

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE MINAS GERAIS**

**CURSO DE MESTRADO EM GEOTECNIA E TRANSPORTES**

**INFLUÊNCIA DA ESTRUTURA NO  
COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO DE UM  
SOLO TROPICAL RESIDUAL DE GNAISSE DO  
COMPLEXO BELO HORIZONTE**

**Domingos José de Paula Neto**

**Belo Horizonte**

**2019**

**Domingos José de Paula Neto**

**INFLUÊNCIA DA ESTRUTURA NO  
COMPORTAMENTO HIDROMECAÂNICO DE UM  
SOLO TROPICAL RESIDUAL DE GNAISSE DO  
COMPLEXO BELO HORIZONTE**

Dissertação apresentada ao Curso de Mestrado em Geotecnia e Transportes da Universidade Federal de Minas Gerais, como requisito parcial à obtenção do título de Mestre em Geotecnia e Transportes.

Área de concentração: Geotecnia

Orientadora: Maria das Graças Gardoni Almeida

Coorientador: Lúcio Flávio de Sousa Villar

Belo Horizonte

Escola de Engenharia da UFMG

2019

P324i Paula Neto, Domingos José de.  
Influência da estrutura no comportamento hidromecânico de um solo tropical residual de gnaiss do complexo Belo Horizonte [recurso eletrônico] / Domingos José de Paula Neto. – 2019.  
1 recurso online (xviii,115 f. : il., color.) : pdf.

Orientadora: Maria das Graças Gardoni Almeida.  
Coorientador: Lúcio Flávio de Sousa Villar.

Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Minas Gerais, Escola de Engenharia.

Bibliografia: f. 5-34.  
Exigências do sistema: Adobe Acrobat Reader.

1. Transportes - Teses. 2. Solos tropicais - Teses.  
3. Mecânica do solo - Teses. 4. Intemperismo – Teses.  
I. Almeida, Maria das Graças. II. Villar, Lúcio Flávio de Sousa.  
III. Universidade Federal de Minas Gerais. Escola de Engenharia.  
IV. Título.

CDU: 656(043)

Ficha catalográfica: Biblioteca Prof. Mário Werneck, Escola de Engenharia da UFMG.



FOLHA DE APROVAÇÃO

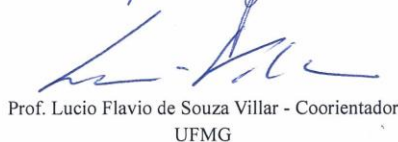
**INFLUÊNCIA DA ESTRUTURA NO COMPORTAMENTO  
HIDROMECAÂNICO DE UM SOLO TROPICAL RESIDUAL DE  
GNAISSE DO COMPLEXO BELO HORIZONTE**

**DOMINGOS JOSÉ DE PAULA NETO**

Dissertação submetida à Banca Examinadora designada pelo Colegiado do Programa de Pós-Graduação em GEOTECNIA E TRANSPORTES, como requisito para obtenção do grau de Mestre em GEOTECNIA E TRANSPORTES, área de concentração GEOTECNIA.

Aprovada em 12 de julho de 2019, pela banca constituída pelos membros:

  
Prof. Maria das Graças Gardoni Almeida - Orientadora  
UFMG

  
Prof. Lucio Flavio de Souza Villar - Coorientador  
UFMG

  
Prof. Jorge Felipe da Silva Filho  
UFOP

  
Prof. Aloysio Portugal Maia Sábba  
UFMG

Belo Horizonte, 12 de julho de 2019.

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente aos meus pais e à minha irmã que me apoiaram incondicionalmente em todos os momentos da minha vida, sendo este apoio fundamental para o desenvolvimento desta pesquisa. À minha querida tia Julia por sempre acreditar em mim. Agradeço também ao meu avô Marcos Oliva, o qual foi a grande inspiração para escolha do Curso de Engenharia Civil, além das minhas avós Aracy Chalita e Cecy Helena, as quais motivaram sempre essa caminhada. Por fim agradeço à toda minha família e amigos pela companhia e momentos inesquecíveis

Agradeço à minha orientadora professora Maria das Graças Gardoni pela amizade, pela motivação e principalmente por ter aceitado me orientar, que fez com tanta dedicação e preocupação. Agradeço ao meu coorientador professor Lúcio Villar pelas dicas valiosíssimas na condução desta pesquisa.

Ao professor Aloysio Saliba que me motivou e acreditou que esta pesquisa seria possível mesmo encontrando diversas adversidades no caminho. À professora Karla Pimentel pela paciência e tranquilidade.

Agradeço ao CNPq (Conselho Nacional de Desenvolvimento Científico e Tecnológico) que disponibilizou recursos que possibilitaram o desenvolvimento e fomento desta pesquisa.

Agradeço aos colegas de mestrado pela amizade e dedicação. Principalmente à Fernanda que me ajudou nas horas mais difíceis.

Agradeço a todo departamento de geotecnia da UMFG (DETG), bem como os profissionais que fazem parte do mesmo, principalmente ao Marcus que me ajudou bastante nos ensaios laboratoriais realizados.

Agradeço à toda equipe da TEC3 Engenharia que me deram suporte em todos os momentos durante esta trajetória.

## RESUMO

Esta dissertação objetivou estudar a influência da estrutura original do solo tropical residual de gnaiss do Quarteirão 10, pertencente ao Complexo Belo Horizonte. Solo residuais podem possuir cimentações desenvolvida por meio das ligações entre as partículas do solo. Estas ligações podem ser formadas durante a evolução do intemperismo físico-químico-biológico da rocha matriz, ao longo de seu perfil. A presente dissertação visa contribuir para o entendimento do papel da estrutura original do solo na permeabilidade, compressibilidade, resistência ao cisalhamento e comportamento tensão versus deformação na condição saturada e não saturada, avaliando-se as suas propriedades físicas, hidráulicas e mecânicas. Neste sentido as características microestruturais, bem como a composição mineralógica e a laterização deste solo foram avaliadas por meio dos ensaios para determinação dos índices físicos (massa específica dos grãos, granulometria e limites de Atterberg), ensaio de porosimetria por intrusão de mercúrio, microscopia eletrônica de varredura, dispersão de Raios-X e classificação MCT. Realizou-se ensaios de permeabilidade carga variável em um corpos de prova moldado da amostra indeformada e outro reconstituído nas mesmas características. Desenvolveu-se ensaios de adensamento unidimensional inundado e não inundado, nos ensaios de adensamento inundado a permeabilidade (carga variável) foi determinada em cada estágio de carregamento. Por fim, realizou-se ensaios de resistência ao cisalhamento em amostras indeformadas e reconstituídas, na condição saturada e no teor de umidade higroscópico, uma vez que, segundo Delcourt (2018), a influência da estrutura de um solo pode ser definida quando se avalia a diferença entre o comportamento de amostras indeformadas com o comportamento de amostras reconstituídas na mesma porosidade e condição de saturação sob efeito do mesmo carregamento. A influência da estrutura no comportamento hidromecânico deste solo foi verificada por meio da comparação entre os resultados obtidos em ensaio desenvolvidos em amostras indeformadas e reconstituídas nas mesmas propriedades físicas.

**Palavras-chave:** solos tropicais residuais; grau de intemperismo; estrutura original do solo, amostras indeformadas e reconstituídas; comportamento hidromecânico.

## ABSTRACT

The objective of this work is to study the influence of the original structure of gnaiss's tropical residual soil native of the *Complexo Belo Horizonte's* geological formation, collected in a test area known as Block 10 (Q10), in the Pampulha campus of the Federal University of Minas Gerais (UFMG). Residual soils may have cementations developed through the bond between soil particles. Those bonds might be formed during physical-chemical-biological weathering evolution of the matrix of the rock acting along its profile. This thesis seeks to contribute to the understanding of the original soil structure role on permeability, compressibility, shear strength, and stress-strain behavior on both saturated and non-saturated conditions by evaluating its physical, hydraulics and mechanics properties. That being said, the microstructural characteristics, as well as the mineralogical composition and the lateralization (MCT's classification) of this soil were evaluated through laboratorial tests that include tests such as: determining the physical parameters (specific grain's gravity, size distribution, and Atterberg limits), porosimeter's test by mercury intrusion, microscopical electronic analysis, and X-Ray dispersion. In addition, permeability on variable head was tested in one sample molded from an undisturbed block and others were reconstructed with the same characteristics. Furthermore, unidimensional consolidation saturated and unsaturated tests were developed in which the permeability variable head was determined in each load stage for the saturated condition. In conclusion, shear strength assessments were made on undisturbed and reconstructed samples on saturated condition and on hygroscope moisture content. According to Delcourt (2018), the soil structure influence can be defined when behavior differences between the undisturbed sample and the reconstructed ones are analyzed within the same porosity and saturated conditions under the effect of the same load condition. Therefore, the structural influence on hydromechanics behavior of this soil was verified by the comparison between the results obtained through laboratorial tests on undisturbed and reconstructed samples with the same physical properties.

**Key-words:** residual tropical soils; weathering degree; soil original structure; hydromechanics behavior.

# SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>INTRODUÇÃO.....</b>	<b>1</b>
1.1	OBJETIVO.....	2
1.2	JUSTIFICATIVA .....	4
1.3	ESTRUTURA DA DISSERTAÇÃO.....	4
<b>2</b>	<b>REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>5</b>
2.1	INTEMPERISMO CAUSADO POR AGENTES FÍSICO-QUÍMICO-BIOLÓGICO .....	6
2.2	CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS RESIDUAIS.....	7
2.2.1	<i>Sistema de Classificação de Pastore (1995).....</i>	<i>8</i>
2.2.2	<i>Deere e Patton (1971) .....</i>	<i>10</i>
2.2.3	<i>Vaz (1996) .....</i>	<i>11</i>
2.2.4	<i>Classificação MCT (Miniatura Compactada Tropical).....</i>	<i>12</i>
2.3	FORMA E DISTRIBUIÇÃO DOS POROS.....	14
2.4	POROSIMETRIA POR IMERSÃO EM MERCÚRIO .....	15
2.4.1	<i>Classificação dos poros.....</i>	<i>16</i>
2.4.2	<i>Porosimetria e a Curva Característica de Retenção de Água (CCRA).....</i>	<i>17</i>
2.5	CURVA CARACTERÍSTICA DE RETENÇÃO DE ÁGUA (CCRA) .....	18
2.5.1	<i>Sucção em solos não saturados .....</i>	<i>19</i>
2.5.2	<i>Formatos, parâmetros e zonas notáveis da CCRA .....</i>	<i>20</i>
2.5.3	<i>Equações para ajuste da CCRA .....</i>	<i>21</i>
2.5.4	<i>Determinação da sucção matricial pela técnica do papel filtro.....</i>	<i>23</i>
2.6	A INFLUÊNCIA DO GRAU DE INTEMPERISMO NA ESTRUTURA DO SOLO.....	23
2.6.1	<i>Índices Físicos e mineralogia.....</i>	<i>24</i>
2.6.2	<i>Porosidade.....</i>	<i>29</i>



2.7	EFEITOS DA ESTRUTURA DO SOLO NO COMPORTAMENTO HIDROMECÂNICO .....	30
<b>3</b>	<b>MATERIAIS E MÉTODOS .....</b>	<b>34</b>
3.1	LOCAL DA PESQUISA.....	34
3.2	GEOLOGIA LOCAL .....	36
3.3	CLIMA DA REGIÃO.....	36
3.4	INVESTIGAÇÕES DE CAMPO REALIZADAS NO Q-10 .....	37
3.5	AMOSTRAS DE SOLO COLETADAS .....	39
3.6	ENSAIOS LABORATORIAIS .....	40
3.6.1	<i>Caracterização física.....</i>	<i>40</i>
3.6.2	<i>Porosimetria por imersão em mercúrio.....</i>	<i>42</i>
3.6.3	<i>Difração de Raios-X.....</i>	<i>42</i>
3.6.4	<i>Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).....</i>	<i>42</i>
3.6.5	<i>Ensaio de Papel Filtro.....</i>	<i>43</i>
3.6.6	<i>Permeabilidade carga variável .....</i>	<i>45</i>
3.6.7	<i>Adensamento Oedométrico.....</i>	<i>46</i>
3.6.8	<i>Cisalhamento Direto.....</i>	<i>50</i>
3.6.9	<i>Compressão Triaxial Axissimétrica Consolidada Isotropicamente Não Drenada, com os corpos de prova saturados (CIU).....</i>	<i>57</i>
<b>4</b>	<b>RESULTADOS E DISCUSSÕES .....</b>	<b>59</b>
4.1	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO RESIDUAL DE GNAISSE COLETADO NO Q-10.....	59
4.2	CLASSIFICAÇÃO MCT.....	60
4.3	CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DO SOLO.....	62
4.4	DIFRAÇÃO DE RAIOS-X.....	66
4.5	MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV) .....	68
4.6	DIÂMETRO DOS POROS E DISTRIBUIÇÃO INCREMENTAL DO DIÂMETRO DOS POROS .....	73

4.7	ENSAIO DE PAPEL FILTRO .....	75
4.8	CURVAS DE RETENÇÃO DE ÁGUA .....	76
4.9	PERMEABILIDADE .....	78
4.10	COMPRESSIBILIDADE.....	79
4.11	RESISTÊNCIA AO CISALHAMENTO.....	88
4.11.1	<i>Resultados ensaios de cisalhamento direto</i> .....	88
4.11.2	<i>Resultados ensaio triaxial CIUsat</i> .....	102
<b>5</b>	<b>CONCLUSÕES</b> .....	<b>106</b>
5.1	CARACTERIZAÇÃO DA ESTRUTURA DO SOLO.....	106
5.2	INFLUÊNCIA DA ESTRUTURA NA PERMEABILIDADE DO SOLO.....	107
5.3	INFLUÊNCIA DA ESTRUTURA NA COMPRESSIBILIDADE E RESISTÊNCIA DO SOLO .....	107
<b>6</b>	<b>FUTURAS PESQUISAS</b> .....	<b>109</b>

## LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1: Ilustração do sistema de Classificação de Pastore (1995 apud DELCOURT, 2018). .....	9
Figura 2.2: Perfil de intemperismo proposto por Deere e Patton (1971 <i>apud</i> DELCOURT, 2018): A – rochas metamórficas e B – rochas ígneas intrusivas. ....	11
Figura 2.3: Sistema de Classificação de Solos Residuais (VAZ, 1996).....	12
Figura 2.4: Ábaco de Classificação MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).....	13
Figura 2.5: Distribuição incremental dos diâmetros dos poros para os solos (OLIVEIRA, 2006). .....	16
Figura 2.6: Curva Característica de Retenção de Água do solo, com os elementos notáveis (CAMAPUM DE CARVALHO <i>et al.</i> 2015) .....	20
Figura 2.7: CCRAs típicas para argila, silte e areia.....	21
Figura 3.1: Fluxograma de atividades realizadas para desenvolvimento da pesquisa.....	34
Figura 3.2: Planta de locação e situação do Quarteirão-10 (Fonte: <i>Google Earth Pro</i> ).....	35
Figura 3.3: Planta de locação da torre eólica e local de coleta das amostras de solo (Fonte: <i>Google Earth Pro</i> ).....	35
Figura 3.4: Planta de locação das investigações de campo realizadas no Q-10 (Adaptado de VILELA, 2016) .....	38
Figura 3.5: Perfil estratigráfico do solo coletado na região de implantação da torre eólica (VILELA, 2016) .....	38
Figura 3.6: Coleta de amostras indeformadas/deformadas no Q-10 (Amostra Indeformada 01). .....	39
Figura 3.7: Corpos de Prova moldados para o ensaio de papel filtro .....	44

Figura 3.8: Moldagem dos corpos de prova na Amostra Indeformada (AI-01) – (a) indicação da moldagem paralela à ação de $\sigma_v$ ; (b) indicação da moldagem perpendicular à ação de $\sigma_v$ .....	55
Figura 3.9: Aparato triaxial da SOLOCAP .....	58
Figura 4.1: Curva de compactação versus número de golpes para cada teor de umidade (determinação de $d'$ ).....	60
Figura 4.2: Curvas de abaulamento (mm) versus número de golpes (determinação de $c'$ ) .....	60
Figura 4.3: Ensaio de Perda de massa por imersão (Pi) .....	61
Figura 4.4: Classificação MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995) .....	62
Figura 4.5: Curvas de distribuição granulométricas, com e sem o uso do defloculante. ....	64
Figura 4.6: resultado ensaio de difração de Raios-X.....	67
Figura 4.7: Imagem com aumento de 50x da amostra indeformada .....	69
Figura 4.8: Imagens com aumentos de: (a) 500x; (b) 1.000 x; (c) 5.000 x; (d) 12.500 x para amostra indeformada .....	69
Figura 4.9: Regiões analisadas pelo EDS – (a) aumento de 5.000 x e (b) aumento de 50.000x .....	70
Figura 4.10: Resultados ensaios EDS amostra indeformada.....	71
Figura 4.11: Imagens com aumentos de (a) 100x; (b) 750x; (c) 5.000x (d) 12.500x para a amostra deformada .....	71
Figura 4.12: Resultados ensaios EDS amostra deformada. ....	72
Figura 4.13: Curva de intrusão de mercúrio no diâmetro dos poros. ....	73
Figura 4.14: Distribuição incremental do diâmetro dos poros .....	75
Figura 4.15: curvas características de Retenção de água das amostras indeformadas de solo coletado à profundidade de 1,5 m, para as trajetórias de secagem e umedecimento, com ajuste pela equação de Fredlund e Xing (1994).....	76

Figura 4.16: curva característica de retenção de água obtida pela porosimetria e pelo método do papel filtro .....	77
Figura 4.17: curvas de adensamento para amostras indeformadas.....	83
Figura 4.18: curvas de adensamento para amostras reconstituídas .....	83
Figura 4.19: curvas de adensamento inundado para amostras indeformada e reconstituída....	84
Figura 4.20: curvas de adensamento não inundado para amostras indeformada e reconstituída .....	84
Figura 4.21: coeficiente de permeabilidade medido em cada estágio de carregamento para as amostras indeformadas e reconstituídas inundadas .....	85
Figura 4.22: resultados ensaio de cisalhamento direto Inundado - moldado perpendicularmente à aplicação de $\sigma_v$ – amostras indeformadas .....	88
Figura 4.23: resultados ensaio de cisalhamento direto Não Inundado - moldado perpendicularmente à aplicação de $\sigma_v$ .....	89
Figura 4.24: resultados do ensaio de cisalhamento direto Inundado - moldado paralelamente à aplicação de $\sigma_v$ .....	90
Figura 4.25: resultados ensaio de cisalhamento direto Inundado – amostras reconstituídas ...	92
Figura 4.26: resultados ensaio de cisalhamento direto não inundado – amostras reconstituídas .....	92
Figura 4.27: envoltórias ensaios inundados – corpos de prova moldados perpendicularmente e corpos de prova moldados paralelamente à atuação de $\sigma'_v$ .....	94
Figura 4.28: envoltórias ensaios não inundados – corpos de prova indeformados e reconstituídos;.....	95
Figura 4.29: envoltórias ensaios inundados – corpos de prova indeformados e reconstituídos; .....	95
Figura 4.30: envoltórias ensaios inundado e não inundado – corpos de prova indeformados;	96

Figura 4.31: envoltórias ensaios inundado e não inundado – corpos de prova reconstituídas.	96
Figura 4.32: Resultados ensaio triaxial CIUsat (todos os CPs).....	103
Figura 4.33: Resultados ensaio triaxial CIUsat (descartando o CP4).....	104
Figura 4.34: Resultados ensaio triaxial CIUsat (descartando o CP5).....	104

## LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1: Sistemas de classificação dos poros. ....	17
Tabela 2.2: Equações de ajuste para CCRA Gitirana Jr. <i>et al.</i> (2015, <i>apud</i> GRAÇA, 2018) ..	22
Tabela 2.3: resultados da caracterização física (DELCOURT, 2018).....	26
Tabela 2.4: resultados dos ensaios de granulometria com e sem defloculante (DELCOURT, 2018).....	26
Tabela 2.5: valores médios dos ensaios de caracterização física (OLIVEIRA, 2006).....	27
Tabela 2.6: Índices físicos calculados (OLIVEIRA, 2006).....	28
Tabela 2.7: distribuição de poros nas amostras de solo SR-N1, SR-N2 e SR-N3 (DELCOURT, 2018).....	30
Tabela 3.1: Variação de temperatura e distribuição de chuvas ao longo do ano (< <a href="https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/minas-gerais/belo-horizonte-2889/#temperature-graph">https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/minas-gerais/belo-horizonte-2889/#temperature-graph</a> >).....	37
Tabela 3.2: normas técnicas ensaios laboratoriais.....	41
Tabela 3.3: índices físicos dos corpos de prova indeformado e reconstituído para o ensaio de permeabilidade carga variável. ....	46
Tabela 3.4: Condições de moldagem das amostras indeformadas e reconstituídas para o ensaio de adensamento.....	47
Tabela 3.5: condições de moldagem dos corpos de prova indeformados (moldagem perpendicular à ação de $\sigma'_v$ ) e reconstituídos para os ensaios de cisalhamento direto na condição saturada. ....	52
Tabela 3.6: condições de moldagem dos corpos de prova indeformados (moldagem perpendicular à ação de $\sigma'_v$ ) e reconstituídos para os ensaios de cisalhamento direto na condição higroscópica.....	52

Tabela 3.7: condições de moldagem dos corpos de prova indeformados moldagem perpendicular e paralela à ação de $\sigma'_v$ para os ensaios de cisalhamento direto na condição saturada.....	53
Tabela 3.8: Condições de moldagem dos corpos de prova indeformados para ensaio triaxial CIUsat.....	59
Tabela 4.1: Classificação do solo residual de Gnaisse conforme metodologias apresentadas no Capítulo 2. ....	59
Tabela 4.2: Parâmetros calculados ensaio MCT .....	61
Tabela 4.3: Resultados dos ensaios de caracterização.....	62
Tabela 4.4: Valores dos índices físicos das amostras coletadas no Q-10 em 2010, 2014 (VILELA, 2016) e em 2018 (amostra utilizada neste estudo).....	64
Tabela 4.5: distribuição granulométrica e índices de consistência dos materiais coletados no Q-10 em 2010, 2014 (VILELA, 2016) e em 2018 (amostra utilizada neste estudo).....	65
Tabela 4.6: resultados ensaios de permeabilidade carga variável amostras indeformada e reconstituída .....	78
Tabela 4.7: Índices físicos pós ensaio .....	80
Tabela 4.8: parâmetros de adensamento para o ensaio na amostra indeformada inundada .....	80
Tabela 4.9: parâmetros de adensamento para o ensaio na amostra reconstituída inundada .....	81
Tabela 4.10: parâmetros de adensamento para o ensaio na amostra indeformada não inundada .....	81
Tabela 4.11: parâmetros de adensamento para o ensaio na amostra reconstituída não inundada .....	82
Tabela 4.12: parâmetros do ensaio de adensamento (tensão de pré-adensamento e coeficientes de deformabilidade).....	85



Tabela 4.13: parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios de cisalhamento  
direto.....97

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

$c$  – intercepto coesivo

$C_c$  – coeficiente de compressão

$C_d$  – coeficiente de descompressão

$C_r$  – coeficiente de recompressão

$df$  – deslocamento horizontal total percorrido pelo corpo de prova no cisalhamento direto

$e$  – índice de vazios

$k$  – permeabilidade

$\log$  – logaritmo

$n$  – porosidade

$S$  – grau de saturação

$t_{90}$  – tempo em que 90% do adensamento é alcançado em um carregamento

$t_f$  – tempo total até a ruptura do corpo de prova no cisalhamento direto

$u_0$  – pressão hidrostática

$w$  – teor de umidade

$\gamma$  – peso específico do solo

$\sigma$  – tensão normal total na expressão de Coulomb

$\sigma'$  – tensão normal efetiva na expressão de Coulomb

$\sigma_1$  – tensão principal maior

$\sigma_3$  – tensão principal menor

$\sigma_{v0}$  – tensão vertical in situ total

$\rho_s$  – massa específica dos grãos

$\rho_d$  – massa específica seca dos grãos

$\phi$  – ângulo de atrito do solo em termos de totais

$\phi'$  – ângulo de atrito do solo em termos efetivos

**$a, a_1, a_2, a_4, b_1, b_2, b_3, b_4, m, n, p, q$**  – Parâmetros de ajuste de curva

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

ASTM – *American Society For Testing And Materials*

$C(\psi)$  – Função correção

CCRA - Curva Característica de Retenção de Água

$e$  – Número de Euler

*Et al – Et alii*

$g$  – Aceleração da gravidade

$\ln$  – Logaritmo neperiano

$k_n$  – Coeficiente de permeabilidade normal ao plano

$k_p$  – Coeficiente de permeabilidade no plano

kg – Quilo grama

kPa – Quilo Pascal

$k_r$  – Coeficiente de condutividade hidráulica relativa

$k_{sat}$  – Coeficiente de condutividade hidráulica saturada

$k_{nsat}, k_w$  – Coeficiente de condutividade hidráulica não saturada

$M_s$  – Massa de sólidos

$M_w$  – Massa de água

MPa – Mega Pascal

mm – Milímetro

$M$  – Número de medidas; Massa molecular da água

$M_{su}$  – Massa do solo úmido após equilíbrio do sistema

$O(a, m, n)$  – Função objetivo

$\psi$  – Potencial; Sucção total

$\psi_{ads}$  – Potencial de adsorção

$\psi_t$  – Potencial total

$\psi_c$  – Potencial cinético

$\psi_{cap}$  – Potencial capilar

$\psi_p$  – Potencial piezométrico

$\psi_a$  – Potencial altimétrico ou energia potencial do campo gravitacional

$\psi_{aev}, \psi_b$  – Sucção matricial de valor de entrada de ar

$\psi_{ag}$  – Sucção matricial de valor de entrada de água

$\psi_i$  – Sucção no ponto de inflexão

$\psi_k$  – Potencial térmico

$\psi_m$  – Potencial matricial

$\psi_{max}$  – Sucção matricial máxima

$\psi_r; \psi_{res}$  – Sucção residual

$H_c$  - Ascensão capilar

$p_v$  – Pressão parcial de vapor do ar

$p_{v0}$  – Pressão parcial de saturação de vapor de ar

$r; R$  – Raio do poro.

$R_m$  – Raio do menisco

$R_{max}$  – Raio máximo do poro

$R_{min}$  – Raio mínimo do poro

$s^*$  – Inclinação da tangente no ponto de inflexão

$S_p$  – inclinação da CCRA no ponto p, equidistante ao teor de umidade volumétrico saturado e ao teor de umidade volumétrico residual.

$S_{res}$  – Grau de saturação na condição residual

$S_{sr}$  – Grau de saturação do solo residual

SUCS – Sistema Unificado de Classificação do Solo

T – Temperatura

$T_s$  – Tensão superficial

u – Pressão na água intersticial

$\pi$  – Pi

$\theta_0$  – Teor de umidade volumétrico inicial

$\theta_r$  – Teor de umidade volumétrico residual

$\theta_s$  – Teor de umidade volumétrico saturado

$\Theta$  – Teor de umidade volumétrico normalizado

$\Theta_i$  – Teor de umidade volumétrico normalizado de inflexão

$u_a$  – Pressão exercida pelo ar atmosférico

$(u_a - u_w)_m$  – Sucção matricial média

$\overline{u_a}$  – Pressão de ar mais pressão atmosférica

$u_{ar}$  – Pressão no ar intersticial

$u_m$  – Pressão na água intersticial devido à sucção matricial

$u_{osm}$  – Pressão na água intersticial devido à sucção osmótica

$u_w$  – Pressão da água livre

$\overline{u_w}$  – Pressão de água livre mais pressão atmosférica

v – Velocidade

$V_a$  – Volume de ar

$V_s$  – Volume de sólidos

$V_t$  – Volume total

$V_v$  – Volume de vazio

$V_w$  – Volume de água

w – Teor de umidade gravimétrico

$\gamma_w$  – Peso específico da água.

z – Componente piezométrica

$\rho_w$  – Densidade da água; massa específica da água

$\rho_s$  – Massa específica dos sólidos

$p_c$  – Pressão capilar de entrada de ar

$\lambda$  – Índice da distribuição de tamanho dos poros

°C – Grau Celsius

CD – Cisalhamento Direto

CDTN – Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear

CID – *Consolidated Isotropic Drained*

CIU – *Consolidated Isotropic Undrained*

CM-UFMG – Centro Microscopia UFMG

CPH – Centro de Pesquisas em Hidráulica

CPs – Corpos de Prova

CPT – *Cone Penetration Test*

CPTU – *Piezocone Penetration Test*

DETG – Departamento de Engenharia de Transportes e Geotecnia

DRX – Difratorômetro de raios-X

EDS – *Energy-dispersive X-ray spectroscopy*

EE – Escola de Engenharia

FRX – Fluorescência de raios-X

IA – Índice de Atividade

IP – Índice de Plasticidade

LL – Limite de Liquidez

LP – Limite de Plasticidade

MEV – Microscopia Eletrônica de Varredura

MG – Minas Gerais

MIT – *Massachusetts Institute of Technology*

NA – Nível d'Água

NBR – Norma Brasileira

$N_{SPT}$  – Índice de resistência a penetração do amostrador padrão

Q-10 – Quarteirão 10

SI – Sistema Internacional de Unidades

SPT – *Standard Penetration Test*

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais

UTM – Universal Transversa de Mercator

# 1 INTRODUÇÃO

Os materiais que constituem a crosta terrestre podem ser divididos em duas categorias, solo e rocha. Os solos originam-se da decomposição das rochas que inicialmente existiam na crosta, através da ação de agentes físicos (temperatura, pressão, umidade, entre outros), assim como de agentes químicos (hidratação, hidrólise, oxidação, lixiviação etc.). A atuação conjunta dos agentes no processo de degradação da rocha, segundo Sousa Pinto (2006), leva à formação dos solos que, em consequência, são misturas de partículas e/ou grãos que se diferenciam pelo tamanho e pela composição química.

A formação de um solo residual é atribuída ao processo de intemperismo físico e químico da rocha, desta maneira as partículas e/ou grãos que compõem um solo residual são altamente heterogêneas. De acordo com Marinho *et al.* (2013), as camadas iniciais de um solo residual são tipicamente formadas por grãos finos e, as camadas inferiores formadas pela rocha mãe parcialmente desintegrada.

Estes solos são altamente estruturados na natureza e podem inclusive estarem cimentados dependendo do grau de intemperismo (MENG e CHU 2011). Delcourt (2018) aponta que a contribuição principal da rocha de origem do solo é a definição da composição mineralógica do solo resultante. Esta composição é fundamental para distribuição granulométrica do solo, para plasticidade, assim como para os tipos de argilominerais. Desta maneira a composição da rocha mãe é responsável por definir grande parte do comportamento geomecânico do solo residual.

De acordo com Delcourt (2018), em regiões de clima tropical, como na maior parte do Brasil, o solo residual é formado principalmente pela ação do intemperismo químico, apresentando em sua maioria espessura de dezenas de metros. A ação conjunta de agentes intempéricos (físicos e químicos) formam os solos residuais por meio da decomposição da rocha matriz (formação geológica). As alterações químicas na rocha, de acordo com Oliveira (2006), começam a modificar sua microestrutura, promovendo reorganização dos minerais recém formados. Sendo assim, os solos residuais não são compostos apenas por grãos e/ou partículas, mas também por agregados e cristais de minerais alterados, cimentação depositada, grumos de argilominerais e partículas e resistência variada.

Segundo Oliveira (2006), o grau de intemperismo de um solo residual deve afetar seu comportamento de engenharia. Logo a cimentação, que é o agente responsável pela formação



de novas ligações entre partículas é um dos principais fatores que moldam o comportamento do solo residual. Portanto, as propriedades do solo residual se manifestam em função do grau de intemperismo que esta massa de solo se encontra ao longo do perfil estratigráfico (RAHARDJO *et al.* 2004).

Dentre essas propriedades destacam-se as de engenharia do solo, tais como, tensão versus deformação do solo, resistência, compressibilidade e permeabilidade, as quais dependem da estrutura do solo (CORDÃO NETO *et al.*, 2018). Assim, segundo Romero (2013), pesquisas experimentais da microestrutura do solo recentemente ressurgiram como uma ferramenta importante para se entender as características fenomenológicas comportamentais dos solos (mecânicas e hidráulicas). Tais estudos ressurgiram no meio acadêmico em virtude do aparecimento de novas técnicas experimentais, utilizadas para se avaliar a microestrutura do solo, as quais apresentam ferramentas capazes de gerar resoluções e interpretações mais avançadas, no que tange: o arranjo, tamanho e morfologia das partículas e/ou agregados, sua orientação, contatos entre partículas e a direção das forças de contato, assim como tipo, distribuição e conectividade dos poros na microestrutura do solo.

Salienta-se que a distribuição dos tipos e tamanhos dos poros na estrutura é um assunto que merece destaque, já que condiciona mudanças no entorno das trajetórias mecânicas e hidráulicas dos solos (ROMERO, 2013). Neste sentido verificou-se que a influência da distribuição e tamanho dos poros no comportamento de engenharia foi discutida em Delcourt (2018), Lacerda (2010), Reis (2004), Li e Zhang (2009), Romero (2013), Cordão Neto *et al.*, 2018, Marinho *et al.*, (2013), Burton *et al.*, (2015) e Boszczowski (2008). Estes tópicos serão detalhados adiante ao longo do desenvolvimento deste estudo.

