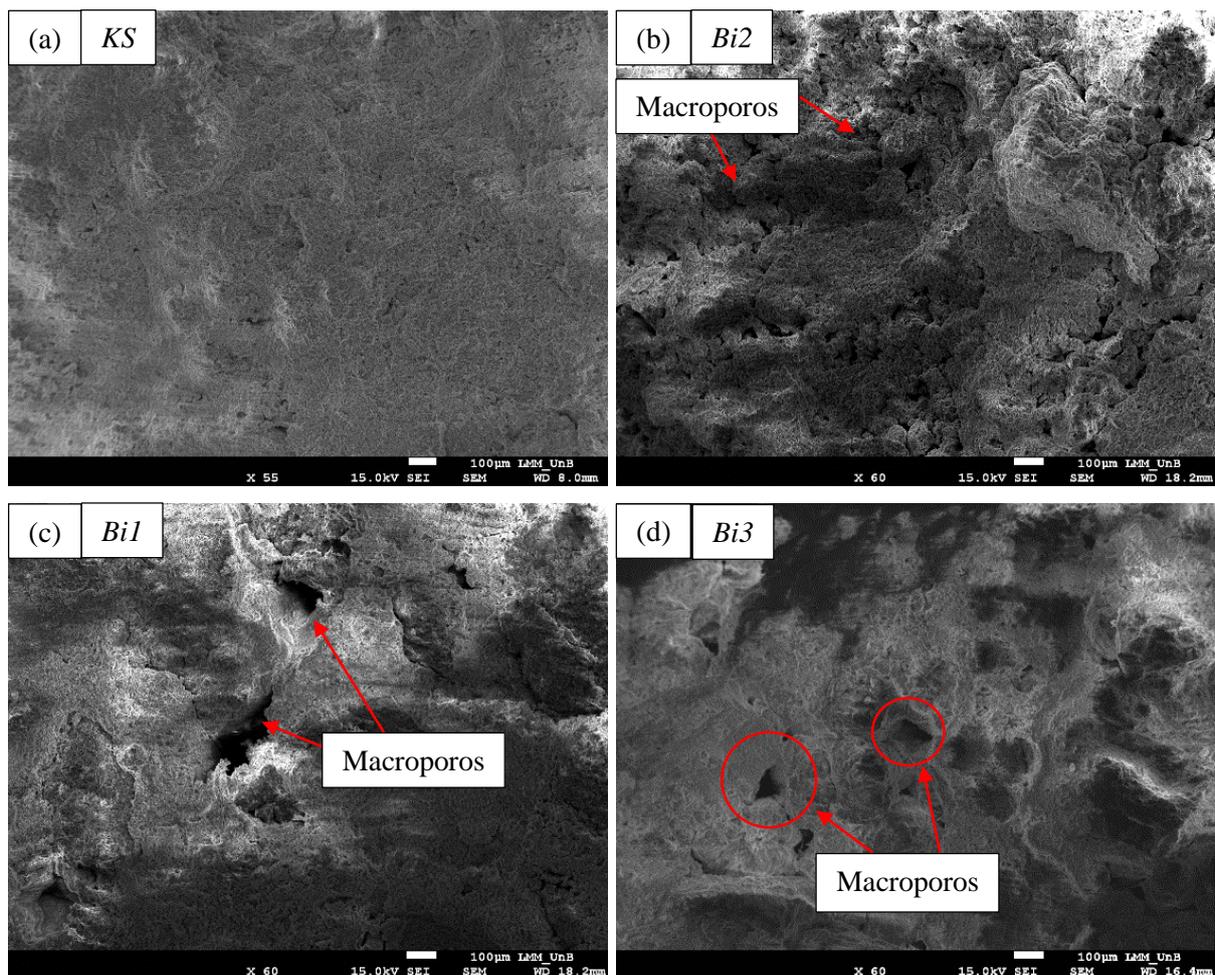


Figura 5.14 – Imagens de microscopia eletrônica de varredura com uma aproximação de 55 à 60x: (a) *KS*; (b) *Bi2*; (c) *Bi1*; (d) *Bi3*.

Na mesma Figura, observa-se os macroporos da amostra *Bi2* e os microporos da amostra *Bi1*. A Figura 5.16b, em um nível de aproximação de 4300x, apresenta uma aglomeração ou agregação de partículas de caulinita da amostra *Bi2* e os microporos relacionados. Como foram observados também aglomeração de caulinita na amostra sem agregação *KS*, não se pode afirmar que esta se trata de uma agregação produzida na compactação em alta pressão.

A Figura 5.15d apresenta um macroporo da amostra *Bi3*, que após maior nível de aproximação (Figura 5.16d) é possível verificar os microporos nas paredes internas do macroporo, conferindo a característica bimodal desta amostra. Os tamanhos de poros identificados por meio das imagens SEM coincidem com os tamanhos de macro e microporos observados nas PSDs.

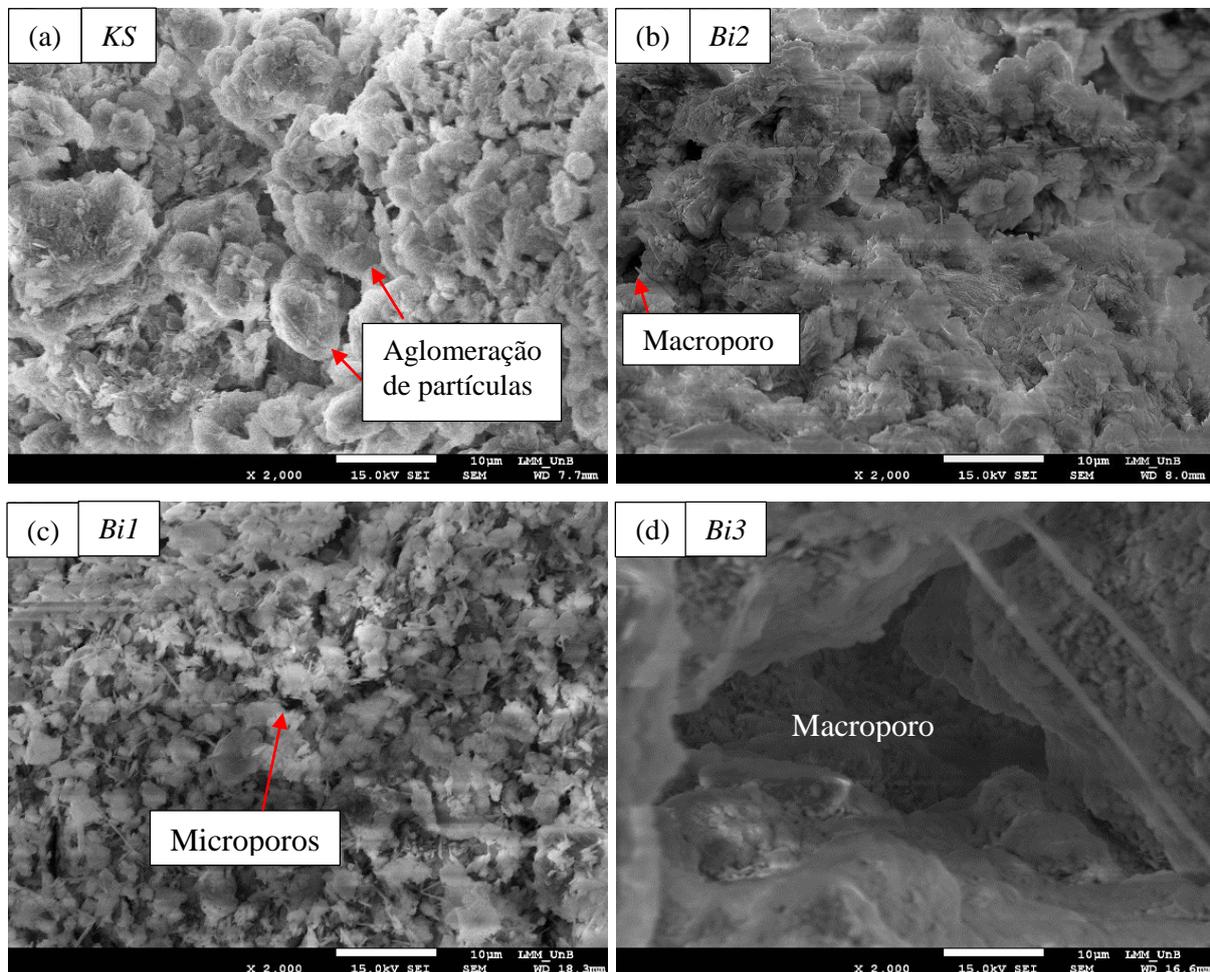


Figura 5.15 - Imagens de microscopia eletrônica de varredura com uma aproximação de 2000x: (a) *KS*; (b) *Bi2*; (c) *Bi1*; (d) *Bi3*.

Em todos os casos, seja nas agregações ou nas aglomerações, pode-se notar que as ligações entre as partículas são, na maior parte dos casos, do tipo face-face (Figura 5.16b). Este

tipo de ligação pode ter sido favorecido pelos processos de compactação (alta pressão) adotados na pesquisa.

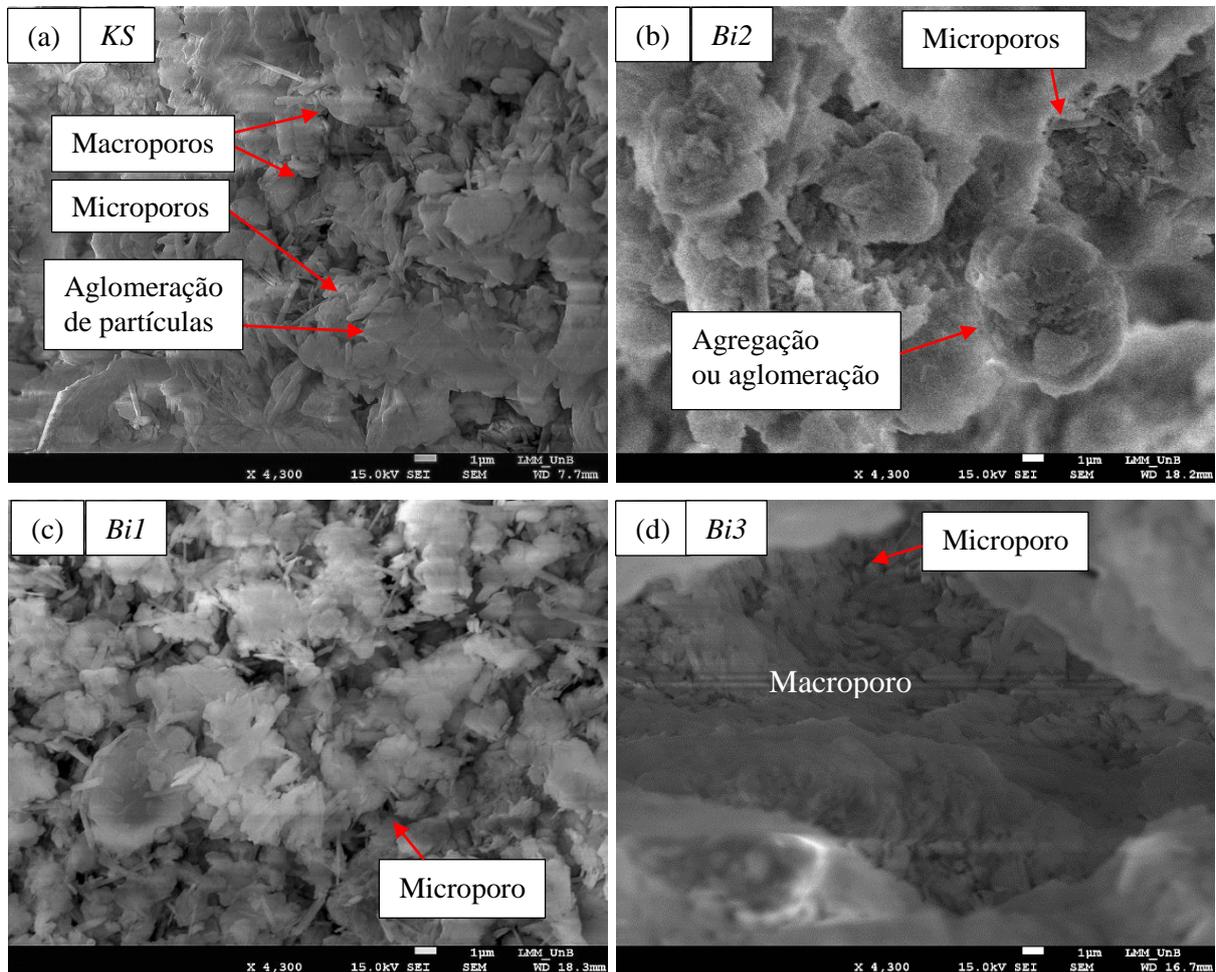


Figura 5.16 - Imagens de microscopia eletrônica de varredura com uma aproximação de 4300: (a) *KS*; (b) *Bi2*; (c) *Bi1*; (d) *Bi3*.

A fim de verificar a bimodalidade das amostras produzidas nesta pesquisa, foi realizado um comparativo da PSD obtida pelo ensaio MIP com resultados de outros autores que estudaram o caulim e com resultados de solos de tropicais. Para tal, foi utilizado o estudo de Borges (2014) e Lopes (2016) para comparação com solos tropicais, ambas amostras de PSD na condição natural. Com relação ao caulim foi utilizado o estudo de Tarantino & De Col (2008) e Sivakumar et al. (2010a).

Tarantino & De Col (2008) realizaram ensaios oedométricos com medição de sucção em amostras de caulim com diferentes umidades iniciais. As amostras foram umedecidas previamente e passadas na peneira de 1 mm para reduzir o tamanho das agregações de caulim, obtidas devido ao umedecimento. As amostras foram mantidas com umidade constante ao longo dos ensaios e após o carregamento foram realizados ensaios MIP. Sivakumar et al. (2010a)

utilizaram caulim umedecidos em condição próxima ao ramo seco da curva de compactação Proctor Normal. O material foi passado na peneira de 1,18 mm e posteriormente compactado por compressão isotrópica.

A Figura 5.17a apresenta a comparação da amostra *Bi1* e *Bi3* com a argila Bimodal de Brasília, e a Figura 5.17b,c apresenta comparações com amostras de caulim.

No caso dos resultados de Tarantino & De Col (2008) e Sivakumar et al (2010a), os resultados da PSD são apresentados em eixo y secundário, devido a diferença de valores, e das demais amostras na mesma escala em eixo y. A diferença de valores não gera prejuízo, uma vez que o intuito é observar a ocorrência de poros.

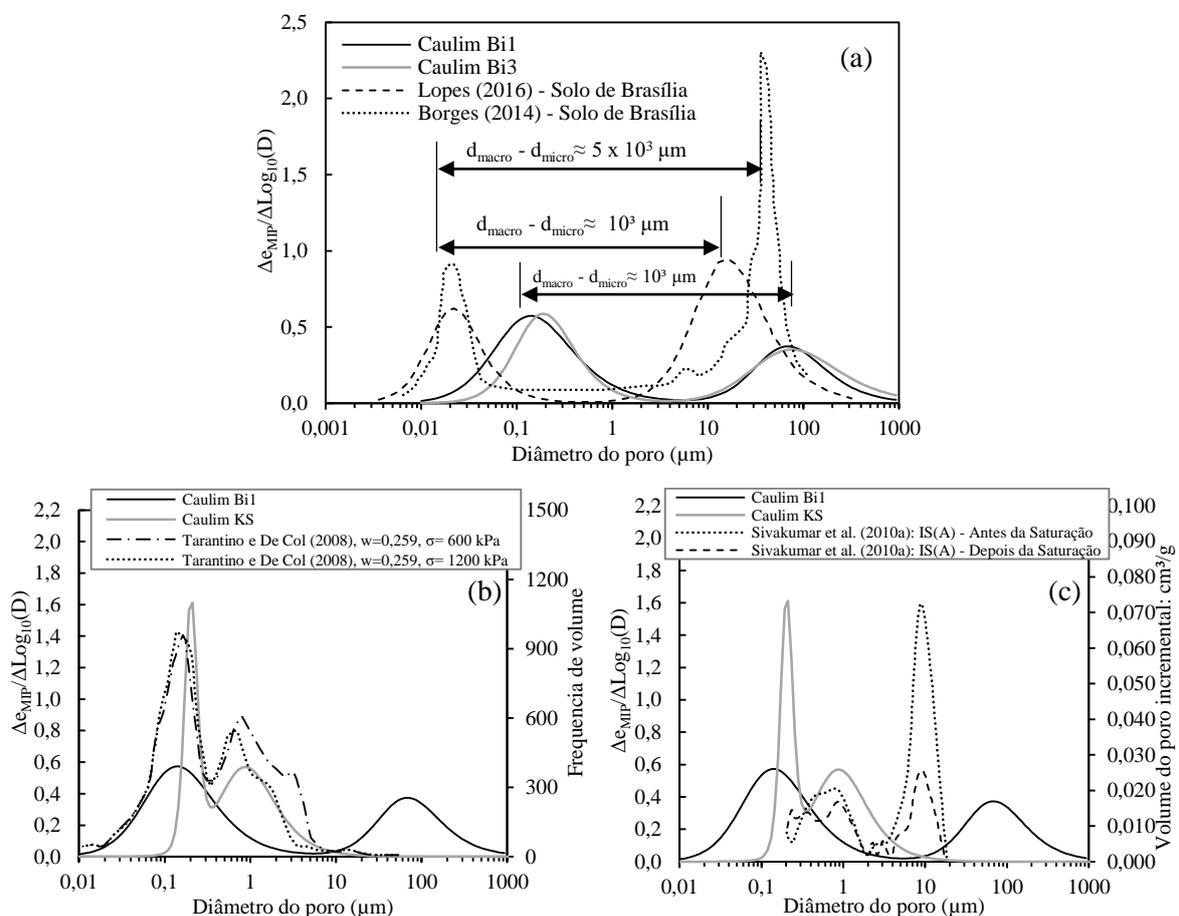


Figura 5.17 - Comparação entre a PSD da amostra: (a) Caulim *Bi1*, *Bi3* e o solo de Brasília em condição natural, Borges (2014) e Lopes (2016); (b) Caulim *Bi1*, *KS* e Tarantino & De Col (2008); (c) Caulim *Bi1*, *KS* e Sivakumar et al. (2010)

Com base nas figuras apresentadas, pode-se observar que a distância entre os macro e microporos da amostra *Bi1* e *Bi3* é na ordem de 3 magnitudes, semelhante a distância observada nas amostras de Brasília de Lopes (2016), e ligeiramente menor que de Borges (2014). No entanto, o tamanho dos macro e micro poros não são coincidentes, e na argila porosa de Brasília

são sempre menores. Importante ressaltar que a amostra de Brasília apresenta em sua mineralogia, além de caulinita, agentes cimentantes como os óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, que favorecem uma microestrutura mais estável.

Sobre a comparação entre caulins, as amostras de Tarantino & De Col (2008) (Figura 5.17b) apresentam PSD muito semelhante à amostra *KS*, inclusive com micro e microporos na mesma faixa de diâmetros, o que está relacionado à composição dos solos e a forma de preparo. Os autores consideram que a amostra apresenta caráter bimodal devido à formação de grânulos durante o umedecimento do solo e passagem em peneiras. Quando se comparara os resultados com a amostra *Bi1*, observa-se grande diferenciação em termos de macroporos e maior distância entre os modos de poro desta amostra.

Os resultados das PSDs de Sivakumar et al. (2010a) possuem diferenças significativas das amostras desta pesquisa e de Tarantino & De Col (2008), tanto em termos de distância entre os modos de poros, quanto em termos do diâmetro destes poros. O que está relacionado à forma de preparo das amostras e forma de compressão (isotrópica) previamente ao ensaio MIP. No caso dos autores, nota-se que a saturação gerou uma diminuição na frequência dos macroporos e aumento nos microporos.

5.6 DISTRIBUIÇÃO DE TAMANHO DE POROS: MIP, SWCC, SACC E CURVA DE CONTRAÇÃO

A seguir serão realizadas comparações em relação a distribuição de poros obtida pelas diferentes técnicas de avaliação estrutural. Para tal foram utilizados os resultados da distribuição de tamanho de poros para a SWCC, curva de contração e SACC, apresentados no item 5.4, bem como a distribuição de poros obtida pelo ensaio MIP

A Figura 5.18 apresenta a distribuição de poros das amostras *KS* e *Bi2* a partir do ensaio MIP, SWCC, SACC e curva de contração, e na Figura 5.19 a distribuição de poros das amostras *Bi1* e *Bi3*.

A PSD, a partir da SWCC e SACC, apresenta variação volumétrica devido à expansão e contração da amostra, durante o processo de secagem ou molhagem. Já a distribuição de poros obtida pelo ensaio MIP apresenta da forma mais fiel o formato dessa distribuição, pois não ocorreram variações de volume. No ensaio MIP a amostra requer a desidratação por liofilização, nesta não ocorre passagem da água para o estado líquido e minimização da variação de volume. Porém, o ensaio MIP apresenta limitações com relação ao índice de vazios final obtido, conforme comentado no item 2.3.

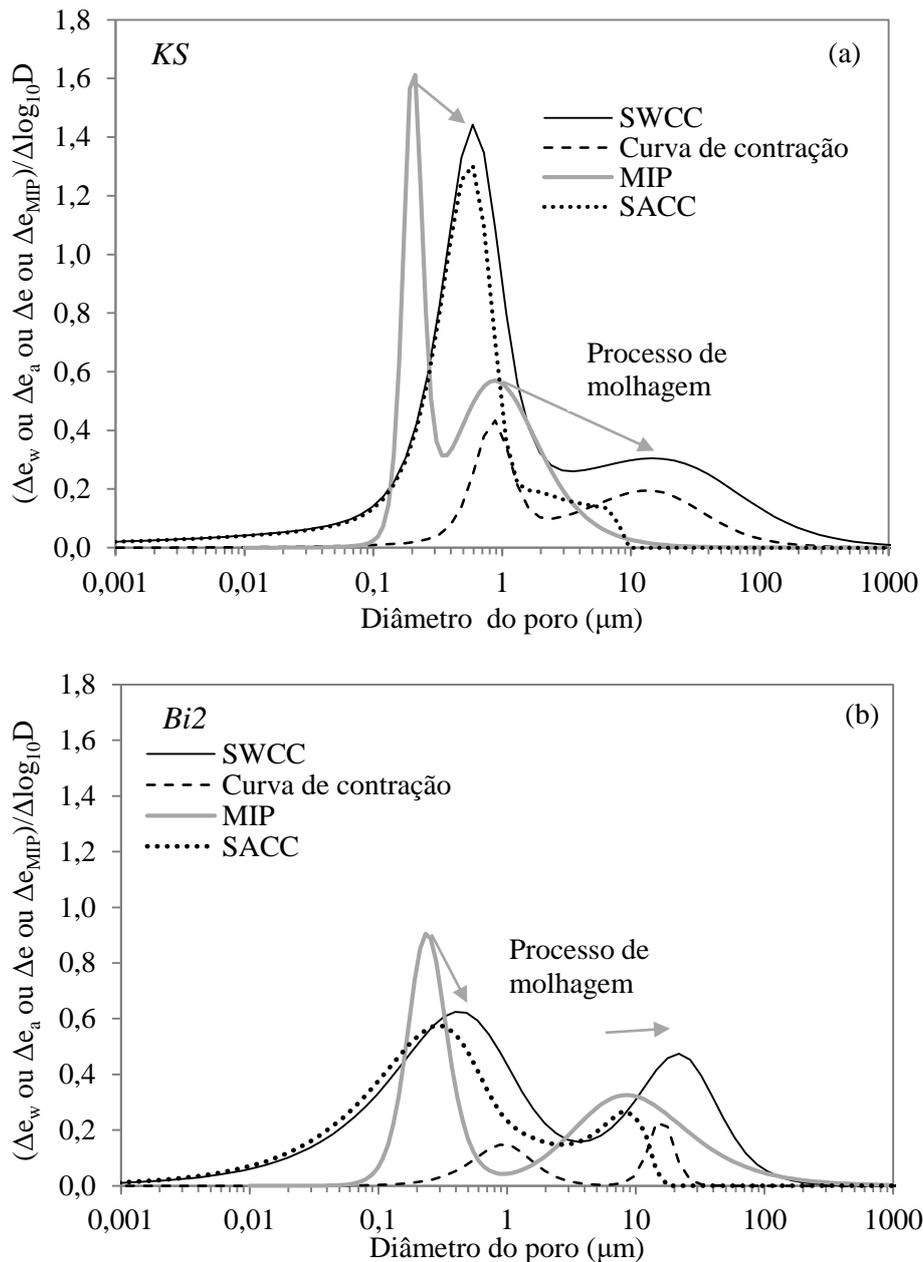


Figura 5.18 – Distribuição de poros a partir do ensaio MIP, SWCC, SACC e curva de contração: (a) Amostra *KS*; (b) Amostra *Bi2*.

No caso das amostras com baixo teor de agregação *KS* e *Bi2* (Figura 5.18), é observado que a curva de distribuição de poros, a partir do MIP, foi transladada à direita no processo de molhagem. Nesse caso, o processo de molhagem ocasionou um aumento na distância entre as partículas devido a absorção de água.

Em contrapartida, no caso das amostras *Bi1* e *Bi3* pode ser observado comportamento diferenciado devido ao alto teor de agregação (Figura 5.19). A tendência é de aumento dos diâmetros dos microporos, isto é, expansão da agregação e fechamento dos macroporos. Assim, os microporos são transladados para a direita e os macroporos para a esquerda.

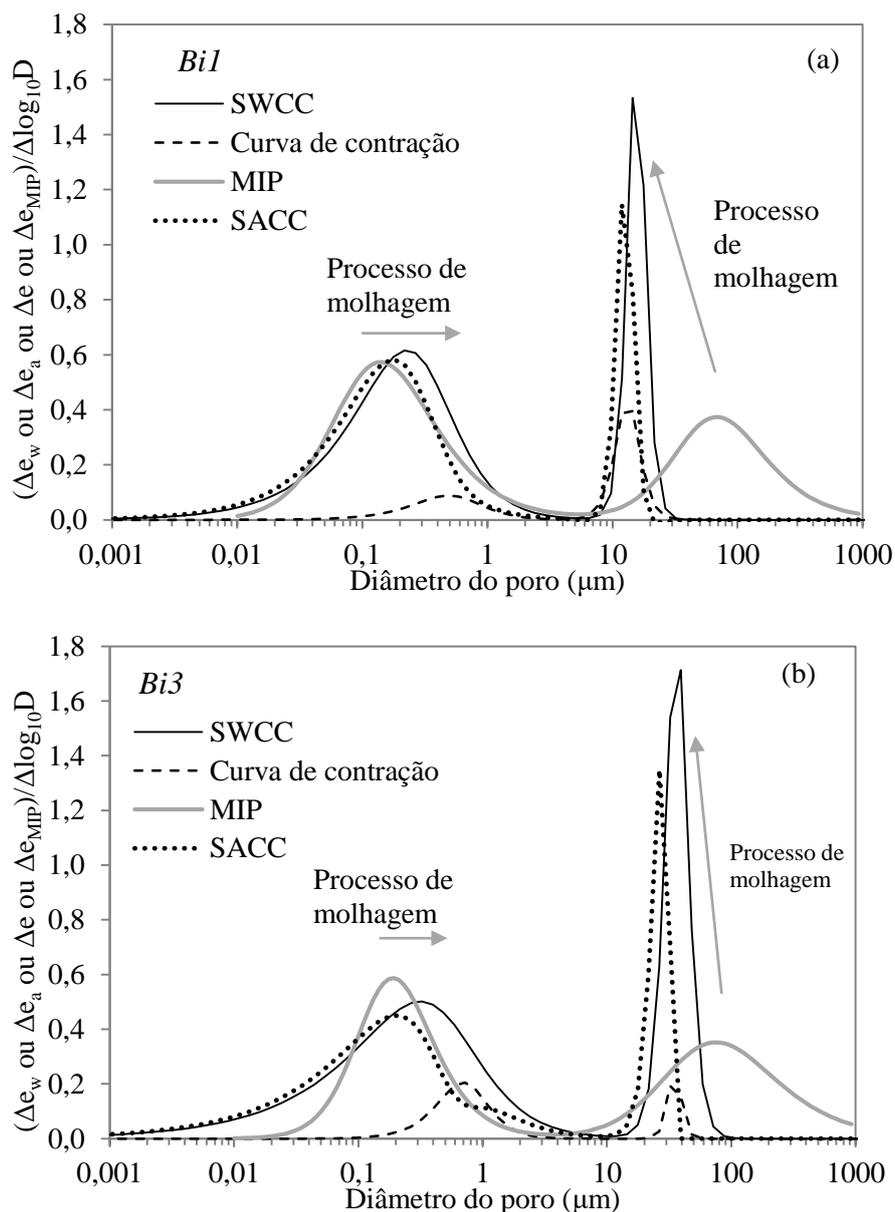


Figura 5.19 – Distribuição de poros a partir do ensaio MIP, SWCC, SACC e curva de contração: (a) Amostra *Bi1*; (b) Amostra *Bi3*.