## **1.1 Objetivo**

O objetivo geral desta pesquisa é estudar a influência da estrutura de um solo tropical residual de gnaiss no seu comportamento hidromecânico. A estrutura dos solos residuais é condicionada pela formação de ligações entre as partículas e/ou os grãos que compõe sua estrutura mineralógica.

Para se alcançar a proposta geral deste projeto, foram definidos objetivos específicos, quais sejam:

- Coletar amostras indeformadas e deformadas no campo experimental intitulado Q10, localizado no *campus* da UFMG, à uma profundidade de 1,50 m;
- Determinar os índices físicos do solo em questão, a saber: teor de umidade natural e higroscópico, massa específica dos grãos, granulometria por peneiramento e sedimentação, com e sem o uso de defloculante, limites de Atterberg e peso específico natural;
- Caracterizar a composição mineralógica do solo residual e avaliar a microestrutura do mesmo, por meio de ensaios de difração de Raios-X e Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), respectivamente;
- Determinar a distribuição e tamanho de poros pelo ensaio de porosimetria por imersão em mercúrio, e a curva de distribuições dos poros;
- Determinar a curva característica de retenção de água por meio de correlações com os resultados do ensaio de porosimetria;
- Determinar a curva de retenção de água considerando as trajetórias de secagem e umedecimento, pelo método do papel filtro em Corpos de Prova indeformados;
- Comparar as curvas características de retenção de água obtidas nos dois métodos acima descritos;
- Verificar se este solo é laterítico, aplicando-se a classificação MCT;
- Para se estudar a influência da estrutura no comportamento hidromecânico, os seguintes ensaios em amostras indeformadas e reconstituídas foram realizados: permeabilidade a Carga Variável; Adensamento unidimensional inundado e não inundado; Cisalhamento direto inundado e não inundado;
- Verificar se este solo apresenta anisotropia nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, por meio da comparação dos resultados de ensaios em amostras indeformadas, moldadas em diferentes orientações no bloco indeformado;
- Verificar a resistência ao cisalhamento em corpos de prova indeformados pelo ensaio de compressão triaxial axissimétrica não drenado, com os corpos de prova saturados e adensados isotropicamente (CIUsat);
- Avaliar a influência da estrutura deste solo residual na permeabilidade, compressibilidade resistência e comportamento tensão versus deformação.

## 1.2 Justificativa

O Brasil é um país cujo clima predominante é tropical (OLIVEIRA, 2006). Os agentes físicos, químicos e biológicos característicos deste clima atuam no processo de intemperização do substrato rochoso para formação dos solos. Este são designados por solos residuais tropicais (DELCOURT, 2018). Em Belo Horizonte existem solos residuais de gnaiss oriundos do processo de intemperismo da matriz Complexo Belo Horizonte. Sendo assim, a motivação principal é estudar como a estrutura do mesmo, que é condicionada pelas cimentações que se formam durante a evolução do intemperismo sobre a rocha matriz, interfere em suas propriedades hidráulicas e mecânicas para prever seu comportamento de engenharia.

Dado o exposto acima, o problema que motivou este estudo foi determinar se o comportamento hidromecânico de um solo residual de gnaiss é alterado, quando analisado na sua condição *in situ* com amostras de boa qualidade moldadas na amostra indeformada, e na condição amolgada com amostras de boa qualidade reconstituídas com os mesmos índices físicos, daquelas indeformadas. Outra questão a investigar seria a influência da estrutura deste solo em seu comportamento geotécnico.

## 1.3 Estrutura da Dissertação

Este estudo inicia-se com a revisão bibliográfica. Apresentam-se os tipos de intemperismo que atuam no substrato rochoso responsáveis pela gênese do solo residual. Em seguida apresentam-se sistemas de classificação dos solos residuais vigentes na literatura, utilizados para classificarem em qual grau de alteração da rocha matriz o solo residual se encontra. A caracterização da microestrutura dos solos residuais foi discutida com base em resultados de ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), porosimetria por imersão em mercúrio e a difração de Raios-X, por diferentes autores (as) citados neste Capítulo. Por fim, discute-se a influência da microestrutura do solo em seu comportamento hidráulico, resistência ao cisalhamento e tensão versus deformação (Capítulo 2).

No Capítulo 3 foram apresentados os materiais e métodos utilizados para condução desta pesquisa. Destaca-se uma breve apresentação do local de coleta das amostras, contemplando a geologia e clima local. Além disso descreveu-se os procedimentos adotados para coleta das amostras no campo, bem como aqueles adotados para moldagem de corpos de prova de boa qualidade das amostras indeformadas (blocos).

Em seguida foram listados os critérios seguidos para desenvolvimento dos ensaios nas amostras indeformadas, assim como os utilizados para determinação dos índices físicos dos corpos de prova indeformados. Estes índices físicos foram então utilizados para moldagem dos corpos de prova de boa qualidade nas amostras reconstituídas, uma vez que as características físicas iniciais dos corpos de prova indeformados e reconstituídos foram as mesmas, para possibilitar observar o papel da estrutura em seu comportamento.

Descreveu-se as atividades adotadas para reconstituição dos corpos de prova com amostras deformadas, o método de compactação adotado, com um breve relato das dificuldades encontradas durante a etapa de preparação dos corpos de prova reconstituídos. Por fim também foram elucidadas todas as ações adotadas para desenvolvimentos dos ensaios laboratoriais propostos, seguindo os critérios normativos.

No Capítulo 4 apresentou-se os resultados dos ensaios bem como as discussões traçadas à luz do objetivo desta dissertação. Buscou-se discutir o comportamento hidromecânico do solo residual e a influência que sua estrutura original pode causar. Diferentes pesquisas envolvendo solos residuais foram estudadas (Capítulo 2) para tentar apontar semelhanças e diferenças entre os resultados desta pesquisa com as demais.

A discussão das comparações realizadas entre resultados de ensaios foi desenvolvida somente com os dados obtidos por Vilela (2016), já que se trata também do solo residual do Complexo Belo Horizonte, coletado no mesmo campo experimental (Q-10). As demais pesquisas avaliadas tratam de solos residuais formados pelo processo pedogenético de diferentes matrizes rochosas, sendo a maioria das pesquisas com seus respectivos resultados, oriundos de ensaios em solos formados pelo processo de intemperismo da matriz rochosa de gnaiss.

O Capítulo 5 apresenta as principais conclusões observadas no que tange a influência da estrutura no comportamento hidromecânico deste solo residual de gnaiss do Complexo Belo Horizonte. No Capítulo 6 são feitas algumas sugestões para o prosseguimento da pesquisa, principalmente no que tange à análise deste solo em diferentes horizontes intempéricos.

## **2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

A revisão bibliográfica forneceu a este projeto todas as bases científicas e teóricas para o desenvolvimento dos objetivos propostos.

## 2.1 Intemperismo causado por agentes físico-químico-biológico

Neste item buscou-se contextualizar o processo de formação dos solos residuais tropicais, através da ação do intemperismo físico-químico-biológico sobre a rocha matriz. Verificou-se também uma relação íntima entre o grau de intemperismo do solo com a rigidez das ligações presentes em sua estrutura.

De acordo com Blight (2012), os solos residuais são formados pelo intemperismo *in situ* da rocha, os três principais agentes intempéricos são os processos físicos, químicos e biológicos. Como exemplo de processos físicos têm-se a erosão, deformações diferenciais devido às variações de temperaturas (aquecimento e congelamento) e cristalização de sais. Estes processos fragmentam a rocha possibilitando o ataque químico, assim como aumentam a permeabilidade da rocha, possibilitando a percolação dos agentes químicos para seu interior, já que a porosidade aumenta gradativamente com o grau de intemperismo do solo.

Os processos químicos, principalmente governados pela hidrólise, troca catiônica e oxidação, alteram os minerais da rocha mãe e os transformam em argilominerais mais estáveis, como por exemplo a caulinita, illita e a montmorillonita (MITCHELL, 1976, *apud* BLIGHT, 2012).

O intemperismo biológico inclui tanto os agentes físicos quanto químicos, como por exemplo a penetração de raízes no substrato rochoso, oxidação bacteriológica e a redução de compostos de ferro e enxofre (OLIVEIRA, 2006).

Segundo Oliveira (2006), os processos intempéricos alteram as propriedades da rocha mãe, neste sentido a estrutura, resistência e textura da rocha são alterados por meio de mecanismos de desagregação (físicos), bem como por meio de mecanismos de decomposição (químicos e biológicos), sendo este responsável pela alteração na microestrutura da rocha. A resistência à decomposição dos minerais, característica da rocha mãe, é um fator determinante na espessura dos horizontes em um solo residual.

De acordo com Vaughan e Kwan (1984), o intemperismo da rocha e a formação de ligações entre as partículas do material intemperizado ocorrem simultaneamente. Nos estágios finais de intemperismo verifica-se a predominância de argilominerais, indicando, portanto, que as ligações entre os argilominerais, à medida que são formados, desempenham papel principal na manutenção da estrutura, bem como das ligações entre partículas do solo.

Segundo Vaughan e Kwan (1984), esta análise pode fornecer o entendimento de que os processos de intemperização dominam a formação dos solos residuais e à medida que se tornam mais marcantes há um decréscimo na rigidez da estrutura deste solo.

Portanto é de se esperar, que quanto mais marcante for o processo de intemperização em um horizonte de solo, menos rígida será sua estrutura, que é a responsável por alterar as propriedades hidromecânicas ao longo do processo evolutivo das camadas (DELCOURT, 2018).

Logo, a classificação de um perfil de solo residual, o entendimento do grau de intemperismo que cada horizonte se encontra, o estudo da estrutura e a composição mineralógica são indicativos das suas propriedades de engenharia, como será discutido nos tópicos subsequentes.

## **2.2 Classificação dos Solos Residuais**

Solos diferentes com propriedades similares podem ser classificados em um mesmo grupo e/ou subgrupos. Os sistemas de classificação fornecem uma linguagem comum para se expressar concisamente, sem descrições detalhadas, as características gerais dos solos, que são infinitamente variadas (DAS BRAJA, 2007). Portanto este item apresenta os sistemas de classificação utilizados comumente na prática da engenharia, para enquadramento dos solos residuais.

De acordo com Sousa Pinto (2006), os solos residuais se caracterizam pela sua heterogeneidade advinda das características heterogêneas da rocha mãe. Ao se analisar grandes massas desses solos, nota-se que a probabilidade de encontrar solos semelhantes a grandes ou pequenas distâncias é praticamente igual.

Os solos residuais foram caracterizados pelo professor Milton Vargas, da escola politécnica da USP, como solos *heterogeneamente homogêneos* (SOUSA PINTO, 2006). Portanto, não existe um sistema único para classificação dos solos residuais, como existe para os solos transportados comumente encontrados em regiões de clima temperado, os quais podem ser classificados por meio da sua distribuição granulométrica e índices de consistência – Carta de Plasticidade de Casagrande.

De acordo com Werneck e Momm (2007), os solos residuais tropicais, oriundos de climas quentes e úmidos, podem ser divididos em três categorias: lateríticos, saprolíticos e

transportados. Estes solos se dividem em duas classes, comportamento laterítico e comportamento saprolítico.

Segundo Nogami e Villibor (1995), nos solos lateríticos há a predominância da ação do processo denominado de laterização ou latossolização. Neste ocorre a intensa lixiviação das partículas por meio da ação de agentes físicos e principalmente químicos, dando origem a um horizonte superficial poroso. Os minerais mais estáveis permanecem na estrutura do solo, como por exemplo o quartzo, magnetita, caolinita, entre outros.

Os solos saprolíticos apresentam em sua estrutura as características da rocha que lhe deu origem, sendo, portanto, um solo genuinamente residual designado frequentemente por um solo residual jovem (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

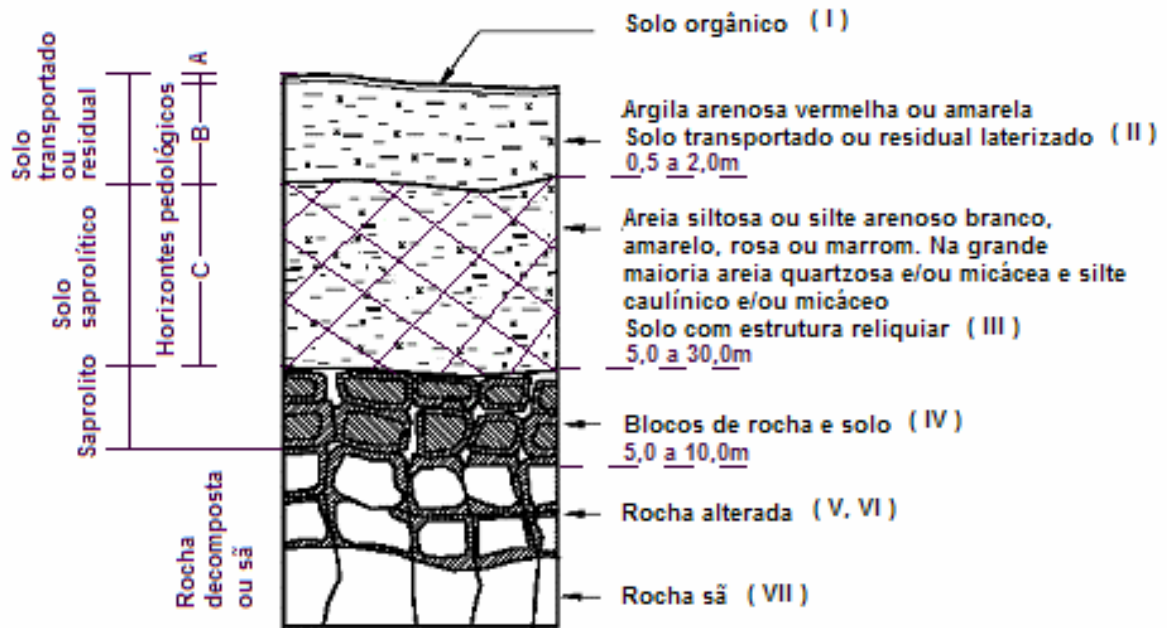
Delcourt (2018), Oliveira (2006) e Reis (2006) apresentam sistemas comumente utilizados para classificação dos solos residuais. Dentre os métodos apresentados pelas autoras destacam-se nestes estudos os métodos de Pastore (1995), Deere e Patton (1971) e Vaz (1996). Outros sistemas de classificação foram encontrados na literatura, mas que não são adequados para classificação do solo estudado neste trabalho, já que não classificam um perfil oriundo do intemperismo de uma rocha de gnaiss (Complexo Belo Horizonte), como por exemplo os métodos propostos por Little (1969), ISMR (1981) e Cruz (1987) descritos em Delcourt (2018) e Oliveira (2006).

### **2.2.1 Sistema de Classificação de Pastore (1995)**

Pastore (1995) apresentou uma terminologia padronizada para descrição dos perfis de alteração, baseada na análise das várias proposições existentes neste assunto, bem como nos conceitos adotados no Comitê de Solos Tropicais da ISSMGE. Este sistema caracteriza sete horizontes em um perfil de alteração completo.

O trabalho de Pastore (1995) engloba rochas de origem metamórfica e graníticas em regiões de relevo suave. Portanto, este sistema se enquadra no tipo de solo coletado nesta pesquisa, já que a rocha matriz estudada (Complexo Belo Horizonte) consiste em um embasamento gnáissico-migmatítico (migmatíticas são rochas formadas na transição do domínio metamórfico para o domínio magmático). Os horizontes descritos em Pastore (1995) *apud* Delcourt (2018) são listados a seguir, sendo os perfis ilustrados na Figura 2.1.

Figura 2.1: Ilustração do sistema de Classificação de Pastore (1995 apud DELCOURT, 2018).



- Horizonte de solo orgânico (I) – geralmente com pouca espessura, presente em quase todos os perfis. É composto por areia, silte e argila, em diferentes proporções, mas sempre contendo matéria orgânica decomposta;
- Horizonte laterítico (II) – pode ser formado tanto por solos residuais como sedimentares. A granulometria do solo, assim como sua espessura, é muito variável e depende da sua posição no relevo e da rocha de origem. Contém quartzo, argilas essencialmente caulínicas e óxidos instáveis em estruturas porosas. Suas cores predominantes são as de tons avermelhados e amarelados;
- Horizonte de solo saprolítico (III) – é composto de solo residual, tendo como principal característica apresentar estrutura reliquiar da rocha de origem, podendo conter até 10% de blocos de rocha. Além da estrutura, podem ser observadas discontinuidades preservadas da rocha de origem, tais como falhas, fraturas e juntas. A espessura e composição granulométrica são variáveis, e dependem de sua posição no relevo e da rocha de origem. As composições granulométricas mais comuns são areias siltosas pouco argilosas e siltes arenosos pouco argilosos. Os minerais mais comumente encontrados neste horizonte são o quartzo, a caulinita e a mica. Suas cores predominantes são tonalidades branca, creme, roxo e amarelo-claro. Neste horizonte é possível observar feições estruturais da rocha de origem;
- Horizonte saprolítico ou saprolito (IV) – é uma transição entre o maciço de solo e o maciço rochoso. É composto por blocos ou camadas de rochas em vários estágios de



alteração, com dimensões variáveis, envolvidos por solo saprolítico. O solo tende a se desenvolver ao longo de descontinuidades remanescentes do maciço rochoso, nas quais a percolação da água é mais facilitada, e em zonas de rochas mais sensíveis à alteração. A quantidade de blocos presentes pode ser de 10% a 90%, variando as propriedades geotécnicas deste horizonte;

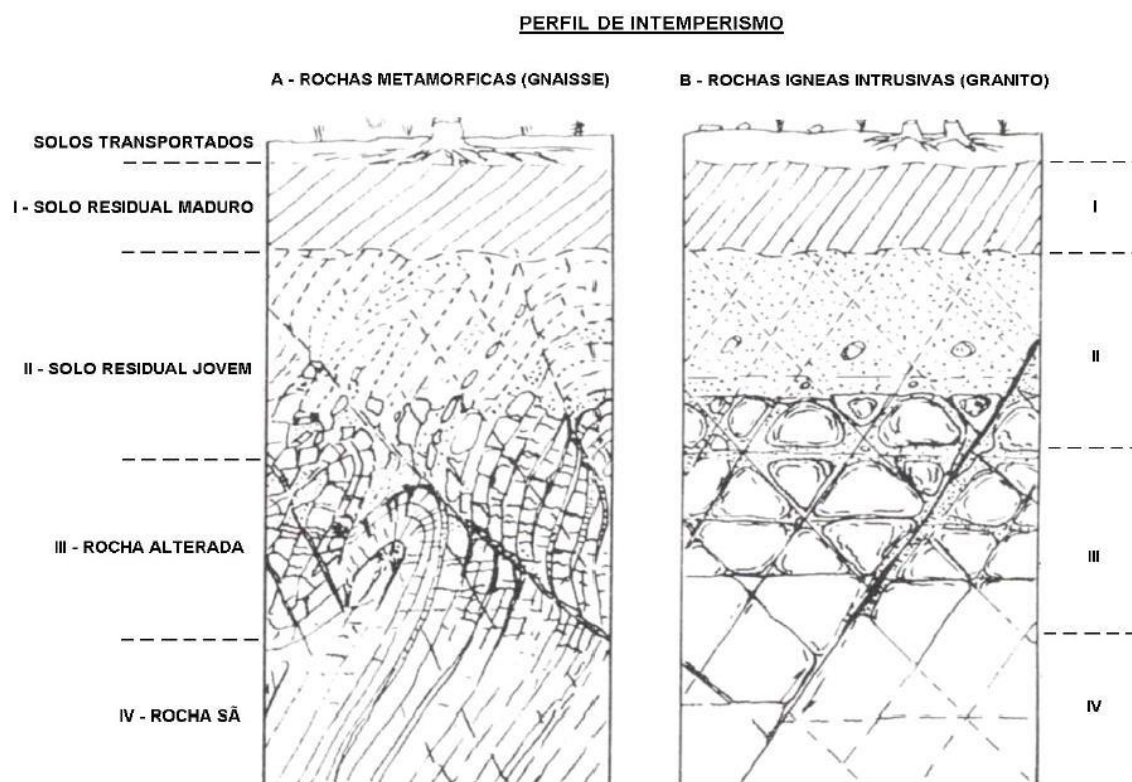
- Horizonte de rocha muito alterada (V) – caracteriza o topo do maciço rochoso, sendo a rocha, geralmente, composta por minerais em adiantado estágio de alteração, sem brilho e com resistência reduzida, quando comparada à rocha sã. A alteração da rocha é frequentemente mais intensa ao longo de juntas e fraturas do maciço;
- Horizonte de rocha alterada (VI) – neste horizonte a rocha apresenta minerais descoloridos devido ao início do processo de alteração, sendo este mais pronunciado ao longo de juntas e fraturas. A resistência da rocha é maior do que a do horizonte superior a este;
- Horizonte de rocha sã (VII) – é composto pela rocha sã, apresentando minerais com brilho, sem sinais evidentes de alteração, podendo apresentar um início de alteração ao longo de juntas e fraturas.

### **2.2.2 Deere e Patton (1971)**

Deere e Patton (1971 *apud* DELCOURT, 2018), apresentaram um sistema de classificação relacionado ao intemperismo das rochas de granito e gnaiss em 4 horizontes de intemperismo. Estes horizontes são descritos resumidamente nos itens a seguir, e são ilustrados na Figura 2.2:

- Solo residual maduro - constituído por minerais secundários (transformados e neoformados) e primários que resistiram ao intemperismo, de granulação variável dependendo do tipo de rocha de origem. Trata-se geralmente de um solo homogêneo e com estrutura porosa;
- Solo residual jovem - camada de solo constituído por minerais primários e secundários, que ainda guarda características herdadas da rocha de origem (estrutura reliquiar). Pode conter alguns blocos rochosos na sua massa;
- Rocha alterada - camada na qual os minerais exibem sinais evidentes de alteração (perda de brilho e cor), especialmente ao longo das juntas e falhas;
- Rocha sã - setores do maciço ainda não atingidos pelo intemperismo. Os minerais apresentam-se com brilho e sem sinais evidentes de alteração.

Figura 2.2: Perfil de intemperismo proposto por Deere e Patton (1971 *apud* DELCOURT, 2018): A – rochas metamórficas e B – rochas ígneas intrusivas.



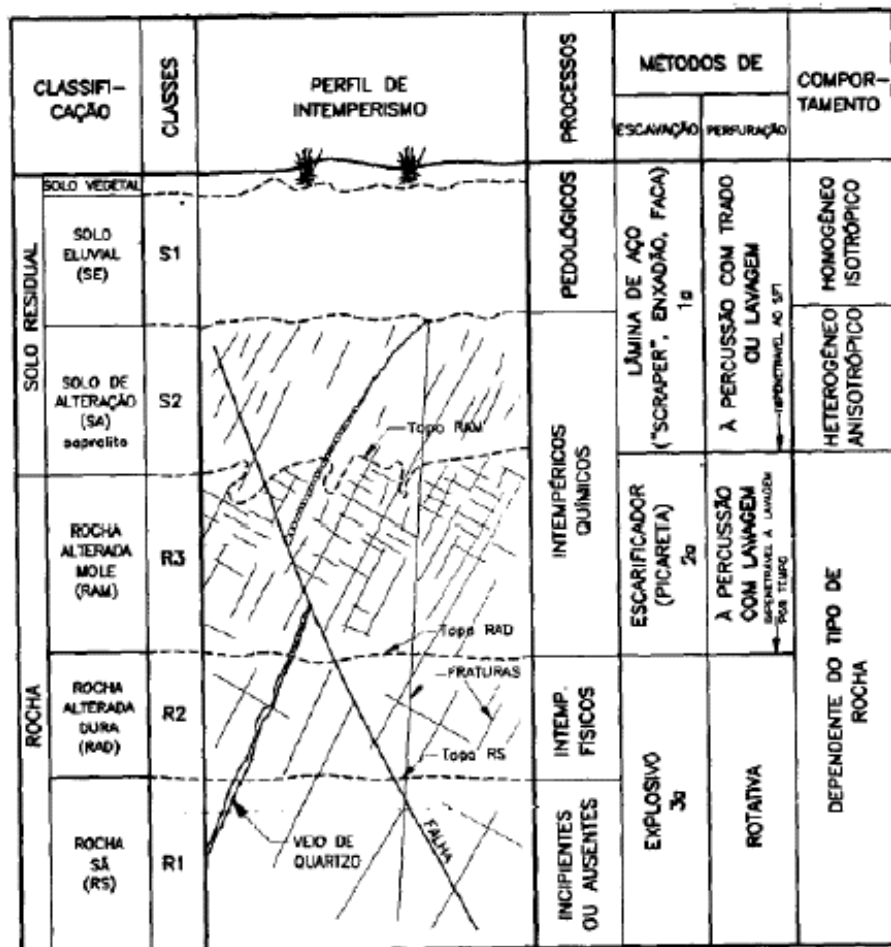
### 2.2.3 Vaz (1996)

De acordo com Vaz (1996), a maioria dos perfis de intemperismo apresentados na literatura foram definidos em função da predominância de processos pedogênicos ou intempéricos nos horizontes de solo, de graus de alteração mineralógicas e nas porcentagens de solo e rocha, como se observa em Deere e Patton (1971 *apud* DELCOURT, 2018). A utilização destes métodos foi criticada pelo pesquisador em questão, pois relatou dificuldades em identificar os horizontes, bem como para rastrear os dados obtidos nas descrições.

Vaz (1996) propôs o sistema apresentado na Figura 2.3, adotando um perfil de intemperismo padrão, cujos horizontes principais foram definidos em função dos processos de escavação e perfuração.

Os horizontes foram identificados por classes para facilitar o emprego em perfis de sondagem. A base do solo residual é determinada pelo limite de perfuração à trado manual ou ao limite para execução dos ensaios de penetração (*SPT*).

Figura 2.3: Sistema de Classificação de Solos Residuais (VAZ, 1996).



Há uma limitação neste modelo, já que o ensaio *SPT* pode ser paralisado caso haja lentes de quartzo e crostas limoníticas que podem impedir a cravação do amostrador, não representando de fato o limite da camada de solo residual (impenetrável). Sendo assim, o perfil de solo residual é caracterizado como aquele característico de escavações de 1ª categoria em contratos de escavação (VAZ, 1996).

#### 2.2.4 Classificação MCT (Miniatura Compactada Tropical)

A laterização de um solo residual pode ser avaliada pela Classificação MCT. Esta se baseia em propriedades mecânicas e hídricas verificadas em corpos de prova compactados. Os solos lateríticos são classificados pela letra "L", enquanto os saprolíticos pela letra "N". A letra "A" designa a classificação de areia, a letra "S" para os siltes e "G" define solo argiloso (WERNECK e MOMM, 2007).

Os ensaios necessários para classificar o solo residual são: Compactação Mini-MCV (*Moisture Condition Value*) e a Perda de Massa por Imersão (Pi) (REIS, 2004). Os parâmetros  $c'$ ,  $d'$ ,  $e'$  e

Pi introduzidos por Nogami e Villibor (1995) permitem conceituar a laterização do solo conforme a classificação MCT, que pode ser obtida através do ábaco apresentado na Figura 2.4.

Os parâmetros usuais para se classificar um solo segundo metodologia MCT são:

$c'$  é o coeficiente de deformabilidade, obtido do ensaio Mini-MCV (adimensional);

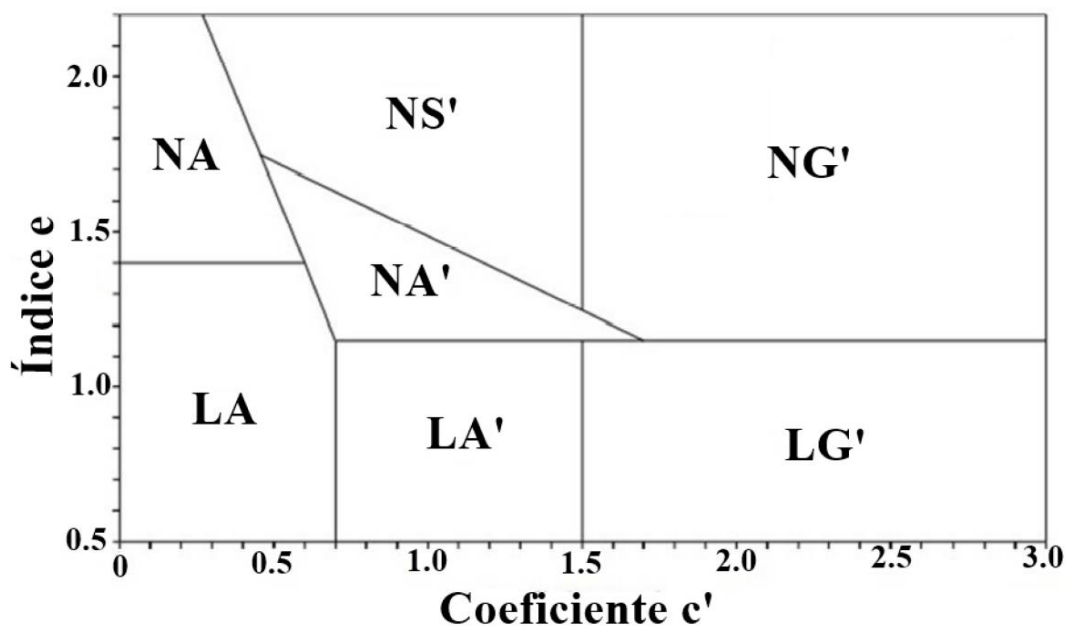
$d'$  é a inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação, correspondente a 12 golpes do ensaio Mini-MCV ( $\text{g}/\text{cm}^3\%$ );

$Pi$  é a perda de massa por imersão (percentual);

$e'$  é o parâmetro classificatório (adimensional) obtido por meio da equação:

$$e' = \sqrt[3]{\frac{20}{d'} + \frac{Pi}{100}} \quad (\text{Eq.1})$$

Figura 2.4: Ábaco de Classificação MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).



#### Laterização do solo

A laterização de um solo residual é um elemento adicional na classificação do mesmo. Mitchell e Soga (2005 *apud* DELCOURT, 2018), caracterizaram o processo de laterização como a quebra dos minerais de feldspatos, inicialmente intemperizados em caulinita e ferromagnesianos, por meio de reações químicas potencializadas por climas que apresentam

elevadas temperaturas e chuvas abundantes. Os minerais lixiviados são substituídos por óxidos de alumínio e ferro em sua composição, laterizando o solo em questão.

De acordo com Reis (2004), a laterização, ou a ferratização, pode ser evidenciada tanto em solos residuais ou coluviais quanto em solos sedimentares. A laterização pode ocorrer em diversos graus no solo, podendo produzir desde solos lateríticos até a rocha laterítica ou laterita. O grau de laterização pode ser avaliado por meio da razão entre a concentração de sílica e alumínio. Solos considerados não laterizados, de acordo com Reis (2004), possuem a razão  $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$  maior que 2. Já os solos laterizados apresentam esta razão variando entre 1,3 e 2. Quando esta razão atinge valores inferiores à 1,3 é caracterizado como uma laterita.

### **2.3 Forma e distribuição dos poros**

A forma e a distribuição dos poros ao longo da estrutura interna do solo, na condição de intemperismo que se encontra é de grande importância, para melhor entendimento da sua estrutura interna, bem como seu comportamento esperado.

De acordo com Palombro (2017), na ciência dos materiais o método experimental mais utilizado para se medir a porosidade é o ensaio de porosimetria por imersão de mercúrio. Quando se associa os resultados da porosimetria às imagens da estrutura do solo com auxílio da Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), pode-se determinar a forma, a distribuição e a quantidade dos poros na estrutura do solo residual.

Segundo Romero (2013), sabe-se que há uma limitação na determinação dos microporos, principalmente em argilas compactadas pelos ensaios tradicionais, pois usualmente possuem tamanho de poros abaixo de 500  $\mu\text{m}$  (valor máximo medido na porosimetria). O MEV é uma ferramenta capaz de determinar a porosidade entre partículas abaixo de 0,006  $\mu\text{m}$ .

Os estudos desenvolvidos por Delcourt (2018), Lacerda (2010), Li e Zhang (2009), Romero (2013), Cordão Neto *et al.*, (2018), Marinho *et al.*, (2013), Burton *et al.*, (2015), Oliveira (2006), Futai e Almeida (2005), Reis (2004) e Rahardjo (2004) apresentam esta análise conjunta entre a porosimetria por imersão em mercúrio e a Microscopia Eletrônica de Varredura.

## 2.4 Porosimetria por imersão em mercúrio

De acordo com Palombo (2017), o método experimental mais utilizado para se medir a porosidade de um material é a porosimetria por intrusão de mercúrio. Neste ensaio é possível determinar a porosidade, distribuição, tamanho e o volume total de poros.

A análise por porosimetria de mercúrio é a intrusão progressiva deste fluido em uma estrutura porosa mediante aplicação de pressão, uma vez que o mercúrio não penetra espontaneamente nos poros pela ação capilar. A pressão aplicada é inversamente proporcional ao diâmetro do poro, ou seja, pequenas pressões caracterizam poros grandes (macroporos), enquanto pressões maiores são requeridas para penetração nos pequenos poros - microporos (PALOMBO, 2017).

Anovitz e Cole (2015) apresentam a equação de Washburn utilizada para cálculo do diâmetro dos poros em função da pressão aplicada sobre o mercúrio. Esta equação considera poros com formato circular, cuja expressão é:

$$D = - \frac{4T_{nw} \cos \theta_{nw}}{P} \quad (\text{Eq.2})$$

Na qual,

D é o diâmetro do poro (nm);

$T_{nw}$  é a tensão superficial do mercúrio (N/m);

$\theta_{nw}$  é o ângulo de contato (rad);

P é a pressão externa aplicada (Mpa).

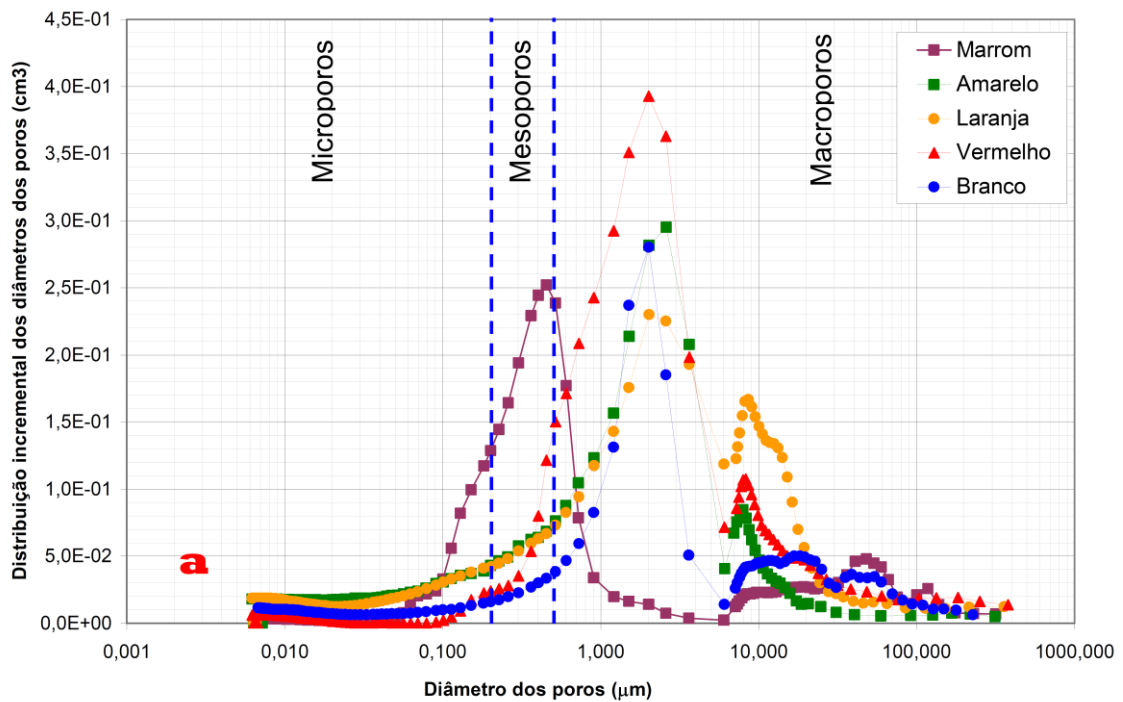
A tensão superficial do mercúrio é  $485 \times 10^{-3}$  N/m. O valor usual para o ângulo de contato mercúrio - amostra é de  $130^\circ$ , justificando o sinal negativo na expressão, já que o cosseno deste ângulo será um valor negativo (ANOVITZ e COLE 2015).

De acordo com Slongo (2008), o ensaio de porosimetria fornece duas curvas: a curva de volume de penetração de mercúrio acumulada versus o diâmetro dos poros na escala logarítmica; e um histograma de frequência contínuo dos diversos diâmetros de poros presentes na amostra.

A Figura 2.5 ilustra a distribuição incremental de poros obtida por Oliveira (2006), a qual fornece os intervalos de poros por classe.

A classificação dos poros se deu por meio da distribuição incremental dos diâmetros dos poros, possibilitando a verificação da frequência de ocorrência dos diâmetros dos poros no interior da estrutura. Observa-se na Figura 2.5 curvas, cuja frequência de um determinado diâmetro de poro foi utilizada para determinação da concentração de macroporos, mesoporos e microporos. Quando se observa concentração de poros em dois diâmetros muito distintos (macro e micro poros), esta distribuição é denominada bi-modal (OLIVEIRA, 2006).

Figura 2.5: Distribuição incremental dos diâmetros dos poros para os solos (OLIVEIRA, 2006).



#### 2.4.1 Classificação dos poros

De acordo com Oliveira (2006), a classificação dos espaços porosos como macroporos, mesoporos e microporos pode ser realizada seguindo a relação proposta por IUPAC (União Internacional de Química Aplicada):

Macroporos – poros com diâmetro superior a 0,5  $\mu\text{m}$ ;

Mesoporos – poros com diâmetro entre 0,2  $\mu\text{m}$  a 0,5  $\mu\text{m}$ ;

Microporos – poros menores que 0,2  $\mu\text{m}$ .

Outros sistemas de classificação dos poros foram apresentados em Delcourt (2018) e Oliveira (2006), como os sistemas apresentados em Martinez (2003) e Brewer (1976). A Tabela 2.1 apresenta resumidamente os intervalos de classificação dos diâmetros dos poros propostos em cada sistema.

Tabela 2.1: Sistemas de classificação dos poros.

Sistema de Classificação	Distribuição dos poros		
	Microporos	Mesoporos	Macroporos
IUPAC	$\varphi < 0,2 \mu\text{m}$	$0,2 < \varphi < 0,5 \mu\text{m}$	$\varphi > 0,5 \mu\text{m}$
Martinez (2003)	$\varphi < 0,5 \mu\text{m}$	$0,5 < \varphi < 50 \mu\text{m}$	$\varphi > 50 \mu\text{m}$
Brewer (1976)	$\varphi < 30 \mu\text{m}$	$30 < \varphi < 75 \mu\text{m}$	$\varphi > 75 \mu\text{m}$
Delcourt (2018)	$\varphi < 0,2 \mu\text{m}$	$0,2 < \varphi < 6 \mu\text{m}$	$\varphi > 6 \mu\text{m}$

#### 2.4.2 Porosimetria e a Curva Característica de Retenção de Água (CCRA)

De acordo com o Boszczowski (2008), o ensaio de porosimetria de mercúrio tem estreita relação com a curva característica de retenção de água dos solos. A partir do ensaio de intrusão de mercúrio pode ser determinada a curva característica solo-ar, que apresenta similaridades com a curva de retenção de água.

No ensaio de porosimetria o líquido utilizado é o mercúrio que é um fluido não molhante, ou seja, não é absorvido pelas partículas do solo. Nos ensaios para determinação da curva de retenção de água o fluido utilizado é a água (placa de pressão, papel filtro etc.). Portanto os valores de sucção obtidos do ensaio de porosimetria são em função apenas da capilaridade, já que a molécula de mercúrio é apolar e não apresenta o fenômeno da adsorção. Diferindo da curva característica convencional de retenção de água devido à existência de interação água-partícula (BOSZCZOWSKI, 2008).

Aung *et al.* (2001) apresentam a metodologia para determinação da curva característica de retenção de água por meio do ensaio de porosimetria. Assumindo que os poros sejam canais de fluxo circulares, a equação de Kelvin pode ser utilizada para se determinar a sucção matricial no diâmetro equivalente de poro (AUNG *et al.*, 2001):

$$\Delta P = \frac{4T \cos \alpha}{D} \quad (\text{Eq.3})$$

Em que,



$\Delta P$  é a diferença de pressão entre duas interfaces (Pa);

$T$  é a tensão superficial do fluido (N/m);

$A$  é o ângulo de contato entre o fluido e o solo (rad).

A diferença de pressão,  $\Delta P$ , pode ser assumida como a diferença de pressão entre o ar e água ( $u_a - u_w$ ), e que o contato na interface ar-água e as partículas de solo é zero. Desta maneira o diâmetro equivalente de poro pode ser determinado como:

$$(u_a - u_w) = -\left(\frac{4Ts}{D}\right) \quad (\text{Eq.4})$$

Em que  $Ts$  é a tensão superficial ( $72,75 \times 10^{-3}$  N/m a  $20^\circ\text{C}$ ).

O diâmetro dos poros também é determinado pela equação de Washburn (AUNG *et al.*, 2001). Assumindo que a injeção de mercúrio expulsa a água da estrutura, combina-se as Equações 2 e 4. A sucção matricial equivalente a cada pressão de mercúrio aplicada pode ser calculada como:

$$(u_a - u_w) = -\left(\frac{T_w \cos \theta_w}{T_{nw} \cos \theta_{nw}} p\right) = 0,233 p \quad (\text{Eq.5})$$

De acordo com Slongo (2008), o grau de saturação equivalente pode ser calculado como:

$$S_{r_{nw}} = n/n_0 \quad (\text{Eq.6})$$

$$S_r = 1 - S_{r_{nw}} = 1 - n/n_0 \quad (\text{Eq.7})$$

Em que,

$S_{r_{nw}}$  é o grau de saturação de mercúrio (adimensional);

$S_r$  é o grau de saturação equivalente (adimensional);

$n$  é a porosidade na pressão equivalente (adimensional);

$n_0$  é a porosidade total (adimensional).

## 2.5 Curva Característica de Retenção de Água (CCRA)

De acordo com Graça (2018), curvas de retenção de água são utilizadas como ferramentas, para caracterização hidráulica, mecânica (resistência ao cisalhamento) e compressibilidade de um

solo, quando se encontra no estado não saturado. Ademais possibilitam a estimativa da condutividade hidráulica não saturada, por meio desta quando o solo se encontra saturado. A CCRA relaciona a energia de retenção da água e o teor de umidade Barreto *et al.* (2012, *apud* GRAÇA, 2018), ou seja, quantifica o armazenamento de água na estrutura porosa do solo, ilustrando o comportamento da água no interior deste arcabouço poroso, bem como a energia necessária para remover a água, expressa pela sucção.

Destaca-se que a curva de retenção de água não é sensível apenas à distribuição do arcabouço poroso do material, ou seja, o tamanho a forma e a distribuição dos poros no interior da estrutura do solo, mas também da trajetória escolhida, seja a de secagem, seja a de umedecimento. Ressalta-se que a quantificação da parcela de água no interior da estrutura é dada pelo teor de umidade volumétrico (mais usual), podendo ser representada, também, pelo teor de umidade gravimétrico e pelo grau de saturação (GRAÇA, 2018).

### 2.5.1 Sucção em solos não saturados

Conforme Vilela (2016), a sucção é um fator que deve ser levado em consideração durante as análises geotécnicas em solos não-saturados. Quanto maior a parcela de sucção existente na estrutura do solo, maior a resistência ao cisalhamento deste solo.

Segundo Camapum de Carvalho *et al.* (2015), a sucção total de um solo não saturado é representada pela soma de duas parcelas de sucção, a sucção matricial e a sucção osmótica. A sucção osmótica é a parcela de sucção relacionada a diferença de concentração química de solutos da água no solo. Enquanto a sucção matricial é a parcela de sucção referente à pressão isotrópica negativa da água intersticial do solo, devida às forças de capilaridade e de adsorção.

$$\Psi = (u_a - u_w) + \pi \quad (\text{Eq. 8})$$

Em que,

$\Psi$  é a sucção total;

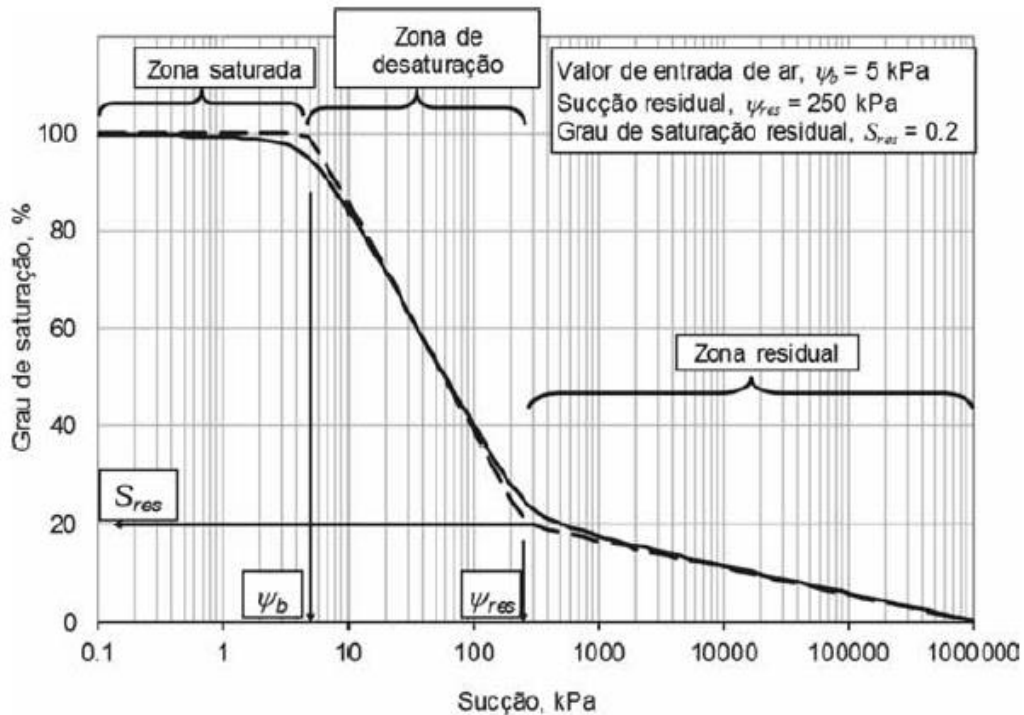
$(u_a - u_w)$  é a sucção matricial, sendo  $u_a$  a poropressão do ar e  $u_w$  a poropressão de água;

$\pi$ , a sucção osmótica.

## 2.5.2 Formatos, parâmetros e zonas notáveis da CCRA

A Figura 2.6 ilustra as principais zonas e parâmetros que podem ser determinados na CCRA.

Figura 2.6: Curva Característica de Retenção de Água do solo, com os elementos notáveis (CAMAPUM DE CARVALHO *et al.* 2015)



Conforme se observa na figura acima, a curva pode ser dividida em 3 zonas específicas, que de acordo com Graça (2018) são definidas da seguinte maneira:

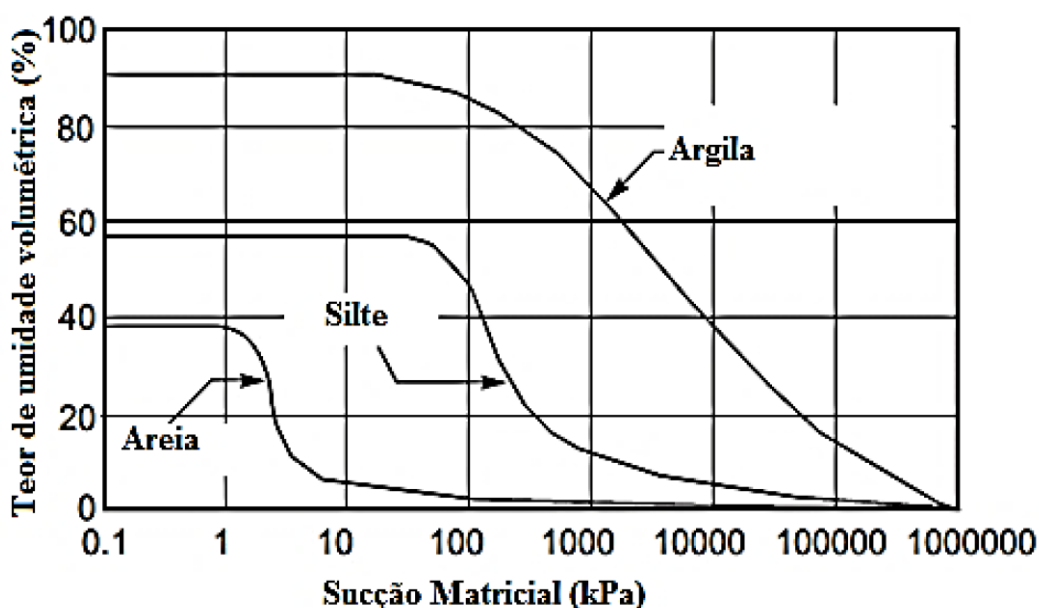
- Zona saturada: corresponde ao intervalo de sucção em que o material se encontra saturado;
- Zona de desaturação: equivale ao intervalo de sucções, correspondente à drenagem da água livre no interior da estrutura do solo, com o aumento progressivo da parcela de sucção;
- Zona residual: intervalo caracterizado por elevados níveis de sucção, em que pouca água é removida do interior da estrutura do solo. A saída de água é controlada pelo fluxo de vapor.

Com relação aos parâmetros evidenciados na curva (Figura 2.6), estes são relativos à uma trajetória de secagem, sendo definidos por Graça (2018), como:

- $\psi_b$  é o valor de entrada de ar, correspondente à máxima sucção antes do início da drenagem;
- $\psi_{res}$  representa o limite da drenagem da água livre no interior da estrutura do solo. A partir deste ponto elevadas parcelas de sucção são necessárias para remoção de água, controlada pela transferência de vapor;
- $S_{res}$  é o grau de saturação residual, que corresponde à água restante no material que não é drenada em fluxo líquido.

É importante destacar que o formato da curva é influenciado diretamente pela forma e distribuição dos grãos e/ou partículas presentes na matriz estrutural do solo, ou seja solos com granulometria uniforme, seja argila, silte ou areia, apresentam CCRA's diferentes (GRAÇA, 2018). A distribuição granulométrica, bem como o arcabouço poroso da estrutura influem, tanto no formato da curva, quanto nos parâmetros desta, principalmente o valor de entrada de ar, como observado em Rahardjo (2004). A Figura 2.7 ilustra as curvas típicas para argila, silte e areia, apresentadas em Fredlund e Xing (1994), adaptada em Graça (2018).

Figura 2.7: CCRA's típicas para argila, silte e areia (GRAÇA, 2018)



### 2.5.3 Equações para ajuste da CCRA

As principais equações de ajuste da CCRA, por meio de funções contínuas são apresentadas na Tabela 2.2.

Tabela 2.2: Equações de ajuste para CCRA Gitirana Jr. *et al.* (2015, *apud* GRAÇA, 2018)

<b>Autor</b>	<b>Equação</b>	<b>Parâmetros</b>
Gardner (1956)	$\theta_n = 1/(1 + a_g \psi^{n_g})$	$a_g, n_g$
Brooks e Corey (1964)	$\theta_n = 1$ se $\psi \leq \psi_b$ $\theta_n = (\psi/\psi_b)^{-\lambda_{bc}}$ se $\psi > \psi_b$	$\psi_b, -\lambda_{bc}$
Brutsaert (1966)	$\theta_n = 1/(1 + (\psi/a_b)^{n_b})$	$a_b, n_b$
Van Genuchten (1980)	$\theta_n = 1/(1 + (a_{vg} \psi)^{n_{vg}})^{m_{vg}}$	$a_{vg}, n_{vg}, m_{vg}$
McKee e Bumb (1984)	$\theta_n = 1$ se $\psi \leq \psi_b$ $\theta_n = \exp((a_{m1} - \psi)/n_{m1})$ se $\psi > \psi_b$	$a_{m1}, n_{m1}, \psi_b$
McKee e Bumb (1987)	$\theta_n = 1/(1 + \exp((a_{m2} - \psi)/n_{m2}))$	$a_{m2}, n_{m2}$
Fredlund e Xing (1994)	$\theta(\psi, a, n, m) = C(\psi) \frac{\theta_s}{\{\ln[e+(\psi/a)^n]\}^m}$ $C(\psi) = \frac{-\ln(1+\psi/\psi_r)}{\ln[1+1000000/\psi_r]} + 1$	$a, n, m, \psi_r$
Gitirana Jr. e Fredlund (2004) - unimodal	$S = \frac{S_1 - S_2}{1 + (\frac{\psi}{\sqrt{\psi_b \psi_{res}}})^d} + S_2$	$\psi_b, \psi_{res}, d, S_{res}$

Neste trabalho utilizou-se as equações de Fredlund e Xing (1994), para ajuste da curva de retenção de água obtida por meio do ensaio de papel filtro, executado em amostras indeformadas nas trajetórias de secagem e umedecimento.

Ressalta-se, segundo Graça (2018), que Fredlund e Xing (1994) avaliaram a equação para situações distintas de distribuição de tamanhos de poros e obtiveram resultados considerados

satisfatórios. O desenvolvimento das equações propostas por estes autores foi mais bem detalhado em Graça (2018).

#### **2.5.4 Determinação da sucção matricial pela técnica do papel filtro**

Segundo Vilela (2016), a técnica do papel filtro é um método indireto de se medir a sucção de um solo. Quando dois materiais porosos e em diferentes umidades são colocados juntos em um ambiente fechado, estes irão trocar água ou vapor d'água até atingir o equilíbrio. Sendo assim a água que o papel filtro absorve pode ser tomada como indicadora da sucção total ou mátrica, a depender da condição de contato entre estes dois materiais.

O resultado do ensaio é a curva de retenção de água, que representa a relação entre a água presente na matriz porosa do solo e sua sucção (VILELA, 2016). A determinação da sucção do solo é determinada a partir da umidade do papel filtro, com base na curva de calibração do material, a qual é obtida do equilíbrio do papel com soluções salinas de sucção osmótica conhecida (VILLAR, 2002).

O ensaio pode ser realizado de duas maneiras, promovendo ou não o contato do papel filtro com o solo. Quando o papel não fica em contato com o solo, a troca de umidade é realizada por meio de vapor de água, resultando numa estimativa da sucção total, já que o vapor d'água tem que superar as forças matricial e osmóticas para sair do solo. Quando o contato existe entre os dois materiais, somente a sucção mátrica é medida, pois somente há fluxo de fluido adsorvido do solo para o papel (VILLAR, 2002).

Os dois tipos de papel filtro que são amplamente utilizados para condução deste ensaio são os das marcas Whatman's 42 e Schleicher & Schuell nº 589 (VILLAR, 2002). Nesta pesquisa utilizou-se o papel filtro da marca Whatman's 42. As equações adotadas para determinação da sucção matricial do papel filtro dependem do teor de umidade ( $w$ ), a saber:

$$\text{Se } w < 47\% \rightarrow (u_a - u_w) = 10^{(4,842 - 0,0622 w)} \quad (\text{Eq. 9})$$

$$\text{Se } w > 47\% \rightarrow (u_a - u_w) = 10^{(6,05 - 2,48 \log w)} \quad (\text{Eq. 10})$$

#### **2.6 A influência do grau de intemperismo na estrutura do solo**

Buscou-se neste tópico relacionar como o grau de intemperismo, que uma camada de solo se encontra ao longo do perfil estratigráfico, se relaciona com a sua estrutura de grãos, partículas

e poros, assim como buscou-se relacionar como os efeitos do intemperismo afetam as suas propriedades físicas.

De acordo com Reis (2004) devido à ação do intemperismo, que produz grãos ou aglomerados de grãos com vários graus de enfraquecimento e variada mineralogia, o comportamento dos solos residuais se torna muito variável de acordo com a gênese do solo. Os índices físicos dependem do estado alcançado pelo intemperismo e independem da história (evolução), como é o caso para os solos sedimentares.

De acordo com Delcourt (2018), a permanência e a formação de ligações novas entre as partículas devido ao intemperismo são os principais fatores que regem o comportamento de um solo residual, sendo estas as ligações responsáveis por formação da estrutura do solo.

Segundo Oliveira (2006), muitos índices têm sido propostos para quantificar o grau de intemperismo de um solo, mas pouca atenção se tem dado para correlacioná-los com as propriedades de engenharia do solo.

Nos itens subsequentes os índices físicos, mineralogia e porosidade dos solos foram estudados em trabalhos vigentes com a tentativa de se verificar como se relacionam com o grau de intemperismo do solo.

### **2.6.1 Índices Físicos e mineralogia**

De acordo com Rahardjo (2004), os resultados dos ensaios para determinação dos índices físicos do solo indicaram que, à medida que o grau de intemperismo se estende para profundidades maiores, observam-se marcantes variações na distribuição granulométrica, massa específica dos grãos, teor de umidade natural, densidade total e nos limites de Atterberg. As principais conclusões que o autor descreveu entorno da variação dos índices físicos, com o grau de intemperismo foram:

- Nas camadas superiores (0 m a 10 m) os solos apresentaram cerca de 50% de partículas finas (silte e argila) e alta plasticidade. Nas camadas mais profundas (10 m a 20 m), a fração de grãos (areias e pedregulhos) foi mais marcante que a fração de finos. Ou seja, o autor observou que a porcentagem de finos na amostra aumenta à medida que o grau de intemperismo aumenta (porcentagem de finos menor em profundidades mais elevadas);

- Com relação à massa específica dos grãos, o autor observou que esta aumenta com a profundidade. Concluindo que este índice aumenta à medida que o grau de intemperismo diminui. Rahardjo (2004) atribuiu este comportamento à possível presença de minerais, que não sejam o quartzo, com elevada massa específica;
- No que tange o índice de vazios e a densidade total, o autor verificou que o intemperismo leva à lixiviação de minerais da estrutura do solo. O ar e água ocupam os espaços vazios gerados na lixiviação dos minerais solúveis na estrutura porosa do solo. Logo à medida que o grau de intemperismo aumenta (camadas superiores) o índice de vazios aumenta e a densidade total diminui;
- Para o solo residual de granito (*Bukit Timah*) o autor observou que até 10 m de profundidade os limites de liquidez e plasticidade eram praticamente constantes. Com o aumento da profundidade o autor verificou que os limites sofreram redução. Ou seja, com a diminuição do grau de intemperismo os limites de Atterberg também diminuiram, podendo ser atribuído à existência de menos argilominerais em profundidades maiores. Para outra formação geológica estudada, o solo residual sedimentar, *Jurong*, o autor também observou a redução nos limites de Atterberg com a diminuição do grau de intemperismo, porém essa redução foi sutil e pouco marcante;
- Uma análise complementar observada em Rahardjo (2004) foi a determinação qualitativa e quantitativa dos argilominerais presentes nas amostras ao longo da profundidade, pelo ensaio de difração de Raios-X. Para os solos residuais da formação granítica, o autor observou que a quantidade de argilominerais aumenta com o aumento do grau de intemperismo, ao passo que a quantidade de quartzo diminui. Os principais argilominerais encontrados foram: Caulinita, Ilita, Serpentina, Mica e Feldspato.

Delcourt (2018) apresentou em sua pesquisa índices físicos que podem indicar o grau de intemperismo do perfil de um solo residual de gnisso facoidal, coletado na cidade do Rio de Janeiro em três graus de alteração. A autora designou os horizontes por SR-N1, SR-N2 e SR-N3. O SR-N1 (solo residual nível 1) representou a amostra menos intemperizada, com características estruturais e foliações mais próximas da rocha de origem. Já os solos SR-N2 e SR-N3 representam horizontes medianamente intemperizados, designados de solos residuais nível 2 e 3, respectivamente.

A autora desenvolveu ensaios de teor de umidade natural, massa específica dos grãos, análise granulométrica e limites de Atterberg. A análise granulométrica foi desenvolvida com e sem o



uso do defloculante para avaliar o grau de floculação das partículas de argila (DELCOURT, 2018)

Os resultados dos índices físicos encontrados pela autora são apresentados na Tabela 2.3. Já os resultados da granulometria com e sem a adição do defloculante são apresentados na Tabela 2.4.

Tabela 2.3: resultados da caracterização física (DELCOURT, 2018).

Solo	Granulometria - ABNT (%)				Limites de Atterberg (%)		$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	LL	LP		
SR-N1	18,1	52,8	24,5	4,7	*	*	12,53	15,13
SR-N2	12,4	33,9	24,2	29,4	61,72	36,06	12,80	15,61
SR-N3	11,3	28,5	30,7	29,4	57,89	35,94	12,58	15,77
	$w_{nat}$ (%)	Gs	Índice de vazios		porosidade		S (%)	
SR-N1	20,8	2,625	1,05		0,51		52,0	
SR-N2	21,9	2,671	1,04		0,51		56,1	
SR-N3	25,3	2,699	1,10		0,52		62,1	

\* - não foi possível determinar

Tabela 2.4: resultados dos ensaios de granulometria com e sem defloculante (DELCOURT, 2018)

Solo	Com defloculante				Sem defloculante			
	Pedregulho	Areia	Silte	Argila	Pedregulho	Areia	Silte	Argila
SR-N1	18,1	52,8	24,5	4,7	18,1	65,1	16,8	0
SR-N2	12,4	33,9	24,2	29,4	12,4	43,5	44,1	0
SR-N3	11,3	28,5	30,7	29,4	11,3	37,9	50,8	0

As principais conclusões que a autora apresentou foram:

- A análise granulométrica quantifica a porcentagem da fração fina presente na massa de solo, que por sua vez indica o grau de intemperismo deste solo, já que quanto maior a quantidade de finos, mais intemperizado se encontra este solo (CARVALHO, 2012 *apud* DELCOURT, 2018);
- Os limites de Atterberg estão intrinsecamente ligados à composição mineralógica dos finos, refletindo na concentração e tipo dos argilominerais presentes na estrutura. A concentração dos argilominerais na amostra de solo é um indicativo do seu grau de intemperismo. Solos residuais jovens apresentam a proporção de argilominerais 2:1,

enquanto os solos residuais maduros apresentam, geralmente, proporção de argilominerais 1:1. Por meio da difração de Raios-X pôde-se observar a presença de minerais primários na rocha alterada (SR-N1), como a mica biotita. Conforme o solo vai se alterando, o feldspato vai se transformando em caulinita, conforme se observou nas amostras SR-N1, SR-N2 e SR-N3, além da gibsita na SR-N2. De modo geral identificou-se a presença de quartzo, feldspato e caulinita nas amostras, corroborando com a mineralogia da rocha matriz, gnaisse facoidal;

- O solo residual menos intemperizado (SR-N1) apresentou baixo nível de flocculação (% de argila apresentada na Tabela 2.4) e não apresentou limites de consistência. Os outros dois solos mais intemperizados (SR-N2 e SR-N3) apresentaram alto grau de flocculação e limites de consistência bastante similares;
- Alguns ensaio de caracterização não se mostraram adequados para avaliação do grau de intemperismo das amostras SR-N2 e SR-N3, podendo estar associado com a heterogeneidade do material (DELCOURT, 2018).

Oliveira (2006), estudou o grau de intemperismo de um granito-gnaisse de Curitiba, PR, em 5 camadas divididas pelas características morfológicas visualizadas na face de em um talude de aproximadamente 50 m de altura. O grau de intemperismo foi avaliado frente à ação dos processos físicos, químicos e biológicos. Os processos físicos foram avaliados por meio do desenvolvimento dos ensaios de massa específica dos grãos, granulometria, limites de Atterberg e difração de Raios-X.

Os resultados dos ensaios de caracterização que a autora obteve são apresentados na Tabela 2.5. Já os índices físicos calculados apresentados na Tabela 2.6.

Tabela 2.5: valores médios dos ensaios de caracterização física (OLIVEIRA, 2006)

Solo	Prof. (m)	$w_{nat}$ (%)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_n$ (g/cm <sup>3</sup> )	LL	LP	IP	Pedregulho (%)	Areia (%)	Silte (%)	Argila (%)
Marrom	1,7	23,5	2,700	1,786	46	32	14	1	34	45	21
Vermelho	2,5	28,6	2,764	1,552	44	35	9	0	35	56	8
Laranja	6,8	32,4	2,764	1,627	35	np	np	1	49	43	7
Amarelo	7,8	23,2	2,719	1,813	35	30	5	1	52	42	6
Branco	10,1	14,5	2,702	2,053	33	27	6	2	58	34	5

Tabela 2.6: Índices físicos calculados (OLIVEIRA, 2006)

Solo	Prof. (m)	G <sub>s</sub>	γ <sub>d</sub> (kN/m <sup>3</sup> ) ABNT	Índice de atividade de Skempton (I <sub>a</sub> )	Índice de vazios (e)	Porosidade (n)	Grau de saturação (S)
Marrom	1,7	2,70	14,23	0,64	0,88	0,46	73,94
Vermelho	2,5	2,76	11,86	1,08	1,30	0,56	60,06
Laranja	6,6	2,76	12,06	np	1,27	0,56	71,04
Amarelo	7,8	2,72	14,49	1,03	0,85	0,46	73,54
Branco	10,6	2,70	17,61	0,83	0,51	0,34	76,05

As principais conclusões que autora descreve em sua pesquisa foram:

- A partir dos 6 m de profundidade o peso específico natural tendeu a aumentar com o aumento da profundidade, à exceção dos solos marrom e vermelho que apresentaram comportamento contrário;
- O índice de vazios e a porosidade, nos horizontes a partir dos 6 m de profundidade, apresentaram redução, ou seja, estes índices apresentaram tendência de redução à medida que o grau de intemperismo reduziu. Os solos marrom e vermelho são exceções, pois apresentaram tendência contrária;
- Verifica-se que a composição granulométrica do solo varia bastante ao longo do perfil, podendo notar que a fração argila decresce com o aumento da profundidade, enquanto que as frações de areia e pedregulho aumentam. A variação das propriedades ao longo do perfil possivelmente está associada ao intemperismo da rocha mãe;
- A análise mineralógica, realizada por ensaios de difração de Raios-X, no perfil de intemperismo revelou que o quartzo é o mineral com maior estabilidade química, já que foi identificado em todos os perfis analisados. Os minerais neoformados mais representativos pertencem ao grupo da caulinita, como produto de alteração dos feldspatos e das micas. Observou-se também presença de ilita e hematita como prováveis produtos da biotita. O estudo da mineralogia deste perfil mostrou a transformação dos minerais primários em secundários, isto é a linha de evolução dos minerais.