Considerando o ensaio MIP como referência, a PSD a partir da SACC tende a apresentar maior proximidade com a PSD obtida pelo MIP em termos de microporos, principalmente nas amostras com maior bimodalidade (*Bi1* e *Bi3*). Isso ocorre porque o mercúrio é um líquido não molhante com alto ângulo de contato com o solo (139 a 147°), e a água é um líquido molhante com baixo ângulo de contato (próximo a zero). Durante o processo de secagem a tendência é que a curva em termos de índice de ar (SACC) apresente maior semelhança ao MIP.

Otálvaro (2013), buscando prever a PSD obtido por MIP e utilizando a SACC, observou diferenças que estão relacionadas à preparação das amostras. O mesmo autor, ainda procurando

uma melhor predileção, fixou o índice de vazios após a compactação para melhor aproximação das curvas.

Em termos de macroporos, a PSD obtida a partir da SWCC apresenta maior proximidade ao MIP, salvo as magnitudes e devidas proporções de densidade de poros obtido por cada técnica.

Dessa forma, é importante destacar que a distância entre os macroporos e microporos obtidos a partir do ensaio MIP, ou a partir da SWCC e SACC, é fortemente afetada pelo processo de expansão em contração desses poros. Isto é, para que haja uma coincidência entre os diâmetros macro e micro das diferentes técnicas é necessário que o solo apresente uma baixa variação volumétrica por secagem e / ou molhagem.

O comportamento evidenciado pelas PSDs das amostras vai de encontro ao comportamento analisado por Romero (2013), em que a expansão da microestrutura por molhagem pode alterar a macroestrutura, ou seja, ocorre acoplamento multiescala originado da interação entre os diferentes níveis de estrutura estruturais (invasão ou retração de macroporos devido à expansão ou contração dos microporos). Assim como a tendência de variação volumétrica causada pela expansão da microestrutura tratada por Alonso (1999).

No caso em estudo, constata-se que a interações entre os níveis estruturais é dependente da distância entre os macro e microporos no momento da constituição da amostra. Amostras que apresentam grande distância entre os dois níveis estruturais apresentaram majoritariamente diminuição dos macroporos como consequência da expansão da microestrutura. Isto ocorre, neste caso, porque existem vazios disponíveis na macroporosidade para a expansão da microestrutura, havendo pouco impacto na deformação volumétrica por molhagem (Tabela 5.2).

Já as amostras que apresentam macroporos com pequena diferença de tamanho entre os microporos, a expansão da microestrutura comprime inicialmente os macroporos. No entanto, como não há vazios disponíveis para essa expansão, ocorre expansão total da amostra, que pode ser notada pelo aumento do índice de vazios total da amostra após a molhagem.

5.7 COMPARAÇÃO ENTRE AMOSTRAS *Bil* E *HBi*: MODIFICAÇÃO NA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO

A Figura 5.20a apresenta resultados dos ensaios MIP com amostra tipo *Bil* e *HBi* por meio das curvas de intrusão acumulada, e a Figura 5.20b apresenta a PSD das amostras. Observa-se que o aumento da energia de compactação gerou uma diminuição dos macroporos

(da amostra *Bi1* para amostra *HBi*) e um ligeiro aumento dos microporos, assim como um menor distanciamento entre esses dois tamanhos de poros. O que corrobora com o observado na SWCC (item 5.1).

Outra análise da microestrutura do solo pode ser observada na Figura 5.21 e Figura 5.22, nas quais são apresentadas as imagens de microscopia eletrônica de varredura (SEM) realizadas em amostras Bimodal *Bi1* e *HBi*, com diferentes níveis de aproximação. As figuras à esquerda apresentam menor aproximação de 1 mm, e à direita de 2 μm .

Observa-se que as amostras *Bi1* apresentaram estruturas de poros bimodal, e as amostras *HBi* fechamento dos macroporos gerado pelo aumento da energia de compactação. O comportamento da amostra *Bi1* é o mesmo que pode ser observado em imagens SEM anteriores.

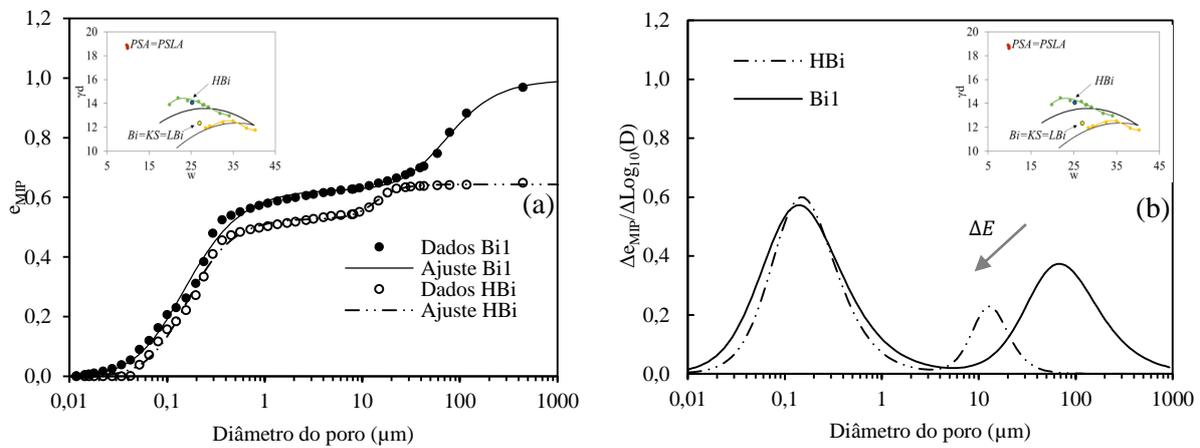


Figura 5.20 - Ensaio MIP das amostras *HBi* e *Bi1*: (a) Curva de intrusão acumulada; (b) PSD.

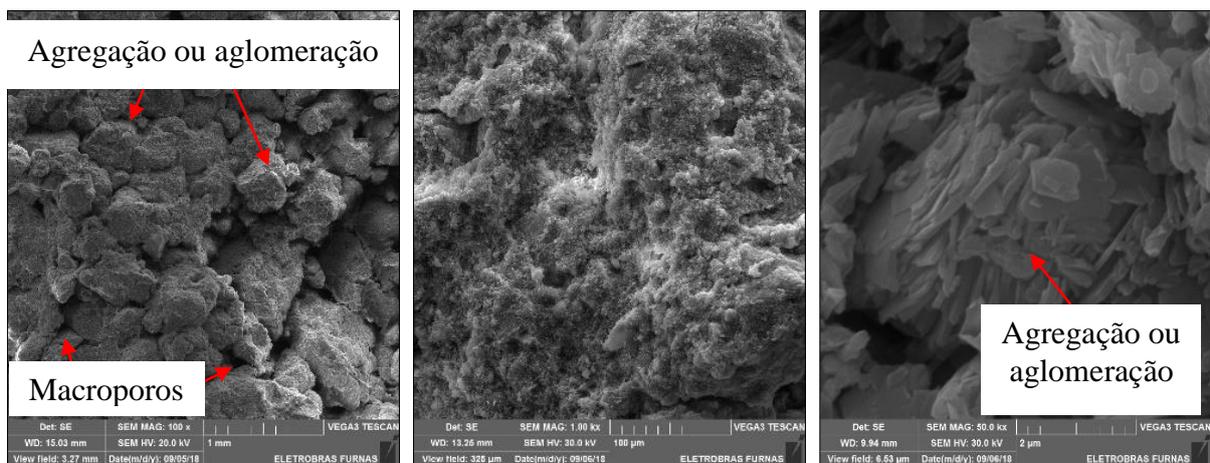


Figura 5.21 – Microscopia Eletrônica de Varredura nas amostras tipo *Bi1*.

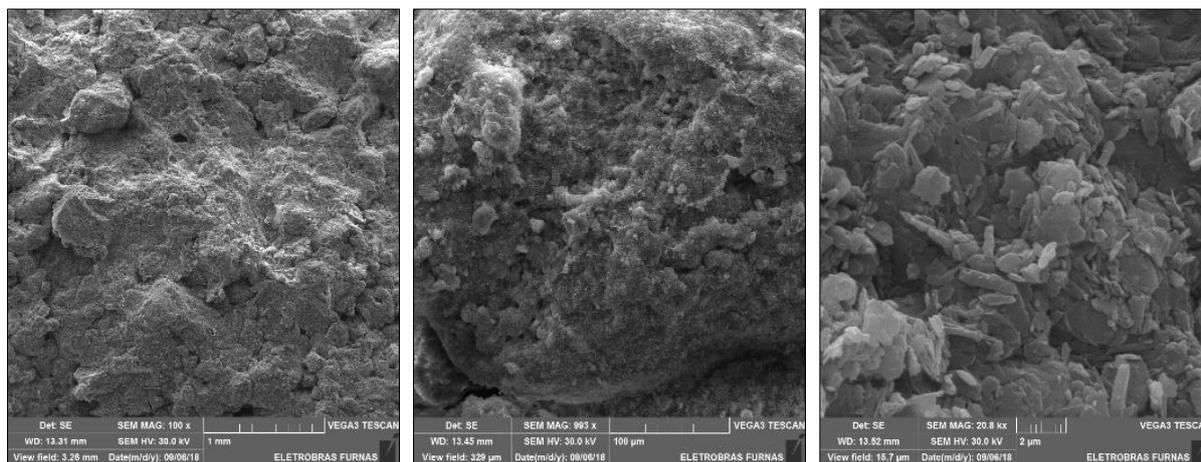


Figura 5.22 – Microscopia Eletrônica de Varredura nas amostras tipo *HBI*.

Em um maior nível de aproximação, observa-se que as agregações formadas durante a compactação em alta energia apresentam estrutura face-face. De forma qualitativa, percebe-se que as imagens refletem a distribuição de poros apresentada na Figura 5.20, inclusive em termos da magnitude do tamanho dos poros. Isso confere maior confiabilidade nos resultados obtidos anteriormente e na forma de preparação das amostras adotadas na pesquisa.

6 COMPORTAMENTO MECÂNICO

O comportamento mecânico do solo foi estudado em termos de sua compressibilidade, por meio de ensaio de compressão oedométrica, e em termos de sua resistência ao cisalhamento, através de ensaios de cisalhamento direto. Todos os ensaios foram realizados com as amostras inundadas e com os mesmos índices de vazios iniciais, se diferenciando apenas no teor de agregações utilizado.

6.1 ENSAIO DE COMPRESSÃO OEDOMÉTRICA

A Figura 6.1a,b apresenta a curva de compressibilidade das amostras de caulim *KS*, *Bi2*, *Bi1* e *Bi3*, em termos de índice de vazios e deformação volumétrica, respectivamente. Observe-se em Figura 6.1a que o aumento no teor de agregação influenciou no formato das curvas de compressibilidade e alterou fundamentalmente as tensões de pré-adensamento.

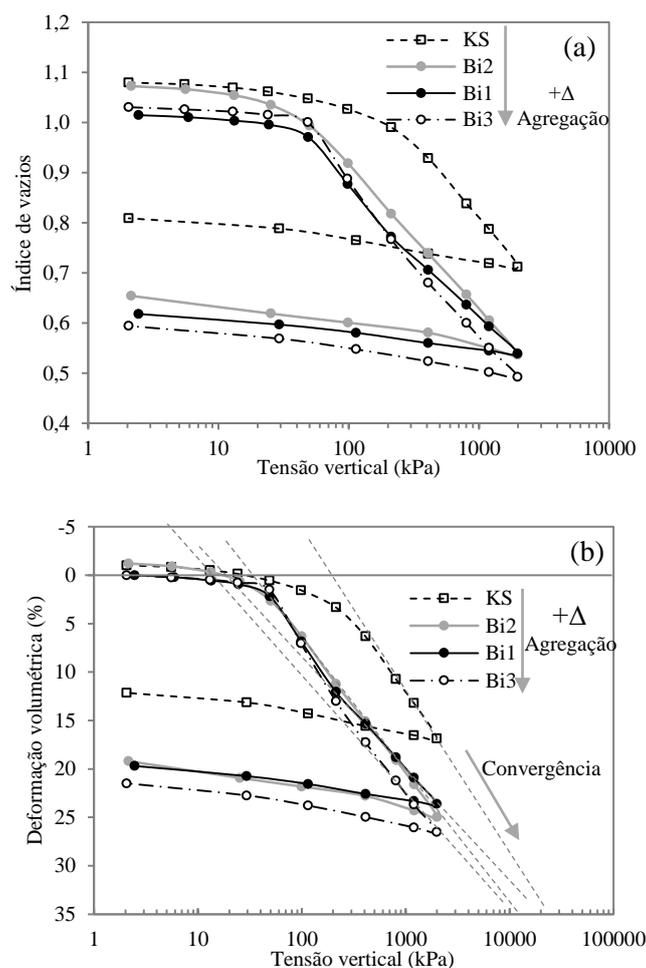


Figura 6.1 – Curvas de compressibilidade das amostras *KS*, *Bi2*, *Bi1* e *Bi3*: (a) Em termos de índice de vazios; (b) Em termo de deformação volumétrica.

Na Figura 6.1b observa-se a expansão das amostras sem agregação, evidenciada pelos valores de deformação negativa (expansão) nas tensões iniciais do ensaio, e que o aumento no teor de agregação gerou uma diminuição do potencial expansivo. Este comportamento volumétrico pode ser confirmado no item 5.2 quando abordado sobre as curvas de contração durante a secagem. As diferenças entre as expansões em relação ao item 5.2, estão ligadas ao confinamento da amostra no ensaio de adensamento, que tendem a diminuir este fenômeno.

De modo geral, as amostras apresentaram maiores deformações, com o aumento no teor de agregação, para uma mesma faixa de tensões. Esta diferença entre as curvas de compressibilidade está relacionada com a distribuição de poros das amostras (macro e micro). Como as amostras apresentaram mesmo índice de vazios inicial, a presença de agregação gerou um aumento na macroporosidade, impactando em sua compressibilidade.

Outro fator de grande relevância é que todas as amostras foram compactadas em uma mesma condição. Porém, o aumento no teor de agregação gerou uma modificação na curva de compactação com aumento do peso específico e diminuição da umidade ótima (Figura 4.6a). Sendo assim, o aumento no teor de agregação resultou também um maior distanciamento para as curvas de compactação e à condição de ótima de compactação.

Nas curvas de compressibilidade apresentadas, não é possível observar uma tendência de convergência clara entre as curvas de caulim com agregação (*Bi*) e sem agregação (*KS*). Já entre as curvas com agregação (*Bi2*, *Bi1* e *Bi3*) a convergência é mais nítida. Otálvaro (2013) apresenta resultados de amostras em consistência de lama que apresentam convergência mais clara entre as curvas de compressibilidade. Assim como Lopes (2016) em amostras de caulim e do solo de Brasília em consistência de lama. Importante ressaltar que neste último caso os ensaios foram conduzidos até uma tenção de 11.000 kPa.

A Figura 6.2b,c apresenta o efeito da estrutura na curva de compressibilidade da amostra *Bi1* e *Bi3* e Figura 6.2d do solo de Brasília, resultados de Lopes (2016) e Grau (2014). Pode ser observado que o trecho final da curva virgem apresenta alteração em sua inclinação. A Figura 6.2a apresenta a curva de compressibilidade da amostra *Bi2*, nesta não é possível observar o efeito da estrutura como nas demais amostras. A amostra *KS* apresenta comportamento semelhante à *Bi2*.

As amostras de Brasília exigem maiores tensões para eliminar o efeito da agregação na curva de compressibilidade, o que pode estar associado à maior resistência das agregações. Esses efeitos não são observados na amostra *KS* e *Bi2*. Observando o nível de tensão aplicado por Lopes (2016) (11.000 kPa), depreende-se que em muitos ensaios oedométricos realizados em solos residuais, esse comportamento pode não ter sido observado devido ao nível de carga

aplicado. No caso das amostras *Bi1* e *Bi3*, a modificação na inclinação do trecho de compressão virgem ocorre para uma tensão de 200 kPa. No caso de Grau (2014) e Lopes (2016), esta modificação ocorre para tensões de 500 kPa e 1500 kPa, respectivamente. Essa diferença pode estar relacionada à resistência das agregações no solo de Brasília, com presença de agentes cimentantes, o que não está presente nas amostras ensaiadas nessa pesquisa.

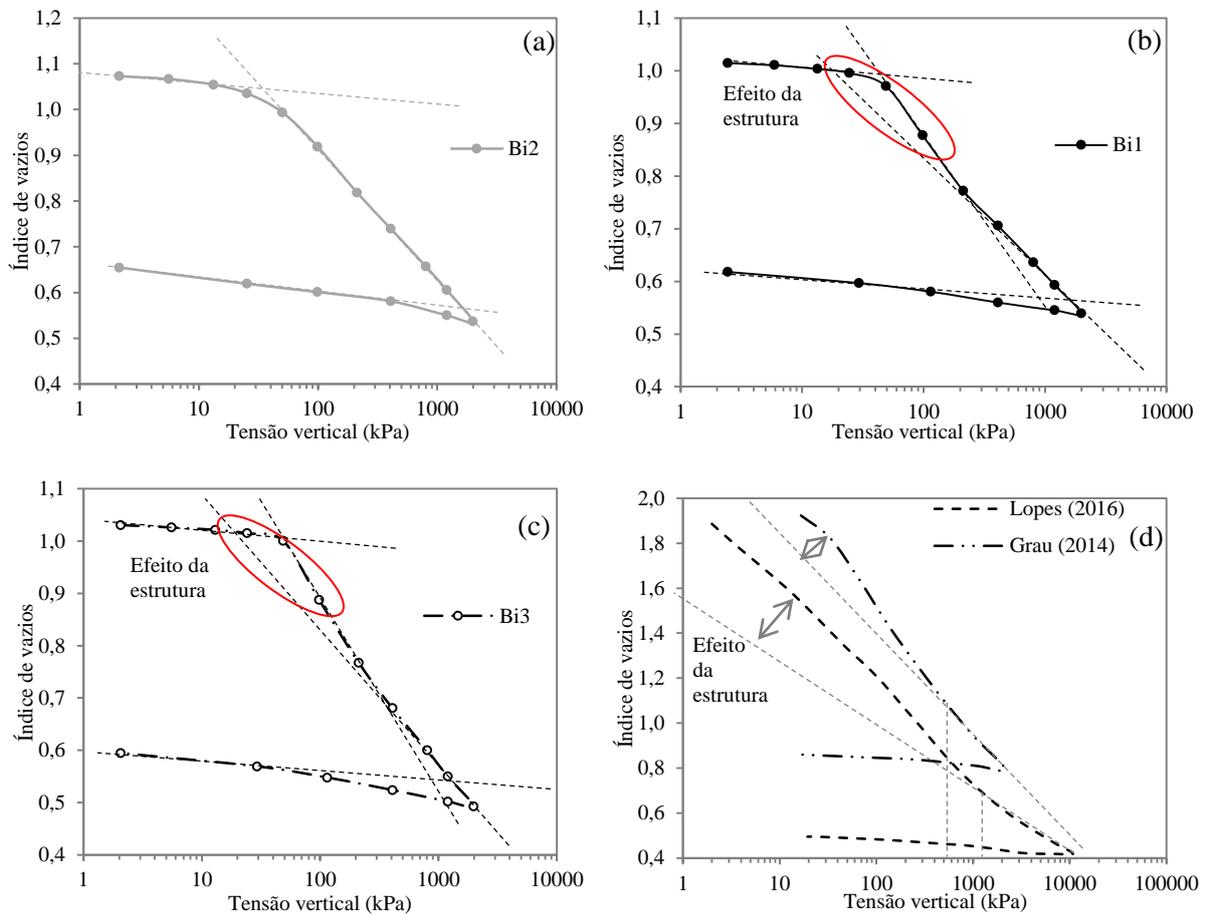


Figura 6.2 - Efeito da estrutura na curva de compressibilidade das amostras: (a) *Bi2*; (b) *Bi1*; (c) *Bi3*; (d) Solo de Brasília.

O efeito da estrutura das amostras em relação a curva de compressibilidade foi discutido profundamente por Leroueil & Vaughan (1990), com características semelhantes às aqui apresentadas. Liu & Carter (1999) também discutem o mesmo comportamento com solos naturais e artificiais estruturados. Gens & nova (1993), Liu & Carter (2002), Koskinen et al. (2002), Wheeler et al. (2003) e Cordão Neto et al. (2009) apresentam modelos de comportamento que captam essa tendência.

A Tabela 6.1 apresenta os parâmetros obtidos através das curvas de compressibilidade. Nesse caso, são apresentados os índices de recompressão para as amostras e dois índices de

compressão, um considerando pontos médios da curva e outro considerando o trecho final da compressão virgem. Este cálculo foi feito de forma individual, uma vez que o trecho normalmente adensado da curva de compressibilidade não pode ser considerado totalmente reto para as amostras *Bi1* e *Bi3*, conforme pode ser observado na Figura 6.2a,b.

Tabela 6.1 – Parâmetro obtidos através das curvas de compressibilidade.

Amostra	σ_{pa} P. S (kPa)	σ_{pa} Casagr. (kPa)	$Cr^{(1)}$ (kPa ⁻¹)	$Cc^{(2)}$ (kPa ⁻¹)	$Cc^{(3)}$ (kPa ⁻¹)	Expansão (%)
<i>KS</i>	110	115	0,043	0,316	0,316	1,03
<i>Bi2</i>	45	43	0,032	0,283	0,283	1,22
<i>Bi1</i>	47	51	0,032	0,262	0,242	0,00
<i>Bi3</i>	49	52	0,041	0,311	0,279	0,00

(1) Índice de recompressão obtido no trecho de descarregamento da curva de compressibilidade.

(2) Índice de compressão médio

(3) Índice de compressão no trecho final da curva virgem

Com o aumento de agregações, observa-se que ocorreu uma tendência de diminuição da tensão de pré-adensamento (Pacheco Silva - PS e Casagrande), diminuição da expansão, índice de compressão (Cc) e índice de recompressão (Cr). A tendência não é totalmente clara, uma vez que a amostra *Bi3* apresenta valores de Cr e Cc superiores ao das amostras *Bi1* e *Bi2*. No entanto, o $Cc^{(3)}$, considerando apenas o trecho final da curva de compressibilidade, apresenta valores semelhantes entre as amostras com agregação. Relações entre o índice de plasticidade e a inclinação da curva de compressão virgem têm sido realizados (Leroueil & Vaughan, 1990; Sridharan & Nagaraj, 2000), indicando que menores plasticidades implicam em menores Cc .

A Figura 6.3 apresenta as curvas de adensamento para as amostras para a tensão de 1200 kPa, tanto em termos de raiz do tempo quanto em escala logarítmica. Demais curvas de adensamento para cada nível de tensão aplicado são apresentadas no APÊNDICE C.

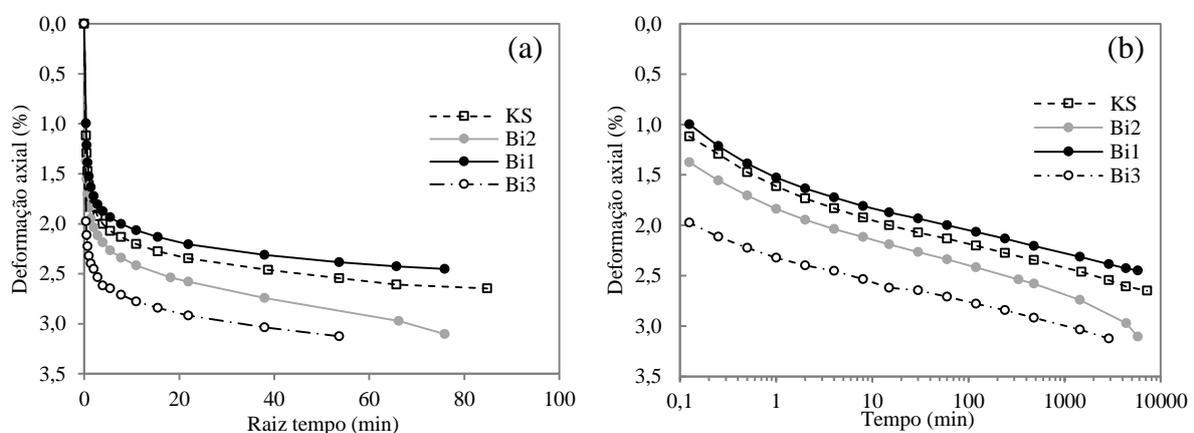


Figura 6.3 – Curvas de adensamento das amostras *KS*, *Bi2*, *Bi1* e *Bi3*: (a) Em termos da raiz do tempo; (b) Tempo na escala logarítmica.

Observa-se que as curvas de adensamento, de modo geral, apresentam rápido trecho de compressão inicial, seguido de um pequeno trecho de compressão primária e um longo trecho de compressão secundária.

Com base nas curvas de adensamento das amostras *KS*, *Bi1*, *Bi2* e *Bi3*, em cada nível de carregamento foram obtidos os parâmetros c_v , a_v , m_v , D e k , utilizando o método de Taylor, Raiz do tempo como eixo x, Figura 6.4. O APÊNDICE D traz o valor numérico dos parâmetros obtidos.

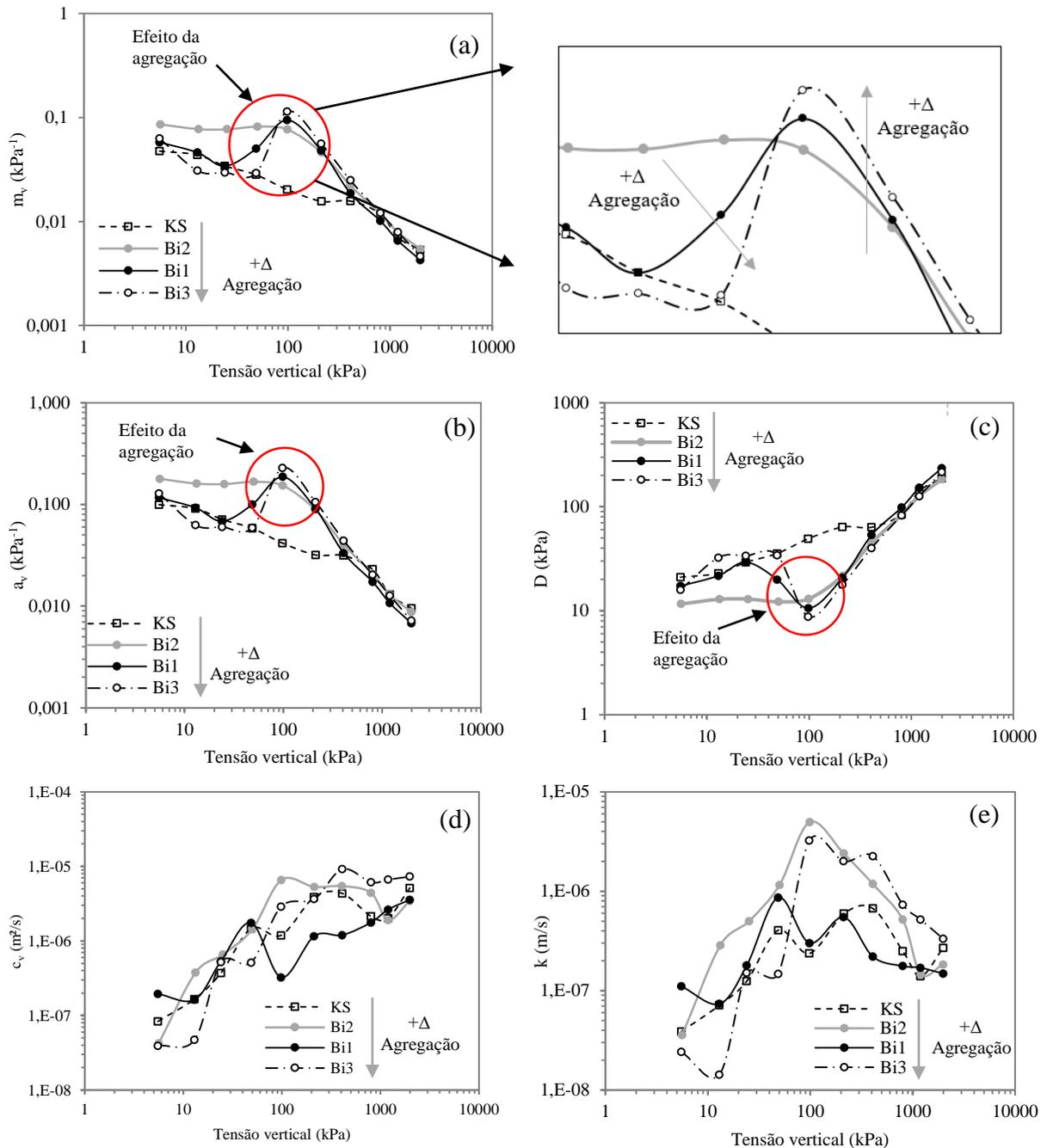


Figura 6.4 – Parâmetros obtidos pela curva de adensamento: (a) m_v ; (b) a_v ; (c) D ; (d) c_v ; (e) k .