Reis (2004) estudou um perfil típico de solo residual de gnaiss da cidade de Viçosa, MG. Avaliou-se o grau de intemperismo de dois horizontes por meio da coleta de amostras deformadas e indeformadas características destes dois horizontes em um talude, o latossolo

vermelho (solo residual maduro) e o solo saprolítico (solo residual jovem). Conforme verificado em Delcourt (2018), Reis (2004) também utilizou resultados dos ensaios de massa específica, análise granulométrica, limites de Atterberg e difração de raios-X (mineralogia do solo) para caracterização e classificação do grau de intemperismo dos horizontes estudados, além da classificação MCT. As principais conclusões que o autor apresenta foram:

- A composição mineralógica destes solos permite dizer que existe um relacionamento genético entre eles. Conforme Classificação MCT, o solo maduro se enquadra como Laterítico (LG' – laterítico argiloso), enquanto o solo jovem como não laterítico (NS' – não laterítico siltoso);
- A microestrutura do solo maduro é comandada por microagregados cimentados, em função da presença de goethita e gibsitita (Difração de Raios-X). Já a microestrutura do solo jovem é comandada pela biotita (mineral primário);
- Quanto ao sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) o solo maduro foi classificado como MH, apresentando alta porcentagem de finos (73% de silte e argila) com elevado índice de plasticidade (IP=29). Já o solo jovem foi classificado como SC-SM, apresentado 50% de areia (grossa, média e fina) de baixa plasticidade.

### **2.6.2 Porosidade**

Delcourt (2018) relacionou o grau de intemperismo do solo por meio da quantidade, tamanho e distribuição dos poros presentes na estrutura dos solos estudados (3 perfis com diferentes graus de intemperismo). Ensaio de porosimetria por imersão em mercúrio associado à Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) foram realizados para avaliação qualitativa e quantitativa dos poros na estrutura dos perfis estudados.

Delcourt (2018) verificou que o volume dos poros é inversamente proporcional ao grau de alteração do solo, ou seja, quanto menos intemperizado o solo, maior a quantidade de poros identificados pelo volume de mercúrio injetado acumulado, ou seja, maior a distribuição de macroporos. Comparando os três solos estudados a autora observou que o solo menos intemperizado apresentou uma maior concentração de mesoporos ( $0,2 < \text{diâmetro do poro} < 6 \mu\text{m}$ ) e macroporos ( $\phi > 0,6 \mu\text{m}$ ), enquanto que os solos com maior grau de alteração apresentaram microporos ( $\phi < 0,2 \mu\text{m}$ ) e macroporos ( $\phi > 0,6 \mu\text{m}$ ). De maneira geral a quantidade de microporos aumenta enquanto os mesoporos diminuem conforme o grau de alteração do solo aumenta (DEL COURT, 2018).

A Tabela 2.7 apresenta a distribuição dos diâmetros dos poros obtidos nos ensaios realizados nas amostras de solo (3 ensaios em cada horizonte), bem como a porosidade total encontrada. A porosidade total, conforme apresentado em Delcourt (2018) pode ser calculada multiplicando-se o volume total de mercúrio injetado na amostra por grama de solo, pela massa específica do solo seco.

Tabela 2.7: distribuição de poros nas amostras de solo SR-N1, SR-N2 e SR-N3  
(DELCOURT, 2018)

Solo	Microporos (%) ( $<0,2 \mu\text{m}$ )	Mesoporos (%) ( $0,2 \mu\text{m} < \phi < 6,0 \mu\text{m}$ )	Macroporos (%) ( $>6,0 \mu\text{m}$ )	Porosidade Total (%)
SR-N1-1	25,07	54,88	20,06	44,93
SR-N1-2	26,76	46,68	26,57	45,10
SR-N1-3	28,51	41,62	29,86	39,16
SR-N2-1	58,48	10,25	31,27	38,97
SR-N2-2	47,29	25,12	27,59	39,69
SR-N2-3	51,98	21,52	26,50	-
SR-N3-1	46,32	14,38	39,30	43,04
SR-N3-2	46,70	19,40	33,90	40,62
SR-N3-3	47,35	19,32	33,33	41,39

## 2.7 Efeitos da estrutura do solo no comportamento hidromecânico

Neste subitem buscou-se relacionar como a estrutura do solo, a depender do grau de intemperismo que se encontra (subitens acima) interfere no comportamento hidráulico e mecânicos dos solos residuais.

De acordo com Reis (2004), a união ou as ligações entre partículas (cimentos) é uma importante componente na resistência dos solos residuais. Estas ligações podem ser facilmente rompidas por meio de perturbações na microestrutura do solo.

Segundo Cordão Neto *et al.*, (2018), as propriedades mecânicas, incluindo tensão versus deformação, resistência, compressibilidade e permeabilidade dependem da estrutura do solo residual. Estes pesquisadores avaliaram o comportamento de engenharia de uma argila de Brasília nas seguintes condições: lama, indeformada e remoldada. Estes pesquisadores utilizaram-se da metodologia apresentada primeiramente em Burland (1990 *apud* CORDÃO NETO *et al.*, 2018), para distinguirem as propriedades dependentes do estado do solo (como por exemplo lama, indeformada e remoldada) daquelas intrínsecas ao solo.

Para os três estados estudados, os autores observaram que a estrutura inicial das amostras foram destruídas na presença de deformações plásticas e, em certo ponto não havia mais a memória do estado inicial da estrutura (ligações entre partículas), sendo que a linha de compressão tendeu a convergir para os três estados estudados, respondendo ao carregamento (adensamento) de maneira bem similar ou igual.

Segundo Delcourt (2018) as ligações entre as partículas têm um papel decisivo na compressibilidade dos solos residuais, sendo, portanto influenciada pelo grau de alteração do solo.

Diferentemente dos solos sedimentares, os solos residuais apresentam uma tensão de pré-adensamento, denominada virtual, que independe do histórico das tensões sofridas pelo material, mas sim dependentes das ligações entre as partículas na microestrutura (REIS, 2004).

Segundo Delcourt (2018), até a tensão de pré-adensamento virtual os solos residuais possuem elevada rigidez, ou seja, sofrem baixas deformações. Além da tensão de pré-adensamento virtual, momento em que as ligações entre as partículas são rompidas, o solo passa a ter comportamento compressível. Estas observações foram possíveis mediante análise dos resultados dos ensaios de adensamento desenvolvidos pela autora.

Conforme evidenciado em Reis (2004), o comportamento da permeabilidade e resistência ao cisalhamento também são influenciados pelas cimentações desenvolvidas na microestrutura do solo. As principais considerações verificadas são listadas abaixo:

- Os vínculos entre as partículas de argila, oriundos da ação do processo de intemperismo no solo, atuam de maneira a reunir estas partículas em grumos. Deste modo estas partículas, que individualmente estariam dispersas na microestrutura, se organizam e se comportam como siltes e ou areias finas (diâmetro de grãos elevado), conferindo à estrutura a presença de macroporos. Portanto, a permeabilidade em solos residuais em baixos níveis de compressão (cimentação existente) é mais elevada, mesmo o solo apresentando alta porcentagem da fração argila. À medida que a sobrecarga aumenta, as cimentações vão sendo quebradas e a permeabilidade do solo sofre redução;
- Em solos residuais verifica-se o surgimento de elevados valores para o intercepto coesivo. Este fato pode ser atribuído a dois fatores. O primeiro em função das cimentações existentes na microestrutura do solo, as quais promovem forças de ligação

entre as partículas. Já o segundo pode ser em função da não saturação do solo, já que a alta permeabilidade associada à sucção matricial do solo conferem esta parcela de resistência.

Mediante extensa revisão, Delcourt (2018) verificou que quando a tensão confinante efetiva atuante na compressão triaxial é menor do que a tensão de pré-adensamento virtual do solo residual (baixos níveis de tensão), as curvas tensão desviadora versus deformações apresentam um pico de resistência para baixas deformações, ou seja, não representaram a maior taxa de expansão volumétrica, sendo este fato explicado pela estrutura do solo.

No entanto, quando as tensões confinantes superam a tensão de pré-adensamento virtual o comportamento do solo se modifica, uma vez que as ligações entre as partículas são rompidas nesse nível de tensões e o ponto de plastificação do material ocorre antes da ruptura, caracterizando por elevadas deformações acompanhadas por significativa contração. Desta maneira, pode-se dizer que na compressão triaxial, o comportamento do solo passa de frágil para dúctil à medida que os níveis de tensões efetivas são acrescidos (DEL COURT, 2018).

Rahardjo (2004) observou que à medida que o solo se torna mais intemperizado, mais argilominerais são formados, conseqüentemente mais ligações são geradas entre estes minerais. O solo adquire maior capacidade de retenção de água sob efeito de elevadas sucções matriciais. Portanto, verifica-se que o valor de entrada de ar para um solo residual aumenta à medida que o grau de intemperismo aumenta.

Boszczowski (2008) buscou investigar o comportamento mecânico e hidráulico de um perfil de alteração originário de um granito-gnaiss de composição quartzo-feldspato, originário da borda da bacia de Curitiba, PR. Os ensaios foram realizados em amostras com diferentes graus de alteração nas condições: indeformada e reconstituídas (estado compactado). Os materiais foram submetidos à ensaios de caracterização: geotécnica, química e mineralógica. Os parâmetros de resistência e compressibilidade avaliados por meio de ensaios de compressão diametral, compressão não confinada, cisalhamento direto e adensamento. As propriedades hidráulicas avaliadas por meio de ensaios de permeabilidade saturada, bem como pelas curvas características de retenção de água e resistividade. As principais conclusões que a autora chegou foram:

- O grau de intemperismo dos solos estudados variou tanto na vertical quanto na horizontal, ao longo do perfil analisado (talude de 20 m de altura);
- Avaliou-se a forma e distribuição dos meso e macroporos por meio da porosimetria por injeção de mercúrio e a Microscopia Eletrônica de Varredura;
- A autora verificou que nos solos mais intemperizados a porcentagem de argila chegou aos 62%, enquanto nos menos cerca de 40%;
- Foi constatado que durante o processo de umedecimento e secagem das amostras características dos diferentes solos estudados, o índice de vazios não sofreu alterações expressivas com o aumento da saturação, podendo indicar as cimentações dos solos residuais;
- Verificou-se que os solos mais intemperizados apresentaram maiores valores de sucção para um dado grau de saturação, pois apresentaram poros entre partículas e poros entre agregados de partículas (aglomerados de partículas – grumos), fazendo com que o valor de entrada de ar seja duplo ou triplo;
- Com relação à compressibilidade, a autora observou que os solos mais intemperizados tendem a apresentar comportamento mais compressível.;
- No que tange a resistência à tração, ensaios de compressão diametral foram executados em amostras compactadas e indeformadas. Para as amostras compactadas a autora observou que existe uma relação direta entre a resistência à tração e a quantidade de argila presente na amostra. Ou seja, quanto maior a quantidade de argila, maior a resistência. Para as amostras indeformadas este comportamento não foi relatado. No entanto, observou-se que a resistência à tração é função da quantidade de macro, meso e micro poros presentes na estrutura do solo, ou seja da sua estrutura;
- A resistência ao cisalhamento dos materiais estudados foi testada por meio de ensaios de compressão simples e cisalhamento direto. Na compressão simples a autora verificou que a resistência ao cisalhamento das amostras indeformadas e reconstituídas, para o solo mais intemperizado, foi maior, do que os dos demais nas mesmas condições. Tal fato foi justificado pela crescente quantidade de argila na amostra em função da ação do intemperismo, que condicionou valores elevados de coesão para este material. Já no cisalhamento direto a autora observou que o ângulo de atrito aumentou à medida que o grau de intemperismo diminuiu;
- Com relação a resistência à compressão e a quantidade de argila presente na amostra, a autora observou que existe uma forte correlação. Nas amostras compactadas verificou-

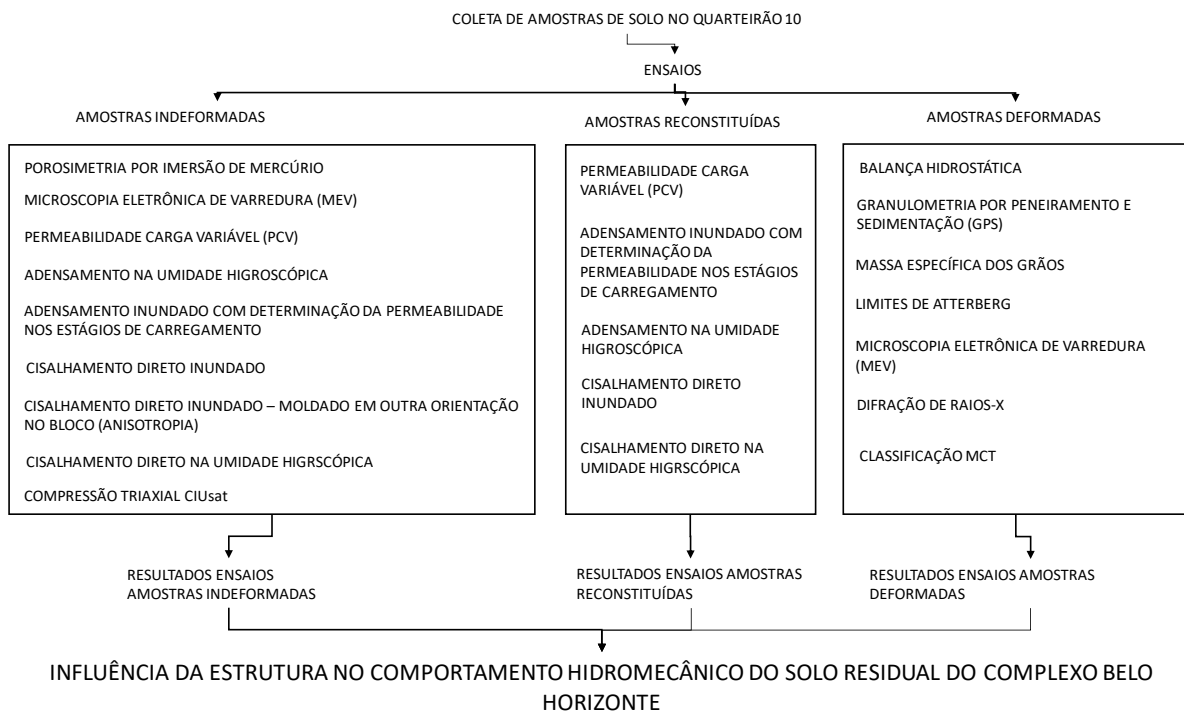


se uma relação linear com a reta passando pela origem. Diferentemente para as amostras indeformadas, em que a relação, também uma reta, não passou pela origem. Este fato foi atribuído às cimentações existentes na amostra indeformada, que mesmo tendo um teor de argila nulo o solo apresentou uma resistência à compressão com intercepto coesivo.

### 3 MATERIAIS E MÉTODOS

Este capítulo descreve os materiais e métodos adotados no âmbito do desenvolvimento desta pesquisa, para condução da análise da influência da estrutura (originária das ligações entre as partículas e cimentações) no comportamento hidromecânico do solo residual coletado no *campus* da UFMG. O fluxograma ilustrado na Figura 3.1 apresenta as principais atividades realizadas durante o desenvolvimento deste estudo.

Figura 3.1: Fluxograma de atividades realizadas para desenvolvimento da pesquisa.



#### 3.1 Local da Pesquisa

O Quarteirão-10 está localizado no *campus* Pampulha da UFMG, Belo Horizonte, Minas Gerais. Conforme se observa na Figura 3.3, o Q-10 se encontra próximo ao CDTN (Centro de Desenvolvimento da Tecnologia Nuclear) e o CPH (Centro de Pesquisas Hidráulicas e Recursos Hídricos).

Na Figura 3.3 se observa o ponto locado ao lado da torre eólica (alfinete), cujas coordenadas geográficas são 43.966845°O, 19.874496°S. Este ponto representa o local de coleta das amostras do solo residual tropical do Complexo Belo Horizonte, que apresentou comportamento colapsível verificado conforme metodologia de Vargas (1977), em Vilela (2016).

Figura 3.2: Planta de locação e situação do Quarteirão-10 (Fonte: *Google Earth Pro*).

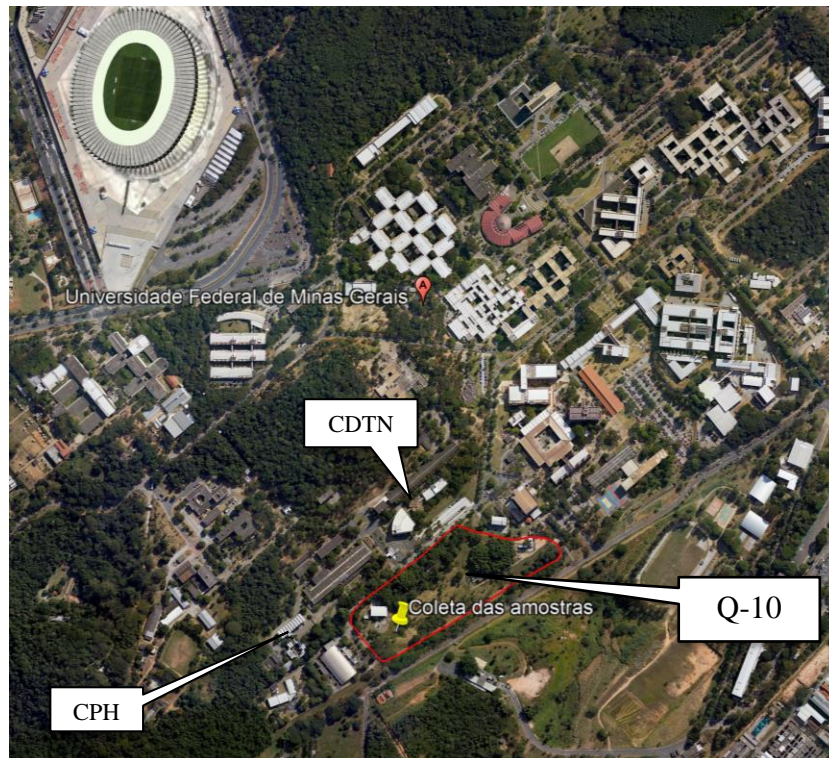
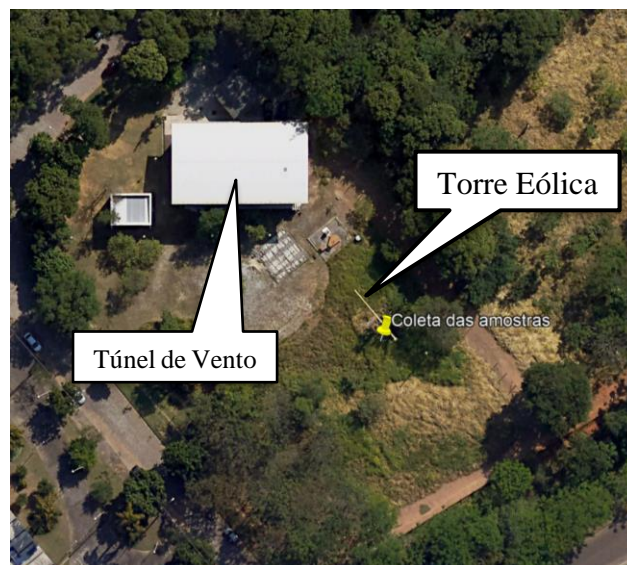


Figura 3.3: Planta de locação da torre eólica e local de coleta das amostras de solo (Fonte: *Google Earth Pro*)



### 3.2 Geologia local

O Complexo Belo Horizonte situa-se na Região Sudeste do Brasil, dentro do estado de Minas Gerais fazendo parte do extremo meridional da Província Geotectônica do São Francisco e, Província da Mantiqueira, a leste (PADILHA, 1991).

Este complexo consiste em um embasamento gnáissico-migmatítico (Complexo Belo Horizonte) de idade arqueana, seccionado por granitóides; o Complexo Caeté, granito-gnáissico; uma sequência de rochas metavulcano-sedimentares do tipo greenstone belt (Supergrupo Rio das Velhas), de idade também arqueana; metassedimentos plataformais (Supergrupo Minas, composto pelos grupos Caraça, Itabira, Piracicaba e Sabará) de idade paleoproterozóica; metassedimentos e sedimentos do rifte do Espinhaço (Supergrupo Espinhaço), do Mesoproterozóico; e metassedimentos e sedimentos do Supergrupo São Francisco (grupos Macaúbas e Bambuí). Compreende também pequenos stocks granitóides pós-Rio das Velhas (Santa Luzia e General Carneiro), além do Granitóide Coelho, de idade incerta e de um quartzo sienito, este último provavelmente de idade paleo a mesoproterozóica; diques e corpos básicos tiveram empacotamento do Proterozóico ao Cretáceo (PADILHA, 1991).

O complexo Belo Horizonte, de acordo com o Serviço Geológico do Brasil (<[http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia\\_basica/plgb/bh/bh\\_geologia.pdf](http://www.cprm.gov.br/publique/media/geologia_basica/plgb/bh/bh_geologia.pdf)>), é constituído por gnaisse cinzentos frequentemente com um bandamento composicional, feições de migmatização e integrantes de uma suíte do tipo TTG. O *campus* Pampulha da UFMG se enquadra nesta formação.

### 3.3 Clima da região

O clima de Belo Horizonte é caracterizado por quente e temperado, com chuvas abundantes no verão e estiagem no inverno (<<https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/minas-gerais/belo-horizonte-2889/>>). A temperatura média anual é de cerca de 20,5°C, com amplitude térmica de até 15°C no inverno. A pluviosidade média anual é de 1430 mm. A Tabela 3.1 ilustra as variações da temperatura média, das temperaturas mínima e máxima e do volume de chuvas, ao longo do ano.

Verifica-se que o clima regional é propício para o desenvolvimento dos agentes intempéricos no processo de formação dos solos residuais, já que apresenta ao longo do ano elevadas temperaturas, amplitude térmica considerável, bem como alta pluviosidade, o que favorece com

que o intemperismo químico atue intensamente sobre a rocha matriz no processo de formação dos solos residuais da região.

Tabela 3.1: Variação de temperatura e distribuição de chuvas ao longo do ano  
(<<https://pt.climate-data.org/america-do-sul/brasil/minas-gerais/belo-horizonte-2889/#temperature-graph>>)

	Janeiro	Fevereiro	Março	Abril	Mai	Junho	Julho	Agosto	Setembro	Outubro	Novembro	Dezembro
Temperatura média (°C)	22,9	22,6	21,9	20,2	18,2	17,1	17,7	19,3	21	21,9	22,1	21,5
Temperatura mínima (°C)	17,3	17	16,4	14,4	11,8	10	10,2	12,3	14,8	16,3	17	16,1
Temperatura máxima (°C)	28,5	28,3	27,5	26,1	24,7	24,3	25,2	26,4	27,3	27,5	27,2	27
Chuva (mm)	278	173	159	61	27	13	13	11	39	120	226	310

### 3.4 Investigações de campo realizadas no Q-10

As investigações geotécnicas de campo realizadas no Quarteirão-10 consistiram em ensaios *SPT* e *CPTU*, realizados em 18 furos para determinação da resistência à penetração do amostrador padrão, bem como foram classificados os testemunhos táctil-visualmente – Sondagens a Percussão (SP), conforme prescrições da NBR 6484 (ABNT, 2001).

Realizou-se, também, um ensaio *CPTU*, por meio da penetração de uma ponteira cônica, conforme critérios estabelecidos nas normas NBR 12069 (ABNT, 1991) e D5778 (ASTM, 2012). A Figura 3.4 ilustra a planta com a locação das sondagens executadas no Quarteirão-10.

A interpretação dos resultados das sondagens *SPT* foram realizadas em Vilela (2016), que apresenta o perfil estratigráfico do solo na região de implantação da torre eólica. A caracterização do perfil foi realizada com base nas descrições das amostras recuperadas ao longo de cravação do amostrador padrão. A descrição baseou-se nos resultados das sondagens SP-12 e SP-13. A Figura 3.5 ilustra o perfil estratigráfico da região.

Verifica-se consistência entre as descrições das amostras coletadas ao longo da execução das sondagens a percussão (*SPT*), com a classificação dos materiais apresentadas no perfil de cravação da ponteira cônica do ensaio *CPTU*. Os demais resultados das sondagens são apresentadas em Vilela (2016). Verifica-se que entre 5 e 6 metros de profundidade a camada predominante é caracterizada como uma argila arenosa e/ou silte arenoso.

Figura 3.4: Planta de locação das investigações de campo realizadas no Q-10 (Adaptado de VILELA, 2016)

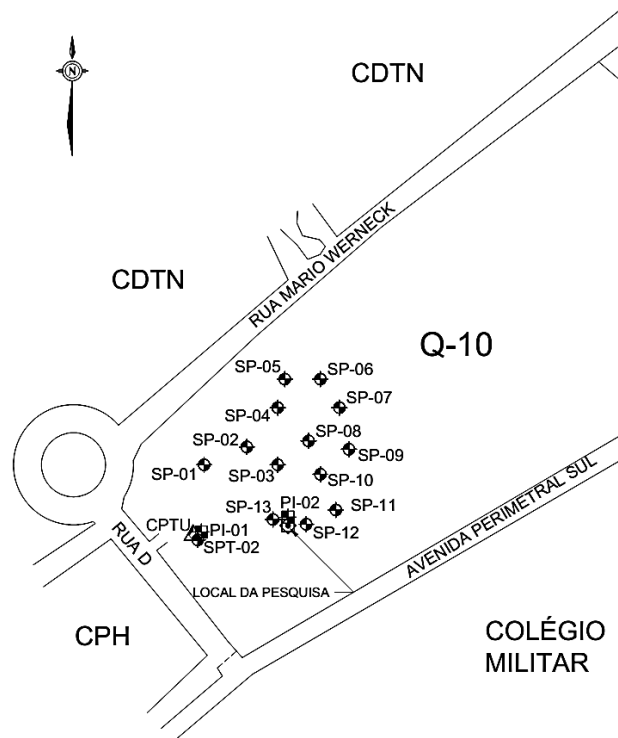
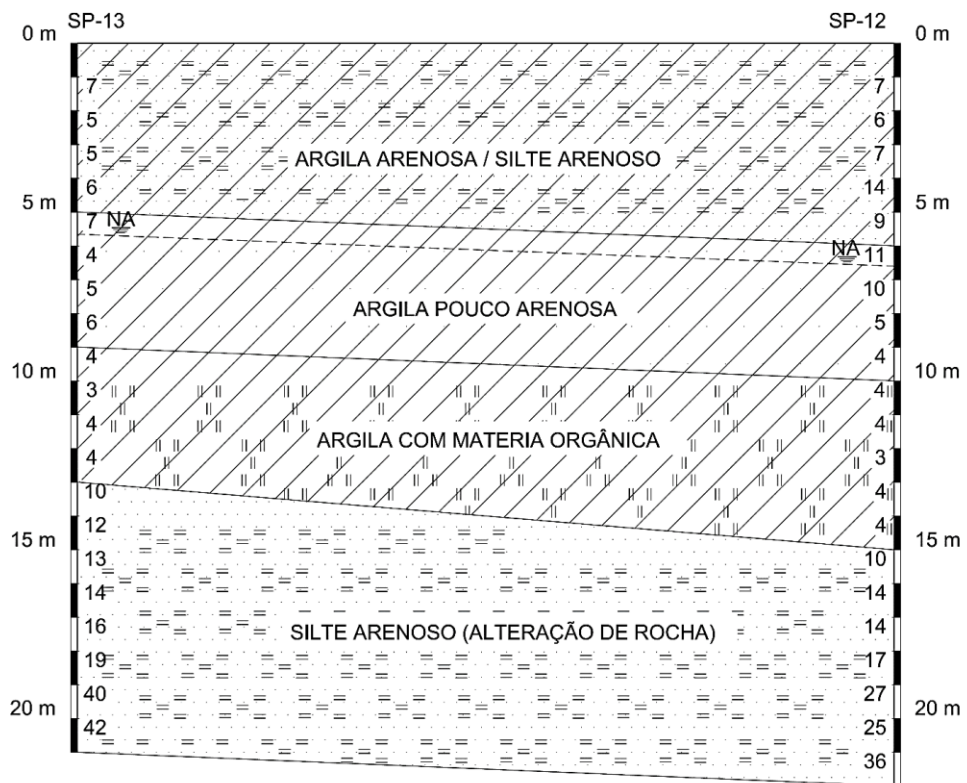


Figura 3.5: Perfil estratigráfico do solo coletado na região de implantação da torre eólica (VILELA, 2016)





### 3.5 Amostras de solo coletadas

As amostras de solo indeformadas e deformadas foram coletadas à aproximadamente 1,5 m de profundidade, no local próximo à fundação do Aerogerador, conforme ponto marcado na Figura 3.3. A Figura 3.6 ilustra a retirada das amostras, que ocorreram conforme prescrições da norma NBR 9604 (ABNT, 2016).

Vilela (2016) apresenta em sua pesquisa um estudo acerca dos aspectos construtivos e operacionais (instrumentação) da fundação da torre eólica. As amostras foram coletadas ao lado da torre, pois buscou-se contribuir com o entendimento de como as propriedades de engenharia deste solo podem ser otimizadas quando avaliada a influência de sua estrutura no seu comportamento hidromecânico.

Figura 3.6: Coleta de amostras indeformadas/deformadas no Q-10 (Amostra Indeformada 01).





O topo de ambos os blocos Amostra Indeformada-01 e Amostra Indeformada-02 situaram-se à 1,50 m de profundidade. A profundidade da base da AI-01 foi medida à 1,80 m do nível do terreno, já a base da AI-02 situada à 1,90 m de profundidade.

Durante o processo de talhagem do solo para conformação dos blocos, as aparas resultantes da moldagem foram coletadas e ensacadas em sacos plásticos com aproximadamente 30 kg de material em cada. Estas amostras foram então utilizadas para realização dos ensaios descritos conforme fluxograma apresentado na Figura 3.1.

### **3.6 Ensaios laboratoriais**

Os itens subsequentes relatam os ensaios laboratoriais conduzidos em corpos de prova manipulados das amostras indeformadas, deformadas e reconstituídas, adotando os critérios estabelecidos pelas normas nacionais e internacionais vigentes.

#### **3.6.1 Caracterização física**

Os ensaios de caracterização que fazem parte do escopo deste estudo foram o de teor de umidade natural do material; balança hidrostática; massa específica real dos grãos, em que adotou-se os métodos do balão volumétrico e a picnometria de gás hélio; granulometria

completa por peneiramento e sedimentação, com e sem o uso de defloculante; granulometria a laser e limites de Atterberg.

A amostra utilizada para realização dos ensaios foi a AD-01 (Amostra Deformada 01), que foi previamente preparada segundo prescrições da norma NBR 6457 (ABNT, 2016). A preparação consistiu na secagem ao ar livre sem a incidência de luz solar até que a umidade higroscópica fosse atingida, sendo esta determinada por meio de ensaios de teor de umidade.

A Tabela 3.2 apresenta as normas técnicas seguidas para desenvolvimento dos ensaios laboratoriais propostos neste estudo.

Tabela 3.2: normas técnicas ensaios laboratoriais

ENSAIO	NORMA
Teor de umidade	D2216 (ASTM, 2019)
Massa específica dos grãos	NBR NM 52 (ABNT, 2009)
Granulometria por peneiramento e sedimentação	NBR 7181 (ABNT, 2018)
Limite de plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 2016)
Limite de liquidez	NBR 6459 (ABNT, 2017)
Compactação Proctor Normal	NBR 7182 (ABNT, 2016)
Permeabilidade carga variável	NBR 14545 (ABNT, 2000)
Adensamento Unidimensional	D2435/D2435M (ASTM, 2011)
Cisalhamento direto	D3080/D3080M (ASTM, 2011)
Compressão triaxial CIUsat	D4767 (ASTM, 2011)
Compactação Mini-MCV	DNER-ME 258 (DNIT, 1994)
Perda de massa por imersão	DNER-ME 256 (DNIT, 1994)
Compactação em equipamento miniatura	DNER-ME 228 (DNIT, 1994)

Os ensaios que não são comumente utilizados são descritos melhor nos itens a seguir.

- Massa Específica dos Grãos pelo método de picnometria de gás hélio

O ensaio de picnometria de gás hélio foi desenvolvido no Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais, da Universidade Federal de São Carlos (CCDM/UFSCar). Este método consiste na determinação da densidade real do material ( $\rho_s$ ) utilizando-se do princípio de Arquimedes de deslocamento de fluidos, neste caso o gás hélio. Para tal foi utilizado o equipamento *Ultrapycnometer 1000* da *Quantachrome*, em que foram analisadas amostras previamente secas em estufa.



- Distribuição granulométrica a laser

Realizou-se a granulometria a laser somente da fração fina do solo, ou seja aquela que passa pela peneira de malha #200. Para tanto ensaiou-se uma amostra de aproximadamente 10 gramas. Utilizou-se este método complementar para melhor o conhecimento dos diâmetros da fração fina do solo, já que a distribuição dos finos na estrutura do solo residual é um importante indicativo do grau de intemperismo do solo. Este ensaio foi conduzido no laboratório de materiais cerâmicos do Departamento de Engenharia Metalúrgica da UFMG (DEMET/UFMG), utilizando-se o equipamento CILAS 1064. Este ensaio é melhor detalhado em Slongo (2008).

### **3.6.2 Porosimetria por imersão em mercúrio**

O ensaio de porosimetria por imersão em mercúrio foi desenvolvido no Centro de Caracterização e Desenvolvimento de Materiais, da Universidade Federal de São Carlos (CCDM/UFSCar). Este visa a determinação do tamanho e distribuição de poros da amostra por meio da intrusão de mercúrio nos mesmos. A intrusão do mercúrio se dá pela aplicação de pressão. Para tanto utilizou-se o equipamento Aminco, modelo 5000 psi. Pressão máxima: 5000 psi. Faixa de tamanho dos poros medida de 0,035  $\mu\text{m}$  a 100  $\mu\text{m}$ . A descrição detalhada deste ensaio é apresentada em Palombo (2017).

### **3.6.3 Difração de Raios-X**

A difração de Raios-X foi desenvolvida no CPMTC (Centro de Pesquisas Manoel Teixeira da Costa), órgão complementar do IGC (Instituto de Geociências), localizado no *campus* Pampulha da UFMG. Este ensaio foi realizado para avaliação da composição química e mineralógica do solo. O ensaio foi conduzido na Amostra Deformada 01 (AD-01) previamente peneiradas na peneira de malha #200, que foi inserida no difratômetro XPERT-PRO. O *software* de medidas utilizado foi “argila novo”.

Slongo (2008) apresenta breve descrição do ensaio, assim como a metodologia para interpretação do ensaio, segundo a lei de Bragg, que estabelece a relação entre o ângulo de difração e a distância entre planos que a original (característicos para cada fase cristalina).

### **3.6.4 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)**

O ensaio de MEV foi realizado no Centro de Microscopia, localizado no *campus* Pampulha da UFMG. Este ensaio foi desenvolvido com intuito de se verificar a forma e a distribuição dos

grãos e dos poros. Buscou-se visualizar a formação de aglomerados de grãos e/ou partículas na estrutura da amostra indeformada.

Ensaiou-se amostras indeformadas e amostras deformadas peneiradas na peneira de malha #200. Ambas as amostras foram preparadas no próprio centro de microscopia, previamente a realização do ensaio. Esta atividade consistiu na metalização, tanto da amostra indeformada, quanto da amostra deformada em carbono, com auxílio da Metalizadora - Bal-Tec, modelo MD20.

O ensaio foi conduzido no Microscópio Eletrônico de Varredura JEOL JSM 6360LV. O equipamento possui detector de elétrons EDS (espectrômetro de raio-X de energia dispersiva), que auxilia na identificação da composição química de regiões selecionadas. O detector, em conjunto com as imagens geradas no MEV permitiram a identificação das frações argilominerais nas amostras ensaiadas, conforme observado nas pesquisas apresentadas no Capítulo 2.

### **3.6.5 Ensaio de Papel Filtro**

O ensaio de papel filtro foi desenvolvido em 22 corpos de prova moldados da amostra indeformada (bloco), para determinação da Curva Característica de Retenção de Água nas trajetórias de secagem e umedecimento seguindo orientações da norma D5298 (ASTM, 2010).

As amostras foram preparadas por meio da talhagem do bloco, utilizando-se como gabarito anéis metálicos cilíndricos disponíveis no LabGeo, cujas dimensões médias são diâmetro de 5,0 cm e altura de 2,0 cm. Determinou-se a massa de cada anel, bem como as dimensões com auxílio de um paquímetro. Com estes dados foi possível obter a massa e volume de cada amostra moldada nos cilindros, que foram utilizados para determinação dos índices físicos iniciais das 22 amostras.

Ao final da moldagem dos corpos de prova, conforme ilustrado na Figura 3.7 foram deixados dentro da câmara úmida até que atingissem a umidade higroscópica, que foi monitorada sistematicamente. Quando o teor de umidade das 22 amostras atingiu a umidade higroscópica, o ensaio procedeu-se de duas maneiras distintas, para determinação das trajetórias de secagem e umedecimento.

Figura 3.7: Corpos de Prova moldados para o ensaio de papel filtro



As 11 amostras utilizadas, para determinação da trajetória de umedecimento tiveram seu grau de saturação elevado, por meio do gotejamento de água deaerada no topo e na base, com auxílio de uma seringa graduada. Em cada amostra o volume de água adicionado foi calculado para que cada uma alcançasse diferentes graus de saturação, a saber: 100%, 90%, 80%, 70%, 60%, 50%, 40%, 30%, 20%, 10% e 0%, como realizado em Vilela (2016) e Villar (2002).

Após a preparação, as amostras foram envoltas, individualmente por papel filtro e papel alumínio, sendo acondicionadas dentro de um saco plástico dentro de uma caixa de isopor. Aguardou-se 7 dias para que a umidade fosse equalizada em cada Corpo de Prova, conforme orientações apresentadas em Villar (2002). Finalizado este período, colocou-se papéis filtros Whatman nº 42 com mesmo diâmetro em contato com solo, na base e no topo de cada amostra. Após este procedimento as amostras foram novamente fechadas e acondicionadas por mais 15 dias, conforme orientações apresentadas em Villar (2002).

Já as amostras selecionadas, para determinação da trajetória de secagem foram inicialmente saturadas, seguindo os procedimentos apresentados em Graça (2018). Após a saturação as amostras foram postas para secar sem a incidência de luz solar, até que cada amostra atingisse diferentes graus de saturação (100%, 90%, 80%, 70%, 60%, 50%, 40%, 30%, 20%, 10% e 0%). O grau de saturação de cada amostra foi monitorado por meio da pesagem do conjunto.

A medida em que as amostras foram atingindo os graus de saturação específicos, estas foram envoltas em papel filme e papel alumínio e os procedimentos de equalização, tanto da umidade do corpo de prova, quanto dos papéis filtros posicionados no topo e na base de cada amostra, foram os mesmos adotados para trajetória de umedecimento, conforme orientado em Villar (2002).

Finalizado o tempo de equalização da umidade de cada amostra, considerando o conjunto solo e papéis filtros (topo e base), cada amostra foi desembrulhada e, com auxílio de uma pinça, os papéis filtros foram manuseados, para monitoramento de sua massa durante 4 minutos em uma balança de precisão de 0,0001g. Logo em seguida os papéis foram postos em estufa, durante um período de 24 horas. Ao fim deste período, a massa do papel foi novamente monitorada durante mais 4 minutos na mesma balança. Todos os cuidados operacionais, intervalos de leituras e os pontos de atenção, relatados em Villar (2002) foram estritamente seguidos.

### **3.6.6 Permeabilidade carga variável**

O ensaio de permeabilidade carga variável foi realizado seguindo as prescrições da norma NBR 14545 (ABNT, 2000) adotando o método do permeâmetro carga variável, para determinação do coeficiente de permeabilidade vertical das amostras indeformada e reconstituída. A comparação entre os resultados obtidos possibilitou observar a influência da estrutura no comportamento hidráulico deste solo residual de Gnaisse.

O corpo de prova indeformado, de formato cilíndrico foi moldado no bloco, cujas dimensões médias foram diâmetro de 10 cm e altura de 10 cm. Pesou-se o corpo de prova e com as aparas geradas no processo de moldagem foi determinado o teor de umidade, sendo os valores obtidos utilizados para determinar os índices físicos do Corpo de Prova, no início do ensaio. As aparas foram então utilizadas para moldagem do Corpo de Prova reconstituído, nas mesmas características físicas dos corpos de prova indeformados.

As aparas foram acondicionadas em um saco plástico, fechado dentro de uma caixa de isopor posicionada dentro da câmara úmida do laboratório, para garantir que o teor de umidade se mantivesse até a moldagem. O Corpo de Prova foi constituído com três camadas de solo, todas com a mesma massa.

Cada camada foi despejada com auxílio de um funil dentro do cilindro de compactação padrão, com diâmetro e altura de 10 cm. Utilizou-se o soquete padronizado na norma NBR 7182

(ABNT, 2016), para garantia da aplicação da energia Proctor Normal. No entanto não foram deferidos os 26 golpes por camada como orienta a norma, sendo a quantidade ajustada para que o Corpo de Prova reconstituído obtivesse mesma massa, volume e teor de umidade da amostra indeformada. Logo mais golpes foram necessários, totalizando 30 golpes por camada.

Ao final da compactação de cada camada escarificou-se a superfície desta no interior do cilindro com auxílio de uma espátula, para melhorar a aderência entre esta camada com a próxima, como orienta a norma NBR 7182 (ABNT, 2016). A Tabela 3.3 apresenta as condições de moldagem dos corpos de prova.

Tabela 3.3: índices físicos dos corpos de prova indeformado e reconstituído para o ensaio de permeabilidade carga variável.

CORPO DE PROVA	m (g)	V (cm <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	S (%)	n (%)
INDEFORMADO	1406,5	785,4	9,9	17,6	16,0	0,6	41,4	39,1
RECONSTITUÍDO	1405,2	785,4	10,0	17,6	16,0	0,6	41,3	39,2

Pela Tabela 3.3 é possível observar que os corpos de prova tanto indeformado, quanto reconstituído apresentaram as mesmas características físicas antes do ensaio, já que estavam com o mesmo peso específico natural ( $\gamma_n$ ), peso específico seco ( $\gamma_d$ ) e índice de vazios (e). O grau de saturação e a porosidade diferiram em 0,1% entre os dois corpos de prova, portanto foram considerados iguais.

As pequenas variações encontradas se deram em função de dificuldade encontradas no processo de moldagem do corpo de prova reconstituído, no que tange o controle do teor de umidade durante a compactação, bem como a extração do corpo de prova do cilindro e o nivelamento (biselamento) da última camada.

### 3.6.7 Adensamento Oedométrico

Buscou-se identificar o papel da estrutura na compressibilidade deste solo, quando comparados os resultados entre os ensaios realizados nas amostras indeformadas e nas reconstituídas. A realização dos ensaios nas condições inundada e não inundada é justificada pela constatação do comportamento colapsível deste solo, por meio da utilização da metodologia de Vargas (1977), em Vilela (2016).

Foram realizados 4 ensaios de adensamento em 2 amostras indeformadas moldadas diretamente dos blocos, sendo um ensaio inundado desde o início e o outro com o corpo de prova na umidade higroscópica. Estes ensaios foram então repetidos com amostras reconstituídas nas mesmas características das amostras indeformadas e os ensaios inundado e não inundado foram efetuados.

Os corpos de prova reconstituídos foram preparados compactando-se de maneira estática os grãos no anel de adensamento. Foram necessárias 2 camadas compactadas para que o corpo de prova reconstituído possuísse a mesma massa do corpo de prova indeformado.

A Tabela 3.4 apresenta os índices físicos das amostras indeformadas e as amostras reconstituídas, após moldagem no anel de adensamento.

Tabela 3.4: Condições de moldagem das amostras indeformadas e reconstituídas para o ensaio de adensamento.

ADENSAMENTO		m (g)	V (cm <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	S (%)	n (%)
INDEFORMADO	CP Inundado	77,2	39,3	15,6	19,3	16,7	0,6	72,7	36,5
	CP Não Inundado	66,5	39,3	1,1	16,6	16,4	0,6	4,9	37,4
RECONSTITUÍDO	CP Inundado	77,3	39,3	15,5	19,3	16,7	0,6	72,8	36,3
	CP Não Inundado	67,3	39,3	1,2	16,8	16,6	0,6	5,5	36,7

Pelos resultados apresentados na Tabela 3.4 é possível fazer as seguintes observações:

- Nos ensaios inundados os corpos de prova indeformados e reconstituídos apresentam as mesmas características físicas. Mesmo peso específico natural ( $\gamma_n$ ), mesmo peso específico seco ( $\gamma_d$ ) e mesmo índice de vazios (e). O grau de saturação variou em 0,1%, enquanto a porosidade diferiu em 0,2%;
- Nos ensaios não inundados, com os corpos de prova na umidade higroscópica, o peso específico natural ( $\gamma_n$ ), e o peso específico seco ( $\gamma_d$ ) variaram em 0,2 kN/m<sup>3</sup>. Ambos apresentaram o mesmo índice de vazios, porém a saturação variou em 0,6% enquanto a porosidade em 0,7%.

As variações constatadas entre os índices físicos calculados se deram em função de dificuldades encontradas no processo de moldagem dos corpos de prova reconstituídos, no que tange a massa final do corpo de prova reconstituído ser idêntica ao indeformado. Bem como o controle do teor de umidade que variou durante o processo de moldagem.

Os parâmetros do ensaio de adensamento foram calculados, por meio da aplicação das principais equações que regem o fenômeno do adensamento. Estas equações fazem parte da teoria do adensamento unidimensional de Terzaghi, apresentada na mecânica dos solos clássica. De acordo com Sousa Pinto (2006), a analogia mecânica de Terzaghi (sistema massa-mola) é muito útil para entendimento do fenômeno. As interpretações dos resultados dos ensaios de adensamento são apresentadas no Capítulo 4 deste estudo, em que os principais parâmetros calculados foram:

- $a_v$ : coeficiente de compressibilidade;
- $m_v$ : coeficiente de variação volumétrica;
- $c_v$ : coeficiente de adensamento;
- $k$ : permeabilidade carga variável.

Nos ensaios inundados a permeabilidade em cada estágio de carregamento foi calculada aplicando-se a expressão matemática:

$$k = c_v * m_v \quad (\text{Eq. 8})$$

Como a drenagem ocorreu somente por uma face na célula de adensamento, considerou-se metade da distância de percolação ( $H_d/2$ ) para o cálculo do coeficiente de adensamento ( $c_v$ ).

Além do método teórico, a permeabilidade em cada estágio de adensamento também foi obtida por meio da expressão matemática (Eq. 9) que rege o fenômeno da permeabilidade a carga variável. As leituras de água percolada pelo sistema foram realizadas na bureta em cada estágio de carregamento no ensaio.

$$k = 2,303 \frac{al}{At} \times \log \frac{h_1}{h_2}, \quad (\text{Eq. 11})$$

Na qual,

$A$  é a área da amostra ( $m^2$ );

$a$  é a área da seção da bureta ( $m^2$ );

$l$  é o comprimento da amostra (m);

$h_1$  é a altura inicial do fluxo na bureta (m);

$h_2$  é a altura final do fluxo na bureta (m).

Os procedimentos de interpretação gráfica das curvas de adensamento ( $e \times \sigma'_v$ ) apresentados em Head (1994) foram adotados para determinação do índice de compressão ( $C_c$ ), índice de recompressão ( $C_r$ ), o índice de descompressão ( $C_d$ ) e tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{PA}$ ), determinada pelo método de Pacheco e Silva.

- Inundado com a determinação da permeabilidade – Amostra indeformadas

O ensaio foi realizado em amostra indeformada, moldada diretamente no bloco (AI-01), utilizando-se como molde o próprio anel de adensamento disponível no laboratório de Geotecnia da UFMG. As dimensões deste anel são diâmetro interno de 50 mm e altura de 20 mm. Após a moldagem do CP, o conjunto foi montado na célula de adensamento e posicionada na prensa, sendo esta nivelada e ajustada para se iniciar o ensaio.

Aplicou-se inicialmente carregamento vertical de 5 kPa durante 5 minutos para que o cabeçote, no qual se aplica o carregamento, se encaixasse corretamente na amostra. Em seguida aplicou-se a sequência de carregamentos verticais, conforme orientações da norma D2435 (ASTM, 2011): 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa.

O corpo de prova foi inundado no primeiro carregamento. A permeabilidade foi determinada em cada estágio de carregamento, por meio da anotação da variação de altura de coluna de água da bureta acoplada na base da célula de adensamento, configurando em fluxo de percolação ascendente.

Finalizados os estágios de carregamento, realizaram-se três estágios de descarregamento: 400 kPa, 200 kPa e 100 kPa. Finalizado o ensaio o CP foi retirado da célula de adensamento, para determinação dos índices físicos.



- Não inundado com corpo de prova na umidade higroscópica – Amostra indeformada

O ensaio foi conduzido em amostra indeformada, moldada diretamente no bloco (AI-01), utilizando-se como molde o próprio anel de adensamento, com diâmetro interno de 50 mm e altura de 20 mm. A umidade do Corpo de Prova foi monitorada até que se atingisse a umidade higroscópica, para somente então posicioná-lo na célula de adensamento para realizar o ensaio.

O anel de adensamento, com o corpo de prova, foi montado na célula de adensamento e posicionada na prensa, a qual foi devidamente nivelada antes da aplicação do carregamento. Aplicou-se inicialmente carregamento vertical de 5 kPa durante 5 minutos para que o *topcap* se encaixasse corretamente na amostra. Em seguida aplicou-se a sequência de carregamentos verticais, conforme orientações da norma D2435 (ASTM, 2011): 12,5 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa, 200 kPa, 400 kPa e 800 kPa.

O corpo de prova não foi inundado durante o teste. Finalizados os carregamentos, o corpo de prova foi submetido a três descarregamentos: 400 kPa, 200 kPa e 100 kPa.

- Inundado com a determinação da permeabilidade – Amostra reconstituída

Adotaram-se os mesmos procedimentos descritos para o ensaio inundado realizado nas amostras indeformadas.

- Não inundado com corpo de prova na umidade higroscópica – Amostra reconstituída

Adotaram-se os mesmos procedimentos descritos para o ensaio não inundado realizado nas amostras indeformadas.

### **3.6.8 Cisalhamento Direto**

O ensaio de Cisalhamento Direto foi realizado em amostras indeformadas e reconstituídas. Buscou-se moldar os corpos de prova reconstituídos com as mesmas condições físicas das amostras indeformadas, para se verificar a influência da estrutura deste solo residual tanto na resistência ao cisalhamento, quanto no comportamento tensão versus deformação.

Os procedimentos de moldagem e execução dos ensaios foram balizados segundo a norma D3080/D3080M (ASTM, 2011): *Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions*, bem como a Instrução de Trabalho – CISALHAMENTO

DIRETO (IT-016), a qual está disponível no Laboratório de Geotecnia da UFMG. A Figura 3.8 ilustra a moldagem dos corpos de prova na amostra indeformada (bloco).

Os corpos de prova foram moldados diretamente nas Amostras Indeformadas (AI-01 e AI-02). Utilizou-se moldes metálicos disponíveis no laboratório, cujas dimensões são: 100 mm, 100 mm, 20 mm (x, y, z), para conformação dos corpos de prova. Após a moldagem de cada corpo de prova a massa e o teor de umidade foram aferidos. As massas, volumes e teores de umidade dos corpos de prova indeformados foram reproduzidos para moldagem dos corpos de prova reconstituídos. As aparas oriundas do processo de moldagem foram utilizadas, tanto para determinação do teor de umidade inicial, bem como para reconstituição dos corpos de prova moldados a partir de amostras deformadas.

Os corpos de prova reconstituídos foram moldados utilizando-se, também, o molde metálico acima detalhado. 3 camadas compactadas foram necessárias para reconstrução do corpo de prova, ao final de cada camada a mesma era escarificada para melhorar a aderência com a próxima camada. O processo de compactação se deu por meio da aplicação de uma energia de compactação uniforme ao longo da camada, para tanto efetuou-se golpes de um soquete metálico, em cima de um gabarito de madeira que ficava em contato com a superfície da camada. As três camadas continham massas equivalentes.

O ensaio foi realizado através de deformações horizontais da caixa de cisalhamento controladas, em que o máximo deslocamento horizontal alcançado pela prensa foi de 14 mm (limitação do equipamento). A prensa utilizada para realização dos ensaios é da marca ELLE, disponível no LabGeo. As Tabela 3.5 a Tabela 3.7 apresentam as características físicas dos corpos de prova após a moldagem.

Tabela 3.5: condições de moldagem dos corpos de prova indeformados (moldagem perpendicular à ação de  $\sigma'_v$ ) e reconstituídos para os ensaios de cisalhamento direto na condição saturada.

CDsat	INDEFORMADAS – Moldagem perpendicular à ação de $\sigma'_v$					RECONSTITUÍDAS				
	CP 1 (10kPa)	CP 2 (25kPa)	CP 3 (50kPa)	CP 4 (100kPa)	CP 5 (200kPa)	CP 1 (10kPa)	CP 2 (25kPa)	CP 3 (50kPa)	CP 4 (100kPa)	CP 5 (200kPa)
m (g)	382,6	312,4	330,6	358,9	341,6	383,7	315,2	333,9	358,5	341,6
V (cm <sup>3</sup> )	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0
w (%)	13,3	6,3	4,7	6,3	6,3	13,3	7,1	5,0	7,2	6,9
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,8	15,3	16,2	17,6	16,8	18,8	15,5	16,4	17,6	16,8
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,6	14,4	15,5	16,6	15,8	16,6	14,4	15,6	16,4	15,7
e	0,6	0,8	0,7	0,6	0,7	0,6	0,8	0,7	0,6	0,7
S (%)	60,9	20,5	18,2	28,8	25,3	61,3	23,2	19,7	32,1	27,4
n (%)	36,9	45,1	41,0	36,9	39,9	36,7	45,0	40,6	37,5	40,3

Tabela 3.6: condições de moldagem dos corpos de prova indeformados (moldagem perpendicular à ação de  $\sigma'_v$ ) e reconstituídos para os ensaios de cisalhamento direto na condição higroscópica.

CDnat	INDEFORMADAS					RECONSTITUÍDAS				
	CP 1 (10kPa)	CP 2 (25kPa)	CP 3 (50kPa)	CP 4 (100kPa)	CP 5 (200kPa)	CP 1 (10kPa)	CP 2 (25kPa)	CP 3 (50kPa)	CP 4 (100kPa)	CP 5 (200kPa)
m (g)	324,4	412,4	351,6	366,3	365,1	325,1	405,9	349,4	363,8	365,1
V (cm <sup>3</sup> )	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0
w (%)	5,9	5,7	5,6	5,8	5,8	6,2	5,9	6,1	5,3	5,8
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,9	20,2	17,2	18,0	17,9	15,9	19,9	17,1	17,8	17,9

CDnat	INDEFORMADAS					RECONSTITUÍDAS				
	CP 1 (10kPa)	CP 2 (25kPa)	CP 3 (50kPa)	CP 4 (100kPa)	CP 5 (200kPa)	CP 1 (10kPa)	CP 2 (25kPa)	CP 3 (50kPa)	CP 4 (100kPa)	CP 5 (200kPa)
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	15,0	19,1	16,3	17,0	16,9	15,0	18,8	16,1	16,9	16,9
e	0,7	0,4	0,6	0,5	0,6	0,7	0,4	0,6	0,5	0,6
S (%)	21,0	40,9	24,8	28,4	28,1	22,2	39,8	26,2	25,8	28,1
n (%)	42,7	27,1	37,8	35,3	35,5	42,8	28,4	38,5	35,4	35,5

Tabela 3.7: condições de moldagem dos corpos de prova indeformados moldagem perpendicular e paralela à ação de  $\sigma'_v$  para os ensaios de cisalhamento direto na condição saturada.

CDsat	Moldagem perpendicular à ação de $\sigma'_v$					Moldagem paralela à ação de $\sigma'_v$				
	CP 1 (10kPa)	CP 2 (25kPa)	CP 3 (50kPa)	CP 4 (100kPa)	CP 5 (200kPa)	CP 1 (10kPa)	CP 2 (25kPa)	CP 3 (50kPa)	CP 4 (100kPa)	CP 5 (200kPa)
m (g)	382,6	312,4	330,6	358,9	341,6	364,7	315,8	353,4	344,5	340,7
V (cm <sup>3</sup> )	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0	200,0
w (%)	13,3	6,3	4,7	6,3	6,3	15,0	6,0	6,1	6,0	6,2
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	18,8	15,3	16,2	17,6	16,8	17,9	15,5	17,3	16,9	16,7
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,6	14,4	15,5	16,6	15,8	15,6	14,6	16,3	15,9	15,7
e	0,6	0,8	0,7	0,6	0,7	0,7	0,8	0,6	0,6	0,7
S (%)	60,9	20,5	18,2	28,8	25,3	58,3	20,2	27,0	24,8	24,9
n (%)	36,9	45,1	41,0	36,9	39,9	40,7	44,4	37,8	39,3	40,1

Pelos resultados apresentados nas Tabela 3.5 e Tabela 3.6 é possível fazer as seguintes observações:

- Os índices de vazios dos corpos de prova (indeformados e reconstituídos) ensaiados nos mesmos níveis de tensão foram iguais;
- Observou-se variação máxima de 0,3 kN/m<sup>3</sup> para os pesos específicos, tanto natural quanto seco. Esta diferença foi considerada muito pequena, logo estes índices foram considerados iguais, no que tange a avaliação do papel da estrutura deste solo residual;
- Variação máxima de 3,3% no grau de saturação entre os corpos de prova ensaiados com tensão normal de 100 kPa para o ensaio inundado. Os demais apresentaram variação sutil do grau saturação, sendo considerados equivalentes;
- Já a porosidade apresentou pequenas variações entre os corpos de prova ensaiados no mesmo nível de tensão, observando variação inferior a 1% neste índice.

As variações se deram em função de dificuldades encontradas no processo de moldagem dos corpos de prova reconstituídos, no que tange a massa final do corpo de prova reconstituído ser idêntica ao indeformado. Bem como o controle do teor de umidade que variou durante o processo de moldagem. Além disso no processo de remoção dos corpos de prova do anel metálico, para posicionamento na caixa de cisalhamento havia pequenas percas de material que não era possível controlar, tampouco medir.

Após a etapa de adensamento foi realizado o cálculo do parâmetro  $t_{90}$ , para cada estágio de carregamento. Este procedimento segundo Head (1994) foi introduzido por Taylor (1942) e é conhecido como método de Taylor. Das (2007) descreve os procedimentos que devem ser adotados para o cálculo do parâmetro em cada estágio de carregamento.

Este parâmetro indica o tempo demandado para que 90% do adensamento ocorra no corpo de prova. Utilizou-se o valor de  $t_{90}$  na etapa de adensamento de cada corpo de prova para determinar a velocidade de deslocamento da caixa durante a ruptura, para garantir que o cisalhamento ocorresse de maneira drenada. A expressão matemática apresentada na norma D3080 (ASTM, 2011) auxiliou na determinação da velocidade de cisalhamento aplicada na prensa:

$$t_f = 11,6 * t_{90} \quad (\text{Eq.12})$$

Em que,

$t_f$  é o tempo até a ruptura (s);

$t_{90}$  é o tempo requerido para que a amostra atinja 90% do adensamento sob efeito do maior carregamento vertical (s).

A velocidade de cisalhamento foi definida por meio da expressão:

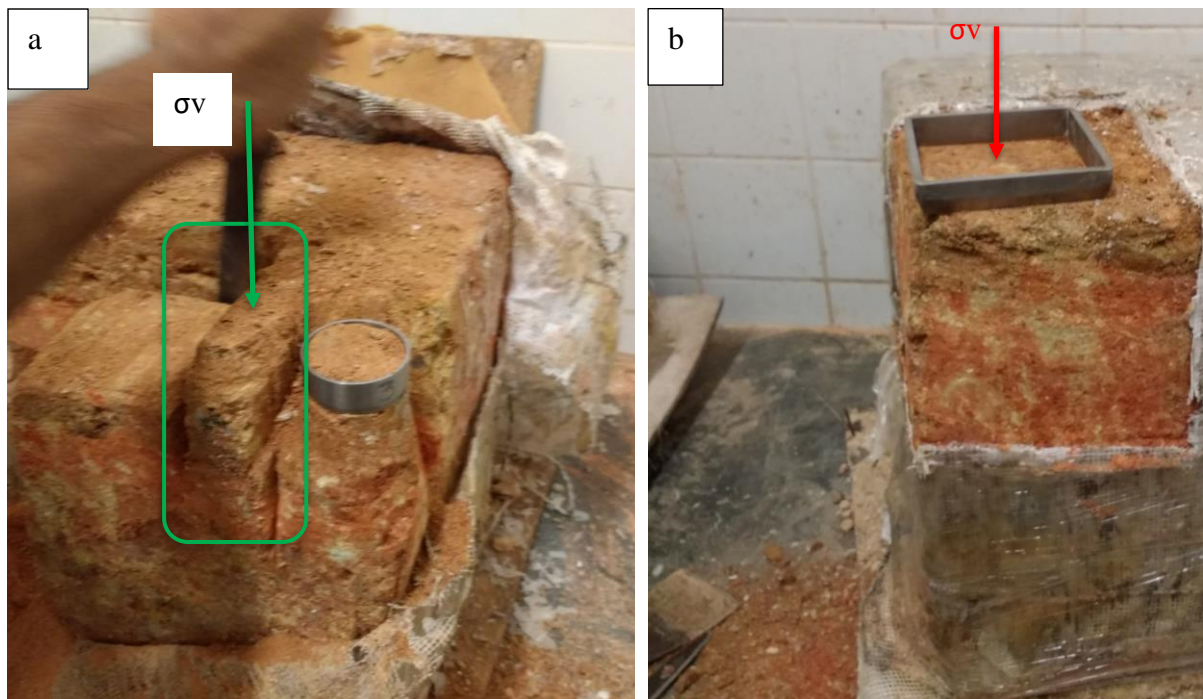
$$v = D/t_f \quad (\text{Eq.13})$$

na qual,

$v$  é a velocidade da prensa (mm/s);

$D$  é a distância percorrida pela caixa de cisalhamento (14 mm).

Figura 3.8: Moldagem dos corpos de prova na Amostra Indeformada (AI-01) – (a) indicação da moldagem paralela à ação de  $\sigma_v$ ; (b) indicação da moldagem perpendicular à ação de  $\sigma_v$



Em cada modalidade de ensaio, as envoltórias de resistência foram obtidas por meio do cisalhamento de 5 corpos de prova, aplicando-se diferentes tensões efetivas principais maiores, a saber: 10 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa e 200 kPa.

Estes níveis de tensão foram determinados em função da tensão de pré-adensamento virtual obtida no ensaio de adensamento. Buscou-se aplicar 2 tensões verticais normais efetivas

menores que a tensão de pré-adensamento virtual, uma na tensão geoestática da amostra, na profundidade de coleta dos blocos indeformados e duas acima da tensão de pré-adensamento virtual.

- Inundado – corpo de prova moldado perpendicularmente à atuação da tensão principal vertical ( $\sigma_v$ )

Os corpos de prova, moldados perpendicularmente à atuação da tensão principal vertical (Figura 3.8b) foram inundados após montagem da célula de cisalhamento direto na prensa. As etapas de adensamento e ruptura ocorreram com os corpos de prova saturados.

O estágio de adensamento foi considerado finalizado após 24 horas de aplicação da carga vertical. A velocidade de ruptura foi calculada pelas equações 8 e 9. A velocidade adotada foi de 0,16 mm/min.

- Inundado – corpo de prova moldado paralelamente à atuação da tensão principal vertical ( $\sigma_v$ )

Os corpos de prova, moldados paralelamente à atuação da tensão principal vertical (Figura 3.8a), foram inundados após montagem da célula de cisalhamento direto na prensa.

O estágio de adensamento foi considerado finalizado após 24 horas de aplicação da carga vertical. A velocidade de ruptura foi calculada pelas equações 8 e 9. A velocidade adotada foi de 0,16 mm/min.

- Não Inundado – corpo de prova moldado paralelamente à atuação da tensão principal vertical ( $\sigma_v$ )

Os corpos de prova, moldados perpendicularmente à atuação da tensão principal vertical (Figura 3.8b) e na umidade higroscópica, não foram inundados após montagem da célula de cisalhamento direto na prensa.

O estágio de adensamento foi considerado finalizado após 24 horas de aplicação da carga vertical. A velocidade de ruptura foi calculada pelas equações 8 e 9. A velocidade adotada foi de 0,16 mm/min.

- Inundado – corpo de prova reconstituído

A condução deste ensaio adotou os mesmos procedimentos descritos para a amostra indeformada e inundada. As condições de moldagem dos corpos de prova ainda foram apresentadas na Tabela 3.5.

- Não Inundado – corpo de prova reconstituído

A condução deste ensaio adotou os mesmos procedimentos descritos para a amostra indeformada e não inundada. As condições de moldagem dos corpos de prova foram apresentadas na Tabela 3.6.