Com base na Figura 6.4a,b observa-se uma tendência de diminuição do coeficiente de variação volumétrica (m_v) e aumento do módulo oedométrico (D) com os acréscimos de tensões verticais. Esse comportamento é esperado uma vez que o solo se torna menos compressível e tende a apresentar maior módulo com os acréscimos de carga.

Porém, observa-se no detalhe da Figura, o impacto da presença das agregações nestes parâmetros ao longo dos carregamentos, o que não é observado no solo sem agregações (KS). De modo que na tensão de 98 kPa o solo com maior teor de agregação ($Bi3$) apresentou maior aumento no m_v , a_v e maior diminuição do D .

Da Figura 6.4c, observa-se a ocorrência de um aumento no módulo de compressibilidade, seguida de queda do módulo e posterior aumento. Este fenômeno foi maior quanto maior o teor de agregação no solo. Ainda, conforme a mesma Figura, em todos os casos, independente do teor de agregação, a tendência observada é de que possuam mesmo módulo e mesmo coeficiente de compressibilidade para tensões acima de 400 kPa, o que corrobora com a expectativa de que houve quebra das agregações durante a aplicação de cargas intermediárias (49 a 400 kPa), ou seja, todos os solos tendem a apresentar comportamento semelhante ao solo que não possui agregação (KS).

Quanto ao coeficiente de adensamento (cv) e a permeabilidade estimada (k), observa-se maior dispersão nos resultados. Contudo, depreende-se que o cv apresentou aumento para todos os casos com o aumento das tensões. A permeabilidade apresentou aumento até à tensão de pré-adensamento, ocorrendo diminuição após esse valor. Quanto ao impacto das agregações nesses parâmetros, a partir desses resultados não pode ser extraída uma tendência clara de comportamento.

6.1.1 EFEITO DO CARREGAMENTO SOBRE A MICROESTRUTURA

Com o propósito de avaliar as alterações estruturais das amostras ao longo dos carregamentos em compressão oedométrica, realizou-se ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio após carregamento oedométricos com as tensões de 50, 100 e 800 kPa, e descarregamento para tensão de 2 kPa. Nesse caso, foram analisadas as amostras que diferem entre si em relação ao teor de agregação: KS , $Bi2$, $Bi1$ e $Bi3$.

São apresentados na Tabela 6.2 os índices de vazios do ensaio MIP e o índice de vazios de todas as amostras ensaiadas por MIP, incluindo as amostras após as etapas de carregamento e descarregamento. Pode ser observado que na maior parte dos casos, o índice de vazios obtido pelo ensaio MIP foi menor do que o índice de vazios da amostra. O que pode ocorrer caso o

mercúrio não consiga intrudir em todos os poros. Conforme item 2.3, e segundo Romero & Simms (2008), principalmente em solos argilosos, alguns poros podem estar isolados e cercados por sólidos que não são medidos. Outros poros são acessíveis apenas através de poros menores, ou seja, não são detectados até que poros menores sejam penetrados, ou ainda, o aparelho pode não ter capacidade de entrar nos menores poros da amostra, porosidade não intrudida e a pressão mínima do aparelho limita o tamanho máximo de poro a ser detectado.

No entanto, deve-se observar também que as maiores diferenças entre o índice de vazios MIP e o índice de vazios do solo são observadas nas amostras em condição compactado e na tensão de 50 kPa, e os menores valores nas amostras adensadas com tensão de 800 kPa. Vale ressaltar que alguns autores já observaram a ocorrência de compressão durante a fase de intrusão de mercúrio (Penumadu & Dean, 2000) dependendo do tipo de amostra (rígida ou mole).

Tabela 6.2 – Comparação entre índice de vazios obtido pelo MIP e pelos índices físicos.

Amostra	Condição	e_i	e_{MIP}	$(e_i - e_{MIP})/ e_i$ (%)
<i>KS</i>	Compactado	1,070	0,815	24
<i>KS</i>	50 kPa	1,083	0,784	28
<i>KS</i>	100 kPa	1,081	0,878	19
<i>KS</i>	800 kPa	0,889	0,774	13
<i>Bi2</i>	Compactado	1,054	0,733	30
<i>Bi2</i>	50 kPa	1,042	0,732	30
<i>Bi2</i>	100 kPa	0,967	0,991	-3
<i>Bi2</i>	800 kPa	0,740	0,680	8
<i>Bi1</i>	Compactado	1,029	0,969	6
<i>Bi1</i>	50 kPa	0,975	0,859	12
<i>Bi1</i>	100 kPa	0,888	0,899	-1
<i>Bi1</i>	800 kPa	0,708	0,736	-4
<i>Bi3</i>	Compactado	1,063	0,856	19
<i>Bi3</i>	50 kPa	0,948	0,803	15
<i>Bi3</i>	100 kPa	0,920	0,842	8
<i>Bi3</i>	800 kPa	0,675	0,753	-12
<i>Hbi</i>	Compactado	0,759	0,648	15

Em alguns casos foram observados índice de vazios MIP maiores que índice de vazios inicial. Borges (2014) observa resultados semelhantes para o solo de Brasília. Lopes (2016) também constatou valores de índice de vazios MIP maiores que os índices de vazios antes da técnica do *freeze-drying* para amostras de caulim, e Pedrotti (2016) para diferentes amostras de caulim saturado. Lopes (2016) sugere que estas diferenças podem ocorrer por uma combinação de fatores, como erros na preparação das amostras e formação de cristais ou trincas nas amostras no congelamento.

É importante destacar que as amostras em condição compactada não foram inundadas antes da etapa de preparação das amostras, congelamento em nitrogênio líquido e liofilização (*freeze-drying*). Desta forma, o processo de inundação gerou uma redistribuição de poros, conforme pode ser observado nas curvas de contração obtidas no item 5.4, bem como foi verificado nas PSDs obtidas pelo MIP, SWCC e SACC (Figura 5.18 e Figura 5.19).

A Figura 6.5 apresenta os resultados da amostra *KS*, a Figura 6.5a o índice de vazios pelo diâmetro de poros obtido pela curva de intrusão de mercúrio, a Figura 6.5b a distribuição de tamanho de poros e a Figura 6.5c a curva de compressibilidade. Para cada tensão de estudo foram plotados dois pontos de índice de vazios: um ponto abaixo referente ao índice de vazios do carregamento e um ponto acima referente ao descarregamento, sendo este o índice de vazios final da amostra com valor numérico apontado na Figura. Como a amostra apresenta uma pequena descompressão, que depende do coeficiente de recompressão (*Cr*) da amostra, o índice de vazios final da amostra apresenta valor maior que na condição de carregamento.

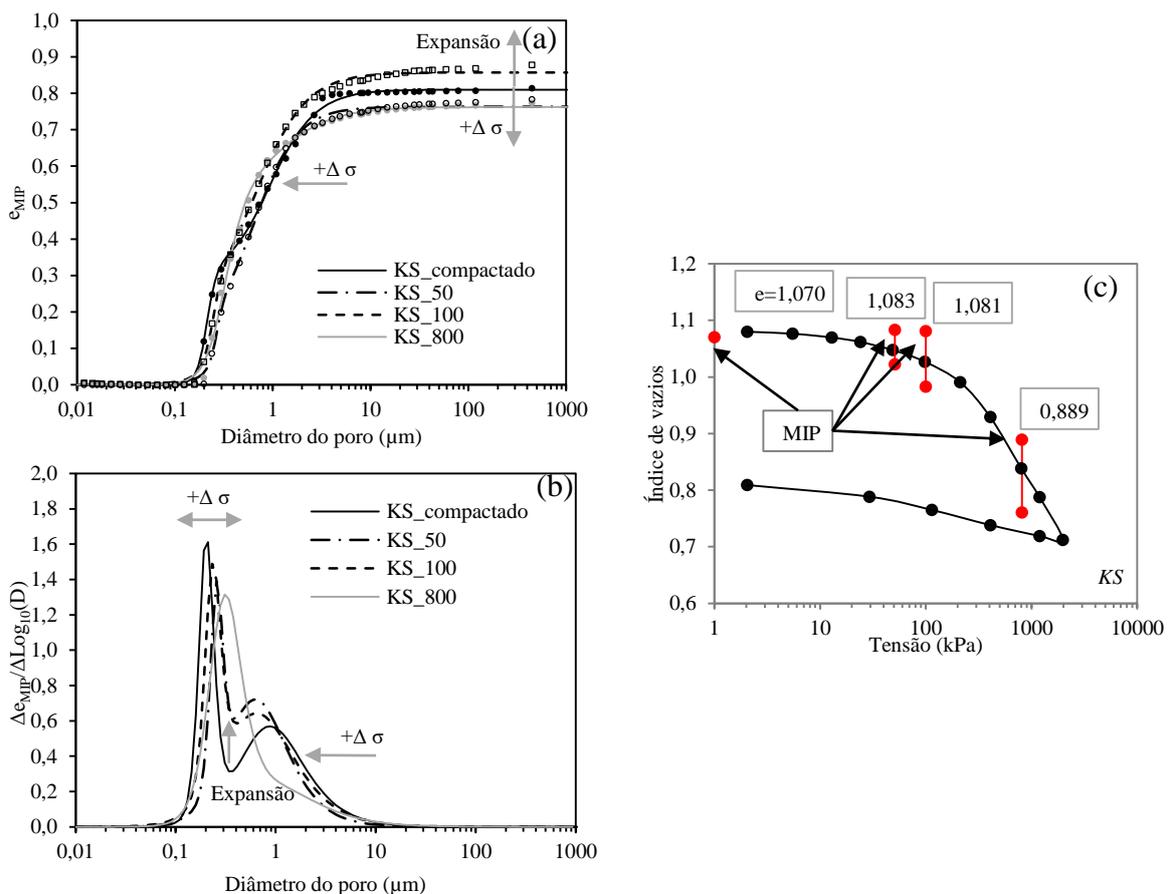


Figura 6.5 – Ensaios MIP, amostra *KS*: (a) Índice de vazios MIP por diâmetro de poros; (b) Distribuição de poros; (c) Curva de compressibilidade e pontos de ensaio.

A partir da Figura 6.5a observa-se que o ajuste foi eficiente em captar a tendência de intrusão de mercúrio nas amostras. Para a tensão de 100 kPa houve expansão da amostra com o aumento do e_{MIP} , o que é possível verificar também na Figura 6.5c. Nesta, as amostras nas tensões iniciais apresentaram índice de vazios maiores que da amostra compactada. No entanto, algumas limitações no ensaio MIP podem ter influenciado nos diferentes índices de vazios obtidos, conforme explicitado anteriormente.

A partir da Figura 6.5b, observa-se uma pequena bimodalidade na amostra compactada *KS*, isso é alterado à medida que a amostra é inundada e sofre carregamento, apresentando assim uma tendência de aumento nos poros intermediários e diminuição dos microporos. Ou seja, para as tensões iniciais ocorreu uma redistribuição de poros com a expansão das agregações e interação entre os níveis estruturais de forma semelhante ao discutido por Alonso et al. (1999) e Romero (2013). Ao se aumentar a tensão para 800 kPa, observa-se uma convergência dessa dupla porosidade e uma tendência de diminuir os maiores diâmetros de poros da amostra, transladando os microporos para a direita e se tornando unimodal. Outros autores também observaram diminuição dos macroporos das amostras compactadas de caulim quando aplicados aumentos de tensões (Thom et al., 2007; Tarantino & de Col, 2008, Sivakumar, 2010a).

A Figura 6.6 apresenta os resultados dos ensaios MIP da amostra *Bi2*. Conforme observado no item 5.5, a amostra *Bi2* compactada apresenta maior distância entre os macro e microporos em relação a amostra *KS*, exibindo maior caráter bimodal. Com base na Figura 6.6b, observa-se que a partir das tensões de 50 kPa ocorre uma diminuição dos macroporos e um aumento nos diâmetros dos microporos. Quando a amostra se encontra na tensão de 100 kPa não é possível observar a presença de macroporos, porém diâmetros intermediários aos macro e micro poros podem ser constatados. Quando a amostra se encontra com a tensão de 800 kPa, apenas os microporos são observados em caráter unimodal.

Nesse caso as amostras apresentaram índice de vazios após as etapas de carregamento menores do que da amostra de solo compactado (Figura 6.6b), uma vez que a expansão da amostra nesse caso é menor, quando comparado a amostra *KS*.

A Figura 6.7 apresenta os resultados dos ensaios MIP da amostra *Bi1*. Conforme constado no item 5.5, a amostra *Bi1* apresentar maior caráter bimodal e maior distância entre os macro e microporos em comparação com a amostra *KS* e *Bi2*.

Observa-se uma mudança estrutural da amostra *Bi1* em relação à amostra *Bi2*, ou seja, o aumento da distância entre os macro e microporos foi suficiente para modificar o formato da curva de compressibilidade no trecho de compressão virgem, semelhante ao efeito da estrutura discutido por Leroueil & Vaughan (1990).

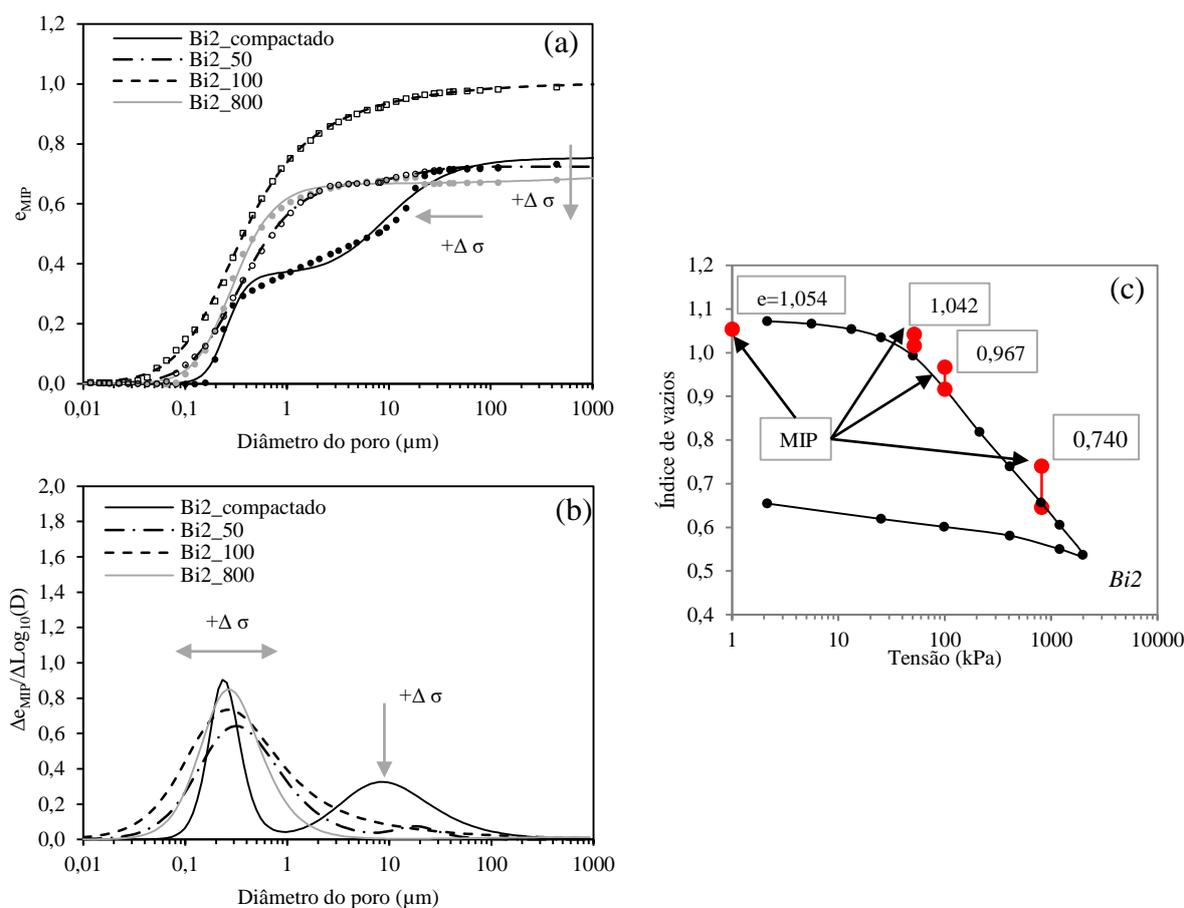


Figura 6.6 - Ensaio MIP, amostra *Bi2*: (a) Índice de vazios MIP por diâmetro de poros; (b) Distribuição de poros; (c) Curva de compressibilidade e pontos de ensaio.

De modo geral, quando comparamos as PSDs nos estágios de carregamentos da amostra *Bi1*, à medida que são realizados os carregamentos, é observada uma tendência de perda dessa bimodalidade das amostras, sendo que para a tensão de 800 kPa a amostra apresenta caráter fortemente unimodal. Apesar da diminuição dos macroporos pelo carregamento na amostra nas tensões de 50 e 800 kPa, observa-se um aumento na distribuição de poros em diâmetros intermediários, isto é, entre 1 e 10 μm , que não eram observados na amostra *Bi1* compactada.

A Figura 6.8 apresenta os resultados da amostra *Bi3*. Os resultados são semelhantes aos observados na amostra *Bi1*. Sendo que a amostra *Bi3* compactada apresenta grande distanciamento entre os macro e microporos. Porém, à medida que houve o carregamento ocorreu uma diminuição dos macroporos, e a partir desse um aumento na distribuição de diâmetros dos microporos, conforme indicado na Figura.

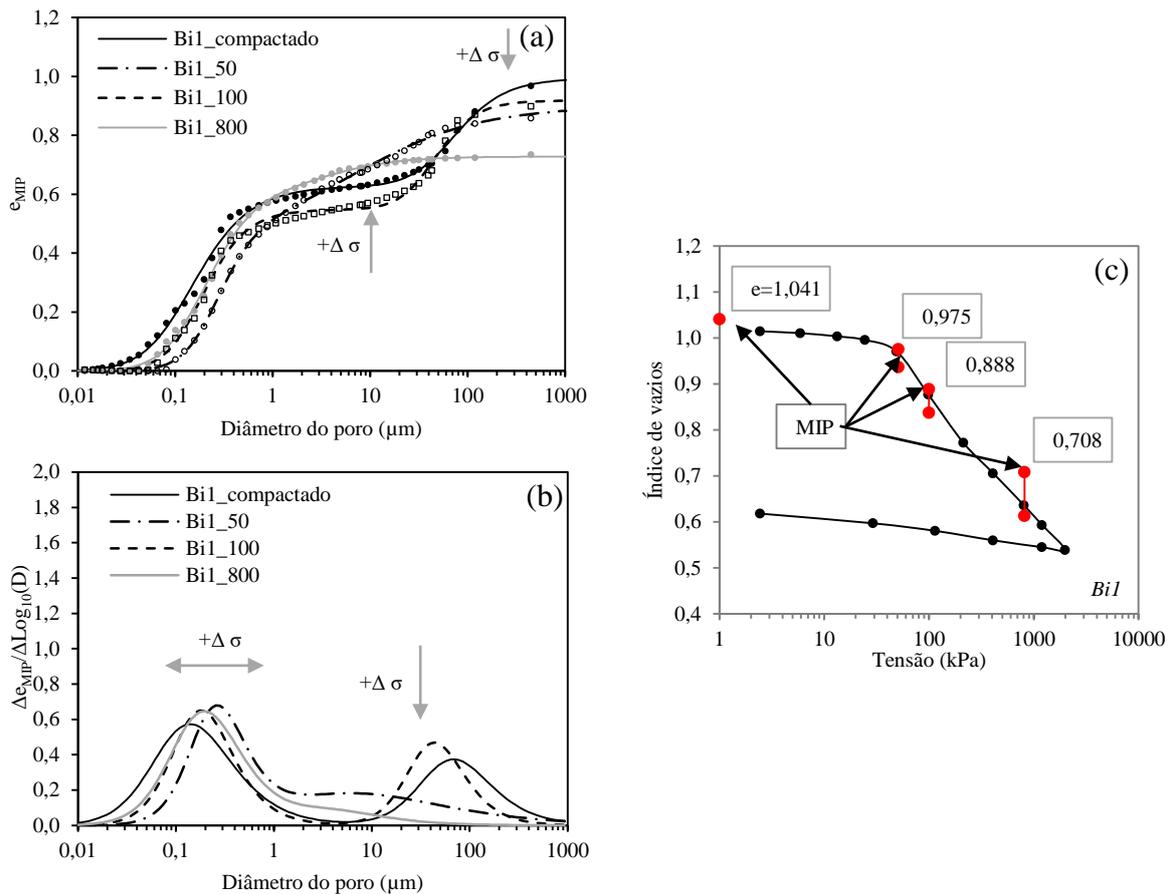


Figura 6.7 - Ensaio MIP, amostra *Bi1*: (a) Índice de vazios MIP por diâmetro de poros; (b) Distribuição de poros; (c) Curva de compressibilidade e pontos de ensaio.

A curva de compressibilidade da amostra *Bi3* apresentou, logo após a tensão de pré-adensamento, uma queda brusca no índice de vazios relativamente maior do que observado na amostra *Bi1*. Isto pode ser notado de forma mais clara na Figura 6.4 quanto ao coeficiente de variação volumétrica (m_v) das amostras. Isto se manifesta numa diminuição brusca também nos macroporos da amostra *Bi3*, quando comparado à amostra *Bi1*.

De modo geral, observa-se que o aumento no teor de agregação gerou um aumento dos macroporos, e uma maior distância entre os macro e microporos. Essa característica microestrutural acompanhou também uma deformação mais acentuada na curva de compressibilidade e um fechamento mais rápido dos macroporos, nas amostras com maior agregação.

Koliji et al. (2010), estudando amostras reconstituídas e agregadas, observou comportamento similar aos das amostras bimodais desta pesquisa, com diminuição dos macroporos e aumento dos microporos, porém sem alteração do poro dominante. A saturação em amostras com agregação gerou um colapso dos macroporos na estrutura, se mantendo apenas os microporos.

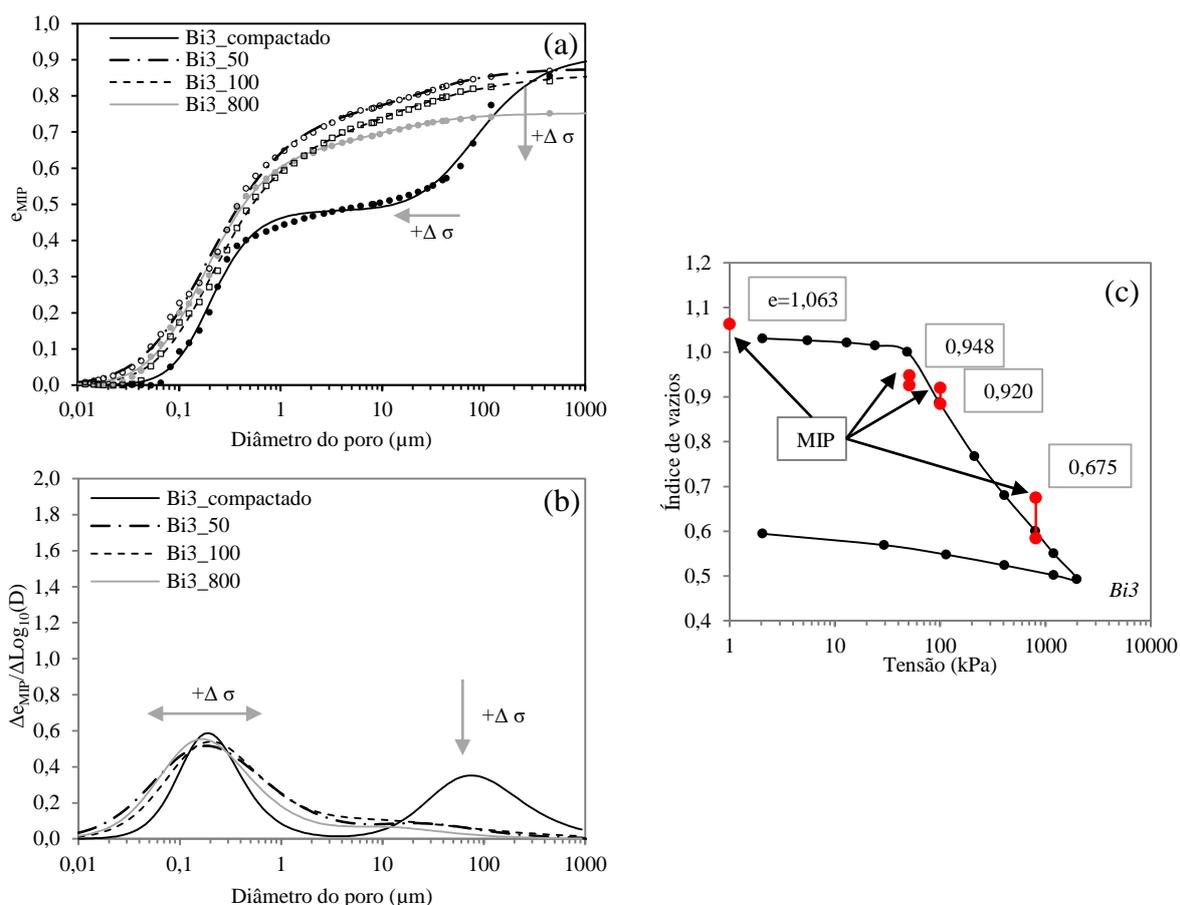


Figura 6.8 - Ensaios MIP, amostra *Bi3*: (a) Índice de vazios MIP por diâmetro de poros; (b) Distribuição de poros; (c) Curva de compressibilidade e pontos de ensaio.

Com o intuito de verificar a modificação da estrutura das amostras após as fases de carregamento, são apresentadas abaixo imagens de microscopia eletrônica de varredura após adensamento com tensão de 800 kPa. Nas mesmas figuras são apresentados no detalhe imagens das mesmas amostras em condição natural (0 kPa), essas imagens na íntegra podem ser verificadas no item 5.5.

As amostras que apresentavam maiores macroporos (*Bi1* e *Bi3*) quando em condição natural (Figura 5.14 e Figura 5.21), após carregamento, não apresentam esses tamanhos de poros (Figura 6.9), assim como demonstrado nas PSDs. A amostra *Bi2*, que apresentava alguma quantidade de macroporos e poros intermediário nas imagens anteriores, após carregamento, apresenta uma estrutura totalmente fechada. Com relação a amostra *KS*, por ter menor teor de agregação e menores macroporos anteriormente, observa-se pouca variação em termos de poros (Figura 6.9).