### **3.6.9 Compressão Triaxial Axissimétrica Consolidada Isotropicamente Não Drenada, com os corpos de prova saturados (CIU).**

Assim como no ensaio de cisalhamento direto, buscou-se avaliar a influência da estrutura do solo em seu comportamento mecânico (resistência ao cisalhamento e comportamento tensão versus deformação). No entanto, não foi possível a realização dos ensaios em corpos de prova reconstituídos, sendo assim buscou-se avaliar o papel da estrutura na resistência ao cisalhamento por meio da aplicação de tensões confinantes baixas o suficientes, para não colapsarem a estrutura interna do corpo de prova.

Os procedimentos adotados para condução dos ensaios triaxiais são descritos na norma D4767: *Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils (ASTM, 2011)*. Os corpos de prova foram moldados diretamente na amostra indeformada (AI-02). Tarugos foram removidos e esculpados até atingirem diâmetro de 50 mm e altura de 110 mm. Após a moldagem de cada corpo de prova, o teor de umidade foi aferido por meio das aparas de solo geradas no processo de moldagem.

Os ensaios foram realizados no laboratório da empresa SOLOCAP, cuja prensa triaxial disponível é da marca Martins Campelo. A Figura 3.9 ilustra a prensa disponível no laboratório citado.

- CIUsat – amostras indeformadas

A envoltória de resistência ao cisalhamento foi determinada aplicando-se os critérios de ruptura de Mohr-Coulomb e o das trajetórias de tensões do MIT (*Massachusetts Institute of*



*Technology*) adotando as seguintes tensões confinantes efetivas ( $\sigma'_3$ ): 10 kPa, 15 kPa, 25 kPa, 50 kPa, 100 kPa.

Estes níveis de tensão foram determinados em função da tensão de pré-adensamento obtida no ensaio de adensamento. Buscou-se aplicar 2 tensões verticais normais efetivas menores que a tensão de pré-adensamento, uma na tensão geoestática da amostra na profundidade de coleta e duas acima da tensão de pré-adensamento. Diferentemente do ensaio de cisalhamento direto a tensão confinante de 15 kPa foi utilizada com a tentativa de se verificar até que nível de tensão a estrutura do solo permanecia estável e causando influência na sua resistência.

Ressalta-se que realizou a tentativa de aplicação de tensão confinante de 5kPa, justamente com intuito de investigar o papel da estrutura na resistência deste solo. No entanto esta tensão confinante não foi suficiente para gerar o adensamento hidrostático do corpo de prova, já que não houve saída de água do interior do mesmo nesta fase. Portanto a primeira tensão confinante foi a de 10 kPa.

Anteriormente à ruptura os corpos de prova foram submetidos aos estágios de percolação (24 horas), saturação (assumiu-se corpo de prova saturado quando  $B \geq 0,95$ ), adensamento (24 horas) e o rompimento ocorreu à velocidade de 0,09 mm/min. Esta velocidade é usualmente utilizada pelo laboratório sendo já programada no *software* de aquisição de dados da SOLOCAP, sendo também recomendada na norma D4767 (ASTM, 2011).

Figura 3.9: Aparato triaxial da SOLOCAP



A Tabela 3.8 apresenta os índices físicos dos corpos de prova indeformados que foram submetidos ao ensaio triaxial CIUsat.

Tabela 3.8: Condições de moldagem dos corpos de prova indeformados para ensaio triaxial CIUsat

CIUsat	INDEFORMADAS				
	$\sigma'_3$ (10 kPa)	$\sigma'_3$ (15 kPa)	$\sigma'_3$ (25 kPa)	$\sigma'_3$ (50 kPa)	$\sigma'_3$ (100 kPa)
m (g)	344,3	431,4	354,5	339,2	331,6
V (cm <sup>3</sup> )	205,4	239,8	219,4	207,0	198,3
w (%)	10,2	11,4	12,8	10,5	11,2
$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,4	17,6	15,8	16,1	16,4
$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,9	15,8	14,0	14,5	14,8
e	0,8	0,7	0,9	0,8	0,8
S (%)	36,0	46,4	39,4	35,0	38,5
n (%)	43,2	39,7	46,5	44,6	43,8

Observa-se que todos os corpos de prova apresentaram índice de vazios médio de 0,8 e porosidade de 42%, apresentando, portanto, característica bastante similares. Logo os resultados alcançados foram considerados representativos do solo residual de gnaiss estudado.

## 4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Este tópico aborda os resultados alcançados durante a condução desta pesquisa. As discussões destes resultados são apresentadas nos subitens deste Capítulo.

### 4.1 Classificação do solo residual de gnaiss coletado no Q-10

O solo residual estudado nesta pesquisa foi classificado conforme as metodologias de classificação apresentadas no Capítulo 2 desta dissertação. Os resultados são apresentados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1: Classificação do solo residual de Gnaiss conforme metodologias apresentadas no Capítulo 2.

Metodologia	Classificação
Pastore (1995)	Horizonte Laterítico II
Deere e Patton (1971)	Solo Residual Maduro (SRM)
Vaz (1996)	Solo de alteração - saprolito S2

## 4.2 Classificação MCT

Nas Figura 4.1 e Figura 4.2 foram apresentadas as curvas construídas por meio dos resultados do ensaio Mini-MCV., utilizadas para determinação dos parâmetros  $d'$  e  $c'$ , respectivamente.

Figura 4.1: Curva de compactação versus número de golpes para cada teor de umidade (determinação de  $d'$ )

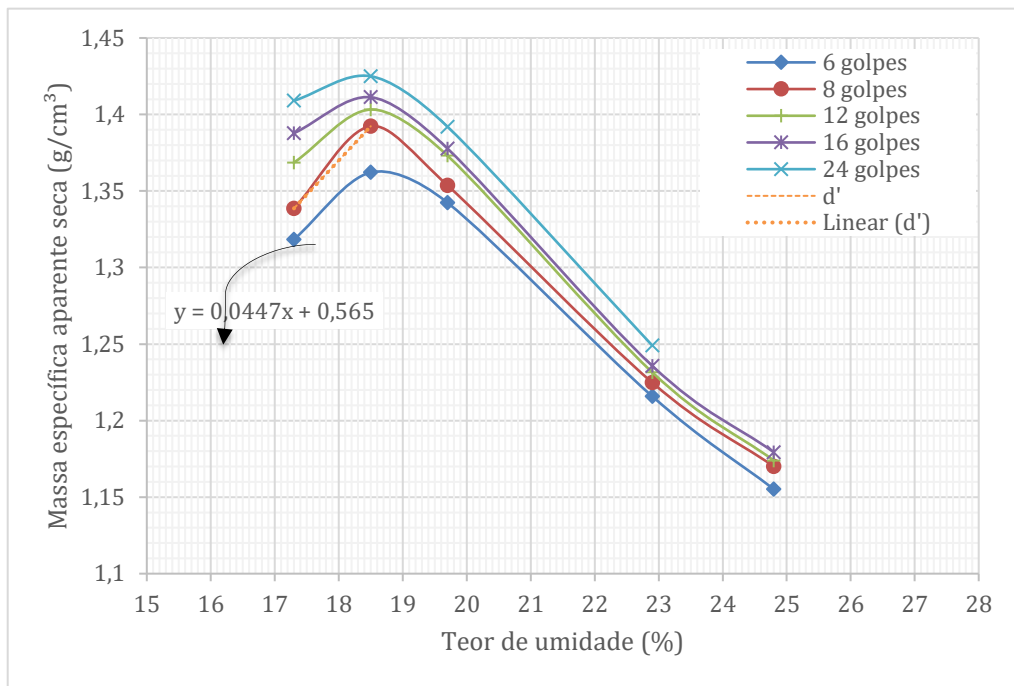
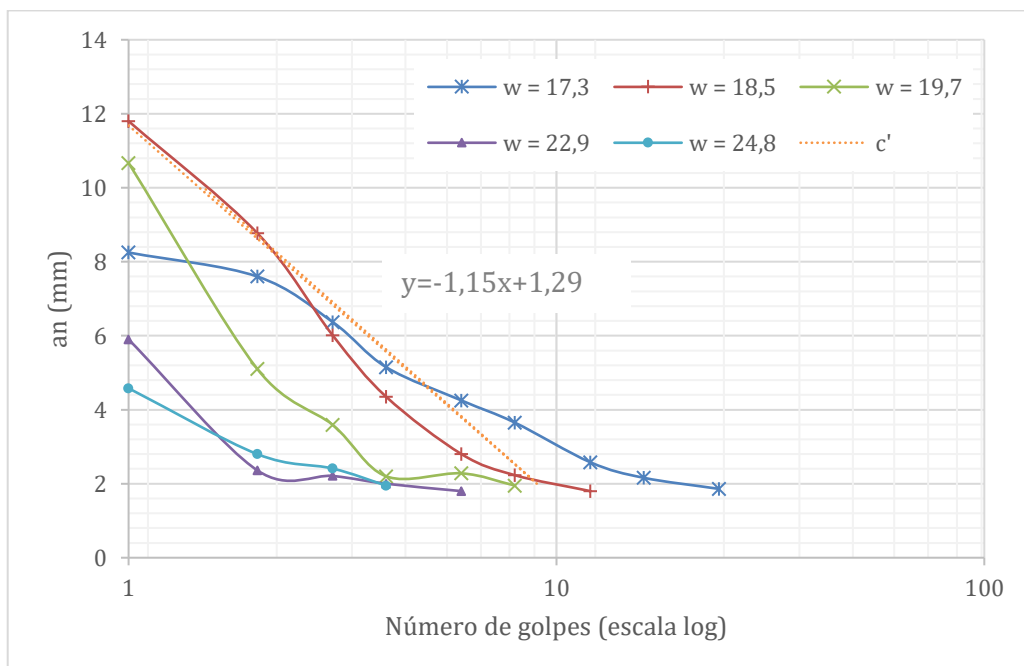
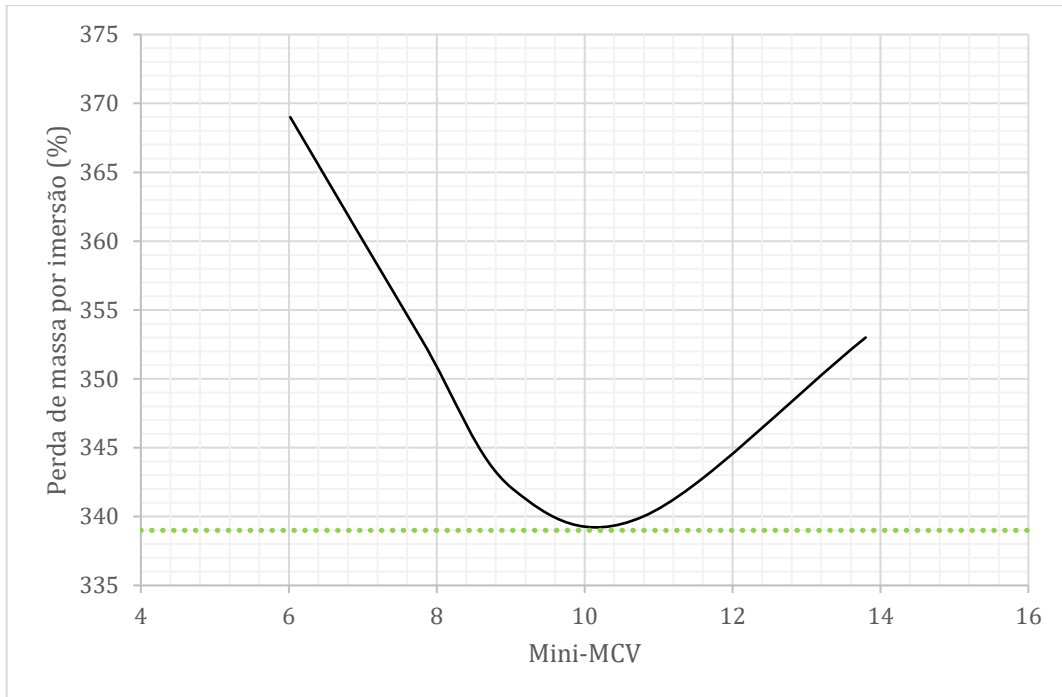


Figura 4.2: Curvas de abaulamento (mm) versus número de golpes (determinação de  $c'$ )



Na Figura 4.3 é apresentada a curva de perda de massa por imersão, a partir da qual se calcula o parâmetro  $P_i$ .

Figura 4.3: Ensaio de Perda de massa por imersão ( $P_i$ )



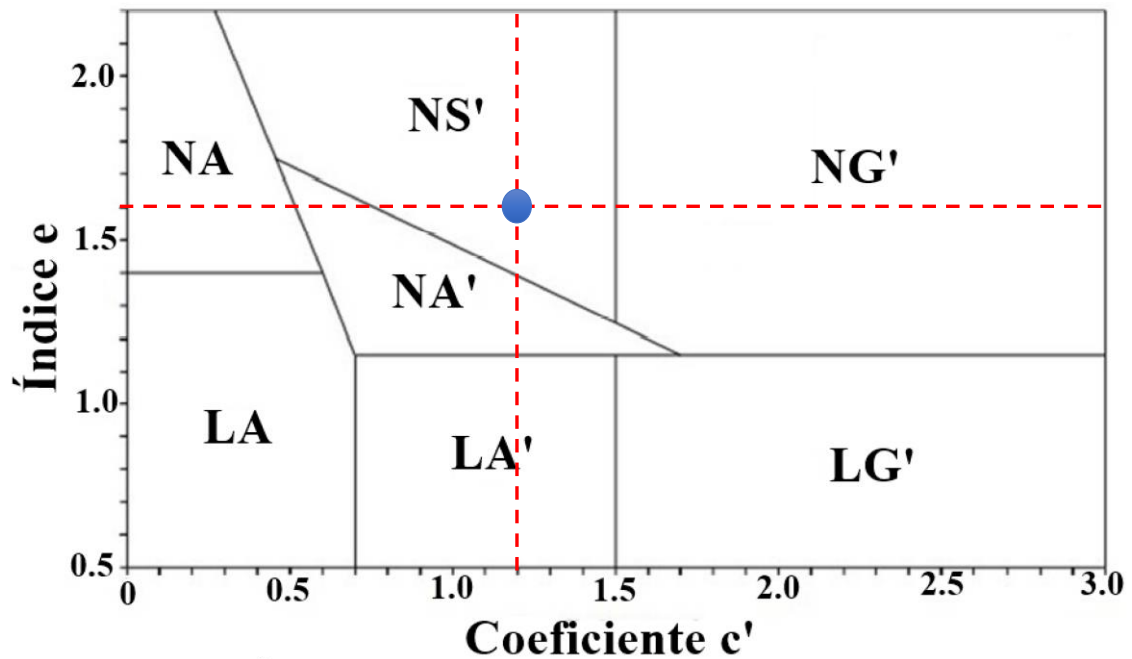
Os parâmetros utilizados na Classificação MCT foram apresentados na Tabela 4.2. Estes foram plotados no ábaco proposto por Nagomi e Villibor (1995), conforme ilustrado na Figura 4.4.

Tabela 4.2: Parâmetros calculados ensaio MCT

Parâmetro	$d'$	$c'$	$P_i$	$e'$
Valor	44,7	1,2	339,0	1,6
Fonte		Figura 4.2	Figura 4.3	Eq.1

Aplicando-se a metodologia de Nagomi e Villibor (1995) este solo foi classificado como NS' - Saprolito Siltoso. Portanto no horizonte de coleta este solo não sofreu o processo de laterização. Sendo assim espera-se identificar minerais de feldspato na estrutura mineralógica deste solo, pois como apresentado no Capítulo 2, a laterização é responsável pela quebra dos minerais de feldspato.

Figura 4.4: Classificação MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995)



### 4.3 Caracterização física do solo

Os resultados obtidos nos ensaios de caracterização desenvolvidos no laboratório de Geotecnia da UFMG são apresentados na Tabela 4.3.

Tabela 4.3: Resultados dos ensaios de caracterização

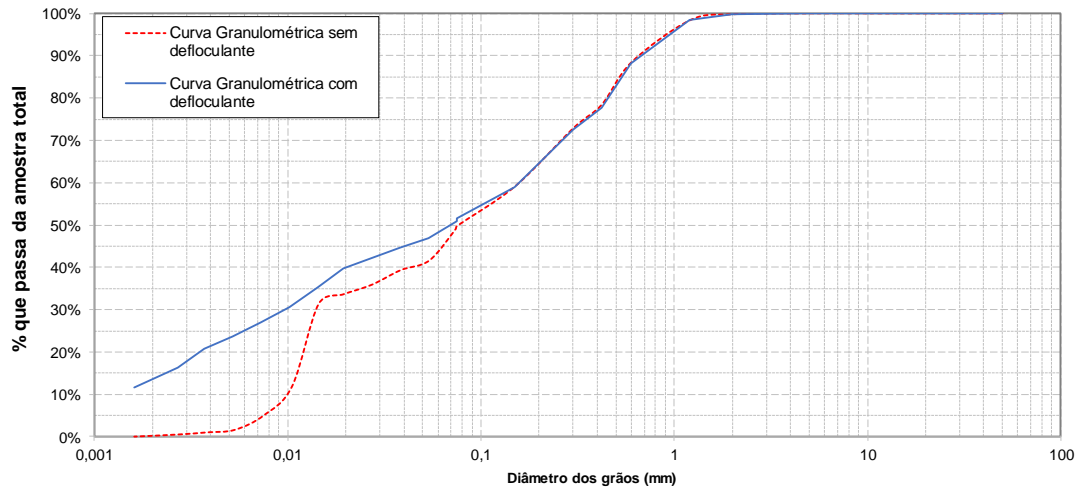
ENSAIO	PARÂMETRO	RESULTADO
Teor de Umidade Natural	$w_{nat}$ (%)	14,0
Teor de Umidade Natural	$w_{higroscópica}$ (%)	2,55
Peso específico natural	$\gamma_{nat}$ (kN/m <sup>3</sup> )	16,92
Massa Específica dos Grãos (Balão Volumétrico)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,63
Massa Específica dos Grãos (Picnometria de gás hélio)	$\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2,676
Peso específico seco	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	14,84
Peso específico dos sólidos (Picnometria de gás hélio)	$\gamma_s$ (kN/m <sup>3</sup> )	26,25
Índice de vazios <i>in situ</i>	$e$	0,77
Porosidade <i>in situ</i>	$n$ (%)	43,46
Grau de saturação	$S$ (%)	48,74%
Granulometria por peneiramento e sedimentação com defloculante (classificação ABNT)	% Argila	16,30
	% Silte	33,80
	% Areia	49,77
	% Pedregulho	0,13
	% Argila	0,60

ENSAIO	PARÂMETRO	RESULTADO
Granulometria por peneiramento e sedimentação sem defloculante (classificação ABNT)	% Silte	41,50
	% Areia	57,77
	% Pedregulho	0,13
Limite de Liquidez (LL)	w <sub>LL</sub> (%)	36,06
Limite de Plasticidade (LP)	w <sub>LP</sub> (%)	NP
Porosimetria por imersão em mercúrio - CP 1	n (%)	31,75
	80% dos poros	0,12 - 8,75
	Diâmetro médio (µm)	1,029
Porosimetria por imersão em mercúrio - CP 2	n (%)	37,93
	80% dos poros	0,11 - 8,75
	Diâmetro médio (µm)	1,59

A partir dos resultados apresentados na Tabela 4.3, ressaltam-se algumas considerações:

- O teor de umidade natural foi determinado em amostras coletadas na data de extração das amostras indeformadas. A coleta foi realizada em dezembro de 2017. Este período do ano é caracterizado pela ocorrência de elevados índices pluviométricos, conforme se observa na Tabela 3.1, aumentando a recarga de água no solo, logo as amostras coletadas indicaram grau de saturação de aproximadamente 50%;
- A massa específica dos grãos foi determinada pelos métodos de balão volumétrico e a picnometria por gás hélio. Observa-se que os resultados indicam a mesma ordem de grandeza para a massa específica dos grãos (2,6 g/cm<sup>3</sup>). Nesta pesquisa adotou-se o resultado encontrado na picnometria por gás hélio, em função deste ensaio ser mais preciso;
- O resultado do ensaio de granulometria, que foi realizado sem a adição do sal defloculante foi de areia siltosa. Já o ensaio realizado com a adição do sal, o resultado da distribuição granulométrica foi areia silto-argilosa. Esta classificação foi realizada adotando-se os critérios estabelecidos na NBR 6502 (ABNT, 1995). As curvas granulométricas são apresentadas na Figura 4.5;

Figura 4.5: Curvas de distribuição granulométricas, com e sem o uso do defloculante.



O ensaio de granulometria realizado com o uso de defloculante indicou porcentagem maior de argila (mais que 27 vezes) do que a granulometria realizada sem o sal (hexametáfosfato de sódio), pois este promove a desagregação dos grumos, compostos pela aglomeração de partículas finas que se formaram na estrutura do solo, quando na condição *in situ*.

Sendo assim estas partículas, que individualmente estariam dispersas na microestrutura, se organizaram e se comportaram como siltes ao invés de argila, alterando a classificação granulométrica do material, conforme pode se observar nos resultados dos ensaios. Tal comportamento foi também observado em Reis (2004) e Delcourt (2018).

Comparou-se os resultados dos índices físicos calculados para este solo estudado, com outros resultados de amostras coletadas no mesmo campo experimental, em diferentes ocasiões e em diferentes profundidades, na tentativa de se verificar variações no grau de intemperismo do perfil estratigráfico deste solo estudado.

Para tanto avaliou-se o comportamento dos valores dos índices físicos das amostras ensaiadas, como discutido no Capítulo 2. Os resultados das campanhas anteriores são apresentados em Vilela (2016). A Tabela 4.4 apresenta o resumo dos valores dos índices físicos encontrados nos ensaios laboratoriais desenvolvidos nas amostras coletadas em diferentes profundidades.

Tabela 4.4: Valores dos índices físicos das amostras coletadas no Q-10 em 2010, 2014 (VILELA, 2016) e em 2018 (amostra utilizada neste estudo).

Profundidade (m)	Índices Físicos						
	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Gs	e	n (%)	S (%)
1,00 <sup>1</sup>	17,8	16,50	14,00	2,603	0,85	45,94	53,89

Profundidade (m)	Índices Físicos						
	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	Gs	e	n (%)	S (%)
2,00 <sup>2</sup>	14,9	-	-	2,600	-	-	-
2,00 <sup>2</sup>	10,1	16,78	14,94	2,602	0,71	41,52	37,32
3,00 <sup>2</sup>	24,3	17,37	13,69	2,612	0,87	46,52	73,62
1,50 <sup>3</sup>	14,0	16,92	14,84	2,676	0,77	43,46	48,74

Nota: <sup>1</sup> Amostra coletada em 2014 (VILELA, 2016); <sup>2</sup> Amostra coletada em 2010 (VILELA, 2016); <sup>3</sup> Amostra coletada para esta pesquisa

Verifica-se que o peso específico natural, peso específico seco, massa específica dos grãos, índice de vazios e porosidade são praticamente iguais do material coletado a 1 m de profundidade em 2014 com o material estudado, coletado a 1,5 m de profundidade.

Quando a profundidade atingiu 3,0 m verificou-se um aumento nos valores dos pesos específicos natural e seco, indicando que este perfil apresenta um grau de alteração um pouco menor do que os mais superficiais. Tal comportamento é semelhante ao relatado por Rahardjo (2004), Oliveira (2006) e Delcourt (2018), conforme descrito no Capítulo 2.

Com relação à porosidade e ao índice de vazios verificou-se aumentaram com o aumento da profundidade. Este comportamento observado diverge do observado pelos pesquisadores acima relatados, já que identificaram que à medida que o grau de alteração diminui, o índice de vazios e a porosidade também diminuem.

Vilela(2016), apresentou a distribuição granulométrica e índices de consistência (limites de Atterberg) das amostras coletadas nas profundidades de 1 m e 3 m. Os valores encontrados em Vilela (2016) foram comparados com os alcançados nesta pesquisa (amostra coletada à 1,50 m de profundidade). Os valores são apresentados na Tabela 4.5.

Tabela 4.5: distribuição granulométrica e índices de consistência dos materiais coletados no Q-10 em 2010, 2014 (VILELA, 2016) e em 2018 (amostra utilizada neste estudo).

Profundidade (m)	Granulometria, Limites de Atterberg e Atividade das Argilas					
	Granulometria (%)		LL (%)	LP (%)	IP	IA (%)
1,00 <sup>1</sup>	Pedregulho	1	36,00	NP	-	-
	Areia	49				
	Silte	35				
	Argila	15				
1,00 <sup>2</sup>	Pedregulho	1	44,00	26,00	18,00	0,51
	Areia	48				
	Silte	16				



Profundidade (m)	Granulometria, Limites de Atterberg e Atividade das Argilas					
	Granulometria (%)		LL (%)	LP (%)	IP	IA (%)
2,00 <sup>2</sup>	Argila	35	47,50	26,00	21,50	0,50
	Pedregulho	1				
	Areia	42				
	Silte	14				
3,00 <sup>2</sup>	Argila	43	52,00	30,00	22,00	0,50
	Pedregulho	1				
	Areia	41				
	Silte	14				
1,50 <sup>3</sup>	Argila	44	36,06	NP	-	-
	Pedregulho	0				
	Areia	50				
	Silte	34				
	Argila	16				

Nota: <sup>1</sup> Amostra coletada em 2014 (VILELA, 2016); <sup>2</sup> Amostra coletada em 2010 (VILELA, 2016); <sup>3</sup> Amostra coletada para esta pesquisa

Comparou-se os resultados apresentados na Tabela 4.5 com os resultados descritos na Tabela 4.3. Verificou-se que a distribuição granulométrica e os limites de Atterberg foram bastante semelhantes entre as amostras coletadas à 1,0 m de profundidade em 2014, com a amostra desta pesquisa. Além disso, a medida que a profundidade avançou a quantidade da fração argila aumentou, bem como os índices de consistência.

Este comportamento se contrapôs ao observado em Rahardjo (2004), Oliveira (2006) e Delcourt (2018), já que constataram que a medida em que a profundidade avança, a porcentagem de finos (argila) e índices de consistência diminuem, ou seja, na medida em que o grau de intemperismo diminui, estes índices tendem a diminuir também.

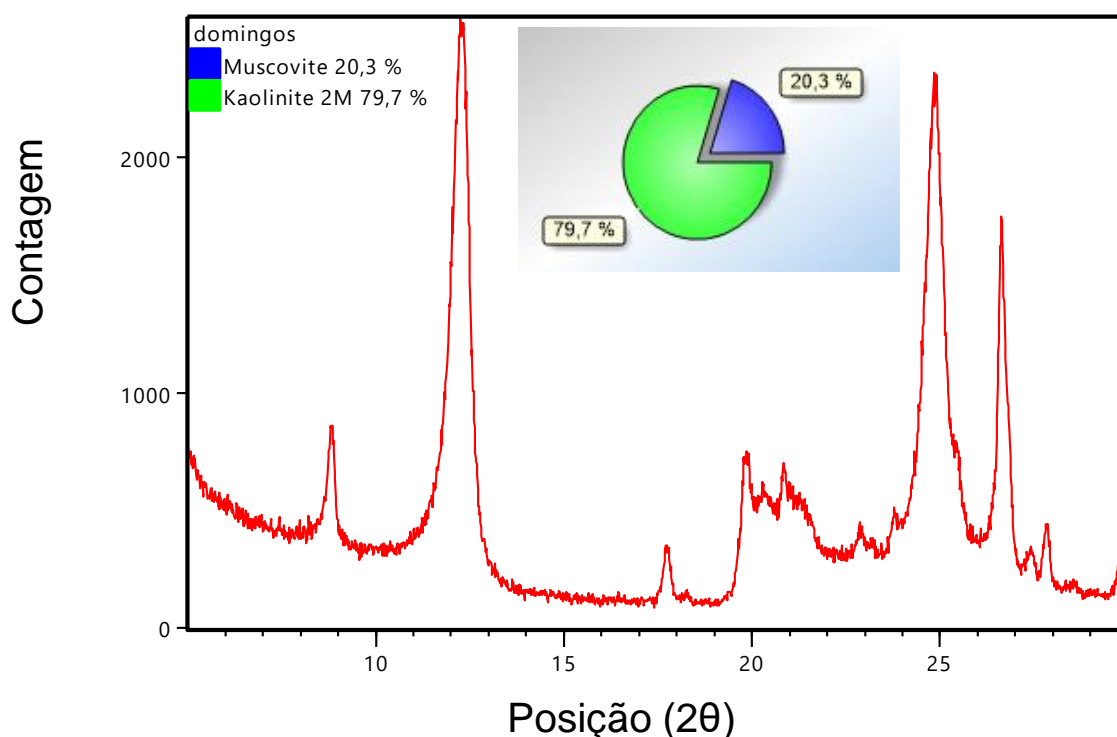
#### 4.4 Difração de Raios-X

O resultado do ensaio de Difração de Raios-X é apresentado na Figura 4.6, que foi possível determinar a porcentagem majoritária de argilominerais presente na matriz do solo.

Observa-se que existe a predominância de dois minerais, a muscovita e a caulinita. De acordo com Vilela (2016), a fórmula química destes minerais são:

- Caulinita:  $\text{Al}_2\text{Si}_2\text{O}_5(\text{OH})_4$ ;
- Muscovita:  $\text{KAl}_2\text{Si}_3\text{AlO}_{10}(\text{OH})_2$ .

Figura 4.6: resultado ensaio de difração de Raios-X



Os minerais primários constituem os sólidos do solo e predominam na fração grossa do mesmo. Os principais minerais primários são o Quartzo, Feldspato e Micas. Os minerais secundários compõem a fração fina do solo e são designados pelos argilominerais, óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, oriundos do processo de intemperização dos minerais primários.

Os argilominerais secundários são caracterizados pelos silicatos de alumínio hidratados. São formados por folhas de tetraedros de silício e oxigênio. Os átomos de oxigênio ficam dispostos em volta dos átomos de silício. Estas folhas se empilham dando origem a uma camada formada por 2 folhas. Nas estruturas 1:1 as camadas são unidas por pontes de hidrogênio, enquanto as 2:1 são unidas por cátions presentes entre as camadas.

Os argilominerais de estrutura 1:1 são a caulinita, diqñita, narsita e haloisita. Já os de estrutura 2:1 são a illita, vermiculita, esmectita, montmorilonita e outros. A muscovita é um argilomineral 2:1 não expansivo. Portanto verifica-se predominância de argilominerais 1:1 na estrutura interna deste solo, com a presença de argilominerais 2:1, como evidenciado na Figura 4.6.

Conforme observado por Delcourt (2018), Oliveira (2006) e Rahardjo (2004), os limites de consistência estão intrinsecamente ligados à composição mineralógica do solo. Oliveira (2006)

observou, que os minerais recém formados mais representativos do solo residual de gnaiss que estudou pertencem ao grupo da caulinita, como produto de alteração dos feldspatos e das micas. Este mesmo comportamento foi observado neste solo residual de gnaiss investigado, devida à elevada proporção de caulinita evidenciada pelo resultado do ensaio de Difração de Raios-X.

Outro ponto que merece destaque, conforme observado por Delcourt (2018), foi que os solos residuais maduros apresentam quantidade mais expressiva de argilominerais 1:1 do que os de 2:1. Neste solo residual de gnaiss investigado, verificou-se que a estrutura deste é composta majoritariamente por argilominerais 1:1, indicando que é um solo residual maduro, assim como constatado pela classificação de Deere e Patton (1971) apresentada na Tabela 4.1.

#### **4.5 Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV)**

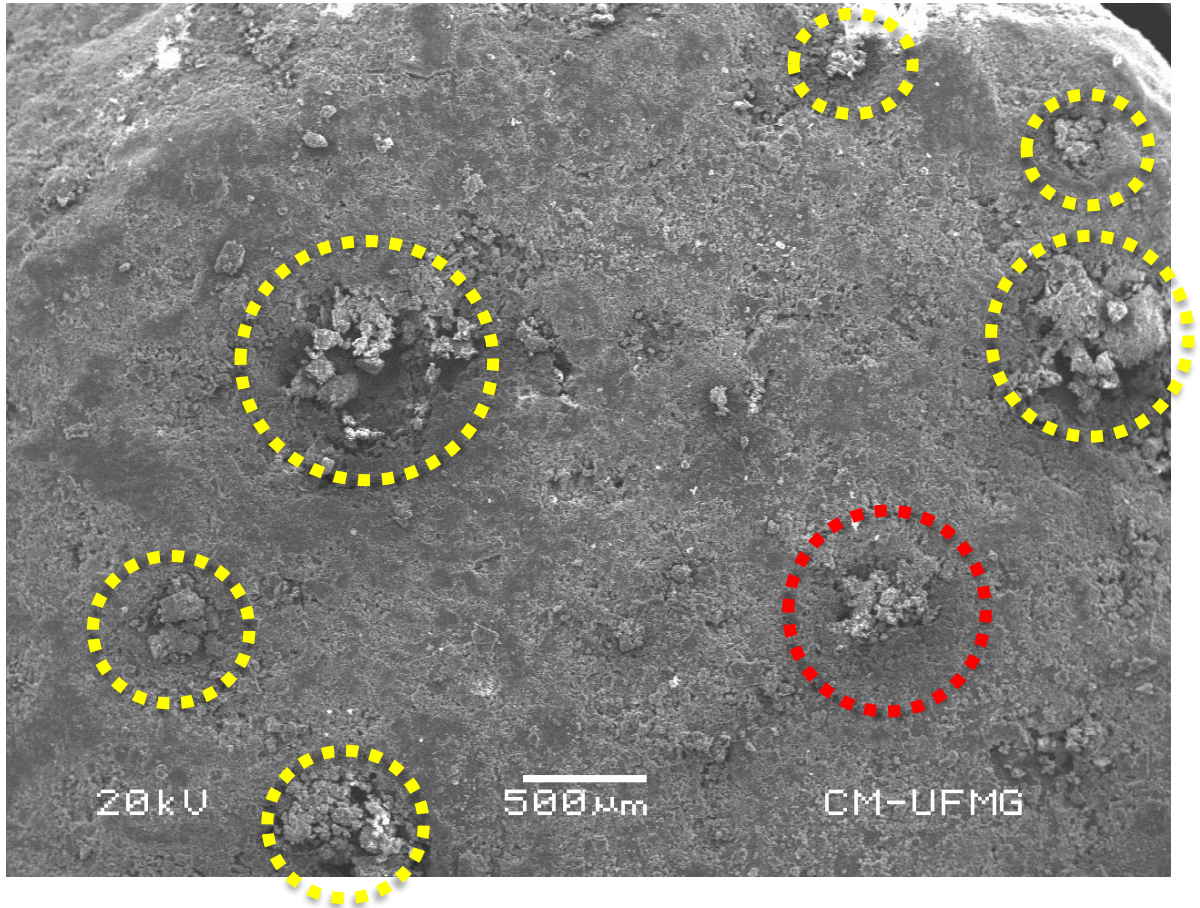
As imagens obtidas na microscopia eletrônica de varredura, realizadas no Centro de Microscopia da UFMG, para a amostra indeformada são apresentadas na Figura 4.7.