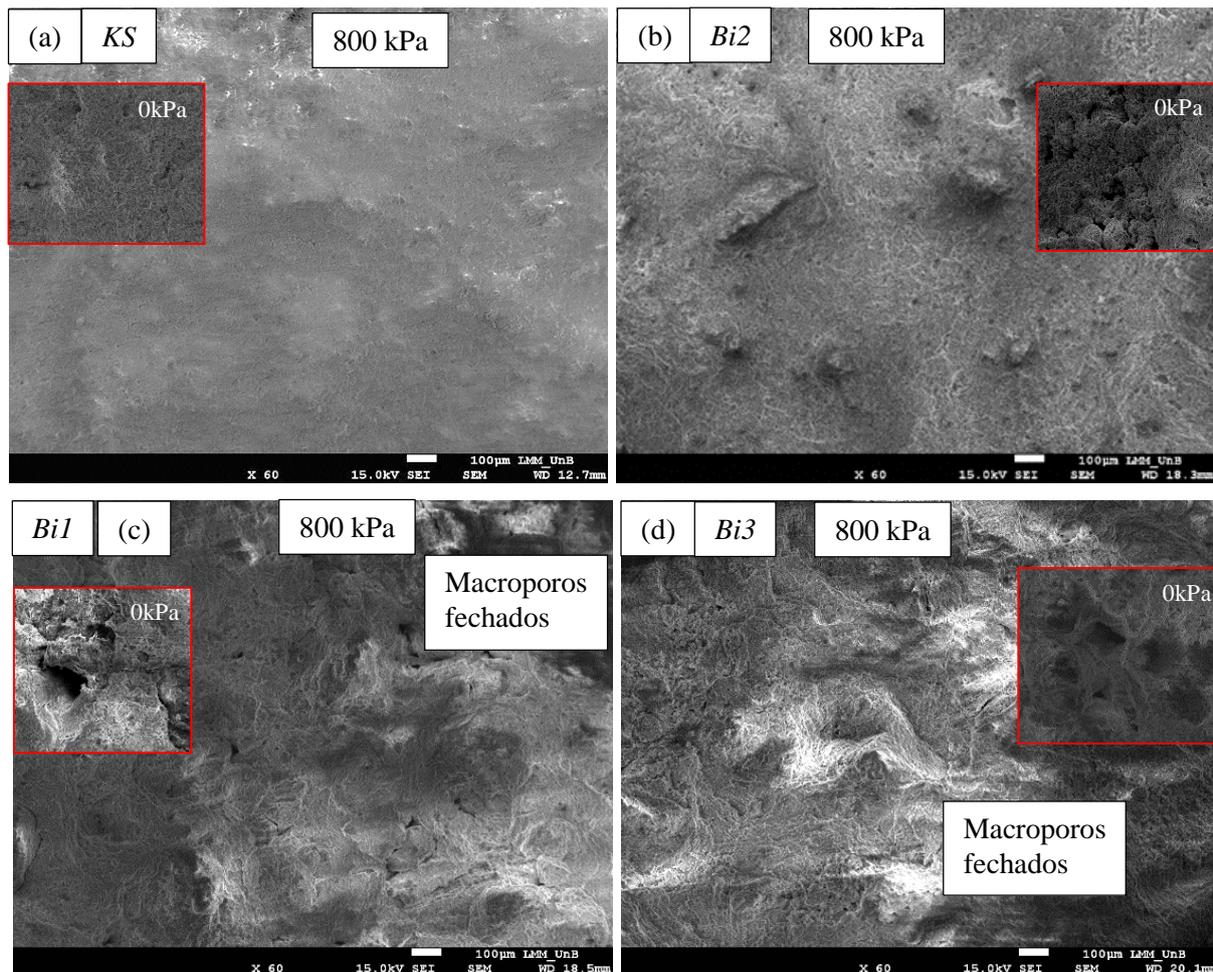


Figura 6.9 - Imagens de microscopia eletrônica de varredura após adensamento com 800 kPa com uma aproximação de x60: (a) *KS*; (b) *Bi2*; (c) *Bi1*; (d) *Bi3*. No detalhe imagens em condição natural.

Em um maior nível de aproximação (Figura 6.10), confirma-se o observado na Figura 6.9, na qual os macroporos foram fechados após o carregamento. Esse fenômeno é mais visível nas amostras que apresentavam maiores macroporos (*Bi1* e *Bi3*). Contudo, ainda assim, nas amostras *KS* e *Bi2* não é possível notar tais poros.

Em termos de microporos (Figura 6.11) é possível observar algumas agregações ou aglomerações de partículas de caulinita após adensamento de 800 kPa, tanto em amostras sem agregação (*KS*) quanto em amostras com agregação (*Bi1*). De modo que não é possível afirmar qual a natureza da associação de partículas, se por efeito da compactação ou efeito do umedecimento previamente a compactação. Identifica-se ainda os microporos em todas as amostras. A partir das imagens SEM, não se nota claramente modificação em termos de tamanho de microporos após aplicação das tensões.

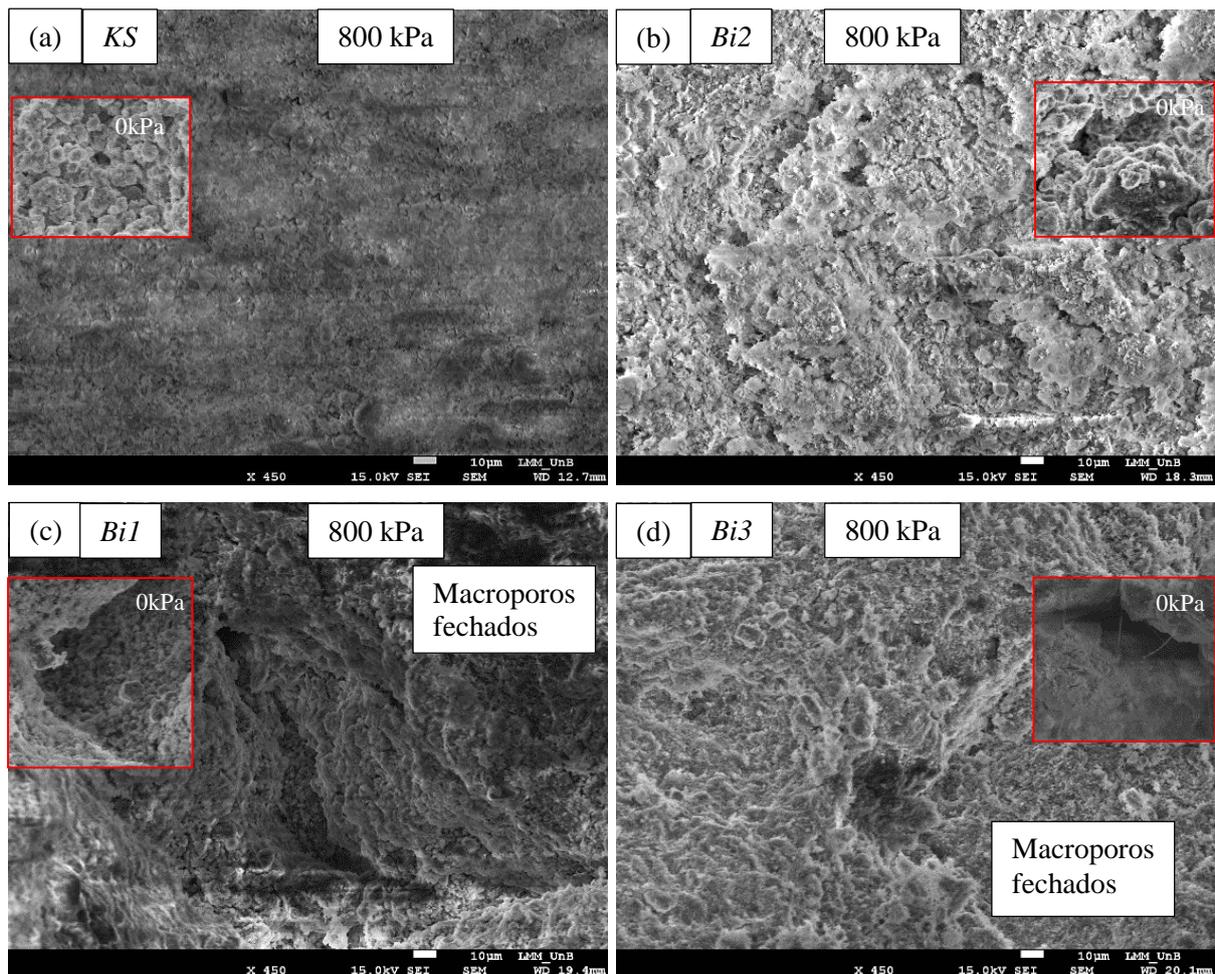


Figura 6.10 - Imagens de microscopia eletrônica de varredura após adensamento com 800 kPa com uma aproximação de x450: (a) *KS*; (b) *Bi2*; (c) *Bi1*; (d) *Bi3*. No detalhe imagens em condição natural.

A Tabela 6.3 apresenta os parâmetros de ajuste de todos os ensaios MIP realizados, separados em parâmetros da micro e macroestrutura das amostras em diferentes condições de carregamento. Observa-se uma tendência de diminuição do índice de vazios dos macroporos com o acréscimo de tensões e aumento do índice de vazios dos microporos.

Os parâmetros n_1 e n_2 controlam a inclinação da curva de intrusão nos microporos e macroporos. Observa-se que esses apresentam valores próximos para a macroestrutura e para a microestrutura, principalmente entre as amostras com agregação.

Os parâmetros d_1 e d_2 são os diâmetros relacionados à entrada do mercúrio nos micro e macroporos, respectivamente. Para os microporos os valores são próximos entre as amostras, mostrando que esses poros foram pouco afetados. Já para os macroporos, os valores apresentam valores diferenciados, que dependem do teor de agregação e nível de carregamento.

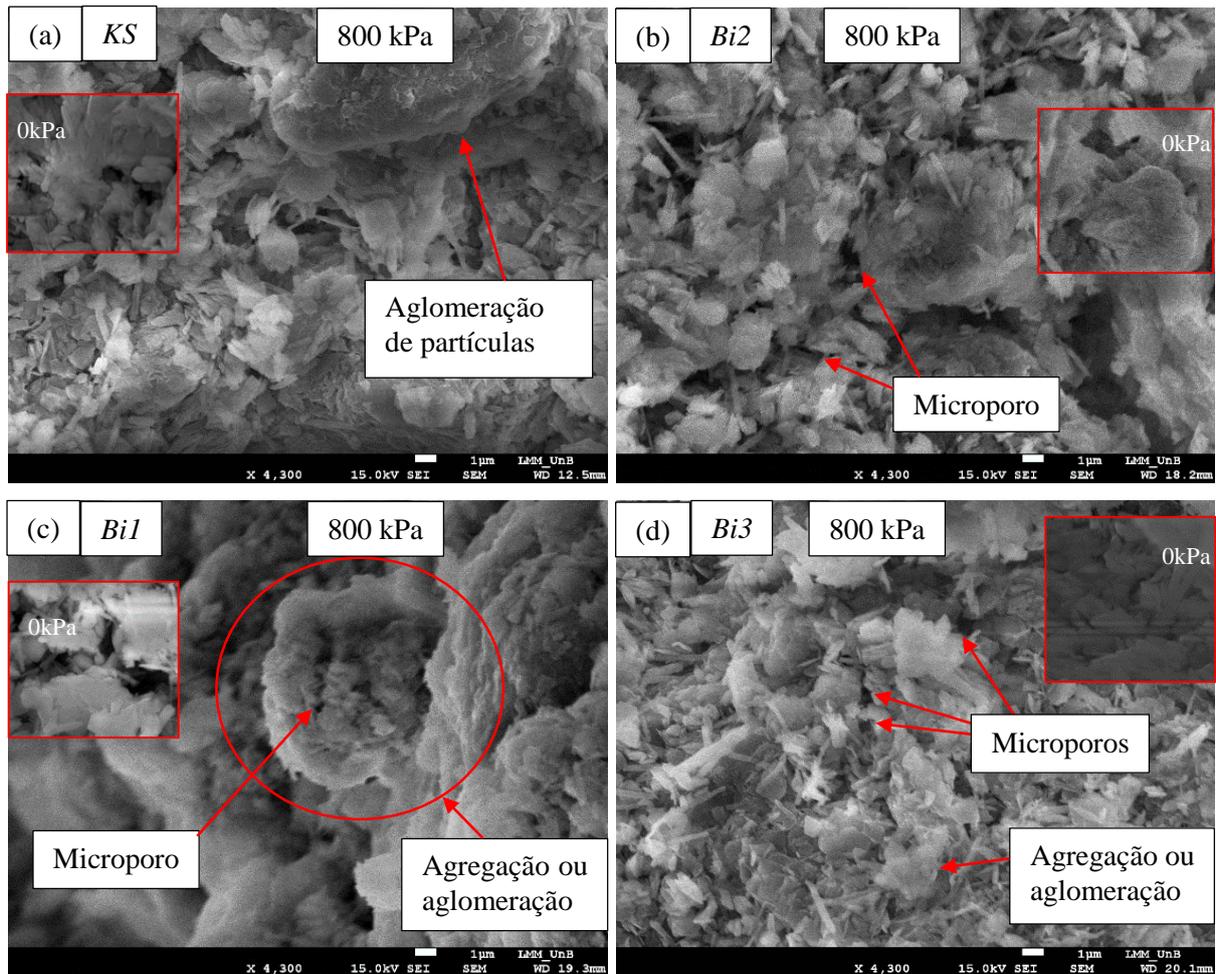


Figura 6.11- Imagens de microscopia eletrônica de varredura após adensamento com 800 kPa com uma aproximação de x4300: (a) *KS*; (b) *Bi2*; (c) *Bi1*; (d) *Bi3*. No detalhe imagens em condição natural.

Tabela 6.3 – Parâmetros de ajuste dos ensaios de porosimetria por intrusão de mercúrio.

Amostra	<i>HBi</i>	<i>KS</i>	<i>KS 50</i>	<i>KS 100</i>	<i>KS 800</i>	<i>Bi2</i>	<i>Bi2 50</i>	<i>Bi2 100</i>	<i>Bi2 800</i>
e_1 (micro)	0,53	0,31	0,18	0,25	0,53	0,37	0,69	0,28	0,67
d_1 (micro)	0,12	0,21	0,27	0,24	0,31	0,24	0,23	0,14	0,23
n_1 (micro)	1,75	8,58	10,57	8,21	3,76	4,03	1,42	0,56	1,98
e_2 (macro)	0,11	0,50	0,58	0,60	0,23	0,39	0,04	0,72	0,05
d_2 (macro)	12,43	0,71	0,53	0,51	0,72	5,63	17,21	0,18	56,34
n_2 (macro)	3,25	1,77	1,92	1,63	1,38	1,27	2,75	1,33	0,41
R^2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00
Amostra	<i>Bi1</i>	<i>Bi1 50</i>	<i>Bi100</i>	<i>Bi1 800</i>	<i>Bi3</i>	<i>Bi3 50</i>	<i>Bi3 100</i>	<i>Bi3 800</i>	
e_1 (micro)	0,63	0,51	0,55	0,63	0,48	0,78	0,67	0,67	
d_1 (micro)	0,10	0,22	0,15	0,15	0,16	0,09	0,13	0,11	
n_1 (micro)	1,38	2,01	1,84	1,56	1,89	0,98	1,19	1,23	
e_2 (macro)	0,37	0,39	0,37	0,10	0,43	0,10	0,19	0,08	
d_2 (macro)	52,02	1,69	37,03	2,55	48,56	15,46	3,04	6,76	
n_2 (macro)	1,56	0,64	1,97	1,14	1,22	1,07	0,65	1,05	
R^2	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	

A Figura 6.12 apresenta as diferenças entre os índices de vazios obtidos pelo ajuste e o índice de vazios obtido conforme separação de micro e macroestrutura definido por Delage & Lefebvre (1984). As diferenças são significativas e os resultados mostram que os valores de índice de vazios da microestrutura pelo ajuste ora apresentam-se maiores que da proposta de Delage & Lefebvre (1984), ora abaixo destes valores. O mesmo pode ser notado para o índice de vazios da macroestrutura.

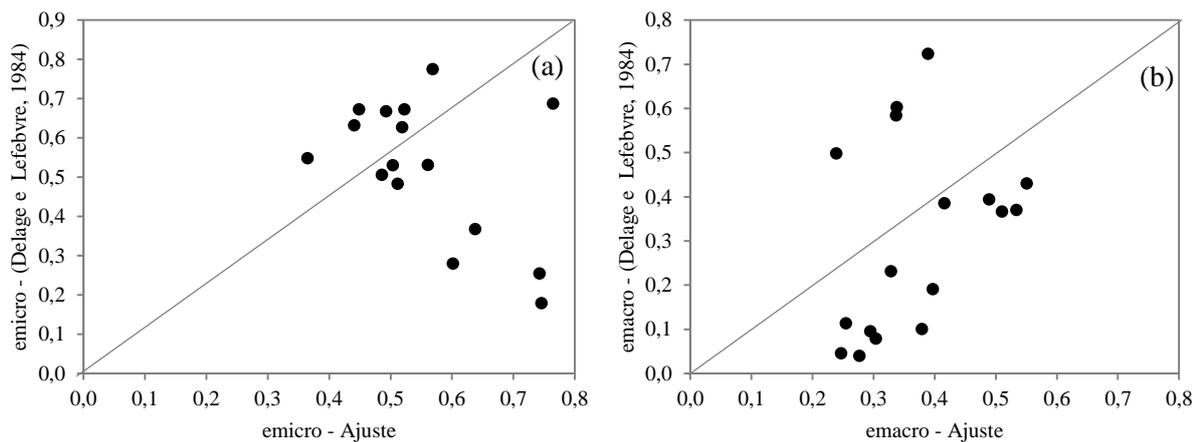


Figura 6.12 – Índice de vazios do ajuste e conforme Delage & Lefebvre (1984): (a) Microporos; (b) Macroporos.

Conforme a proposta de Delage & Lefebvre (1984), a microestrutura é definida pela etapa de extrusão e deve englobar parte do índice de vazios que não foi intrudido pelo MIP, como pode ser verificado no APÊNDICE B. Já o ajuste é realizado considerando apenas a etapa de intrusão de mercúrio para separação entre os diferentes tamanhos de poros.

As diferenças entre as etapas de intrusão e extrusão foram discutidas anteriormente, e apresentam comportamento de histerese (Romero & Simms, 2008). No caso em estudo, observou-se que as curvas de intrusão e extrusão apresentam histerese expressiva, o que influenciou nos resultados apresentados na Figura 6.12.

Considerando apenas o índice de vazios da macro e microestrutura obtidos pelo ajuste, são apresentados na Figura 6.13 a variação desses parâmetros com os diferentes níveis de tensão. Os resultados são plotados juntamente com a curva de compressibilidade e o índice de vazios inicial das amostras.

De maneira geral, a tendência observada para todas as amostras é de diminuição da macroporosidade e aumento da microporosidade com o aumento das tensões. Tal tendência é mais clara em ajustes lineares para as amostras *KS* e *Bi1*, em menor proporção para a amostra *Bi3*. Para a amostra *Bi2*, observa-se certa dispersão nos resultados, o que está relacionado com

a diferença entre a curva de intrusão de mercúrio da amostra *Bi2* em 100 kPa em comparação com as demais.

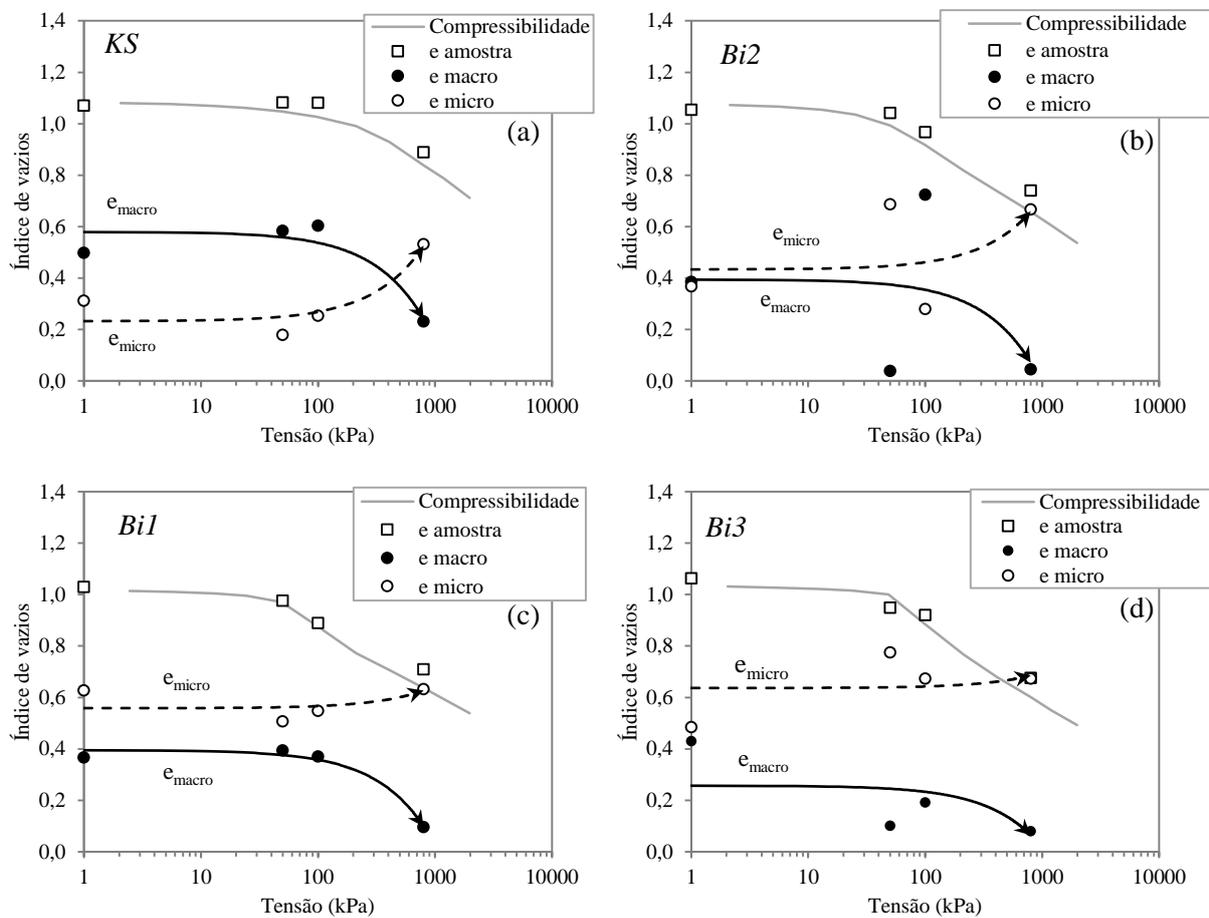


Figura 6.13 – Relação entre a curva de compressibilidade e os índices de vazios da macro e microestrutura: (a) *KS*; (b) *Bi2*; (c) *Bi1*; (d) *Bi3*.

Resultados semelhantes à desta pesquisa, com diminuição da macroporosidade em etapas de carregamento de solos bimodais, têm sido observados em algumas pesquisas. No solo argiloso bimodal de Brasília, os estudos de Borges (2014) e Lopes (2016) evidenciam esse comportamento em diferentes condições de preparo das amostras. Em amostras compactadas, a diminuição da macroporosidade já é observada nas tensões próximas à tensão de pré-adensamento. Porém, apesar da diminuição dos macroporos, mesmo após a aplicação de tensões de 800 kPa, as amostras apresentavam comportamento bimodal (Borges, 2014). O mesmo pode ser constatado em condição compactada e em menor intensidade no solo em consistência de lama.

Ensaio realizado por Lopes (2016) no solo de Brasília, em condição natural, evidenciam perda total da bimodalidade apenas em tensões na faixa de 5000 kPa, bem como aumento na frequência nos microporos e evidencia de um caráter unimodal.

Conforme explicitado no item 2.5, a mudança na inclinação na curva de compressão virgem após à tensão de pré-adensamento nas amostras *Bi1* e *Bi3* é fruto da estrutura do solo. Observa-se que tanto no solo de Brasília, quanto nas amostras bimodais de caulim desta pesquisa, a presença de agregações é impactante para a definição dessa estrutura.

Mas, é preciso diferenciar o comportamento mecânico do solo de Brasília frente ao comportamento mecânico observado nas amostras bimodais aqui apresentadas. As agregações presentes nos solos tropicais tendem a ser mais resistentes do que as agregações de caulim puro, visto que apresentam em sua constituição uma maior variabilidade mineralógica com presença de agentes cimentantes, bem como a presença de um meio favorável a formação de agregações, isto é, temperatura, disponibilidade hídrica, tempo, entre outras. Os estudos têm mostrado que no solo de Brasília a microporosidade é pouco afetada pelas etapas de carregamento (Borges, 2014) e compactação (Querioz, 2015), o que corrobora com a discussão aqui realizada.

Sendo assim, como a estrutura do solo de Brasília apresenta maior resistência de suas agregações, os resultados observados por Borges (2014) não apresentavam total fechamento dos macroporos em tensões de 800 kPa. O que foi observado por Lopes (2016) apenas em tensões maiores que 5.000 kPa. O comportamento estrutural do fechamento dos macroporos apresentado acompanha uma mudança na inclinação do trecho de compressão virgem, de maneira semelhante ao que é discutido por Leroueil & Vaughan (1990).

No caso em estudo, as curvas de compressibilidade das amostras claramente bimodais (*Bi1* e *Bi3*) apresentaram mudança na inclinação do trecho de compressão virgem nas tensões de 200 kPa, valor bem menor ao observado no solo de Brasília. Mostrando que as macroporosidades das amostras de caulim são mais sensíveis ao carregamento.

As amostras bimodais (*Bi1* e *Bi3*) apresentam queda brusca nas deformações após a tensão de pré-adensamento com rápido fechamento dos macroporos. Quanto maior foi o teor de agregação da amostra, mais evidente foi este comportamento.

No caso do solo de Brasília, o fechamento dos macroporos ocorre de forma gradual, e observa-se uma mudança na declividade do trecho virgem de forma também gradual após a tensão de pré-adensamento. E apenas com o fechamento dos macroporos que ocorre uma mudança no trecho virgem, conforme discutido anteriormente por Leroueil & Vaughan (1990).

6.1.2 MODELO CONCEITUAL DO COMPORTAMENTO MECÂNICO E MICROESTRUTURAL DE SOLOS BIMODAIS

Com base nas análises realizadas no item anterior em resultados desta pesquisa, e com base nos resultados ou análises de Leroueil & Vaughan (1990), Borges (2014), Grau (2014), Lopes (2016) e Otálvaro (2016), apresenta-se a seguir um modelo conceitual do comportamento mecânico para solos bimodais, considerando suas alterações microestruturais.

A Figura 6.14 apresenta um esquema ilustrativo teórico que relaciona a curva de compressibilidade de solo com estrutura bimodal e relação com a distribuição de poros em etapas de carregamento e descarregamento que será descrito a seguir.

1. Do ponto A ao ponto B da curva de compressibilidade, observa-se uma pequena compressão apenas da macroestrutura identificada pelo índice de recompressão (C_r), podendo ainda ser recuperada com o descarregamento da amostra;
2. Passando do Ponto B, as tensões são suficientes para gerar deformações plásticas tanto em nível de macroporos quanto de microporo. A partir deste ponto, a PSD pode modificar definitivamente;
3. Entre o Ponto B e C ocorre deformação mais efetiva nos macroporos, podendo afetar em menor proporção os microporos. O índice de compressão virgem (C_c) é uma combinação entre o macroestrutura e microestrutura, e esta proporção depende da resistência das agregações ali presente;
4. No ponto D, a amostra já não apresenta macroporosidade, que foi toda comprimida pelo carregamento. Este ponto pode ser entendido como uma nova tensão de pré-adensamento tendo em vista apenas os microporos. Essa tensão é dependente da resistência interna das agregações;
5. Do ponto D ao ponto E, observa-se compressão apenas da microporosidade, uma vez que a macroporosidade foi totalmente fechada no ponto D. Entre esses pontos pode ser obtida o índice de compressão (C_c) da microestrutura. Sendo um comportamento semelhante a perda de estrutura observado por Leroueil & Vaughan (1990);
6. Do ponto E ao ponto F, em etapa de descarregamento, o índice de recompressão (C_r) corresponde a uma recuperação elástica apenas da microestrutura;
7. Do ponto C ao ponto G, observa-se uma recuperação elástica da macro e microestrutura (C_r macro + micro), que pode ser semelhante ao C_r da macro (entre A e B) ou semelhante ao C_r da micro (entre E e F), caso a última tensão esteja próxima ao ponto D.

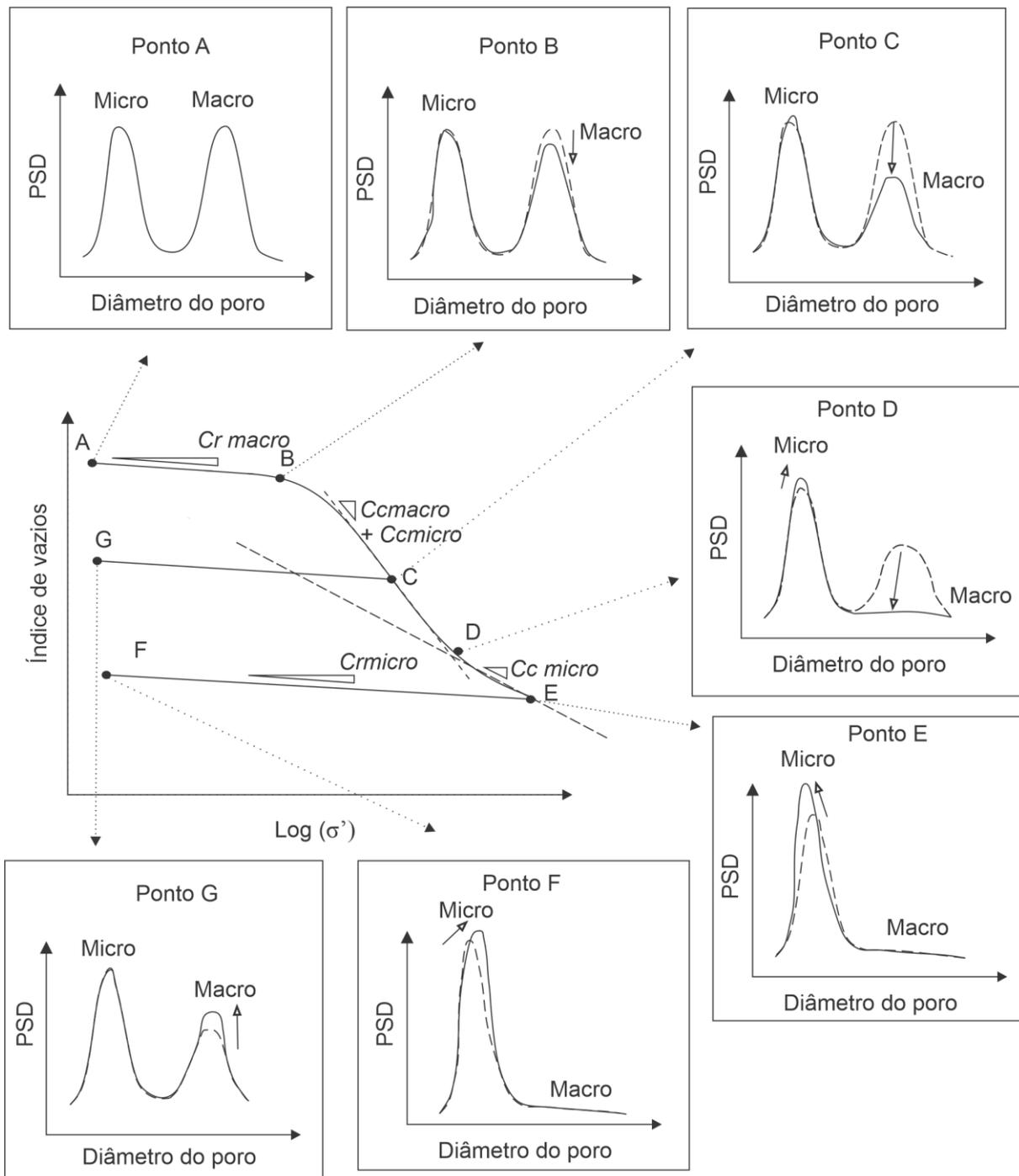


Figura 6.14 – Curva de compressibilidade de solo com estrutura bimodal e relação com a distribuição de poros em etapas de carregamento e descarregamento.

6.2 ENSAIOS DE CISLHAMENTO DIRETO

Os resultados dos ensaios de cisalhamento direto são apresentados a seguir. Todas as amostras foram compactadas em uma mesma condição de índice de vazios, diferindo apenas no teor de agregação. Sendo que o teor de agregação crescente é de KS , $Bi2$, $Bi1$ e $Bi3$.

As Figura 6.15 e Figura 6.16 apresentam as curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal normalizado e deformação vertical x deslocamento horizontal normalizado para as tensões de 25, 100, 200, 400 e 800 kPa. Onde o deslocamento horizontal normalizado é o deslocamento ocorrido em razão do lado da amostra (60 mm).

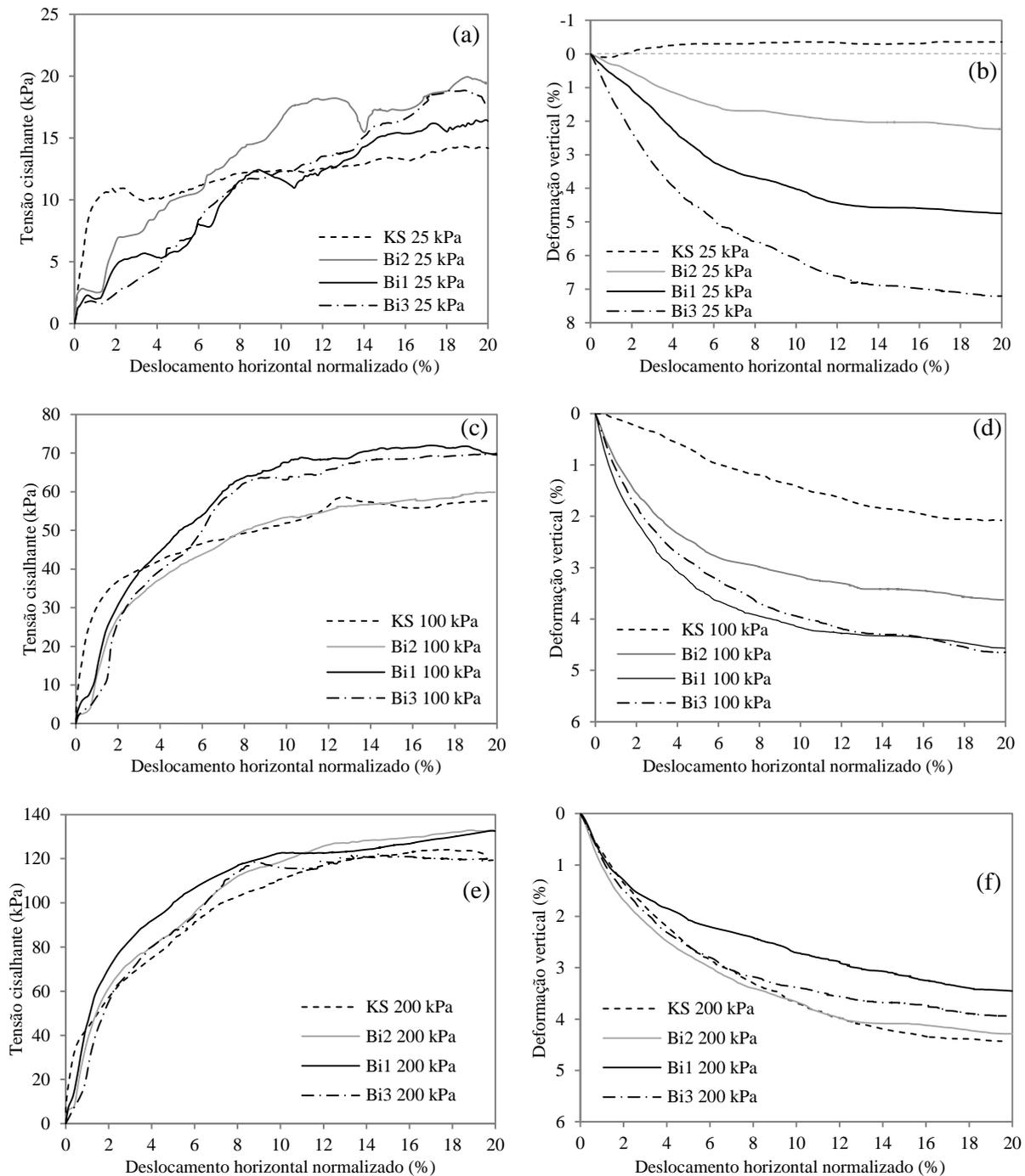


Figura 6.15 – Curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal normalizado: (a) $\sigma = 25$ kPa; (c) $\sigma = 100$ kPa; (e) $\sigma = 200$ kPa; Curva de deformação vertical x deslocamento horizontal normalizado: (b) $\sigma = 25$ kPa; (d) $\sigma = 100$ kPa; (f) $\sigma = 200$ kPa.

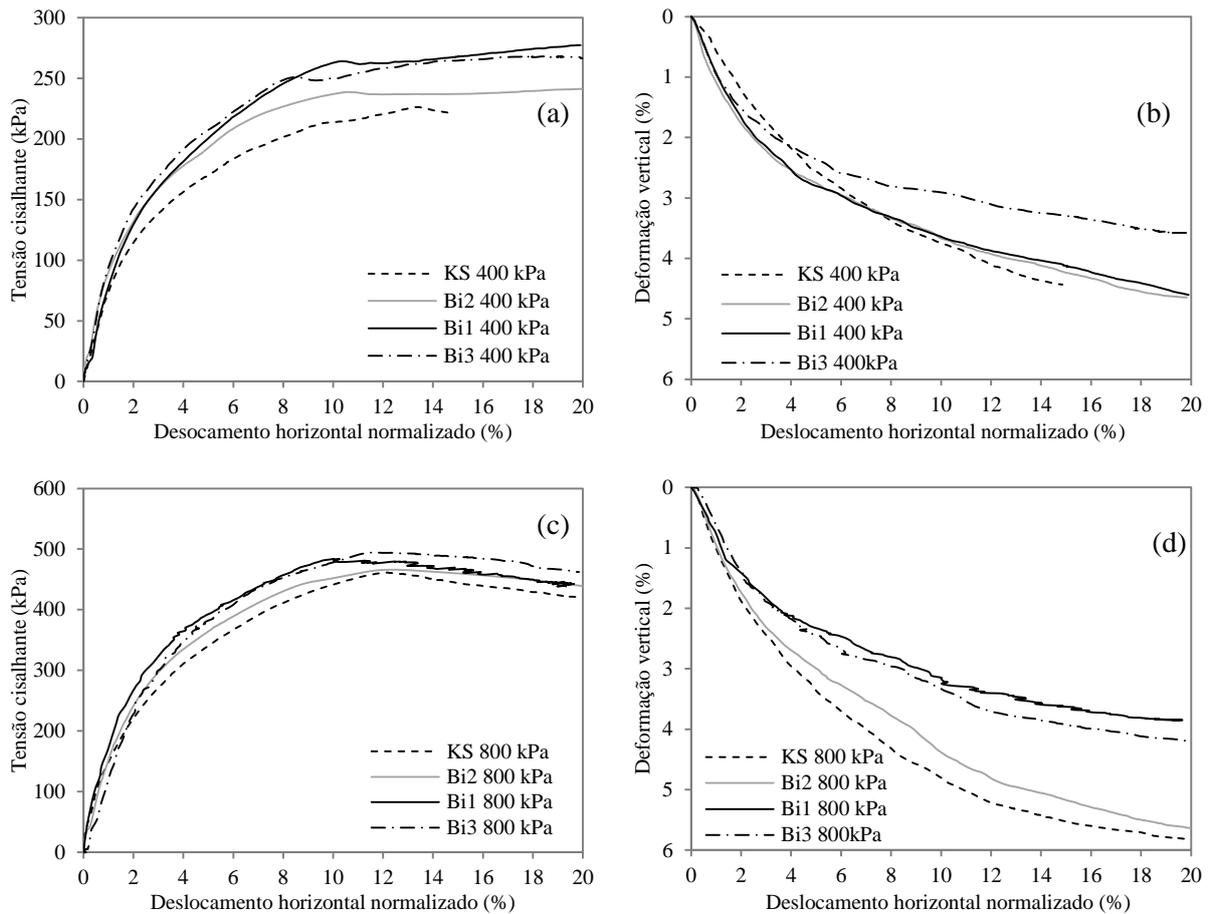


Figura 6.16 - Curvas de tensão cisalhante x deslocamento horizontal normalizado: (a) $\sigma = 400$ kPa; (c) $\sigma = 800$ kPa; Curva de deformação vertical x deslocamento horizontal normalizado: (b) $\sigma = 400$ kPa; (d) $\sigma = 800$ kPa.

Para as curvas de tensão cisalhante por deslocamento horizontal normalizado, observa-se em todos os casos uma um aumento da tensão com o deslocamento tendendo a um valor máximo, sem diferenciação preponderante entre a resistência ao cisalhamento pós pico. Em termos de deformação vertical x deslocamento horizontal normalizado, observa-se compressão durante a ruptura em todas as amostras, com exceção da amostra *KS* em 25 kPa. Esta apresentou pequena diferenciação entre a resistência ao cisalhamento pós pico, e deformação vertical com tendência de dilatação na ruptura. O comportamento tensão-deformação e deformação vertical durante a ruptura indicam, na maior parte dos casos, uma característica de argila normalmente adensada independente do teor de agregação, com exceção da amostra *KS* em 25 kPa com comportamento semelhante a argila pré-adensada.

A tensão de 25 kPa apresentou curvas de tensão cisalhante por deslocamento horizontal com ruídos nas amostras com agregação. Isso pode estar relacionado ao efeito da agregação nessas curvas, tendendo a haver aumento e posterior queda de resistência devido ao cisalhamento ou quebra dessas agregações.

As curvas de deformação vertical mostram que para as tensões de 25 kPa e 100 kPa, o aumento no teor de agregação gerou uma maior compressão durante a ruptura. Porém, no caso das tensões de 200, 400 e 800 kPa, ocorre o inverso, as maiores deformações ocorreram nas amostras *KS* e *Bi2*, que apresentam menor teor de agregação. Essa diferença de comportamento volumétrico pode estar relacionada à macroestrutura formada no processo de compactação e à compressão sofrida durante a fase de adensamento.

A Figura 6.17 apresenta as deformações volumétricas após a fase de adensamento e a fase de cisalhamento, juntamente com a curva de compressibilidade. Pode ser observado que, ao se aumentar o teor de agregação, ocorreu uma tendência de modificação na inclinação da curva após o adensamento e na condição pós pico.

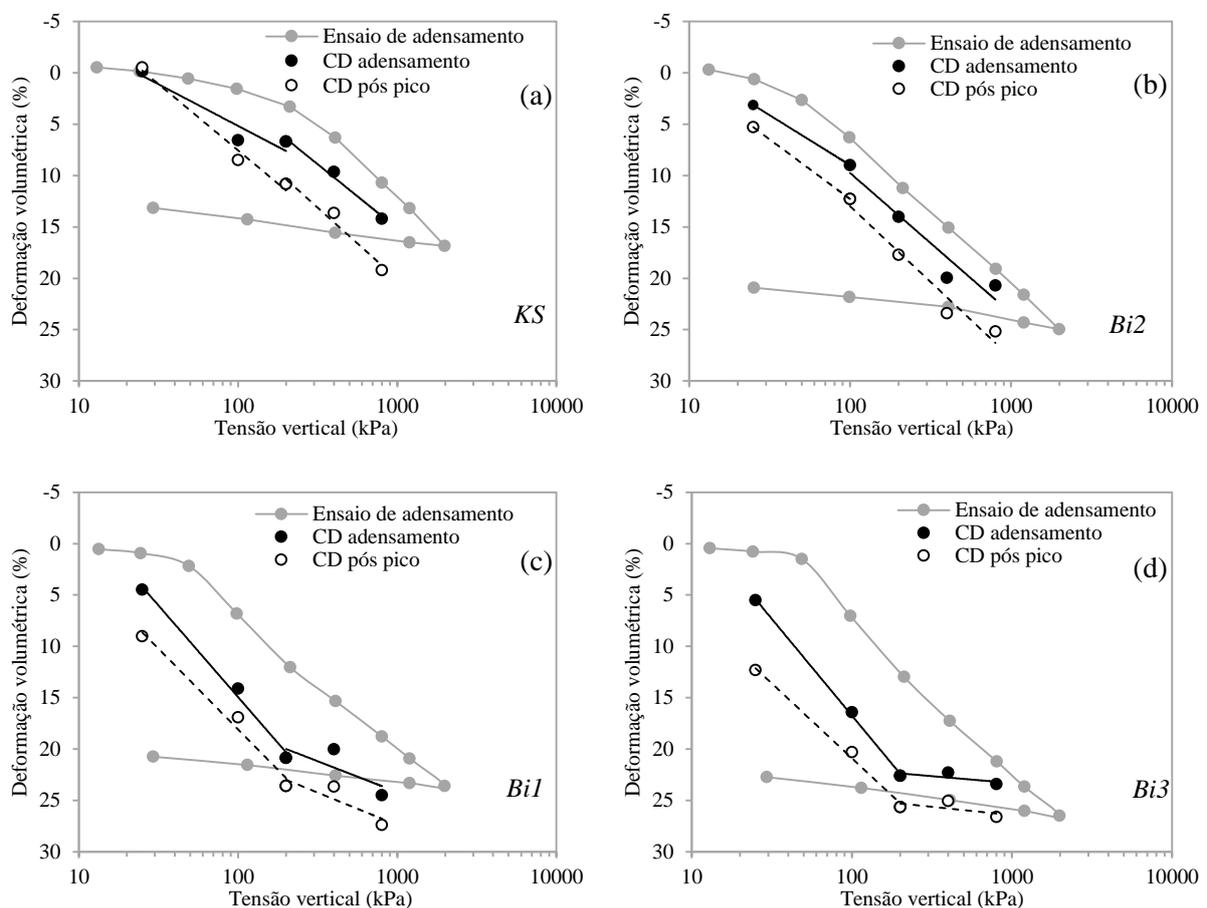


Figura 6.17 – Deformação volumétrica após a fase de adensamento e após a fase de cisalhamento, juntamente com a curva de compressibilidade: (a) *KS*; (b) *Bi2*; (c) *Bi1*; (d) *Bi3*.

Conforme apresentado anteriormente, no caso da amostra *Bi1* e *Bi3*, a mudança de inclinação no trecho de compressão virgem está relacionada à estrutura do solo formado. Sendo assim, nas tensões de 25 kPa as amostras se apresentam ainda com a estrutura próxima daquela

observada pela análise dos resultados MIP e das curvas características, com grande distância entre os macro e microporos. No entanto, ao se aumentar as tensões na fase de adensamento, estrutura se altera havendo fechamento dos macroporos. Tal alteração estrutural também influenciou no comportamento volumétrico do solo sob cisalhamento direto.

Conforme a teoria dos estados críticos e modelos anteriores (Wood, 1990), espera-se que a linha de estados críticos (CSL) esteja paralela à linha de compressão normal (NCL). Assumindo que a condição pós pico é próxima da condição de estados críticos, as amostras *KS* e *Bi2* apresentam a linha no estado crítico aproximadamente paralela ao adensamento (Figura 6.17). Porém, para as amostras *Bi1* e *Bi3* com o aumento no teor de agregação, verifica-se uma mudança na inclinação da CSL assim como na NCL. As curvas apresentam-se aproximadamente paralelas até as tensões de 200 kPa, mudando de inclinação a partir desse valor.

Esse comportamento volumétrico corresponde ao que se espera para o comportamento de solos transicionais (Ferreira & Bica, 2006; Nocilla et al., 2006; Shipton & Coop, 2012). Têm-se observado que estes solos, conforme explicitado no item 2.5, não apresentam uma única linha de compressão normal e não apresentam uma única linha de estados críticos.

As diferenças, em termos da linha de compressão normal (NCL) e linha de estados críticos (CSL), também foram observadas em caulins com diferentes estruturas. Wheeler & Sivakumar (2000) analisaram amostras com diferentes estruturas por compactação. Os autores discutem que o estado crítico obtido correspondem a um cisalhamento da macroestrutura e a microestrutura pode não ter sido alterada.

Com base nas curvas tensão cisalhante x deslocamento horizontal normalizado pôde-se traçar a envoltória de ruptura das amostras, considerando a resistência ao cisalhamento de pico e a resistência ao cisalhamento pós pico em ajuste linear (Figura 6.18a,b).

Importante ressaltar que o valor de resistência ao cisalhamento de pico e pós pico não se diferenciam, neste caso, pela presença do valor máximo na curva tensão *versus* deformação, como é feito usualmente, mas sim pelas diferenças de resistência em termos de deformações adotadas como referência (Figura 6.19a). A envoltória de resistência de pico (Figura 6.18a) foi adotada para um deslocamento normalizado de 10% para as amostras *Bi1* e *Bi2*, e de 12,5% para a amostra *KS* e *Bi3*. A envoltória de resistência ao cisalhamento pós pico (Figura 6.18b), por sua vez, foi adotada para um deslocamento normalizado de 15% em todos os casos, o que corresponde a um deslocamento de 9 mm. Apesar dos ensaios terem sido conduzidos até um deslocamento horizontal normalizado de 20% (12 mm), considerou-se como representativo um deslocamento horizontal de até 15%.

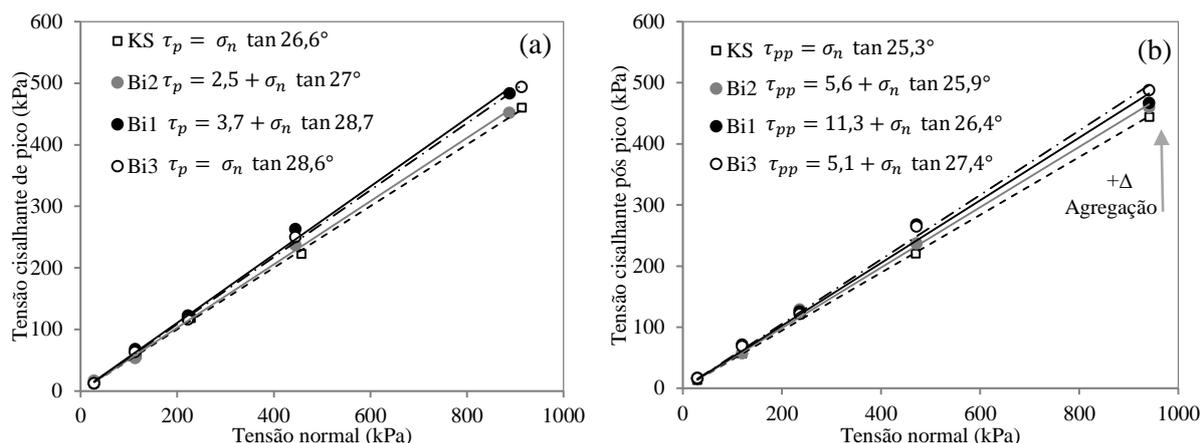


Figura 6.18 - Envolvória de ruptura das amostras *KS*, *Bi2*, *Bi1* e *Bi3*: (a) Resistência ao cisalhamento de pico; (b) Resistência ao cisalhamento pós pico.

A Figura 6.19a foi obtida adotando envoltórias para deslocamentos horizontais específicos, e representa a mobilização do atrito durante o cisalhamento. Na Figura 6.19b é apresentada as variações de intercepto coesivo com os deslocamentos horizontais. A Figura 6.19c,d, por sua vez, relaciona o teor de agregação utilizado e as variações no ângulo de atrito de pico e pós pico, e a coesão na condição de resistência ao cisalhamento pico e pós pico. O aumento no teor de agregação é representado no eixo x pela %>0,075 mm.

Nota-se que a presença das agregações ocasionou um ganho de resistência ao cisalhamento no solo, principalmente em relação ao atrito (Figura 6.19c). No entanto, esse ganho não ocorre de maneira ilimitada. Ou seja, a amostra *KS* apresenta menor resistência e nenhuma agregação; a amostra *Bi2* apresenta o menor teor de agregação, mas já apresenta ganho de resistência; a amostra *Bi1* possui teor de agregação intermediário e a maior resistência; e a amostra *Bi3*, apesar de possuir o maior teor de agregação, não apresentou maior ganho de resistência que a amostra *Bi1*. A coesão aumenta até a porcentagem de agregação presente na amostra *Bi1*, e para valores acima deste apresenta diminuição da coesão (Figura 6.19d).

Desprezando os efeitos da expansão na distribuição de poros, e considerando que as amostras apresentam mesmo índice de vazios inicial, o aumento no teor de agregação gerou uma redistribuição de poros ressaltando os macroporos. Sendo assim, o aumento no teor de agregação causa um maior contato agregação-agregação aumentando o ângulo de atrito. Porém, um teor de agregação ainda mais alto não alterou efetivamente a macroporosidade, conforme pode ser observada na proximidade entre as PSDs das amostras *Bi1* e *Bi3* (Figura 5.13). O que não acarreta ganho de ângulo de atrito entre a amostra *Bi1* para a amostra *Bi3*.

Esses resultados se aproximam dos apontamentos de Yu et al. (2016). Os autores observam que o comportamento mecânico da caulinita depende mais da interação agregado-

agregado do que a interação partícula-partícula. Aspecto que já foi observado numericamente por Anandarajah (2000).

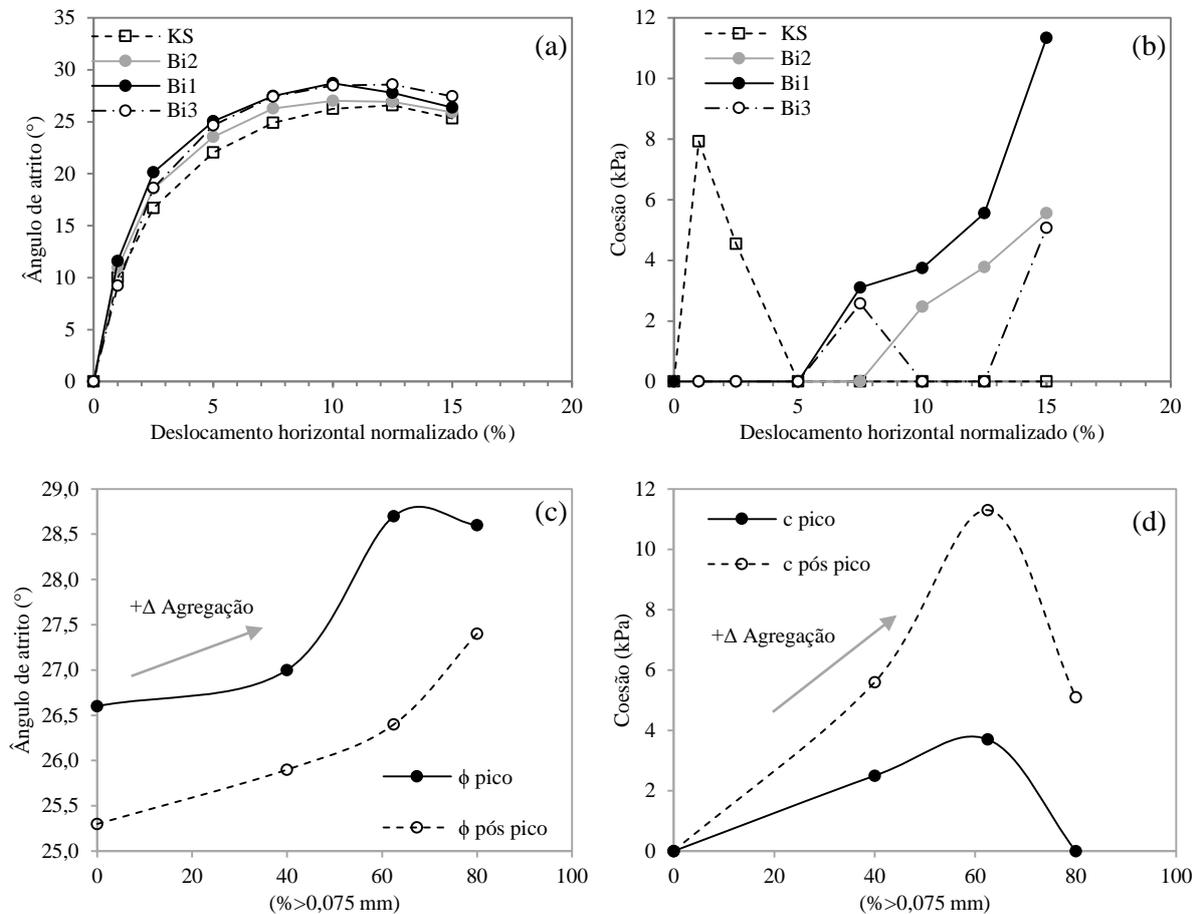


Figura 6.19 – (a) mobilização do atrito com os deslocamentos horizontais; (b) Modificação do intercepto coesivo com os deslocamentos horizontais; (c) Ângulo de atrito de pico e pós pico para cada teor de agregação; (d) Coesão de pico e pós pico para cada teor de agregação.