Imagens adicionais com aumentos progressivos foram realizadas no ponto circulado em vermelho na Figura 4.7, com intuito de se avaliar a forma e distribuição dos poros, bem como o tamanho e a forma dos grãos e/ou partículas. Análises de dispersão de elétrons também foram realizadas em pontos específicos com intuito de identificar possíveis argilominerais presentes na estrutura do solo, através da análise de elementos presentes nos pontos submetidos ao teste. As regiões circuladas em amarelo indicam aglomerados de partículas finas na estrutura deste solo (grumos).

Os grumos circulados em amarelo foram responsáveis pela queda considerável na porcentagem da fração argila medida no ensaio de granulometria sem o uso do defloculante. Os resultados deste ensaio indicaram porcentagem de cerca de 27 vezes menos quantidade da fração argila, comparando com a porcentagem desta fração no ensaio realizado com uso do sal.

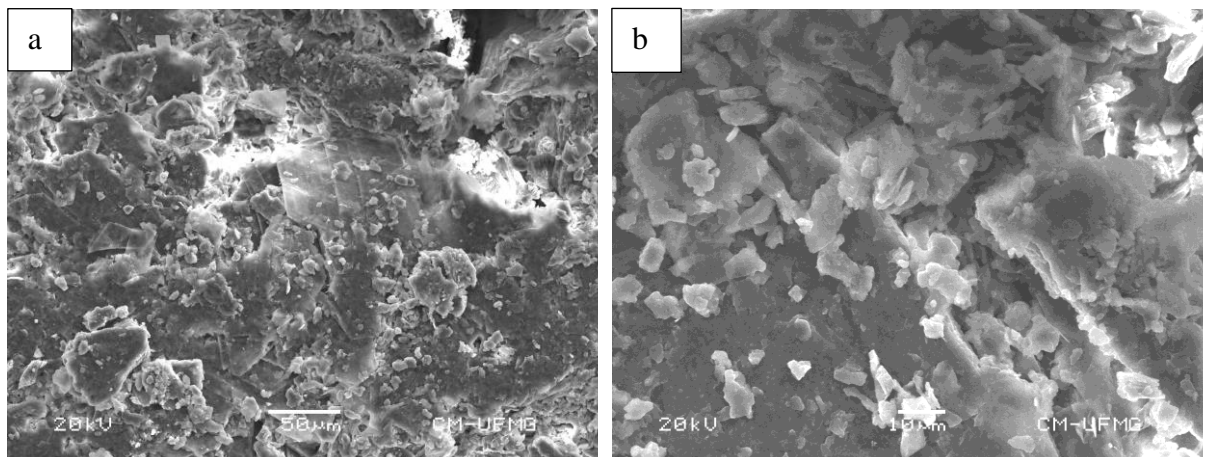
Na Figura 4.8 é possível identificar em (a) que a estrutura deste solo é bastante heterogênea, composta basicamente por grãos de quartzo de diferentes tamanhos e formatos. Os aumentos apresentados em (b) e (c) ilustram melhor o formato dos grãos, sendo caracterizados basicamente por geometrias variadas e tamanhos distintos, possivelmente em função de quebras que o mineral primário sofreu ao longo do processo pedogenético.

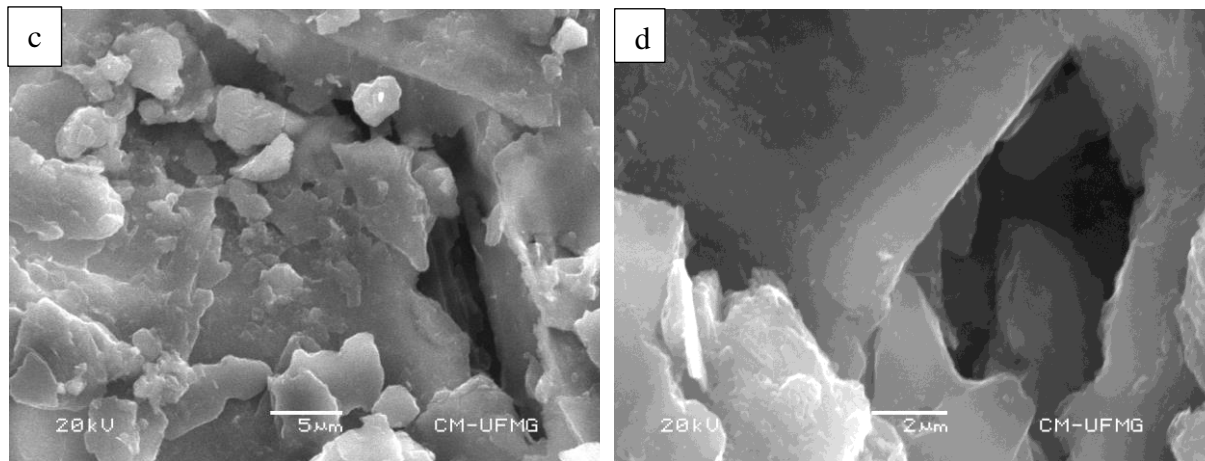
Figura 4.7: Imagem com aumento de 50x da amostra indeformada



As imagens aumentadas no ponto circulado em vermelho são apresentadas na Figura 4.8

Figura 4.8: Imagens com aumentos de: (a) 500x; (b) 1.000 x; (c) 5.000 x; (d) 12.500 x para amostra indeformada

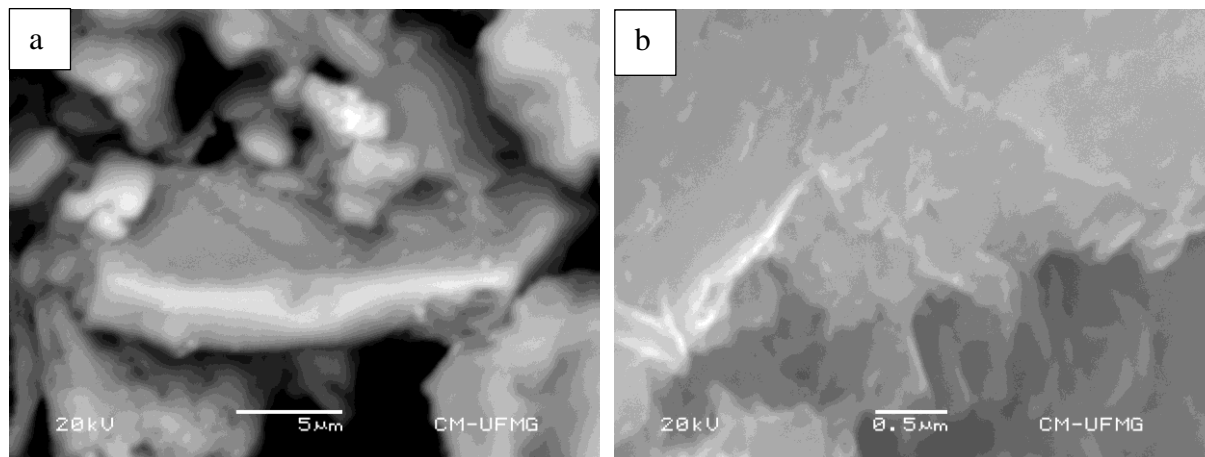




Em (c) e (d) é possível identificar os espaços vazios (poros) entre os grãos e/ou partículas. Verifica-se que a distribuição dos poros e o tamanho destes é também heterogênea na estrutura. Em (d) é possível observar as dimensões de um poro. Utilizando a escala apresentada na imagem verifica-se que a abertura na direção do eixo y é entorno de 13 micrometros.

As análises de EDS foram realizadas nas regiões apresentadas na Figura 4.9. Estes locais foram selecionados na tentativa de identificar possíveis argilominerais. Os resultados das análises EDS realizadas nestes dois locais são apresentados na Figura 4.9.

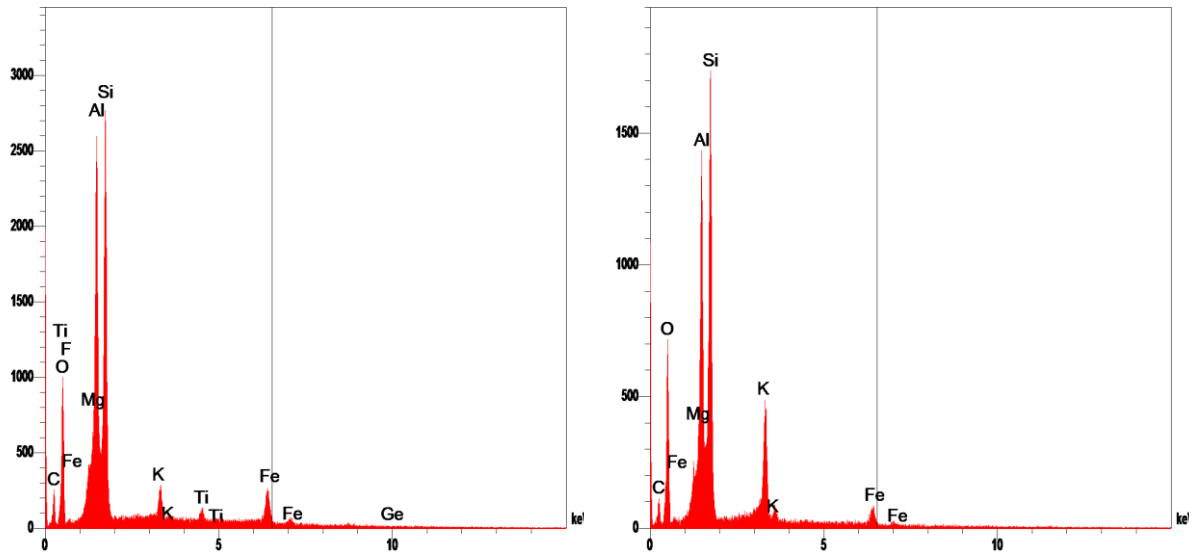
Figura 4.9: Regiões analisadas pelo EDS – (a) aumento de 5.000 x e (b) aumento de 50.000x



Em ambas análises do EDS verifica-se predominância dos elementos Alumínio e Silício nas regiões avaliadas. Ademais identificou-se a presença considerável de oxigênio, potássio e manganês. Estes elementos à exceção do manganês compõe a estrutura molecular da caulinita e da muscovita, como apresentado no item anterior. Corroborando novamente com o indicativo da presença da caulinita e muscovita na estrutura interna deste solo residual estudado.

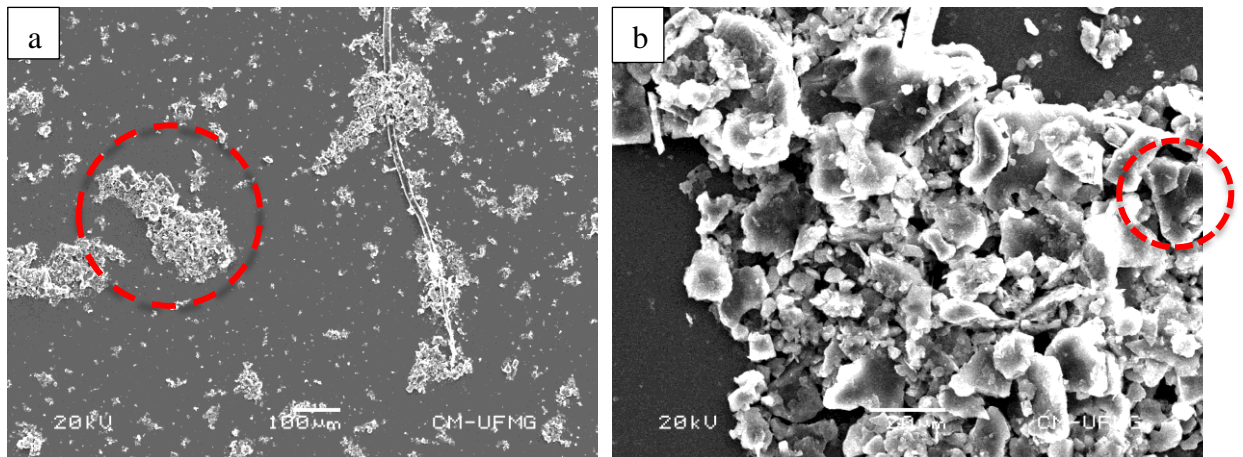


Figura 4.10: Resultados ensaios EDS amostra indeformada



As imagens geradas para a amostra deformada são apresentadas na Figura 4.11. As regiões circuladas em vermelho nas imagens correspondem aos locais onde realizou-se os aumentos. A análise de EDS foi realizada na região identificada na imagem (d). O resultado da análise EDS é apresentado na Figura 4.12.

Figura 4.11: Imagens com aumentos de (a) 100x; (b) 750x; (c) 5.000x (d) 12.500x para a amostra deformada



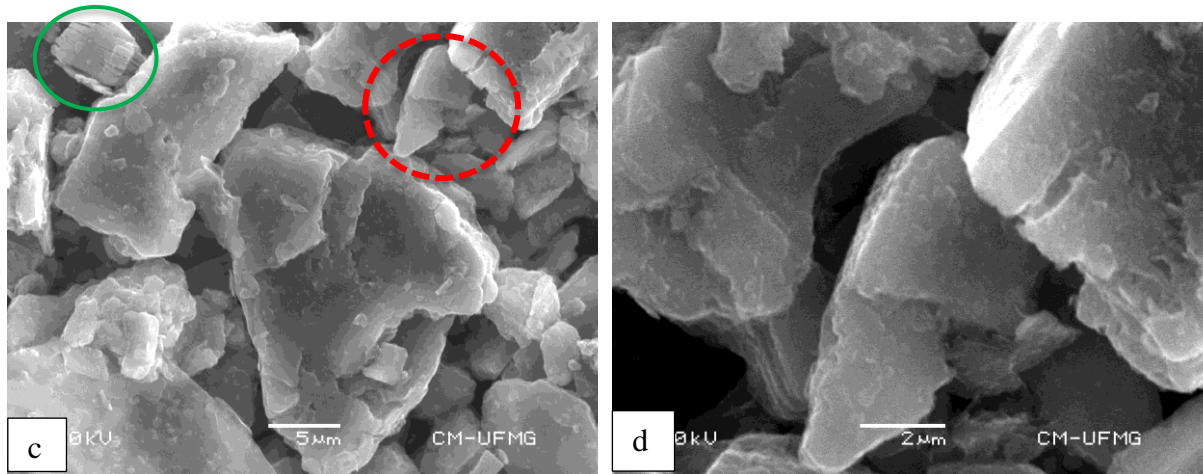
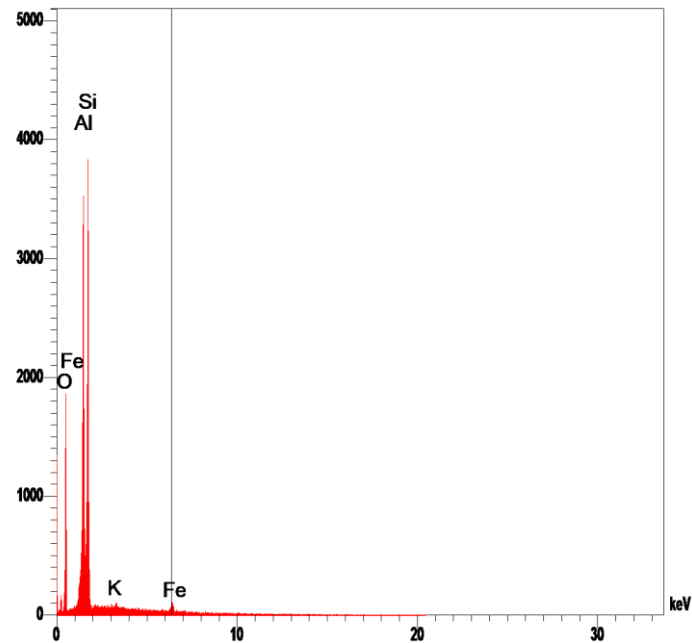


Figura 4.12: Resultados ensaios EDS amostra deformada.



Para a amostra deformada, as imagens obtidas no MEV (Figura 4.11), não indicaram a presença de uma estrutura organizada de grãos, partículas e vazios, como se observa para a amostra indeformada (Figura 4.8). Em (a) e (B) da Figura 4.11 novamente identificou-se grãos e partículas bastante heterogêneos, com formatos variados e geometrias angulares.

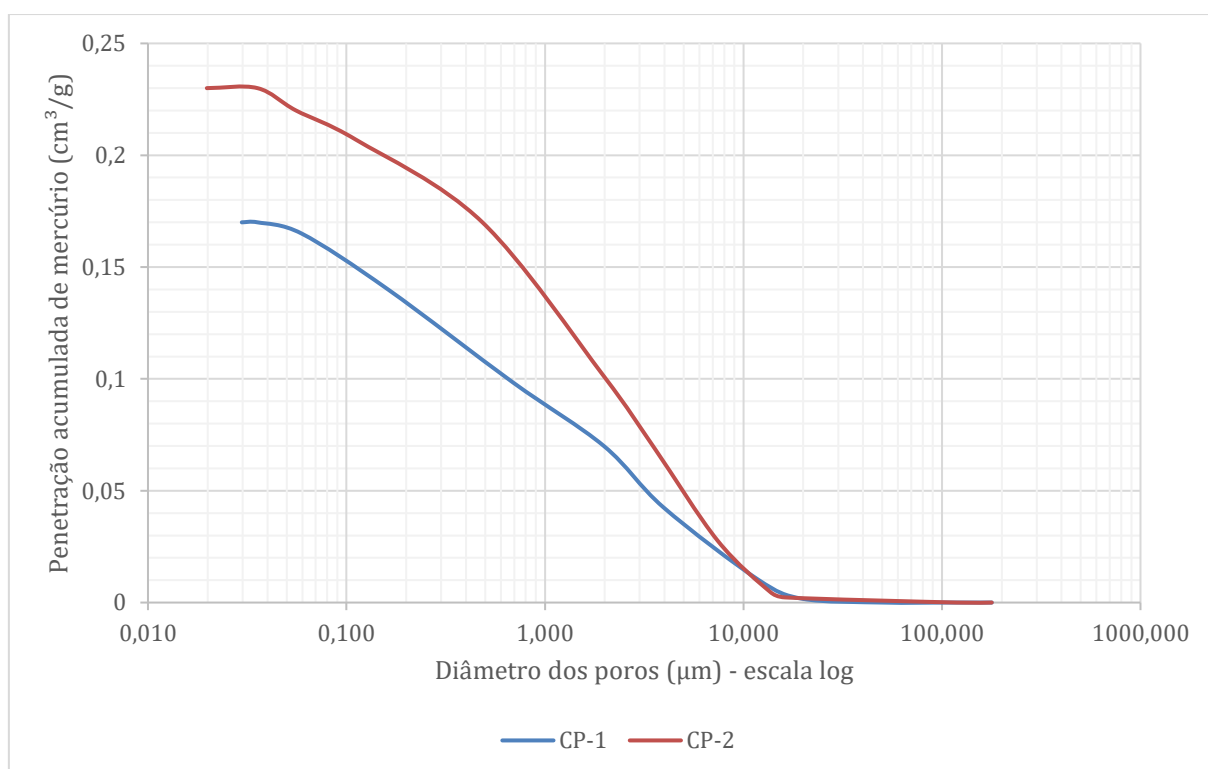
Em (c) o elemento circulado em verde se mostrou bastante similar ao argilomineral feldspato e/ou a muscovita, já que a forma e organização destes argilominerais são bastante similares à forma identificada na imagem. Além disso o resultado do ensaio de EDS mostrou a predominância de Silício, Alumínio e oxigênio, com a presença de potássio e ferro, se

aproximando mais da fórmula química da muscovita. Portanto o elemento circulado em verde apresentou fortes indicativos de ser este argilomineral (muscovita).

#### 4.6 Diâmetro dos poros e distribuição incremental do diâmetro dos poros

Duas amostras foram retiradas de um mesmo tarugo indeformado para serem ensaiadas. As curvas com a distribuição de diâmetro dos poros versus o volume de mercúrio injetado acumulado, para as amostras ensaiadas é apresentada na Figura 4.13.

Figura 4.13: Curva de intrusão de mercúrio no diâmetro dos poros.



Pela curva apresentada na Figura 4.13 pode-se realizar as seguintes considerações:

- A porosidade total foi calculada conforme apresentado em Delcourt (2018). O CP-1 apresentou porosidade de 31,75%, já o CP-2 de 37,93%. A média obtida nos dois CP's ensaiados foi de 34,85%;
- A porosidade determinada pelos índices físicos do solo na condição *in situ* foi de 43,46%. Logo a porosidade encontrada no ensaio de porosimetria é inferior à porosidade calculada na condição *in situ*. Delcourt (2018) também verificou esta diferença entre os resultados do ensaio e a porosidade total do solo. A pesquisadora atribuiu esta diferença à uma limitação do ensaio, no que diz respeito a intrusão do mercúrio, que penetra



somente nos poros interconectados, não medindo os poros isolados, ou seja, aqueles cercados de partículas;

- Entre os diâmetros dos poros de 20  $\mu\text{m}$  a 200  $\mu\text{m}$  o mercúrio penetrou sem a necessidade da injeção de pressão, já que o tamanho do poro permite a intrusão do mercúrio para o interior da estrutura;
- Entre os diâmetros de 20  $\mu\text{m}$  a 0,06  $\mu\text{m}$  houve a intrusão progressiva do mercúrio na estrutura porosa do solo, por meio do acréscimo de pressão aplicada no sistema;
- De 0,6  $\mu\text{m}$  a 0,036  $\mu\text{m}$  a amostra já estava saturada pelo mercúrio;
- Poros menores que 0,036  $\mu\text{m}$  não conseguem ser intrudidos pelo mercúrio em função da limitação do equipamento, pois atinge pressão máxima de 5.000 psi (equação de Washburn).

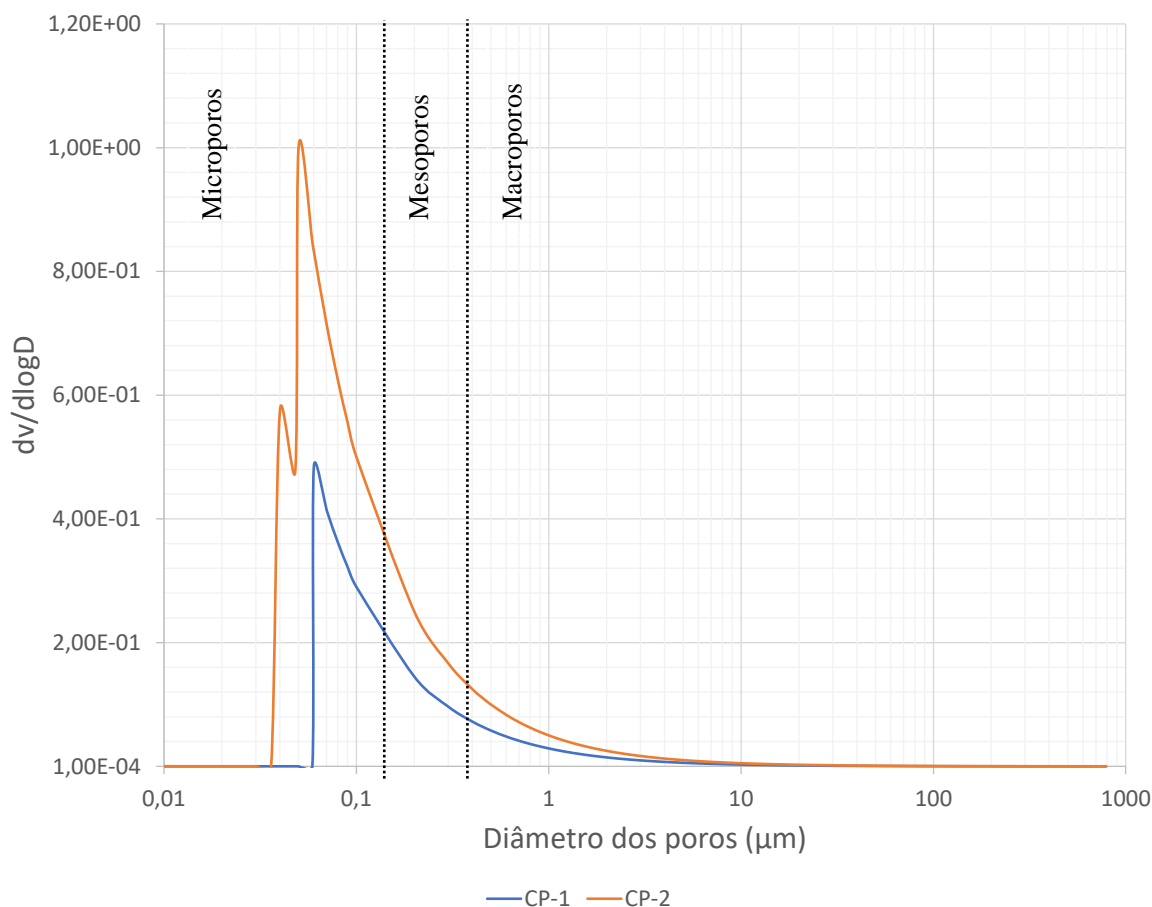
Para classificação das amostras com relação à distribuição dos poros, segundo intervalos estabelecidos na IUPAC, as curvas com a distribuição incremental dos poros são apresentadas na Figura 4.14

Utilizou-se a classificação da IUPAC (União Internacional de Química Pura e Aplicada), cujos limites que dividem as famílias de poros foram apresentados na Tabela 2.1. Nota-se que neste solo há a predominância de microporos, seguido de mesoporos e uma concentração baixa de macroporos.

Rahardjo (2004) observou que à medida que o solo se torna mais intemperizado, mais argilominerais são formados, conseqüentemente mais ligações são geradas entre estes minerais, formando estrutura com distribuição de poros bi-modal, em que as famílias predominantes de poros acontecem nos microporos e macroporos. Este mesmo comportamento foi observado para este solo residual de gnaiss investigado, corroborando novamente com o elevado grau de intemperismo que se encontra, característico de solos residuais maduros.

Delcourt (2018) verificou que o volume dos poros é inversamente proporcional ao grau de alteração do solo. De maneira geral a quantidade de microporos aumenta enquanto os mesoporos diminuem conforme o grau de alteração do solo aumenta. A observação da autora corrobora com os resultados encontrados para este solo residual, confirmando seu elevado grau de intemperismo.

Figura 4.14: Distribuição incremental do diâmetro dos poros



#### 4.7 Ensaio de Papel Filtro

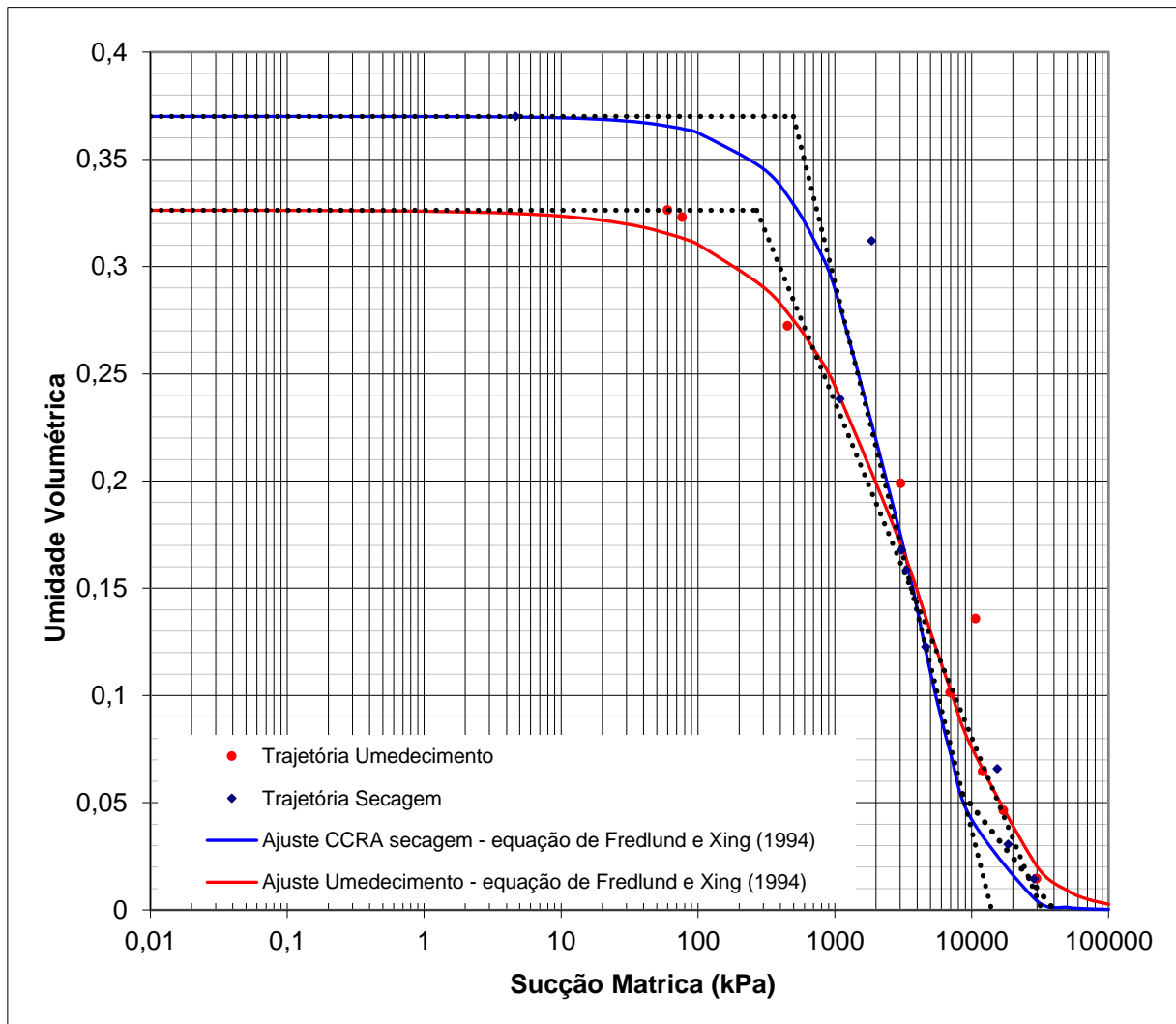
Os resultados obtidos no ensaio de papel filtro, desenvolvido nas amostras indeformadas para as trajetórias de secagem e umedecimento são apresentados na Figura 4.15. O modelo de ajuste adotado foi o de Fredlund e Xing (1994), já que apresentou, conforme já explicitado no Capítulo 2, ajustes satisfatórios nesta faixa de valores de sucção.

Os valores de entrada de ar calculados, para as trajetórias de secagem e umedecimento foram de aproximadamente 500 kPa e 270 kPa, respectivamente. Verificou-se que na trajetória de umedecimento o valor de entrada de ar foi quase 2 vezes menos, quando comparado com o da trajetória de secagem.

Este fato é atribuído à etapa de saturação das amostras durante a execução do ensaio na trajetória de secagem, como detalhado no Capítulo 3. Como este solo apresenta colapsividade, como identificado em Vilela (2016), a estrutura do solo se alterou neste procedimento, logo sua estrutura sofreu uma perturbação que alterou a forma e distribuição dos poros em seu interior.

Portanto, alterou também o valor de entrada de ar, intrinsicamente ligado à distribuição dos poros dentro da amostra, como observado em Rahardjo (2004).