Em termos de resistência ao cisalhamento pós pico, os aumentos nos teores de agregação geraram sempre aumentos no ângulo de atrito, mesmo para a amostra *Bi3*. Esse comportamento condiz com a análise feita sobre o atrito agregação-agregação. A condição pós pico é aquela em que a amostra já apresentou a deformação vertical necessária para a ruptura e encontra-se com menor índice de vazios. Como as amostras apresentaram compressão e ruptura por cisalhamento, irão apresentar também maior contato agregação-agregação, e com isso maior atrito nas amostras com maior teor de agregação.

Apesar das modificações ocorridas em relação aos parâmetros de resistência com a adição de agregação, essas alterações não podem ser consideradas de alta impacto na resistência ao cisalhamento do solo. Tendo em vista a amplitude de valores de ângulo de atrito e coesão que podem ser encontrados em argilas e em solos tropicais bimodais.

Em relação aos índices de consistência, o aumento no teor de agregação causou queda na plasticidade do solo. Este último tem correlação com o aumento do ângulo de atrito. Mitchell & Soga (2005) apresentam dados de diversos solos argilosos e a tendência de aumento do ângulo de atrito com a diminuição da plasticidade do solo. Os dados apresentados são uma coletânea de dados de Kenny (1969) e Olsen (1974). Segundo Mitchell & Soga (2005), os valores de ângulo de atrito de caulim normalmente adensado variam 20° a 25°. Para os mesmos autores, diferentemente de montmorilonitas, caulins tendem a manter o mesmo ângulo de atrito para grandes deformações. Lambe & Whitman (1969) apresentam discussões semelhantes em relação ao ângulo de atrito e índice de plasticidade, em que a diminuição da plasticidade dos solos relaciona-se com aumento dos ângulos de atrito das argilas.

Quando comparado com resultados de outros autores (Tabela 6.4), os valores de coesão e ângulo de atrito são semelhantes em alguns casos, com valores de coesão próxima de zero e ângulo de atrito entre 25° e 26°, em amostras compactadas estaticamente.

Tabela 6.4 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento de caulins desta e outras pesquisas.

Referência	Descrição da amostra	c' (kPa)	ϕ (°)
<i>Morgenstern & Tchalenko (1967)</i>	Consistência de lama, adensado sob 430 kPa	0	24
<i>Tarantino & Tombolato (2005)</i>	Umedecida e compactada	2	16
<i>Lini Dev et al. (2016)</i>	Consistência de lama	-	21
<i>Sinha (2004)</i>	Consistência no w_L	0	25,2
<i>Sridharan & Venkatappa (1979)</i>	Compactada estaticamente	-	25,4
	Remoldado manualmente	-	26
<i>Esta pesquisa</i>	Resistência de pico	0 a 3,7	26,6 a 28,7
	Resistência pós pico	0 a 11,3	25,3 a 27,4

Há de se destacar que os valores de ângulo de atrito em argilas dependem de outros fatores que não só a mineralogia, mas também a história de tensões, a condição de preparo da amostra (amostra natural, compactada ou reconstituída de lama), a condição de compactação, umidade, peso específico seco máximo e índice de vazios.

6.2.1 RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO CONSIDERANDO A DUPLA POROSIDADE

Na Figura 6.19 foi apresentado a mobilização do atrito e variação do intercepto coesivo com os deslocamentos horizontais, que são obtidas utilizando envoltórias de resistência ao cisalhamento linear. Porém, os ajustes lineares convencionais extrapolam a coesão e o ângulo de atrito como valores médios para os níveis de tensão estudados.

O comportamento em compressão oedométrica e volumétrica do ensaio de cisalhamento mostrou que para as tensões menores que 200 kPa ocorre uma modificação da NCL e da CSL, indicando alteração da estrutura do solo. Com base no modelo conceitual apresentado e embasado em dados experimentais, constatou-se que a modificação da inclinação do trecho de compressão virgem ocorre juntamente com o fechamento dos macroporos, restando apenas os microporos.

Sendo assim, a resistência ao cisalhamento será dividida em um trecho que contempla a macro e microestrutura, e um trecho final envolvendo apenas a microestrutura. Adotou-se ajustes lineares convencionais, visando diferenciar as tensões de trabalho. Os resultados são apresentados na Figura 6.20. As tensões iniciais são definidas como as três tensões para determinar a envoltória, 25, 100 e 200 kPa, e as tensões finais como as três tensões, 200, 400 e 800 kPa.

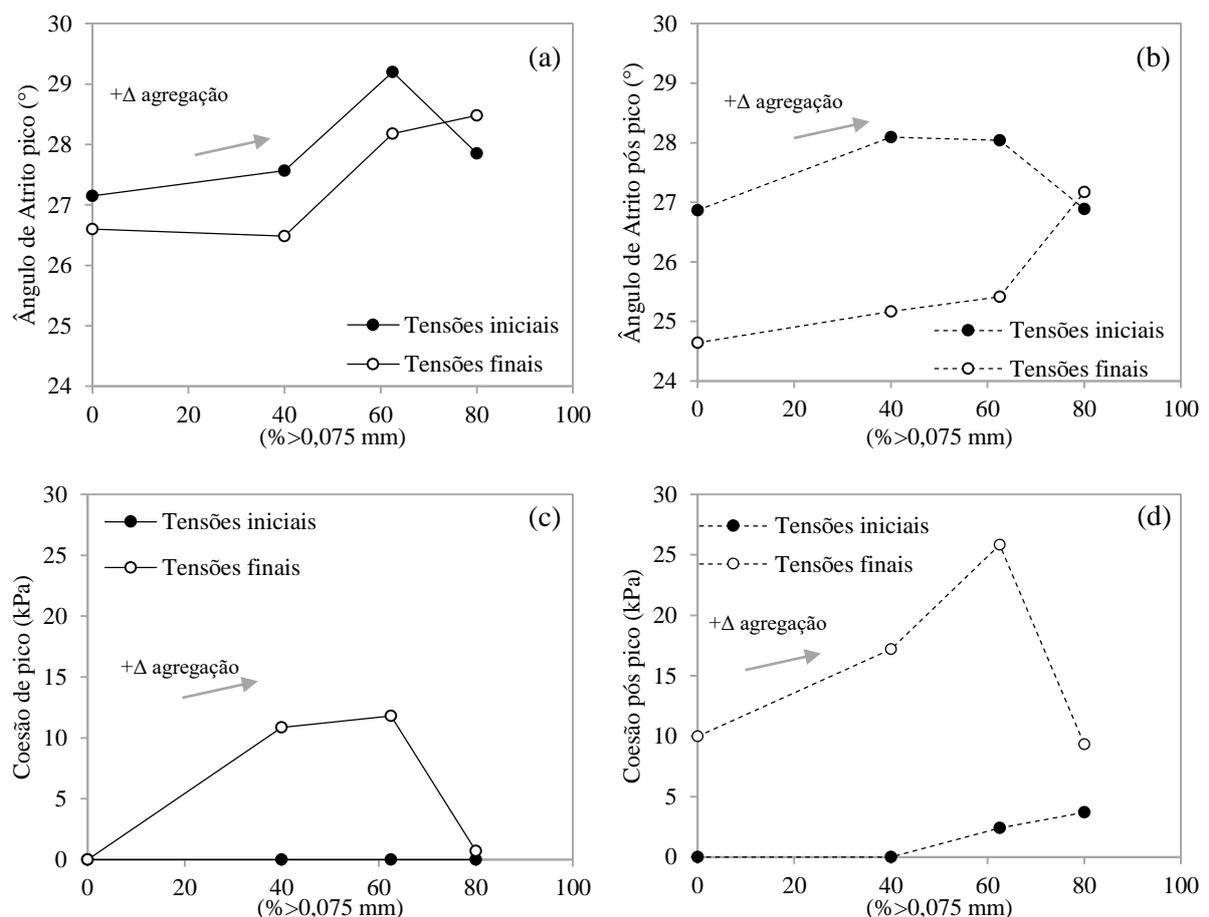


Figura 6.20 – Parâmetros de resistência ao cisalhamento considerando tensões iniciais (25, 100 e 200 kPa) e tensões finais (200, 400 e 800 kPa): (a) Ângulo de pico; (b) Ângulo de atrito pós pico; (c) Coesão pico; (d) Coesão pós pico.

Nesse caso observa-se que ocorre uma tendência de diminuição do ângulo de atrito ao adotar as tensões finais, em termos de resistência ao cisalhamento pós pico (Figura 6.20b) e de resistência ao cisalhamento máxima (Figura 6.20a), com exceção da amostra *Bi3*. Ao mesmo tempo, nas tensões finais ocorre aumento do intercepto coesivo (Figura 6.20c,d). A diminuição do ângulo de atrito para as tensões finais está de acordo com a hipótese de que ocorreu quebra de agregações (ou aglomerações) e fechamento da macroestrutura para tensões acima de 200 kPa, conforme item 6.1.

O comportamento de não linearidade de envoltórias é típico de materiais granulares e mais evidente em solos com grãos que possuem baixa resistência. Lambe & Whitman (1969) afirmam que a quebra de grão é um importante fator na não linearidade da envoltória, sendo que quanto maior o tamanho dos grãos maior é o fenômeno. Isso ocorre devido ao aumento das forças nos contatos grão a grão. Os mesmos autores citam que a má distribuição granulométrica também tende a aumentar a quebra de grãos e apresentar maior queda do ângulo de atrito em solo granulares.

De forma análoga, o solo em estudo apresenta agregações que se comportam como grãos de areia fina, média ou silte no ensaio sem defloculante (Figura 4.1). Essas agregações (ou aglomerações) de caulim impactaram no aumento do ângulo de atrito do solo para baixas tensões. No entanto, com o aumento das tensões esse atrito não é mantido. Uma das hipóteses dessa variação no ângulo de atrito é a quebra das agregações na fase anterior ao cisalhamento (fase de adensamento), ou ainda durante o processo de cisalhamento sob elevada tensão.

Em termos da resistência ao cisalhamento na condição pós pico, observa-se menores ângulos de atrito e maiores coesões, considerando tanto as tensões iniciais quanto as tensões finais. Isso ocorre porque na condição de resistência máxima mobilizou-se o máximo atrito, que tende a diminuir após a ruptura das amostras. Considerando também que ocorre compressão durante a ruptura, a tendência é para um aumento da coesão na condição pós pico.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este capítulo apresenta as considerações finais desta pesquisa. Apontam-se os aspectos principais sobre a metodologia de trabalho adotada para produção das agregações e como estas impactaram em suas características básicas, comportamento hidráulico, microestrutural e mecânico. Por fim, sugere-se recomendações para trabalhos futuros na mesma linha de pesquisa.

7.1 METODOLOGIA PARA OBTENÇÃO DE SOLOS BIMODAIS, CARACTERIZAÇÃO E COMPACTAÇÃO

A metodologia adotada para obtenção de solos bimodais de caulim englobou, em sua etapa inicial, a produção de agregações. Para tal, foram realizadas uma série de ensaios de compressão estáticas em amostras de caulim empregando prensas de CBR e prensas de corpos de prova de concreto em diferentes tensões e umidades.

As amostras não consideradas dispersivas para obtenção das agregações foram aquelas obtidas com tensões de 100 MPa e umidade de 10%. A não dispersibilidade necessária para as etapas seguintes foi avaliada por meio de *Crumb Test*.

Observou-se que houve modificação significativa nos limites de Atterberg e nas curvas de compactação à medida que se adicionou agregações nas diferentes dosagens. Desse modo, houve uma alteração na superfície específica aparente das partículas devido à formação de agregações, aspecto que impactou na caracterização do solo e em seu comportamento como um todo.

Apesar das agregações não serem consideradas dispersivas por esta metodologia, e para constituição das granulometrias com agregação da pesquisa, observou-se que as mesmas apresentam alteração em seu tamanho e distribuição durante o ensaio de granulometria, provavelmente pelo uso do dispersor mecânico.

É apresentado ainda uma proposta de cálculo para a agregação relativa do solo, utilizando como base a curva granulométrica com e sem defloculante, que busca isolar o efeito da floculação de partículas durante o ensaio sem defloculante. Isso permite exprimir de forma mais realista a porcentagem de agregações presentes no solo. A proposta foi aplicada para as diferentes granulometrias de caulim desta pesquisa e para outros solos tropicais.

7.2 COMPORTAMENTO HIDRÁULICO E MICROESTRUTURAL

O comportamento hidráulico e microestrutural das diferentes amostras produzidas por compactação estática foi avaliado por meio da curva característica solos-água (SWCC), curva de contração, curva característica solo-ar (SACC), porosimetria por intrusão de mercúrio (MIP) e microscopia eletrônica de varredura (SEM).

A SWCC e o MIP mostraram que as amostras, em determinadas dosagens de agregação, apresentaram característica bimodal (distância entre os macro e microporos de $10^3 \mu\text{m}$), como é típico de solos tropicais em regiões bem drenadas. Já a amostra apenas de caulim apresentou um ligeira bimodalidade ($10 \mu\text{m}$), aspecto considerado por alguns autores como bimodal (Tarantino & De Col, 2008). Apesar das amostras apresentarem o mesmo índice de vazios, o aumento no teor de agregação provocou um aumento dos macroporos e uma diminuição dos microporos.

A partir da curva de contração obtidas em termos de índice de vazios e sucção, foi proposto um modelo de comportamento volumétrico do solo que capta a contração de índice de vazios dos macro e microporos do solo. Observou-se a partir deste modelo que a curva de contração apresenta forte relação com a SWCC, de modo que a contração se inicia concomitante com a drenagem de água dos macroporos, e a contração dos microporos ocorre junto à drenagem da água dos microporos. Com base nesse modelo de contração e na SWCC foi possível obter a SACC e sua equação característica.

O comportamento estrutural evidenciado por meio das PSDs obtidas pela SWCC, SACC, contração e MIP não foram coincidentes. Isso ocorre porque a SWCC e a SACC são afetadas pelo processo de expansão e contração da estrutura do solo, e o ensaio MIP tende a representar melhor a condição da amostra sem essas interferências. Porém, na ausência do ensaio MIP, a PSD obtida pela SWCC, SACC e curva de contração se mostraram importantes instrumentos de avaliação estrutural.

De maneira geral, observou-se que para as amostras com pouca (*Bi2*) ou nenhuma agregação (*KS*) as PSDs foram transladadas para a direita no processo de molhagem, aumentando a distância entre as partículas e a expansão da amostra como um todo. Já nas amostras com maior teor de agregação (*Bi1* e *Bi3*), observa-se com a molhagem um aumento dos diâmetros dos microporos devido a uma expansão das agregações e fechamento dos macroporos. De forma que houve pouca alteração no volume total das amostras.

As imagens observadas por SEM apresentaram concordância com os resultados das PSDs obtidas por MIP, permitindo uma visualização das agregações, ou aglomerações, e dos macro e microporos.

7.3 COMPORTAMENTO MECÂNICO

O comportamento mecânico do solo foi analisado em termos de sua compressibilidade (ensaios de adensamento) e resistência ao cisalhamento (ensaio de cisalhamento direto).

Observou-se que as agregações tiveram grande impacto na curva de compressibilidade, tendendo principalmente a uma diminuição da tensão de pré-adensamento e mudança no formato do trecho virgem. O aumento no teor de agregação gerou uma modificação na estrutura do solo e na inclinação do trecho de compressão virgem na curva de compressibilidade do solo, relacionando-se ao comportamento observado por Leroueil & Vaughan (1990) e outros autores.

A estrutura após carregamento e descarregamento foi avaliada por MIP e SEM em tensões de interesse. Para amostras sem agregação observou-se que a estrutura é impactada não só pelo carregamento, mas também por uma redistribuição de poros devido à expansão. Ao se adicionar agregações nas amostras, observou-se um aumento nos macroporos e uma diminuição dos microporos, caracterizada por uma bimodalidade. Esta estrutura é alterada nas fases de carregamento com tendência de fechamento dos macroporos e aumento dos diâmetros e frequência dos microporos. Tal comportamento é similar ao observado por outros autores em solos tropicais (Borges, 2014; Lopes, 2016), porém em diferentes magnitudes e tensões. Desta forma, foi apresentado um modelo conceitual do comportamento mecânico e microestrutural de solos bimodais.

A resistência ao cisalhamento das amostras com mesmo índice de vazios foi avaliada por meio de ensaios de cisalhamento direto em cinco tensões, englobando valores antes e após a tensão de pré-adensamento e após a modificação na inclinação da curva de compressão virgem.

A definição de envoltórias de ruptura para deslocamentos horizontais específicos permitiu verificar a mobilização do atrito das amostras, no qual o valor máximo foi encontrado para deslocamentos entre 10% e 12,5%.

Em um primeiro momento o aumento no teor de agregação gerou aumento no ângulo de atrito do solo. Porém, esse aumento ocorre até um certo patamar, não sendo mais afetado pelo aumento no teor de agregações. Em termos de resistência ao cisalhamento pós pico, o aumento no teor de agregação ocasionou um aumento contínuo no ângulo de atrito, uma vez

que nessa condição as amostras possuem menor índice de vazios devido ao processo de compressão durante o cisalhamento, e apresentam maior contato entre as agregações.

O aumento nas tensões de trabalho mostrou que o ângulo de atrito da amostra também se modifica, diferenciando a envoltória em grupos de tensões (finais e iniciais). As tensões finais tendem a apresentar menor ângulo de atrito e maiores coesões, o que pode estar relacionado com a quebra das agregações em maiores tensões e modificação da estrutura.

Quanto ao comportamento volumétrico, verificou-se que a linha de compressão normal apresentou mudança na sua inclinação com o aumento das tensões apenas para as amostras com alto teor de agregação. A linha de estados críticos também apresentou mudança na inclinação para as mesmas amostras. Para as amostras com baixo teor de agregação, o comportamento analisado está de acordo com o esperado, de paralelismo entre a linha de estados críticos e a linha de compressão normal.

7.4 SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Como sugestões para pesquisas futuras propõem-se:

- Aplicar a mesma metodologia para obtenção de amostras bimodais a outros argilo-minerais, como a montmorilonita, bem como a mistura entre ambos;
- Utilizar agentes cimentantes artificiais para avaliar a diminuição da dispersibilidade das agregações, bem como o seu impacto no comportamento estrutural e mecânico do solo;
- Aplicar a proposta de cálculo de agregação relativa para outros solos afim de verificar o parâmetro e estabelecer referências de agregação em solos tropicais e de regiões temperadas;
- Expandir o modelo de contração proposto para analisar o processo de expansão de amostras submetidas a molhagem, em concordância com curva características de molhagem;
- Aplicar o modelo de contração para outros solos, aliando os resultados com a SWCC e com o limite de contração dos solos;
- Avaliar, por meio de ensaios MIP e SEM, a modificação estrutural durante o processo de secagem e molhagem em diferentes condições de umidade;

- Avaliar, por meio de ensaios MIP e SEM, as estruturas após as fases de adensamento, durante e após cisalhamento das amostras bimodais com alta macroporosidade em diferentes níveis de tensão;
- Realizar ensaios para avaliação da compressibilidade e resistência ao cisalhamento de amostras bimodais em condição não saturada.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. (2016a). NBR 6508: Grão de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica seca. Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- _____. (2016b). NBR 6459: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro, RJ, 5 p.
- _____. (2016c). NBR 7180: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro, RJ, 3 p.
- _____. (2016d). NBR 7181: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro, RJ, 12 p.
- _____. (2016e). NBR 7182: Solo – Ensaio de Compactação. Rio de Janeiro, RJ, 9 p.
- _____. (2016f). NBR 6457: Amostras de Solo - preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro, RJ, 8 p.
- _____. (1992). NBR 12216: Projeto de estação de tratamento de água para abastecimento público. Rio de Janeiro, RJ, 18 p.
- _____. (1996). NBR 13601: Solo - Avaliação da dispersibilidade de solos argilosos pelo ensaio do torrão (*crumb test*). Rio de Janeiro, RJ, 2 p.
- ASTM - American Society for Testing and Materials. (1996). D2435: Standard Test Method for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils. West Conshohocken, United States of America, 10p.
- ASTM - American Society for Testing and Materials. (2011). D3080: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken, United States of America, 9p.
- Alazaiza, M. Y. D., Ngien, S. K., Bob, M. M., Kamaruddin, S. A., Ishak, W. M. F. (2016). Assessment of the behaviour of soil structure in double-porosity kaolin media using light transmission visualization (LTV) method. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 11 (3): 316-320.
- Alonso, E. E., Vaunat, J., Gens, A. (1999). Modelling the mechanical behaviour of expansive clays. *Engineering Geology*, 54 (1-2): 173–183.
- Alonso, E. E., Pereira, J. M., Vaunat, J., Olivella, S. (2010). A microstructurally based effective stress for unsaturated soils. *Géotechnique*, 60 (12): 913–925.
- Alonso, E. E., Pinyol, N. M., Gens, A. (2013). Compacted soil behaviour: initial state, structure and constitutive modelling. *Géotechnique*, 63 (6): 463–478.
- Alonso, E. E., Romero, E., Hoffmann, C. (2011). Hydromechanical behaviour of compacted granular expansive mixtures: experimental and constitutive study. *Géotechnique*, 61 (4): 329–344.
- Anandarajah, A. (2000). Numerical simulation of one-dimensional behaviour of a kaolinite. *Géotechnique*, 50 (5): 509-519.
- Anandarajah, A., Chen, J. (1997). Van der Waals Attractive force between clay particles in water and contaminants. *Journal of the Japanese Geotechnical Society*, 37 (2): 27-37.

- Andrews, E. B. (1861). Rock oil, its geological relations and distribution. *American Journal of Science*, 32 (94): 85-93.
- Aung, K. K., Rahardjo, H., Leong, E. C., Toll, D. G. (2001). Relationship between porosimetry measurement and soil-water characteristic curve for na unsaturated residual soil. *Geotechnical and Geological Engineering*, 19 (3-4): 401-416.
- Bagherieh, A. R., Khalili, N., Habibagahi, G., Ghahramani., A. (2009). Drying response and effective stress in a double porosity aggregated soil. *Engineering Geology*, 105 (1-2): 44-50.
- Barenblatt, G. I., Zheltov, P. I., Kochina, I. N. (1960). Basic concepts in the theory of seepage of homogeneous liquids in fissured rocks. *Journal of Applied Mathematics and Mechanics*, 24 (5): 852-864
- Been, K., Jefferies, M. G. (1985). A state parameter for sands. *Géotechnique*, 35 (2): 99-112.
- Borges, C. R. (2014). Estudo microestrutural do comportamento hidromecânico do solo de Brasília-DF, Distrito Federal, 2014. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 111p.
- Buenfil, C. M. B. (2007). Caracterización Experimental del Comportamiento Hidromecánico de una Arcilla Compactada. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia de Terreno e Cartografia, Universidade Politécnica da Catalunia, Barcelona, 466 p.
- Burland, J. B. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40 (1): 329-378.
- Camapum de Carvalho, J., Crispel, J. J, Mieussens, C., Nardone, A. (1987). La Reconstitution des Éprouvettes em Laboratoire, Théorie et Pratique Opératoire, Rapport de recherche LCPC, 145, 54p.
- Camapum de Caravalho, J., Sales, M. M., Souza, N. M., Melo, M. T. S. (2006). Solos tropicais e processos erosivos. Processos erosivos no centro-oeste brasileiro. FINATEC. Brasilia, pp. 93-147.
- Cordão Neto, M. P., Sanchez, M., Karstunen, M. (2009). A constitutive model for structured anisotropic soils. *Proceedings of the 1st international symposium on computational geomechanics*. Juan-les-Pins, France, pp. 125-134.
- Cordão Neto, M. P., Lopes, B. C. F. L., Mascarenha, M. M. A., Romero, E. (2017). A Microstructural Cam Clay Model for Hydro-Mechanical Behavior of Unsaturated Soils. *Soils and Rocks*, 40 (1): 3-16.
- Cornelis, W. M., Corluy, J., Medina, H., Díaz, J., Hartmann, R., Van Meirvenne, M., Ruiz, M. E. (2006). Measuring and modelling the soil shrinkage characteristic curve. *Geoderma*, 137 (1-2): 179–191.
- Collins, K., MacGown, A. (1974). The form and function of microfabric features in a variety of natural soils. *Geotechnique*, 24 (2): 223-254.
- Coop, M. R., Lee, I. K. (1993) *The Behaviour of granular soils at elevated stresses*. Predictive Soil Mechanics. Thomas Telford, London. 186-198.
- Cui, Y. J., Louiseau, C., Delage, P. (2002). Microstructure changes of a confined swelling soil due to suction controlled hydration. *Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils*, Recife, Brazil, pp 593-598.
- Delage, P. Lefebvre, G. (1984). Study of the structure of a sensitive Champlain clay and of its evolution during consolidation. *Canadian Geotechnical Journal*, 21 (1): 21-35.

- Delage, P., Pellerin, F. M. (1984). Influence de La Lyophilisation sur la Structure d'une argile sensible du Quebec. *Clay Minerals*, 19 (2): 151-160
- Delage, P., Audiguier, M., Cui, Y., Howat, N. D. (1996). Microstructure of a compacted silt. *Canadian Geotechnical Journal*, 33 (1): 150-158.
- Diamond, S. (1970). Pore size distributions in clays. *Clays and Clay Minerals*, 18 (1): 7-23.
- Durner, W. (1994). Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water Resources Research*, 30 (2): 211-223.
- Eades, J. L., Grim, R. E. (1966) A quick test to determine lime requirements for lime stabilization. *Highway Research Board*, 139: 61-72.
- Fearon, R. E., Coop, M. R. (2000). Reconstitution: what makes an appropriate reference material? *Géotechnique*, 50 (4): 471-477.
- Ferreira, P. M., Bica, V. D. (2006). Problems in identifying the effects of structure and critical state in a soil with a transitional behavior. *Géotechnique*, 56 (7): 445-454.
- Feuerharmel, M. R. (2000). Comportamento de solos reforçados com fibras de polipropileno. Dissertação de Mestrado, Programa de pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 152p.
- Foong, L. K., Rahman, N. A., Ramli, M. Z. (2016). A laboratory study of deformable double-porosity soil with distinct / (various) moisture content under vibration effect. *Malaysian Journal of Civil Engineering*, 28 (3): 207-222.
- Fredlund, D. G. (2002). Use of the soil-water characteristic curve in the implementation of unsaturated soil mechanics. *Proceedings of the 3rd International Conference on Unsaturated Soils, Recife, Brazil*, pp 887- 902.
- Fredlund, M. D., Fredlund, D. G., Wilson, W. (2000). An equation to represent grain-size distribution. *Canadian Geotechnical Journal*, 37 (4): 817-827.
- Fredlund, D. G., Rahardjo, H., Fredlund, M. D. (2012). *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons. 939 p.
- Fredlund, D. G., Xing, A. (1994). Equations for the soil-water characteristic curve. *Canadian Geotechnical Journal*, 31 (4): 521-532
- Futai, M. M., Almeida, M. S. S. (2005). An experimental investigation of the mechanical behaviour of na unsaturated gneiss residual soil. *Géotechnique*, 55 (3): 201-213.
- Gens, A., Nova, R. (1993). Conceptual bases for a constitutive model for bonded soils and weak rocks. *Proceedings of the international symposium on hard soils-soft rocks, Athens*, 485-494.
- Gibson, R. E., Henckel, D. J. (1954). Influence of duration of tests at constant rate of strain on measured "drained" strength. *Géotechnique*, 4 (1): 6-15.
- Grau, E. D. A. (2014). Efeito da Variação de umidade no cálculo do empuxo em solos tropicais. Dissertação de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 122p.
- Griffiths, F. J., Joshi, R. C. (1989). Change in pore size distribution due to consolidation of clays. *Geotechnique*, 39 (1): 159-167.
- Guimarães, R. C. (2002). Análise das Propriedades e Comportamento de um Perfil de Solo Laterítico Aplicada ao Estudo do Desempenho de Estacas Escavadas. Dissertação de

- Mestrado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183p.
- Israelachvili, J. N. (2011). *Intermolecular and Surface Forces*. Third Edit. Elsevier Inc. 706p.
- Koliji, A., Vulliet, L., Laloui, L. (2008). Advanced constitutive model for unsaturated structured soil with double porosity. *Proceedings of the 12 th international conference of International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics, Goa, India*, 709-715.
- Koliji, A., Vulliet, L., Laioui, L. (2010). Structural characterization of unsaturated aggregated soil. *Canadian Geotechnical Journal*, 47 (3): 297-311.
- Koskinen, M., Karstunen, M., Wheeler, S. J. (2002). Modelling destructuration and anisotropy of a natural soft clay. *Proceedings of the 5th European Conference Numerical Methods in Geotechnical Engineering, Paris*, 11-20.
- Kühn, V. O. (2014). Resistência ao cisalhamento de um solo tropical não saturado considerando altas sucções. *Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Estruturas e Construção civil, Universidade Federal de Goiás, Goiânia-GO*, 194p.
- Lacasse, S., Nadim, F. (1996). Uncertainties in characterising soil properties. In: *Proceedings of the 1996 Conference on Uncertainty in the Geologic Environment, UNCERTAINTY'96 M W 31 J y – 3 August 1996. ASCE, New York. Part 1*, pp. 49–75.
- Ladd, R. S. (1978). Preparing test Specimens Using Undercompaction. *Geotechnical Testing Journal*, 1 (1): 16-23.
- Lambe, T. W., Whitman, R. V. (1969). *Soil Mechanics*. Wiley. New York. 548p.
- Leroueil, S., Vaughan, P. R. (1990). The general and congruente effects of structure in natural soil and weak rocks. *Geotechnique*, 40 (2): 467–488
- Locat, J., Lefebvre, G. (1985). The compressibility and sensitivity of an artificially sedimented clay soil: The grande-baleine marine clay, Québec, Canada. *Marine Geotechnology*, 6 (1): 1-28.
- Lopes, B. C. F. L., Tarantino, A., Cordão Neto, M. P. (2014). An approach to detect micro- and macro-porosity from mip data. *Unsaturated soils: research & applications: proceedings of the Sixth International Conference on Unsaturated Soils, UNSAT 2014, CRC Press/Balkema, Sydney*, 685–690.
- Lopes, B. C. F. L. (2016). *Microstructural based approach to the modelling of clays and transitional soils behaviour, Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF*, 133p.
- Santa Maria, P. E L. (1988). *Behaviour of footings for offshore structures under combined loads. Tese de doutorado. University of Oxford, Oxford, U.K.*, 260 p.
- Lini Dev, K., Rakesh, J., Robinson, R. G. (2016). Drained angle of internal friction from direct shear and triaxial compression tests. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 10 (3): 283-287.
- Liu, M. D., Carter, J. P. (1999). Virgin compression of structured soils. *Géotechnique*, 49 (1): 43-57.
- Lin, B., Cerato, A. B. (2013). Hysteretic soil water characteristics and cyclic swell–shrink paths of compacted expansive soils. *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 72 (1): 61–70.

- Martins, E. S. (2000). Petrografia, Mineralogia e Geomorfologia e Rególitos Lateríticos no Distrito Federal. Doutorado. Universidade de Brasília. 181p.
- Martins, F. B., Bressani, L. A., Coop, M. R., Bica, A. V. D. (2001). Some aspects of the compressibility behaviour of a clayey sand. *Canadian Geotechnical Journal*, 38 (6): 1177–1186.
- Mascarenha, M. M. dos A. (2008). Influência da microestrutura no comportamento hidromecânico de uma argila siltosa não saturada incluindo pequenas deformações. Doutorado, Universidade de Brasília, 158p.
- Matos, T. H. C. (2011). Caracterização hidro-mecânica do fosfogesso e das misturas solo-fosfogesso. Dissertação, Universidade de Brasília, 139p.
- McDowell, G. R., Bolton, M. D. (1998). On the micromechanics of crushable aggregates. *Géotechnique*, 48 (5): 667-679.
- Menendez, O. H. (2016). Análise da influência de aspectos microestruturais no comportamento de solos derivados da cinza vulcânica, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, DF, 140p.
- Mesri, G., Rokhsart, A., Bohors, B. F. (1975). Composition and compressibility of typical samples of Mexico City clay. *Géotechnique*, 25 (2): 527-554
- Mesri, G., Vardhanabhuti, B. (2009). Compression of granular materials. *Canadian Geotechnical Journal*, 46 (4): 369-392.
- Miguel, M. G., Bonder, B. H. (2012). Soil–Water Characteristic Curves Obtained for a Colluvial and Lateritic Soil Profile Considering the Macro and Micro Porosity. *Geotechnical and Geological Engineering*, 30 (6): 1405–1420.
- Mitchell, J. K., Soga, K. (2005). *Fundamentals of Soil Behavior*. Third Edit. John Wiley & Sons, INC, 558p.
- Montes-H, G., Duplay, J., Martinez, L., Mendoza, C. (2003). Swelling–shrinkage kinetics of MX80 bentonite. *Applied Clay Science*, 22 (6): 279-293.
- Montes, H. G., Duplay, J., Martinez, L., Escoffier, S., Rousset, D. (2004). Structural modifications of Callovo-Oxfordian argillite under hydration/dehydration conditions. *Applied Clay Science*, 25 (3-4): 187-194.
- Morgenstern, N. R., Tchalenko, J. S. (1967). Microscopic structures in kaolin subjected to direct shear. *Géotechnique*, 17 (4): 309-328
- Ngien, S. K., Rahman, N. A., Ahmad, K., Lewis, R. W. (2012). A review of experimental studies on double-porosity soils. *Scientific Research and Essays*, 7 (38): 3243-3250.
- Ning Lu, F., Dong, Y. (2017). Correlation between soil-shrinkage curve and water-retention characteristics. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 143 (9): 1-10.
- Nocilla, A., Coop, M. R., Colleselli, F. (2006). The mechanics of an italian silt: an example of “transitional” behaviour. *Géotechnique*, 56 (4): 261–271.
- Nowamooz, H., Masrouri, F. (2010). Suction variations and soil fabric of swelling compacted soils. *Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering*, 2 (2): 129–134.
- Nowamooz, H., Jahangir, E., Masrouri, F., Tisot, S. P. (2016). Effective stress in swelling soils during wetting drying cycles. *Engineering Geology*, 210: 33-44.

- Oh, W. T., Garga, V. K., Vanapalli, S. K. (2008). Shear Strength characteristics of statically compacted unsaturated kaolin. *Canadian Geotechnical Journal*, 45 (7): 910–922.
- Oliveira, O. M. (2004) Estudo sobre a resistência ao cisalhamento de um solo residual compactado não saturado. Tese de doutorado, Departamento de Engenharia de Estruturas e Fundações, Universidade de São Paulo, São Paulo, SP, 361p.
- Otálvaro, I. F. C. (2013). Comportamento Hidromecânico de um Solo Tropical Compactado, Tese de Doutorado, Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, DF, 122p.
- Otálvaro, I. F., Cordão Neto, M. P., Caicedo, B. (2015). Compressibility and microstructure of compacted laterites. *Transportation Geotechnics*, 5: 20–34
- Otálvaro, I. F., Cordão Neto, M. P., Delage, P., Caicedo, B. (2016). Relationship between soil structure and water retention properties in a residual compacted soil. *Engineering Geology*, 205: 73–80.
- Pedrotti, M. (2016). An experimental investigation on the micromechanisms of non-active clays in saturated and partially saturated states. PhD. Thesis, University of Strathclyde, UK, 293p.
- Pedrotti, M., Tarantino, A. (2014). Microstructural interpretation of compression behaviour of compacted kaolin clay. In: *Unsaturated Soils*. CRC Press, Leiden, pp. 739-745.
- Peng, X., Horn, R. (2005). Modeling Soil Shrinkage Curve across a Wide Range of Soil Types. *Soil Science Society of America Journal*, 69 (3): 584–592.
- Penumadu, D., Dean, J. (2000). Compressibility effect in evaluating the pore-size distribution of kaolin clay using mercury intrusion porosimetry. *Canadian Geotechnical Journal*, 37 (2): 393–405.
- Prapaharan, S., Altschaeffl, A. G., Dempsey, B. J. (1985). Moisture curve of compacted clay: mercury intrusion method. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111 (9): 1139-1143.
- Prashant, A., Penumadu, D. (2007). Effect of microfabric on mechanical behavior of kaolin clay using cubical true triaxial testing. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 133 (4): 433–444.
- Queiroz, A. C. G. (2015). Estudo do comportamento microestrutural de solos tropicais compactados. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 127p.
- Rahardjo, H.; Heng, O. B.; Choon, L. E. (2004). Shear strength of a compacted residual soil from consolidated drained and constant water content triaxial tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 41 (3): 421–436,
- Rincon, E. R. (2016). Análise experimental do comportamento de sistemas radier estaqueado em solos moles em processos de adensamento. Tese de Doutorado, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília-DF, 262p.
- Romero, E. (1999). Characterisation and Thermo Hydro-mechanical Behaviour of Unsaturated Boom Clay: An Experimental Study. *Universitat Politècnica de Catalunya*. 405 p.
- Romero, E. (2013). A microstructural insight into compacted clayey soils and their hydraulic properties. *Engineering Geology*. 165: 3-19.

- Romero, E., Simms, P. H. (2008). Microstructure Investigation in Unsaturated Soils: A Review with Special Attention to Contribution of Mercury Intrusion Porosimetry and Environmental Scanning Electron Microscopy. *Geotechnical and Geological Engineering*, 26(6): 705–727.
- Romero, E., Della Vecchia, G., Jommi, C. (2011). An insight into the water retention properties of compacted clayey soils. *Géotechnique*, 61 (4): 313–328.
- Romero, E., Vaunat, J. (2000). Retention curves of deformable clays. *Experimental Evidence and Theoretical Approaches in Unsaturated Soils*, Tarantino & Mancuso (eds.), Balkema, Rotterdam: 91-106.
- Roscoe, K. H., Burland, J. B. (1968). On the generalized stress-strain behaviour of wet clay. *Engineering plasticity*, Cambridge, 535–609.
- Roscoe, K. H., Schofield, A. N., Wroth, C. P. (1958). On The Yielding of Soils. *Géotechnique*, 8 (1): 22-53.
- Sa'ari, R., Rahman N. A., Abdul Latif, H. N., Yusof Z. M., Ngien, S. K., Kamaruddin, S.A, Mustaffar, M., Hezmi M. A. (2015). Application of digital image processing technique in monitoring NAPL migration in double porosity soil column. *Jurnal Teknologi (Sciences & Engineering)*, 72 (3): 23-29.
- Santamarina, J. C. (2001). Soil Behavior at the Microscale: Particle Forces. *Proc. Symp. Soil Behavior and Soft Ground Construction*, in honor of Charles C. Ladd - October 2001, MIT. 1-32.
- Serna, M. A. L. (2012). Aplicações do método do ponto material (MPM) a problemas geotécnicos. *Dissertação de Mestrado*, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 175 p.
- Shipton, B., Coop, M. R. (2012). On the compression behaviour of reconstituted soils. *Soils and Foundations*, 52 (4): 668–681.
- Silva, J. P. (2007). Estudos Preliminares para a implantação de trincheiras de infiltração. *Dissertação de Mestrado*, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 183 p.
- Silva, M. T. M. G. (2009). Metodologia para Determinação de Parâmetros para Solos Não Saturados Utilizando Ensaio com Umidade Conhecida. *Dissertação de Mestrado*, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 98 p.
- Simms, P. H., Yanful, E. K. (2001). Measurement and estimation of pore shrinkage and pore distribution in a clayey till during soil water characteristic curve tests. *Canadian Geotechnical Journal*, 38 (4): 741-754.
- Simms, P. H., Yanful, E. K. (2002). Predicting soil-water characteristic curves of compacted plastic soils from measured pore-size distributions. *Géotechnique*, 52 (4): 269-278.
- Sinha, A. N. (2004). Shear strength of bentonite-kaolin mix in GCLs. *Proceedings of the Geo Asia 2004*, Seul, Coreia do Sul. 889-896.
- Sivakumar, V., Sivakumar, R., Murray, E. J., Mackinnon, P., Boyd, J. (2010a). Mechanical behaviour of unsaturated kaolin (with isotropic and anisotropic stress history). Part 1: wetting and compression behaviour. *Géotechnique*, 60 (8): 581-594.
- Sivakumar, V., Sivakumar R., Boyd, J., Mackinnon, P. (2010b). Mechanical behaviour of unsaturated kaolin (with isotropic and anisotropic stress history). Part 2: performance under shear loading. *Géotechnique*, 60 (8): 595-609.

- Sridharan, A., Venkatappa Rao, G. (1979). Shear strength behaviour of saturated clays and the role of the effective stress concept. *Géotechnique*, 29 (2): 177-193.
- Sridharan, A., Rao, S. M., Murthy, N. S. (1988). Liquid Limit of kaolinitic Soils. *Géotechnique*, 38 (2): 191-198.
- Sridharan, A., Prakash, K. (1998). Characteristic water contents for a fine-grained soil-water system. *Géotechnique*, 48 (3): 337-346.
- Sridharan, A., Nagaraj, H. B. (2000). Compressibility behaviour of remoulded, finegrained soils and correlation with index properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 37 (3): 712–722.
- Sridharan, A., Nagaraj, H. B. (2005). Plastic limit and compaction characteristics of finegrained Soils. *Ground Improvement*, 9 (1): 17–22.
- Tarantino, A., De Col, E. (2008). Compaction behaviour of clay. *Géotechnique*. 58 (3): 199-213.
- Tarantino, A., De Col, E. (2009). Compaction behaviour of clay - Discussion. *Géotechnique*, 59 (1): 75-77.
- Tarantino, A., Tombolato, S. (2005). Coupling of hydraulic and mechanical behaviour in unsaturated compacted clay. *Géotechnique*, 55 (4): 307–317.
- Thom, R., Sivakumar, R., Sivakumar, V., Murray, E. J., Mackinnon, P. (2007). Pore size distribution of unsaturated compacted kaolin: the initial states and final states following saturation. Technical note. *Géotechnique*, 57 (5): 469–474.
- Van Genuchten, M. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil Science Society of America Journal*, 44 (5): 892–898.
- Van Olphen, H. (1977). *An Introduction to Clay Colloid Chemistry*, 2nd ed. John Wiley & Sons. 318p.
- Vargas, M. (1977). *Introdução à mecânica dos solos*. São Paulo: McGraw-Hill do Brasil, Ed da Universidade de São Paulo. 203p.
- Venkatarama Reddy, B. V., Jagadish, K. S. (1993). The static compaction of soils. *Géotechnique*, 43 (2): 337–341.
- Verwey, E. J. W., Overbeek, J. T. G. (1948). *Theory of the stability of Lyophobic colloids: the interaction of sol particles having and electric double layer*. Elsevier. 205 p.
- Villibor, D. F., Nogami, J. S. (2009). *Pavimentos Econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos*. Arte & Ciência, São Paulo, 292p.
- Wang, Y. -H., Siu, W. -K. (2006a). Structure characteristics and mechanical properties of kaolinite soils. I. Surface charges and structural characterizations. *Canadian Geotechnical Journal*, 43 (6): 587–600.
- Wang, Y. -H., Siu, W. -K. (2006b). Structure characteristics and mechanical properties of kaolinite soils. II. Effects of structure on mechanical properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 43 (6): 601–617.
- Warren, J. E., Root, P. J. (1963). The Behavior of Naturally Fractured Reservoir. *Society of Petroleum Engineers Journal*, 3 (3): 245-255.
- Washburn, E. W. (1921). Note on a Method of Determining the Distribution of Pore Sizes in a Porous Material. *Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America*, 7 (4): 115–116.

- Wheeler, S. J., Näätänen, A., Karstunen, M., Lojander, M. (2003). An anisotropic elastoplastic model for soft clays. *Canadian Geotechnical Journal*, 40 (2): 403-418.
- Wheeler, S. J., Sivakumar, V. (1995). An elasto-plastic critical state framework for unsaturated soil. *Géotechnique*, 45 (1): 35-53.
- Wheeler, S. J., Sivakumar, V. (2000). Influence of compaction procedure on the mechanical behavior of an unsaturated compacted clay. Part 2: shearing and constitutive modeling. *Géotechnique*, 50 (4): 369–376.
- Wood, D. M. (1990). *Soil behaviour and critical state soil mechanics*. Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom, 462 p.
- Yamamuro, J. A., Bopp, P. A., Lade, P. V. (1996). One-dimensional compression of sands at high pressures. *Journal of Geotechnical Engineering*. 122 (2): 147-154.
- Yu, C. Y., Chow, J. K., Wang, Y. -H. (2016). Pore-size changes and responses of kaolinite with different structures subject to consolidation and shearing. *Engineering Geology*, 202: 122-131.
- Zhang, L., Chen, Q. (2005). Predicting Bimodal Soil–Water Characteristic Curves. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 13 (5): 666-670.

APÊNDICE A – CURVA DE CONTRAÇÃO, CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-ÁGUA E CURVA CARACTERÍSTICA SOLO-AR

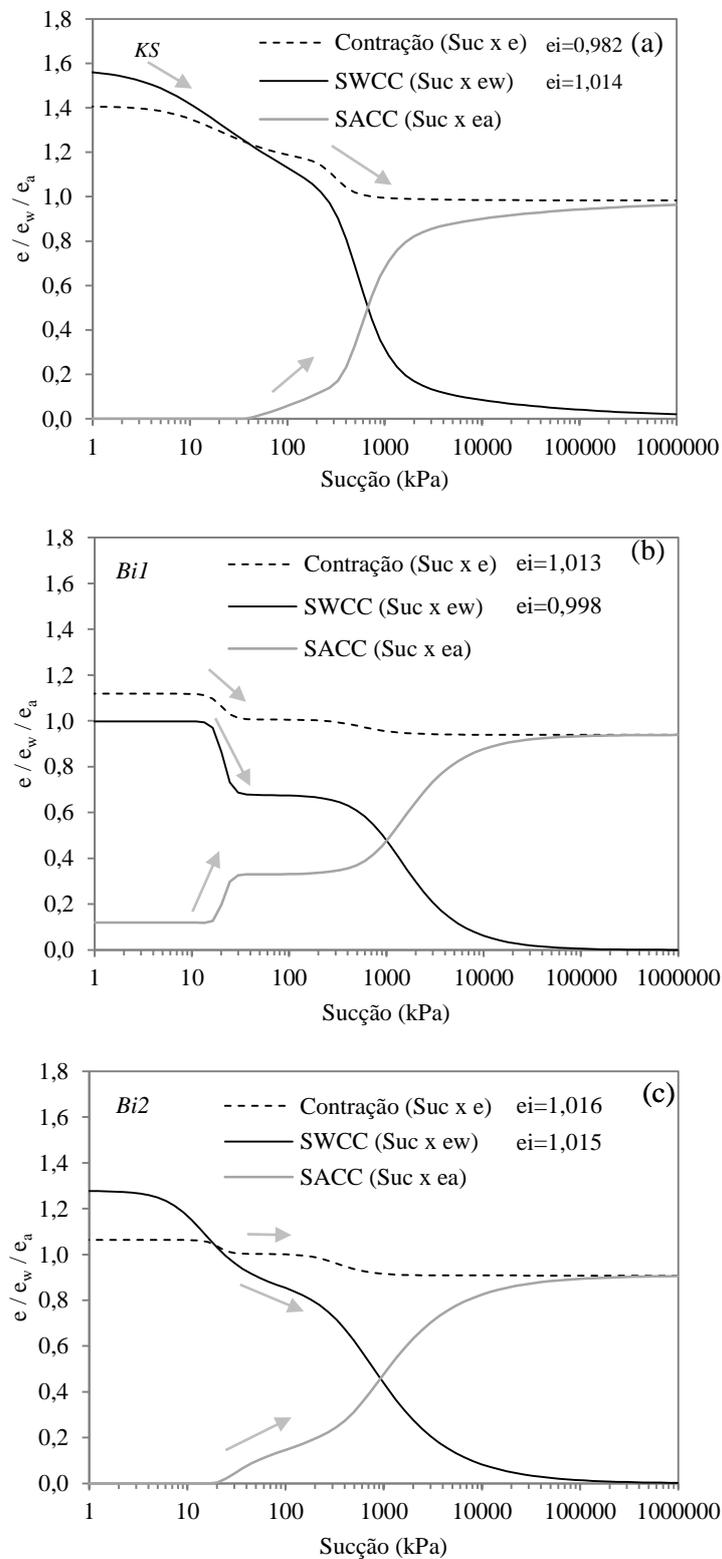


Figura A. 1 – Relação entre Curva de contração, curva característica solo-água e curva característica solo-ar: (a) *KS*; (b) *Bi1*; (c) *Bi2*.

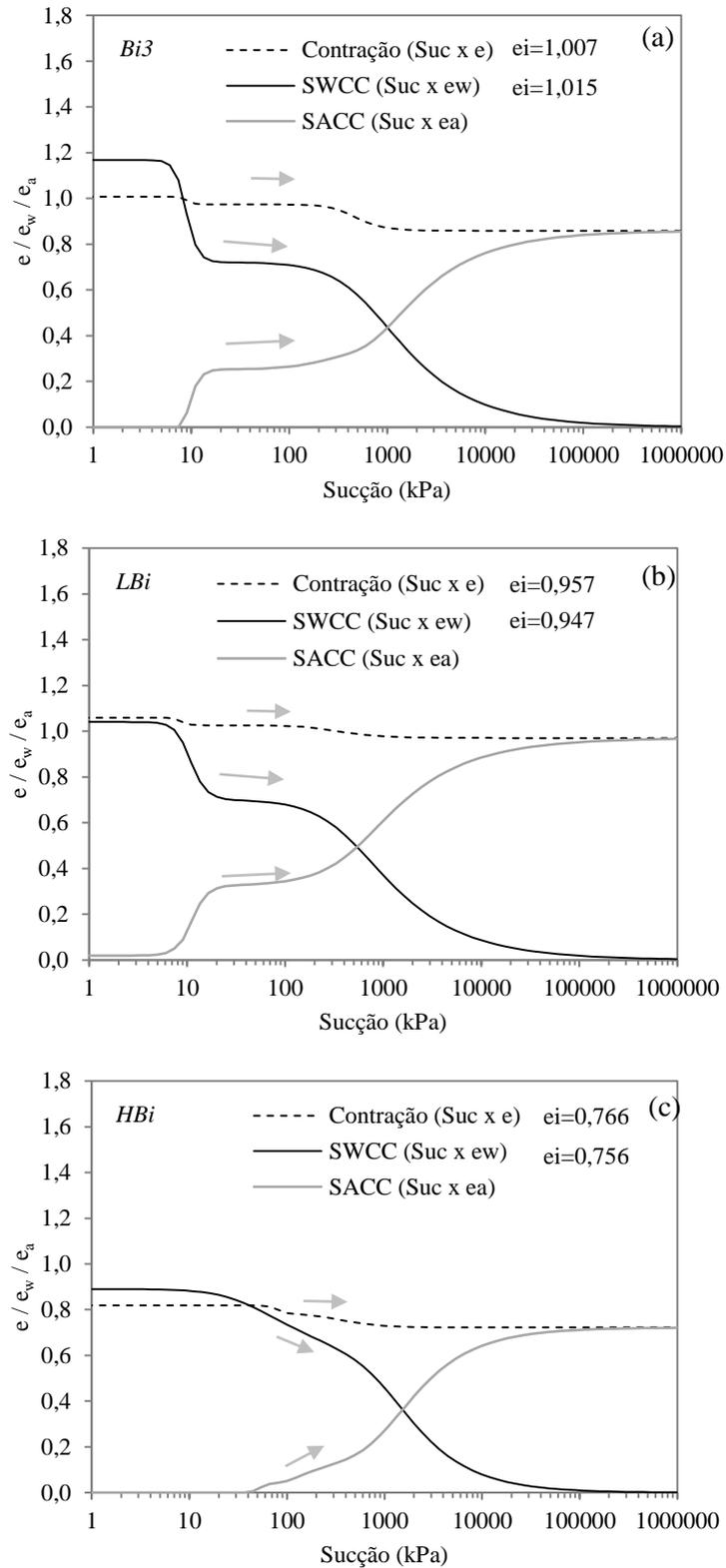


Figura A. 2 – Relação entre Curva de contração, curva característica solo-água e curva característica solo-ar: (a) *Bi3*; (b) *LBi*; (c) *HBi*.

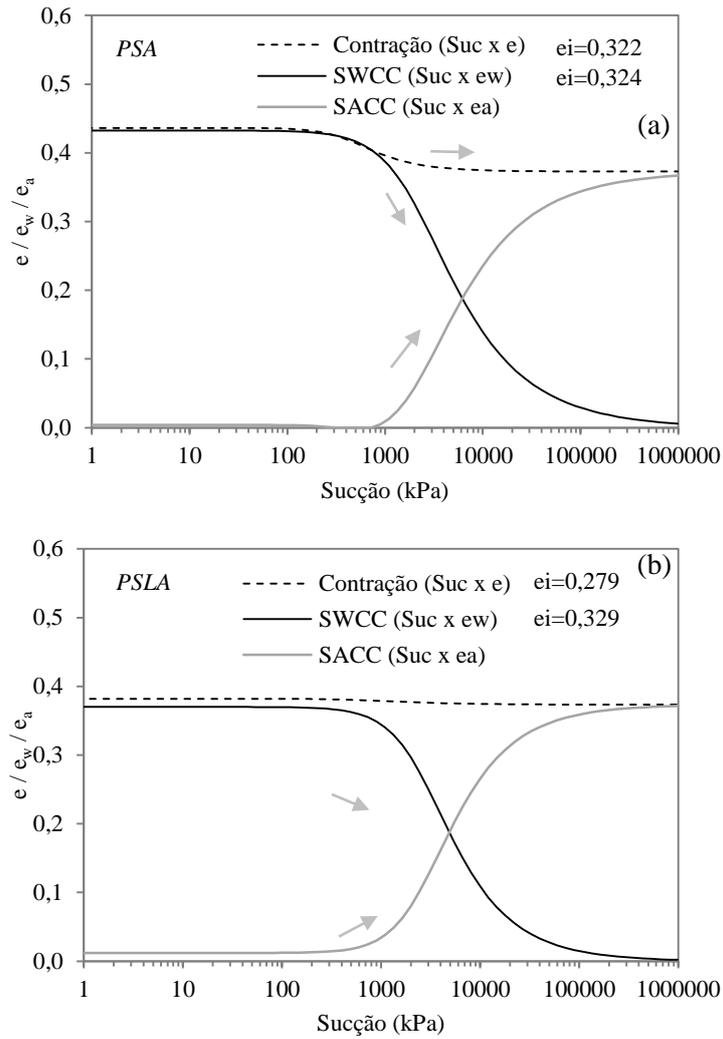


Figura A. 3 – Relação entre Curva de contração, curva característica solo-água e curva característica solo-ar: (a) *PSA*; (b) *PSLA*.

APÊNDICE B – CURVAS DE INTRUSÃO E EXTRUSÃO ENSAIO MIP

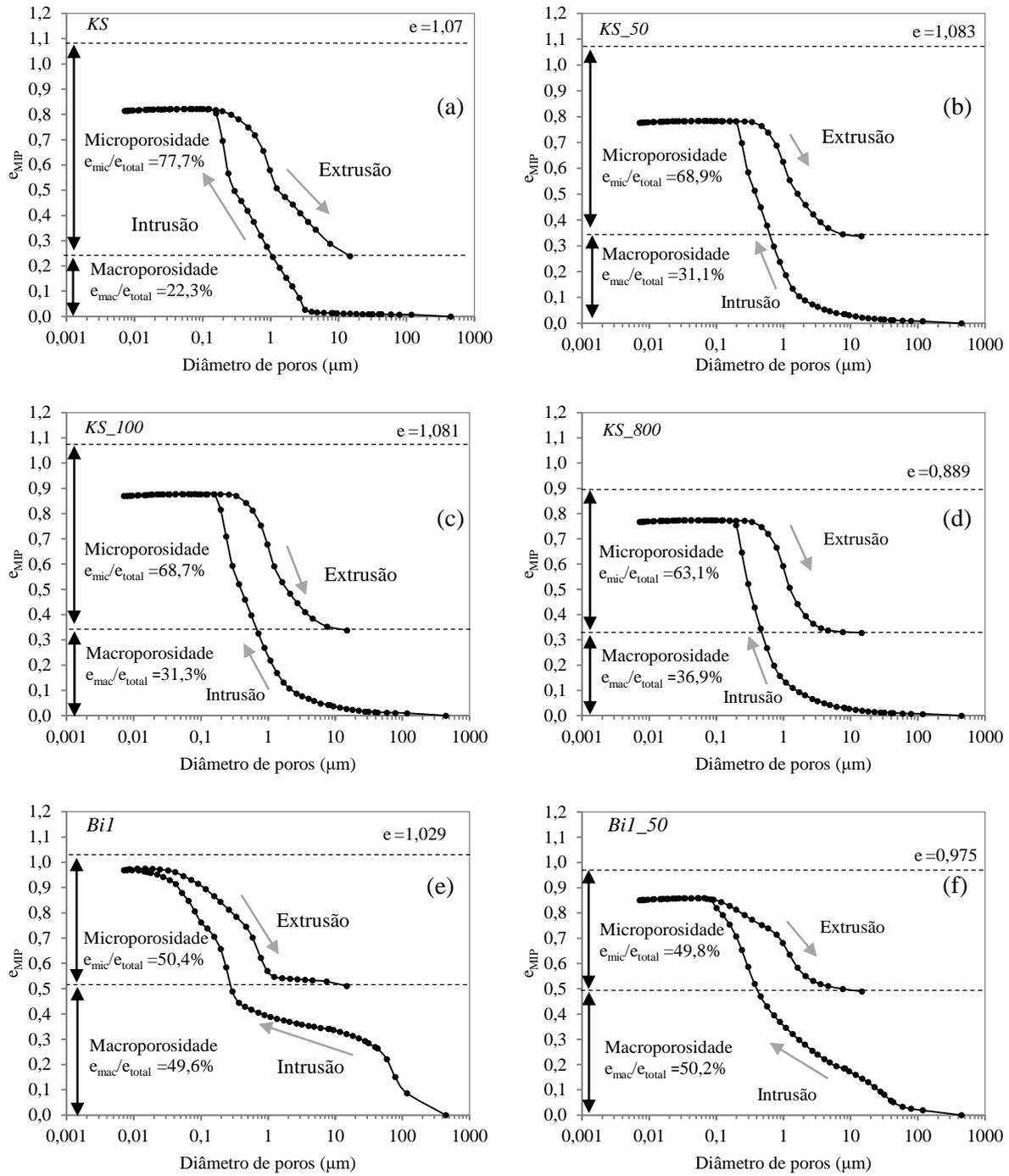


Figura B. 1 – Curvas de intrusão e extrusão de mercúrio: (a) KS; (b) KS 50 kPa; (c) KS 100 kPa; (d) KS 800 kPa; (e) Bil; (f) Bil 50 kPa.

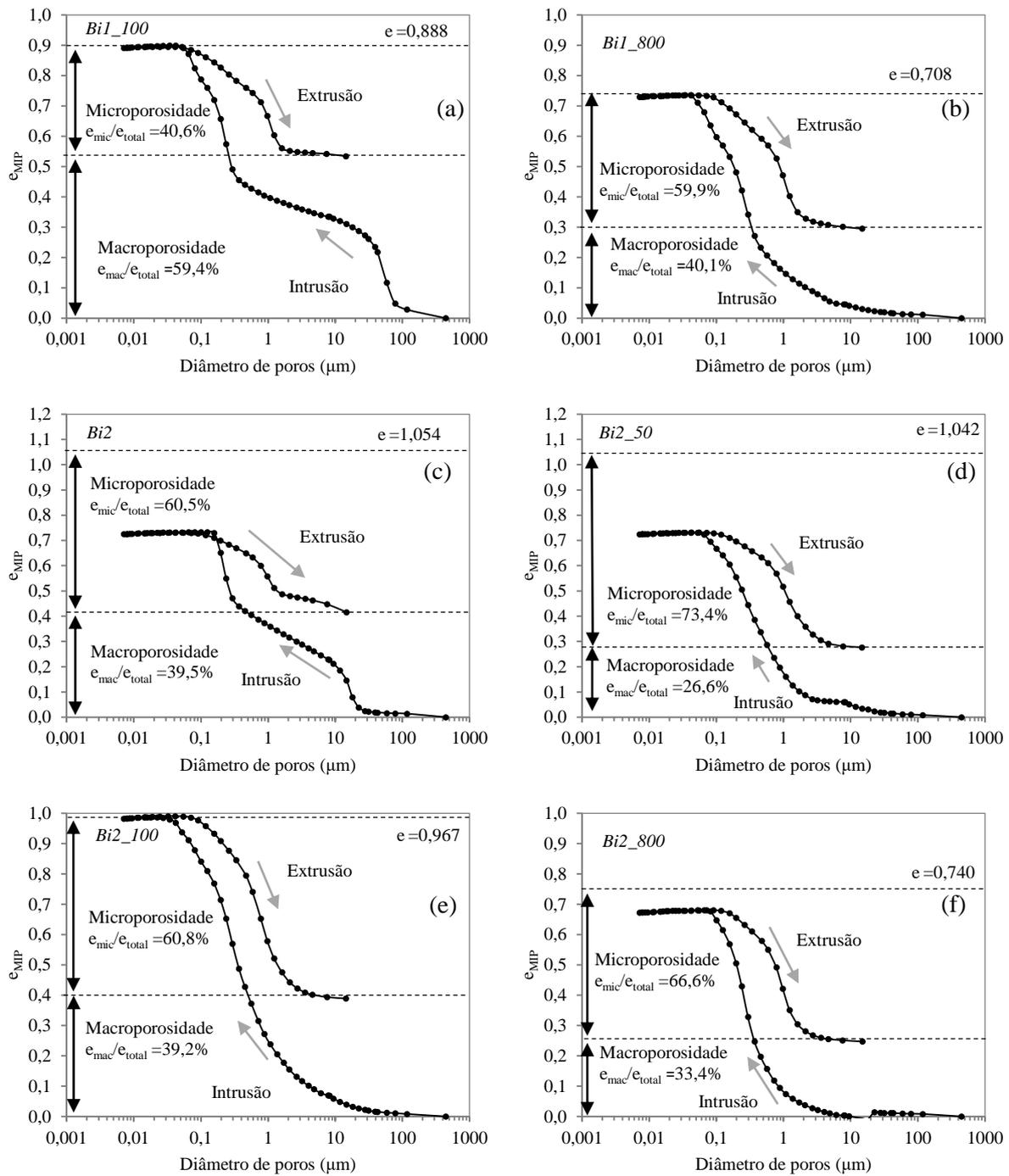


Figura B. 2 – Curvas de intrusão e extrusão de mercúrio: (a) *Bi1* 100 kPa; (b) *Bi1* 800 kPa; (c) *Bi2*; (d) *Bi2* 50 kPa; (e) *Bi2* 100 kPa; (f) *Bi2* 800 kPa.

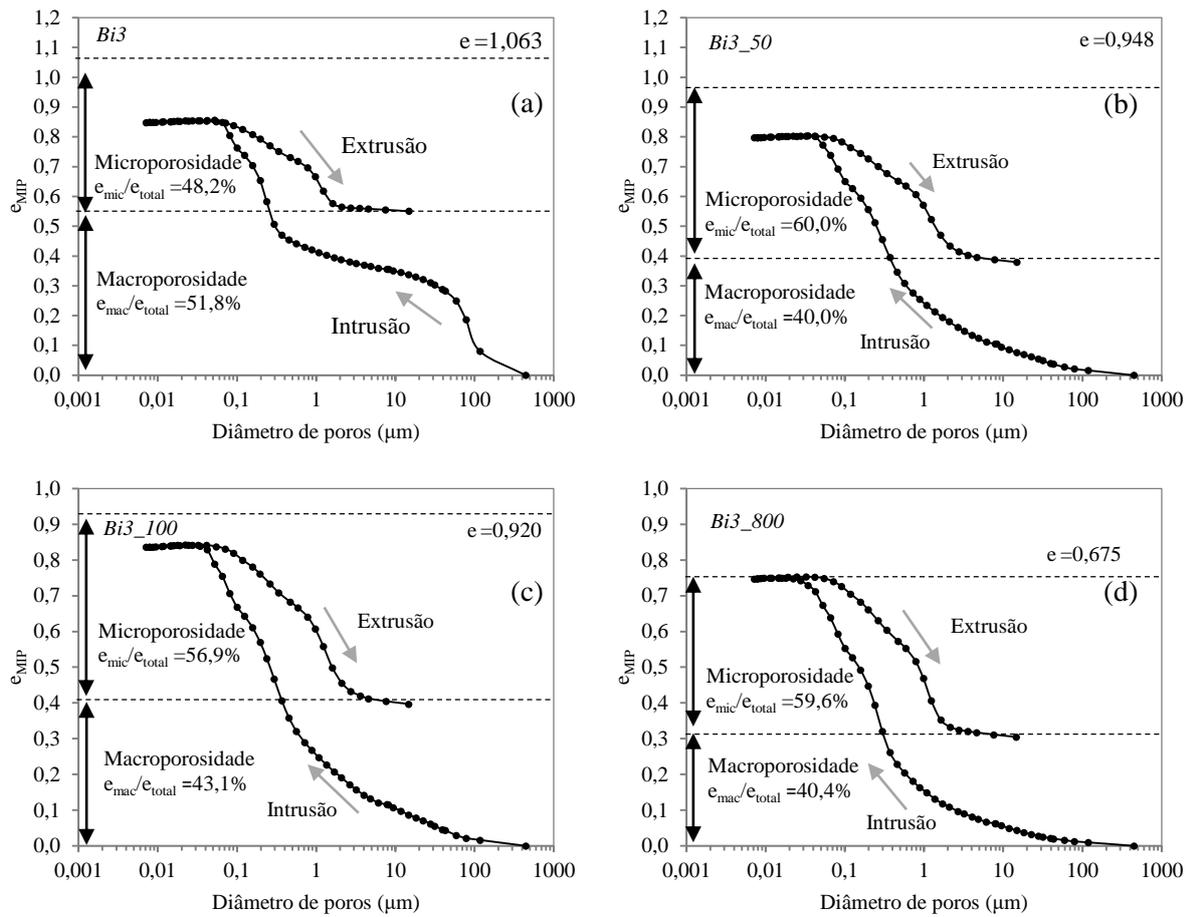


Figura B. 3 – Curvas de intrusão e extrusão de mercúrio: (a) *Bi3* kPa; (b) *Bi3* 50 kPa; (c) *Bi3* 100 kPa; (d) *Bi3* 800 kPa.

APÊNDICE C – CURVAS DE ADENSAMENTO

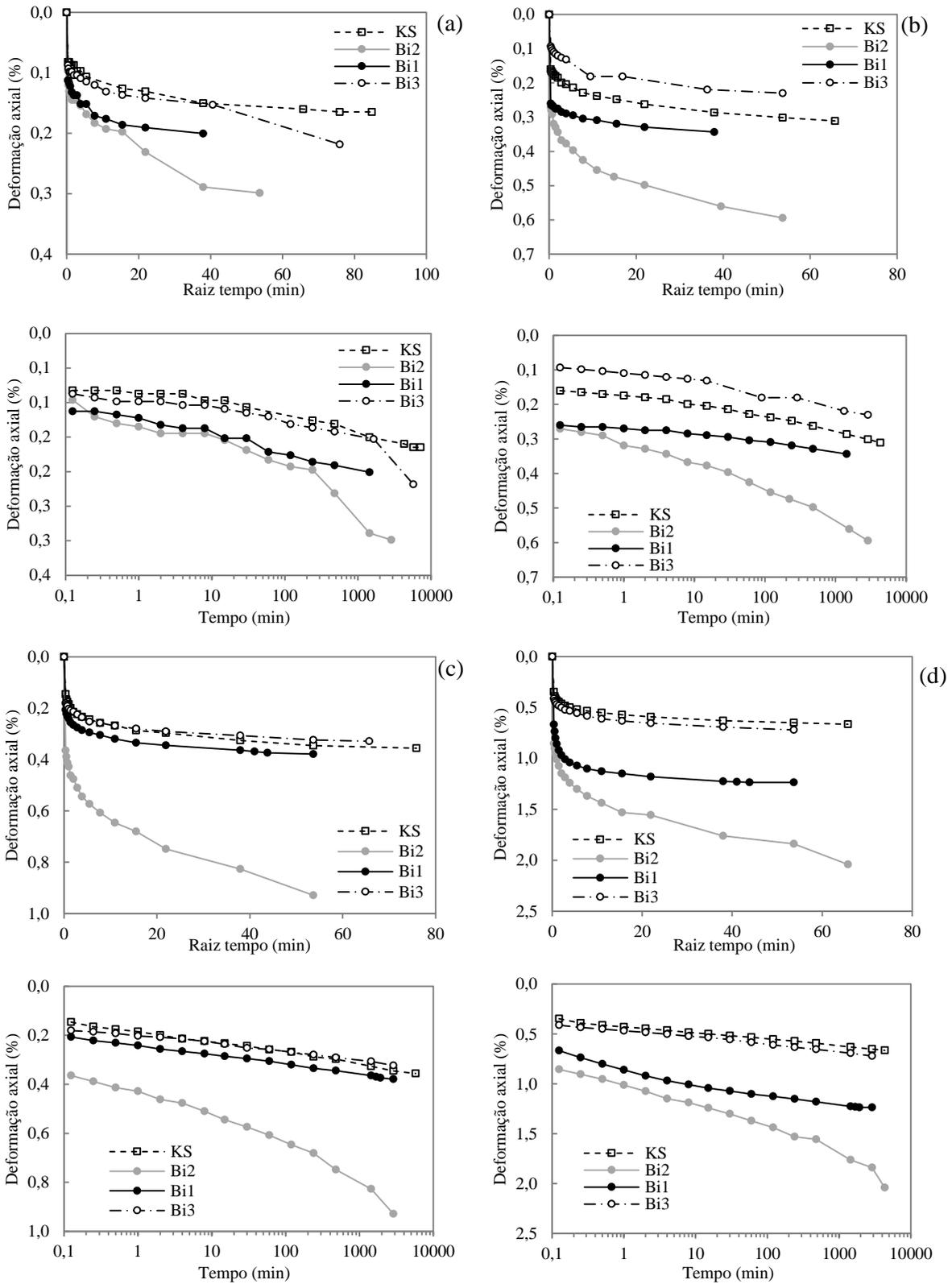


Figura C. 1 - Curvas de Adensamento das amostras *KS*, *Bi2*, *Bi1* e *Bi3*: (a) 2 a 6 kPa; (b) 6 a 13 kPa; (c) 13 à 24 kPa; (d) 24 à 49 kPa.

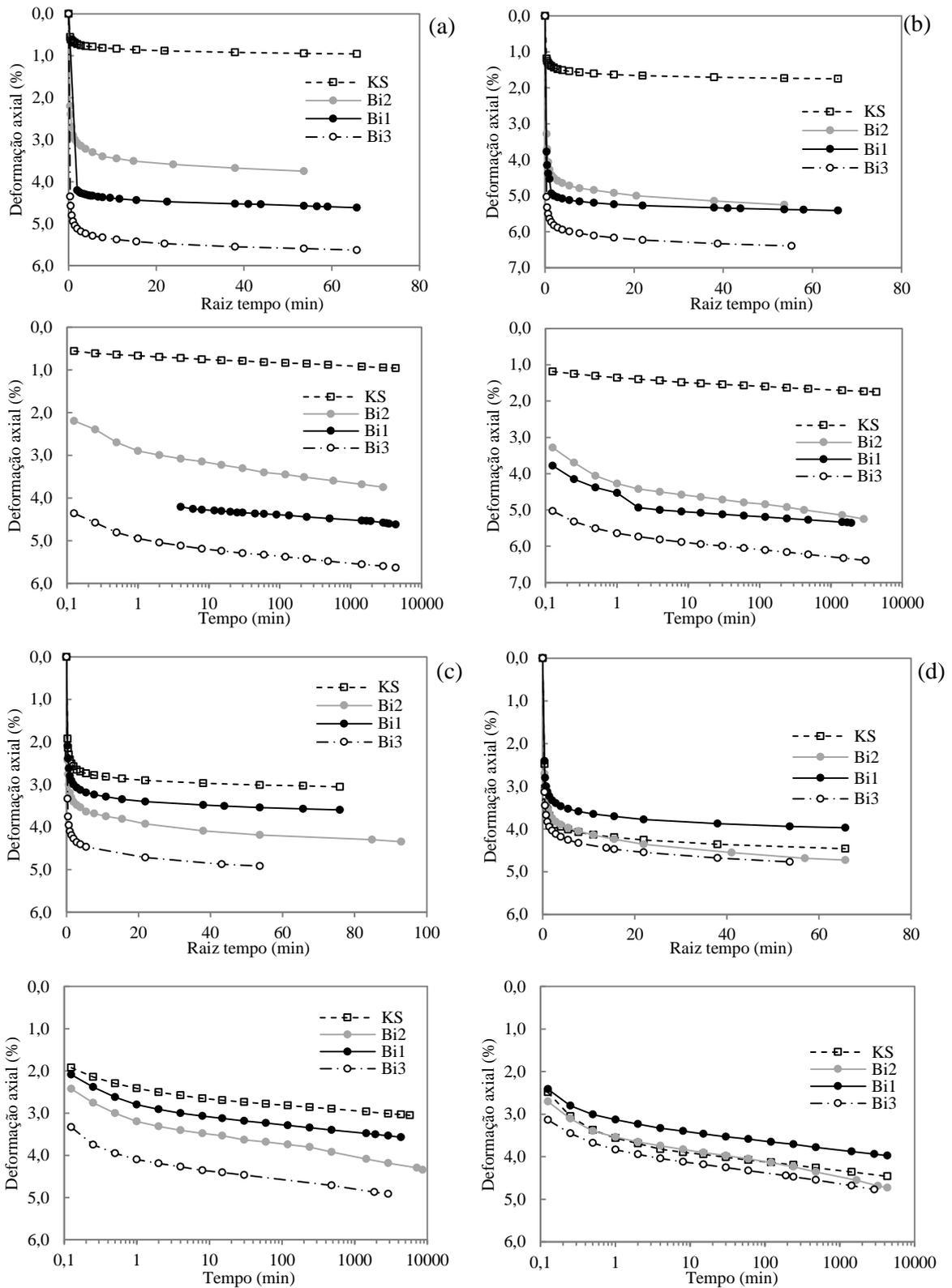


Figura C. 2 - Curvas de Adensamento das amostras *KS*, *Bi2*, *Bi1* e *Bi3*: (a) 49 à 98 kPa. (b) 98 à 212 kPa; (c) 212 à 409 kPa; (d) 409 à 804 kPa.

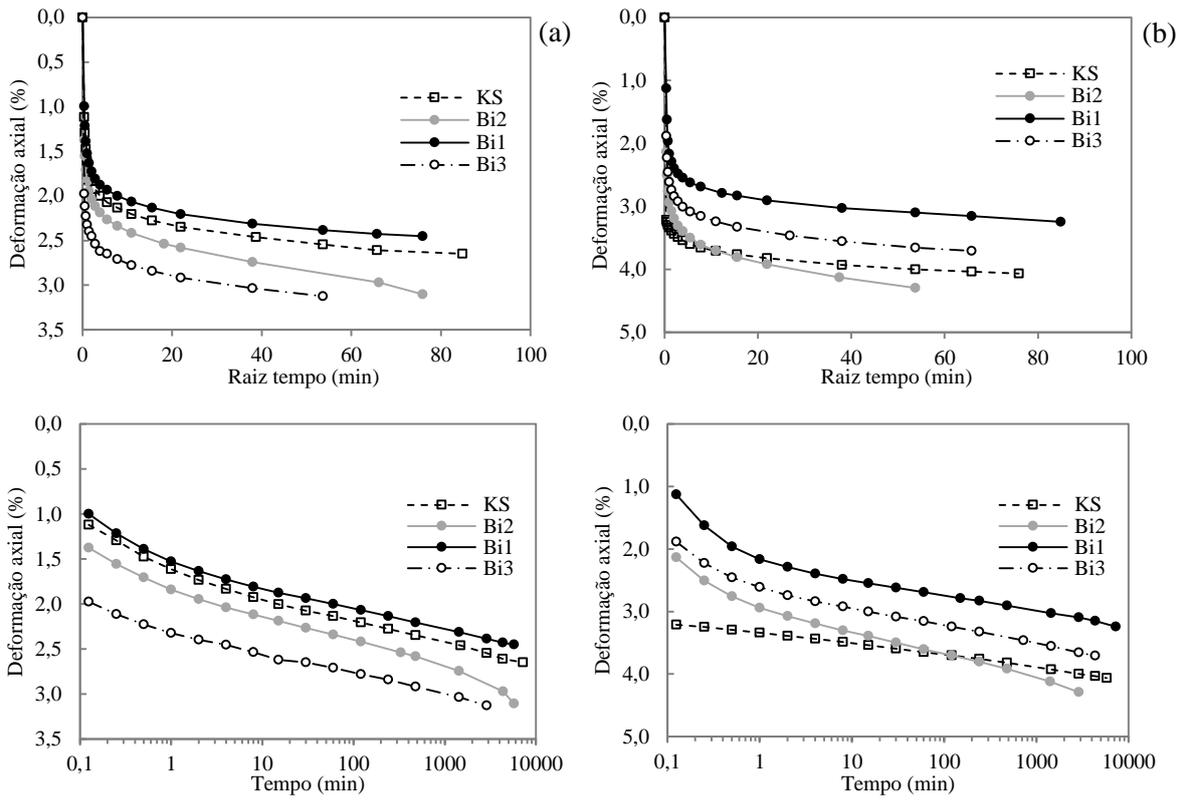


Figura C. 3 - Curvas de Adensamento das amostras *KS*, *Bi2*, *Bi1* e *Bi3*: (a) 804 à 1196 kPa; (b) 1196 à 1983 kPa.

APÊNDICE D – PARÂMETROS DAS CURVAS DE ADENSAMENTO

Tabela D. 1 - Parâmetros das curvas de adensamento

Amostra	σ_{final} (kPa)	$\Delta\sigma$ (kPa)	c_v (m ² /s)	m_v (kPa ⁻¹)	D (kPa)	a_v (kPa ⁻¹)	k (m/s)
KS	6	3	1,94x10 ⁻⁷	0,0580	17,2	0,117	1,11x10 ⁻⁷
KS	13	7	1,62x10 ⁻⁷	0,0462	21,7	0,093	7,35x10 ⁻⁸
KS	24	11	5,33x10 ⁻⁷	0,0342	29,2	0,069	1,79x10 ⁻⁷
KS	49	25	1,75x10 ⁻⁶	0,0502	19,9	0,100	8,63x10 ⁻⁷
KS	98	49	3,23x10 ⁻⁷	0,0949	10,5	0,187	3,01x10 ⁻⁷
KS	212	114	1,16x10 ⁻⁶	0,0483	20,7	0,091	5,48x10 ⁻⁷
KS	409	197	1,20x10 ⁻⁶	0,0187	53,4	0,033	2,19x10 ⁻⁷
KS	802	393	1,77x10 ⁻⁶	0,0102	98,2	0,017	1,77x10 ⁻⁷
KS	1196	393	2,63x10 ⁻⁶	0,0066	152,3	0,011	1,70x10 ⁻⁷
KS	1983	787	1,09x10 ⁻⁶	0,0043	235,0	0,007	4,56x10 ⁻⁸
Bi1	6	3	8,31x10 ⁻⁸	0,0476	21,0	0,099	3,88x10 ⁻⁸
Bi1	13	7	1,66x10 ⁻⁷	0,0437	22,9	0,091	7,12x10 ⁻⁸
Bi1	24	11	3,71x10 ⁻⁷	0,0343	29,2	0,071	1,25x10 ⁻⁷
Bi1	49	25	1,47x10 ⁻⁶	0,0282	35,5	0,058	4,05x10 ⁻⁷
Bi1	98	49	1,19x10 ⁻⁶	0,0203	49,2	0,042	2,37x10 ⁻⁷
Bi1	212	114	3,86x10 ⁻⁶	0,0157	63,7	0,032	5,95x10 ⁻⁷
Bi1	409	197	4,34x10 ⁻⁶	0,0158	63,4	0,031	6,71x10 ⁻⁷
Bi1	802	393	1,77x10 ⁻⁶	0,0102	98,2	0,017	1,77x10 ⁻⁷
Bi1	1196	393	2,63x10 ⁻⁶	0,0066	152,3	0,011	1,70x10 ⁻⁷
Bi1	1983	787	3,56x10 ⁻⁶	0,0043	235,0	0,007	1,48x10 ⁻⁷
Bi2	6	3	4,21x10 ⁻⁸	0,0862	11,61	0,179	3,56x10 ⁻⁸
Bi2	13	8	3,75x10 ⁻⁷	0,0776	12,88	0,160	2,86x10 ⁻⁷
Bi2	25	12	6,57x10 ⁻⁷	0,0773	12,94	0,159	4,98x10 ⁻⁷
Bi2	50	25	1,43x10 ⁻⁶	0,0821	12,18	0,167	1,15x10 ⁻⁶
Bi2	99	49	6,56x10 ⁻⁶	0,0770	12,99	0,153	4,95x10 ⁻⁶
Bi2	213	114	5,29x10 ⁻⁶	0,0462	21,67	0,089	2,39x10 ⁻⁶
Bi2	408	195	5,42x10 ⁻⁶	0,0222	44,98	0,040	1,18x10 ⁻⁶
Bi2	804	396	4,41x10 ⁻⁶	0,0119	83,71	0,021	5,17x10 ⁻⁷
Bi2	1199	396	1,90x10 ⁻⁶	0,0078	127,49	0,013	1,47x10 ⁻⁷
Bi2	1989	789	3,44x10 ⁻⁶	0,0054	183,89	0,009	1,83x10 ⁻⁷
Bi3	6	3	3,91x10 ⁻⁸	0,0632	15,83	0,128	2,42 x10 ⁻⁸
Bi3	13	7	4,70x10 ⁻⁸	0,0309	32,35	0,063	1,43 x10 ⁻⁸
Bi3	24	11	5,20x10 ⁻⁷	0,0297	33,65	0,060	1,51 x10 ⁻⁷
Bi3	49	25	5,13x10 ⁻⁷	0,0293	34,13	0,059	1,47 x10 ⁻⁷
Bi3	98	49	2,88x10 ⁻⁶	0,1141	8,76	0,228	3,23 x10 ⁻⁶
Bi3	212	114	3,65x10 ⁻⁶	0,0560	17,84	0,106	2,01 x10 ⁻⁶
Bi3	409	197	9,22x10 ⁻⁶	0,0250	40,05	0,044	2,26 x10 ⁻⁶
Bi3	802	393	6,14x10 ⁻⁶	0,0121	82,48	0,020	7,30 x10 ⁻⁷
Bi3	1196	393	6,67x10 ⁻⁶	0,0079	125,91	0,013	5,19 x10 ⁻⁷
Bi3	1983	787	7,31 x10 ⁻⁶	0,0046	215,31	0,007	3,33 x10 ⁻⁷