Figura 4.15: curvas características de Retenção de água das amostras indeformadas de solo coletado à profundidade de 1,5 m, para as trajetórias de secagem e umedecimento, com ajuste pela equação de Fredlund e Xing (1994)



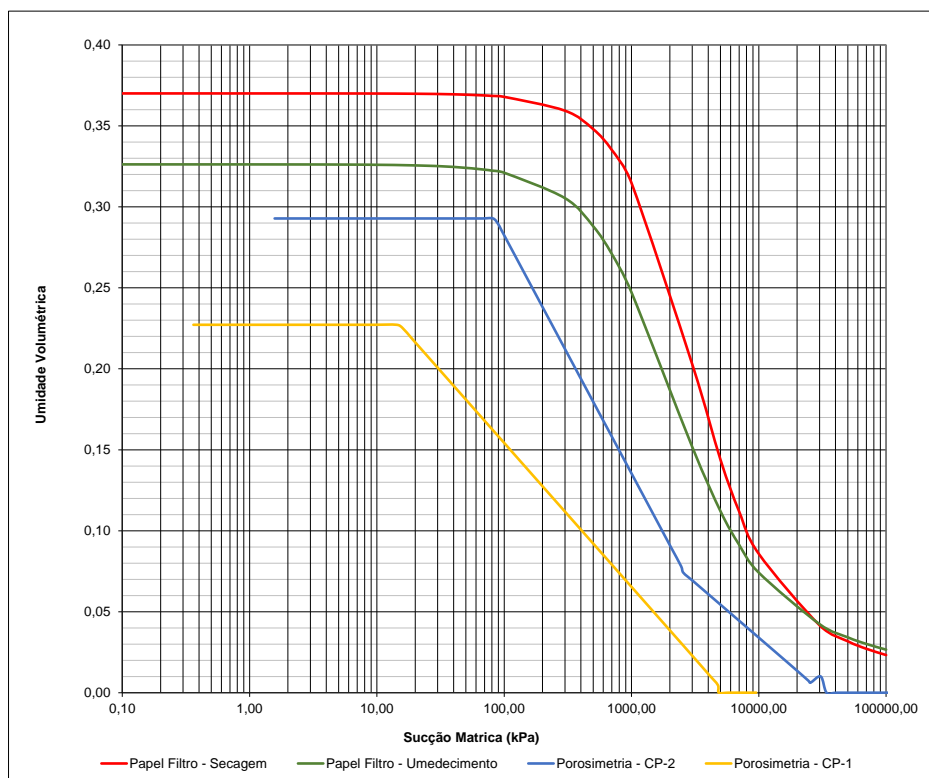
#### 4.8 Curvas de Retenção de Água

Adotaram-se as Equações de 4 a 7 apresentadas no Capítulo 2 para determinação teórica da curva característica de retenção de água com os dados obtidos nos ensaios de porosimetria. Os pontos obtidos foram plotados no mesmo gráfico das curvas de retenção de água determinadas por meio do ensaio de papel filtro, nas trajetórias de secagem e umedecimento. A Figura 4.16 ilustra as curvas de retenção alcançadas neste estudo.

O solo adquire maior capacidade de retenção de água sob efeito de elevadas sucções matriciais. Portanto, verifica-se que o valor de entrada de ar para um solo residual aumenta à medida que o grau de impenetrabilidade aumenta (RAHARDJO, 2004).

Boszczowski (2008) e Slongo (2008) apresentaram a curva de retenção de água e a compararam com a curva de retenção obtida pelo método do papel filtro. Ambos os autores notaram grande diferença entre as curvas obtidas nestes dois métodos. Slongo (2008) observou que para valores altos de sucção há uma boa correlação entre os dois métodos. Assim como os autores acima mencionados encontrou-se grandes diferenças no comportamento das curvas obtidas entre os dois métodos, como evidenciado na Figura 4.16.

Figura 4.16: curva característica de retenção de água obtida pela porosimetria e pelo método do papel filtro



Boszczowski (2008) relatou que as grandes diferenças observadas nas curvas geradas pelos dois métodos (porosimetria e papel filtro), se deram em função de que a sucção medida no ensaio de porosimetria é devida somente à ação da capilaridade do mercúrio. Como a molécula do mercúrio é apolar, não ocorre a adsorção. Além disso a autora atribuiu estas diferenças ao fato de que na porosimetria, somente os poros interconectados são medidos. Logo há diferenças

entre a porosidade total e a porosidade obtida neste ensaio, como foi também observado nesta pesquisa.

#### 4.9 Permeabilidade

Os resultados dos ensaios de permeabilidade carga variável são apresentados na Tabela 4.6, para as amostras indeformadas (estrutura intacta) e para as amostras reconstituídas, cuja estrutura foi quebrada no processo de moldagem do corpo de prova.

Tabela 4.6: resultados ensaios de permeabilidade carga variável amostras indeformada e reconstituída

<b>Coefficiente de Permeabilidade - Amostra Indeformada</b>						
Determinação N°		1	2	3	4	5
hi	(cm)	80,0	74,7	80,0	75,8	72,8
hf	(cm)	74,7	9,8	75,8	72,2	20,0
Tempo de ensaio	(s)	3600,0	64800,0	7680,0	3600,0	89640,0
k	(cm/s)	1,19E-05	1,96E-05	4,39E-06	8,45E-06	9,01E-06
k <sub>20</sub>	(cm/s)	1,16E-05	1,91E-05	4,18E-06	8,14E-06	8,78E-06
k <sub>20</sub> médio	(cm/s)	<b>1,0E-05</b>				
<b>Coefficiente de Permeabilidade - Amostra Reconstituída</b>						
Determinação N°		1	2	3	4	5
hi	(cm)	80,0	79,6	79,4	78,9	80,0
hf	(cm)	79,6	79,4	78,9	17,8	30,5
Tempo de ensaio	(s)	900,0	900,0	1800,0	79200,0	78600,0
k	(cm/s)	3,45E-06	1,73E-06	2,17E-06	1,16E-05	7,59E-06
k <sub>20</sub>	(cm/s)	3,53E-06	1,77E-06	2,23E-06	1,11E-05	7,32E-06
k <sub>20</sub> médio	(cm/s)	<b>5,2E-06</b>				

Observa-se que a permeabilidade do corpo de prova indeformado é cerca de duas vezes maior que a permeabilidade do corpo de prova reconstituído nas mesmas condições. Esta diferença pode ser justificada pela existência da estrutura, que como foi identificado por diferentes ensaios é composta por aglomerados de partículas, formando os grumos e promovendo a existência de macroporos entre partículas. A existência de macroporos foi evidenciada nos ensaios de MEV e porosimetria. Já a formação de grumos foi verificada nos resultados dos ensaios de granulometria.

Assim como constatado em Reis (2004), as partículas, que individualmente estariam dispersas na microestrutura, se organizam e se comportam como siltes e ou areias finas (diâmetro de grãos elevado), conferindo à estrutura a presença de macroporos. Portanto, a permeabilidade

em solos residuais em baixos níveis de compressão (cimentação existente) é mais elevada, do que o solo na condição reconstituída, em que sua estrutura foi destruída.

Boszczowski (2008) observou que na estrutura dos solos residuais, os índices de vazios e a permeabilidade mantem uma relação. Esta pode ser exemplificada por solos que apresentam estruturas com macroporos, pelos quais a água percola com maior facilidade, conforme constatado pelos resultados dos ensaios de permeabilidade alcançados.

#### **4.10 Compressibilidade**

A Tabela 4.7 apresenta os índices físicos dos corpos de prova após serem submetidos aos ensaios de compressibilidade.

As Tabela 4.8 a Tabela 4.11 apresentam os parâmetros de adensamento calculados para cada modalidade de ensaio realizado. Nos corpos de prova ensaiados na umidade higroscópica não se realizou leituras de permeabilidade, já que o ensaio não foi inundado.

Tabela 4.7: Índices físicos pós ensaio

ADENSAMENTO		m (g)	V (cm <sup>3</sup> )	w (%)	$\gamma_n$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_d$ (kN/m <sup>3</sup> )	e	S (%)	n (%)
INDEFORMADO	CP Inundado	86,0	34,3	22,9	24,6	20,0	0,3	197,4	23,7
	CP Não Inundado	86,0	37,5	1,1	22,5	22,2	0,2	16,2	15,3
RECONSTITUÍDO	CP Inundado	85,3	35,4	22,9	23,6	19,2	0,4	168,0	26,7
	CP Não Inundado	81,4	35,7	1,2	22,4	22,1	0,2	17,1	15,8

Tabela 4.8: parâmetros de adensamento para o ensaio na amostra indeformada inundada

Pressão (kPa)	$\Delta P$ (kPa)	H <sub>ini.</sub> (cm)	H <sub>fin.</sub> (cm)	$\Delta h$ (cm)	e <sub>ini.</sub>	e <sub>fin.</sub>	$\Delta e$	a <sub>v</sub> (m <sup>2</sup> /kN)	m <sub>v</sub> (cm/kN)	t <sub>90</sub> (seg)	c <sub>v</sub> 0,848H <sup>2</sup> /t <sub>90</sub>	k (cm / seg) calculada	k (cm / seg) medida
12,5	12,50	2,00	1,9987	0,00	0,57	0,57	0,00	8,19E-05	5,20E-03	960,00	8,83E-04	4,59E-06	1,81E-06
25	12,50	2,00	1,99	0,01	0,57	0,57	0,01	6,43E-04	4,08E-02	540,00	1,56E-03	6,37E-05	3,91E-06
50	25,00	1,99	1,96	0,02	0,57	0,55	0,02	7,87E-04	5,03E-02	960,00	8,62E-04	4,34E-05	2,07E-06
100	50,00	1,96	1,93	0,04	0,55	0,52	0,03	5,73E-04	3,71E-02	540,00	1,49E-03	5,51E-05	1,10E-05
200	100,00	1,93	1,88	0,05	0,52	0,48	0,04	3,88E-04	2,56E-02	540,00	1,42E-03	3,64E-05	1,25E-06
400	200,00	1,88	1,81	0,07	0,48	0,42	0,06	2,83E-04	1,92E-02	375,00	1,92E-03	3,68E-05	2,26E-07
800	400,00	1,81	1,70	0,10	0,42	0,34	0,08	2,06E-04	1,45E-02	135,00	4,83E-03	7,00E-05	7,12E-08
400	-400,00	1,70	1,71	-0,01	0,34	0,35	-0,01	2,17E-05	1,62E-03				
200	-200,00	1,71	1,73	-0,02	0,35	0,36	-0,01	6,50E-05	4,82E-03				
100	-100,00	1,73	1,75	-0,02	0,36	0,37	-0,01	1,30E-04	9,55E-03				

Tabela 4.9: parâmetros de adensamento para o ensaio na amostra reconstituída inundada

Pressão (kPa)	$\Delta P$ (kPa)	$H_{ini.}$ (cm)	$H_{fin.}$ (cm)	$\Delta h$ (cm)	$e_{ini.}$	$e_{fin.}$	$\Delta e$	$a_v$ (m <sup>2</sup> /kN)	$m_v$ (cm/kN)	$t_{90}$ (seg)	$c_v$ $0,848H^2/t_{90}$	k (cm / seg) calculada	k (cm / seg) medida
12,50	12,50	2,00	1,99	0,01	0,56	0,55	0,01	8,13E-04	5,20E-02	960,00	0,00	4,56E-05	3,98E-05
25,00	12,50	1,99	1,98	0,01	0,55	0,55	0,01	5,32E-04	3,42E-02	504,00	0,00	5,66E-05	4,22E-05
50,00	25,00	1,98	1,96	0,02	0,55	0,53	0,02	7,35E-04	4,75E-02	192,00	0,00	2,03E-04	4,17E-06
100,00	50,00	1,96	1,93	0,03	0,53	0,51	0,02	4,62E-04	3,02E-02	120,00	0,01	2,01E-04	1,69E-05
200,00	100,00	1,93	1,88	0,04	0,51	0,47	0,03	3,25E-04	2,16E-02	60,00	0,01	2,76E-04	2,07E-06
400,00	200,00	1,88	1,83	0,06	0,47	0,43	0,05	2,29E-04	1,55E-02	72,00	0,01	1,57E-04	5,16E-06
800,00	400,00	1,83	1,75	0,08	0,43	0,37	0,06	1,47E-04	1,03E-02	48,00	0,01	1,45E-04	6,29E-07
400,00	-400,00	1,75	1,77	-0,02	0,37	0,38	-0,01	3,03E-05	2,21E-03				
200,00	-200,00	1,77	1,78	-0,01	0,38	0,39	-0,01	4,89E-05	3,54E-03				
100,00	-100,00	1,78	1,80	-0,02	0,39	0,41	-0,01	1,49E-04	1,07E-02				

Tabela 4.10: parâmetros de adensamento para o ensaio na amostra indeformada não inundada

Pressão (kPa)	$\Delta P$ kPa	$H_{ini.}$ (cm)	$H_{fin.}$ (cm)	$\Delta h$ (cm)	$e_{ini.}$	$e_{fin.}$	$\Delta e$	$a_v$ (m <sup>2</sup> /kN)	$m_v$ (cm/kN)	$t_{90}$ (seg)	$c_v$ $0,848H^2/t_{90}$	k (cm / seg) calculada	k (cm / seg) medida
12,50	12,50	2,00	1,99	0,01	0,56	0,55	0,01	8,13E-04	5,20E-02	960,00	0,00	4,56E-05	
25,00	12,50	1,99	1,98	0,01	0,55	0,55	0,01	5,32E-04	3,42E-02	504,00	0,00	5,66E-05	
50,00	25,00	1,98	1,96	0,02	0,55	0,53	0,02	7,35E-04	4,75E-02	192,00	0,00	2,03E-04	
100,00	50,00	1,96	1,93	0,03	0,53	0,51	0,02	4,62E-04	3,02E-02	120,00	0,01	2,01E-04	
200,00	100,00	1,93	1,88	0,04	0,51	0,47	0,03	3,25E-04	2,16E-02	60,00	0,01	2,76E-04	
400,00	200,00	1,88	1,83	0,06	0,47	0,43	0,05	2,29E-04	1,55E-02	72,00	0,01	1,57E-04	
800,00	400,00	1,83	1,75	0,08	0,43	0,37	0,06	1,47E-04	1,03E-02	48,00	0,01	1,45E-04	
400,00	-400,00	1,75	1,77	-0,02	0,37	0,38	-0,01	3,03E-05	2,21E-03				
200,00	-200,00	1,77	1,78	-0,01	0,38	0,39	-0,01	4,89E-05	3,54E-03				
100,00	-100,00	1,78	1,80	-0,02	0,39	0,41	-0,01	1,49E-04	1,07E-02				



Tabela 4.11: parâmetros de adensamento para o ensaio na amostra reconstituída não inundada

Pressão (kPa)	$\Delta P$ (kPa)	$H_{ini.}$ (cm)	$H_{fin.}$ (cm)	$\Delta h$ (cm)	$e_{ini.}$	$e_{fin.}$	$\Delta e$	$a_v$ (m <sup>2</sup> /kN)	$m_v$ (cm/kN)	$t_{90}$ (seg)	$c_v$ 0,848H <sup>2</sup> /t <sub>90</sub>	k (cm / seg) calculada	k (cm / seg) medida
12,50	12,50	2,00	1,99	0,01	0,58	0,57	0,01	6,95E-04	4,40E-02	2016,00	4,18E-04	-	-
25,00	12,50	1,99	1,98	0,01	0,57	0,56	0,01	8,22E-04	5,23E-02	738,00	1,13E-03	-	-
50,00	25,00	1,98	1,97	0,01	0,56	0,55	0,01	3,48E-04	2,23E-02	318,00	2,59E-03	-	-
100,00	50,00	1,97	1,95	0,01	0,55	0,54	0,01	1,90E-04	1,22E-02	120,00	6,78E-03	-	-
200,00	100,00	1,95	1,92	0,03	0,54	0,52	0,03	2,61E-04	1,69E-02	66,00	1,20E-02	-	-
400,00	200,00	1,92	1,85	0,07	0,52	0,47	0,05	2,59E-04	1,71E-02	48,00	1,57E-02	-	-
800,00	400,00	1,85	1,77	0,09	0,47	0,40	0,07	1,69E-04	1,15E-02	78,00	8,92E-03	-	-
400,00	-400,00	1,77	1,78	-0,01	0,40	0,41	-0,01	2,37E-05	1,70E-03				
200,00	-200,00	1,78	1,80	-0,02	0,41	0,42	-0,01	6,72E-05	4,77E-03				
100,00	-100,00	1,80	1,82	-0,02	0,42	0,43	-0,01	1,34E-04	9,45E-03				

As curvas de índice de vazios versus a tensão vertical efetiva aplicada em cada estágio de carregamento no ensaio de adensamento são apresentadas nas figuras a seguir.

A Figura 4.17 apresenta as curvas de adensamento para as amostras indeformadas obtidas nos ensaios inundados e na condição higroscópica. Já a Figura 4.18 apresenta as curvas de compressibilidade para as amostras reconstituídas também para condição inundada e para condição na umidade higroscópica.

Figura 4.17: curvas de adensamento para amostras indeformadas

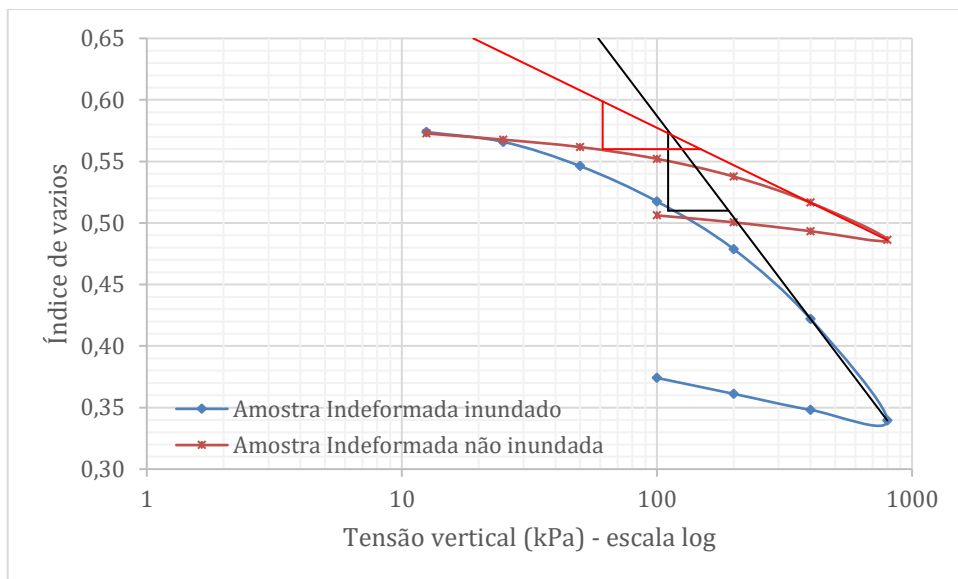
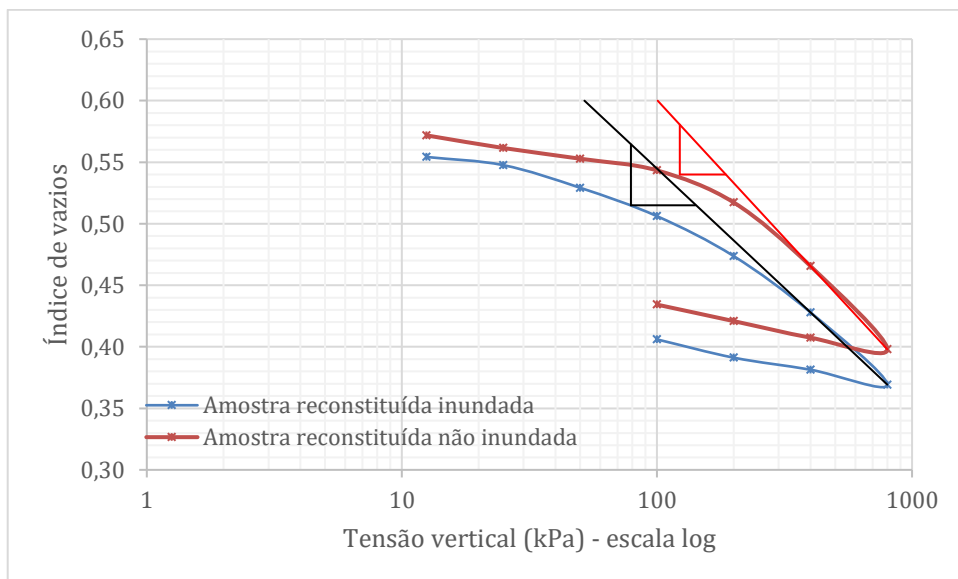


Figura 4.18: curvas de adensamento para amostras reconstituídas



As Figura 4.19 e Figura 4.20 apresentam as curvas relativas à mesma modalidade de ensaio de adensamento (inundado e não inundado) com as amostras indeformadas e reconstituídas. As comparações traçadas entre os comportamentos observados nestas curvas indicaram a influência da estrutura na compressibilidade deste solo residual.

Figura 4.19: curvas de adensamento inundado para amostras indeformada e reconstituída

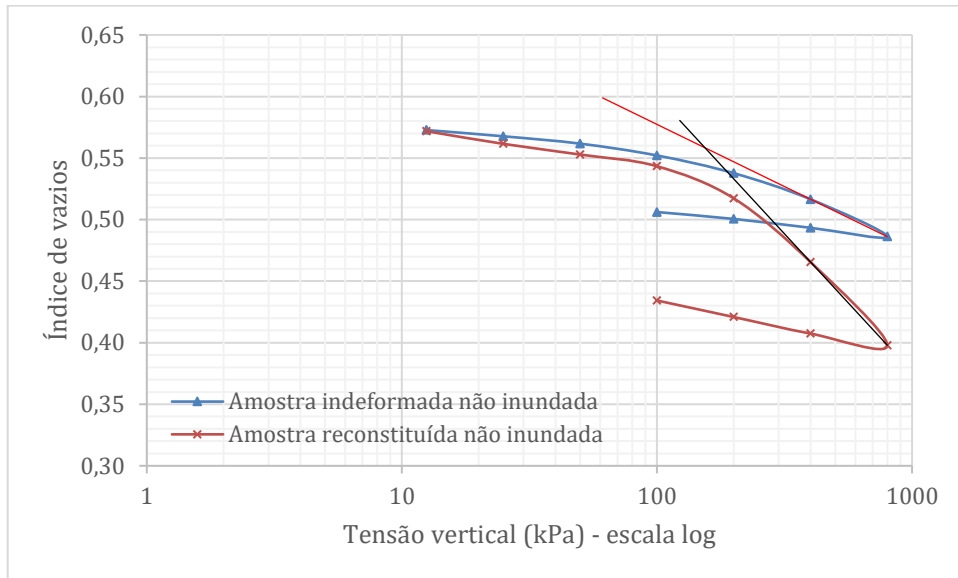
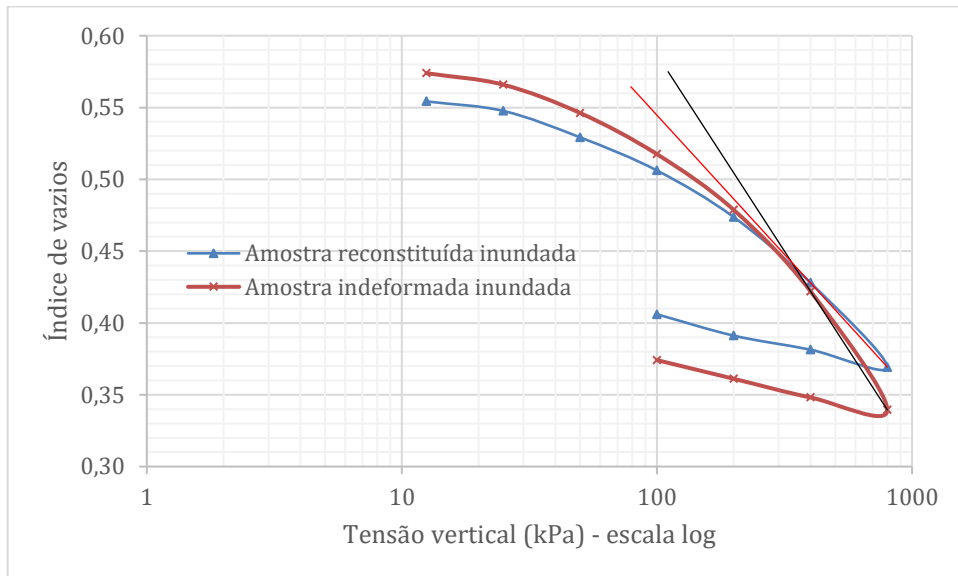


Figura 4.20: curvas de adensamento não inundado para amostras indeformada e reconstituída



As tensões de pré adensamento ( $\sigma'_{PA}$ ) foram calculadas aplicando-se o método gráfico de Pacheco e Silva descrito em Head (1994), como se pode observar nas Figura 4.17 e Figura 4.18. Os coeficientes de recompressão ( $C_r$ ), compressão ( $C_c$ ) e descompressão ( $C_d$ ) foram

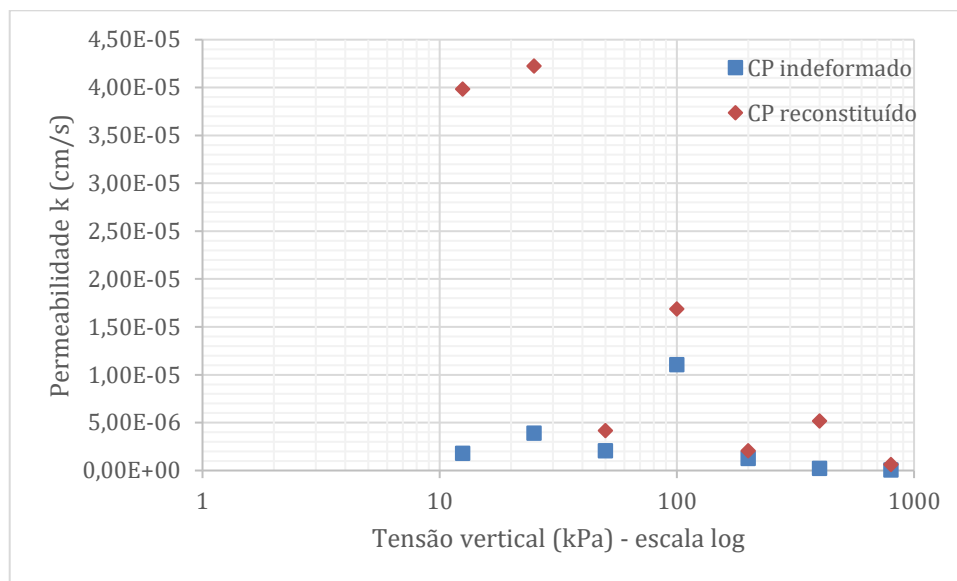
determinados por meio das análises gráficas apresentadas nas Figura 4.19 e Figura 4.20. Os resultados alcançados são apresentados na Tabela 4.12.

Tabela 4.12: parâmetros do ensaio de adensamento (tensão de pré-adensamento e coeficientes de deformabilidade)

ADENSAMENTO		$\sigma'_{PA}$ (kPa)	Cr	Cc	Cd
INDEFORMADO	CP Inundado	190,8	0,07	0,24	0,03
	CP Não Inundado	148,8	0,02	0,11	0,07
RECONSTITUÍDO	CP Inundado	141,6	0,06	0,20	0,04
	CP Não Inundado	186,2	0,03	0,18	0,04

A Figura 4.21 apresenta os coeficientes de permeabilidade medidos em cada estágio de carregamento para nos ensaios nos corpos de prova indeformado e reconstituído, na condição inundado.

Figura 4.21: coeficiente de permeabilidade medido em cada estágio de carregamento para as amostras indeformadas e reconstituídas inundadas



As principais constatações que foram observadas nos resultados dos ensaios de compressibilidade foram:

- Os coeficientes de adensamento apresentados na Tabela 4.12, indicaram que o corpo de prova indeformado inundado apresentou maiores coeficientes de recompressão e compressão do que os demais. Em contra partida apresentou o menor coeficiente de

descompressão. Ou seja apresentou a menor rigidez acompanhada de maiores deformações plásticas (irreversíveis).

- Já o corpo de prova indeformado na umidade higroscópica apresentou comportamento contrário do corpo de prova indeformado inundado, pois observaram-se os menores coeficientes de recompressão e compressão, seguido do maior índice de descompressão. Este corpo de prova apresentou maior rigidez, sendo maior a recuperação das deformações na descompressão (maiores deformações elásticas);
- O corpo de prova reconstituído inundado apresentou valores maiores dos coeficientes Cr e Cc, quando comparado com o corpo de prova reconstituído na umidade higroscópica. O Cd foi igual para os dois corpos de prova. Logo a amostra inundada apresentou rigidez inferior da amostra na umidade higroscópica;
- Quando comparada a rigidez das amostras indeformadas e reconstituídas observa-se que os corpos de prova inundados apresentaram rigidez menores e menores deformações elásticas (Cr e Cc maiores e Cd menor);
- Para os corpos de prova na umidade higroscópica, as amostras indeformadas indicaram menores valores de Cr e Cc e Cd maior, quando comparada com a amostra reconstituída, também na umidade higroscópica. Logo o CP indeformado apresentou maior rigidez e maiores deformações elásticas, podendo atribuir à sua estrutura;
- O método de Pacheco e Silva foi aplicado para determinação das tensões de pré-adensamento. A maior tensão de pré-adensamento observada em todas as amostras foi para o corpo de prova indeformado inundado;
- Comparando-se os valores da tensão de pré-adensamento alcançados para as amostras reconstituídas inundada com os valores para a amostra na umidade higroscópica verifica-se que  $\sigma'_{PA}$  foi superior na condição não inundada;
- Já a  $\sigma'_{PA}$  da amostra reconstituída não inundada foi maior quando comparada com a tensão de pré-adensamento da amostra não inundada indeformada.

Boszcowski (2008) comparou as curvas de compressibilidade obtidas nos ensaios desenvolvidos em amostras indeformadas e reconstituídas. A autora verificou que as curvas dos solos indeformados têm maior rigidez que a curva dos solos reconstituídos. Este fato pode ser atribuído à influência da estrutura na rigidez do solo. Nas amostras não inundadas este comportamento foi observado, uma vez que a rigidez do CP indeformado foi maior do que a do CP reconstituído.

No entanto, a autora observou uma exceção neste comportamento, em que uma amostra indeformada apresentou menor rigidez quando comparada com a mesma amostra reconstituída. Tal fato foi justificado pela possível presença de minerais mais compressíveis na estrutura da amostra indeformada. Este comportamento foi identificado no solo do Q-10, uma vez que a amostra indeformada inundada apresentou menor rigidez quando comparada com a amostra reconstituída inundada.

Vilela (2016) conduziu estudos do potencial de colapsividade deste material, aplicando-se a metodologia proposta em Vargas (1977). Os resultados indicaram que este solo do Q-10 é colapsível. Muito embora o material analisado por Vilela (2016) não ter sido coletado à mesma profundidade do solo estudado nesta pesquisa, os índices físicos destes dois solos se mostraram bastante similares, como apresentado no item 4.1.

Portanto atribuiu-se ao fenômeno da colapsividade o fato da rigidez da amostra indeformada no ensaio inundado ser inferior, quando comparado com a rigidez da amostra reconstituída, já que o colapso da sua estrutura durante o processo de saturação levou ao colapso da estrutura afetando sua rigidez.

Com relação à tensão de pré-adensamento, de acordo com Vilela (2016) ensaios de adensamento transcorridos sem a inundação do corpo de prova apresentaram, quase sempre, valores superiores para tensão de pré-adensamento, quando comparados com os valores obtidos para os corpos de prova inundados.

Para as amostras reconstituídas este comportamento foi constatado, já que a tensão de pré-adensamento do CP na umidade higroscópica foi maior do que do CP inundado. Para a amostra indeformada ocorreu o contrário, já que o CP inundado apresentou maior tensão de pré-adensamento.

Com relação à permeabilidade verificou-se comportamento contrário do observado no ensaio de permeabilidade carga variável, já que a permeabilidade medida no ensaio de adensamento foi maior para amostra inundada reconstituída, quando comparada com a indeformada. Este fato é justificável pelo colapso das cimentações do corpo de prova indeformado durante a condução do ensaio inundado, fazendo com que sua estrutura se quebrasse. Sendo assim a distribuição de poros se alterou, alterando também o comportamento, no que tange sua permeabilidade.

## **4.11 Resistência ao cisalhamento**

Ensaio de cisalhamento direto e compressão triaxial saturado, adensado e não drenado foram realizados para avaliação da resistência ao cisalhamento do solo. O ensaio de ensaios de cisalhamento direto foi realizado em corpos de prova na condição indeformada e na condição desestruturada. O ensaio triaxial CIUsat foi realizado somente em corpos de prova indeformados.

### **4.11.1 Resultados ensaios de cisalhamento direto**

Para as amostras indeformadas as curvas tensão cisalhante versus deformação horizontal e deformação horizontal versus deformação são apresentadas nas Figura 4.22 a Figura 4.24.

Figura 4.22: resultados ensaio de cisalhamento direto Inundado - moldado perpendicularmente à aplicação de  $\sigma_v$  – amostras indeformadas

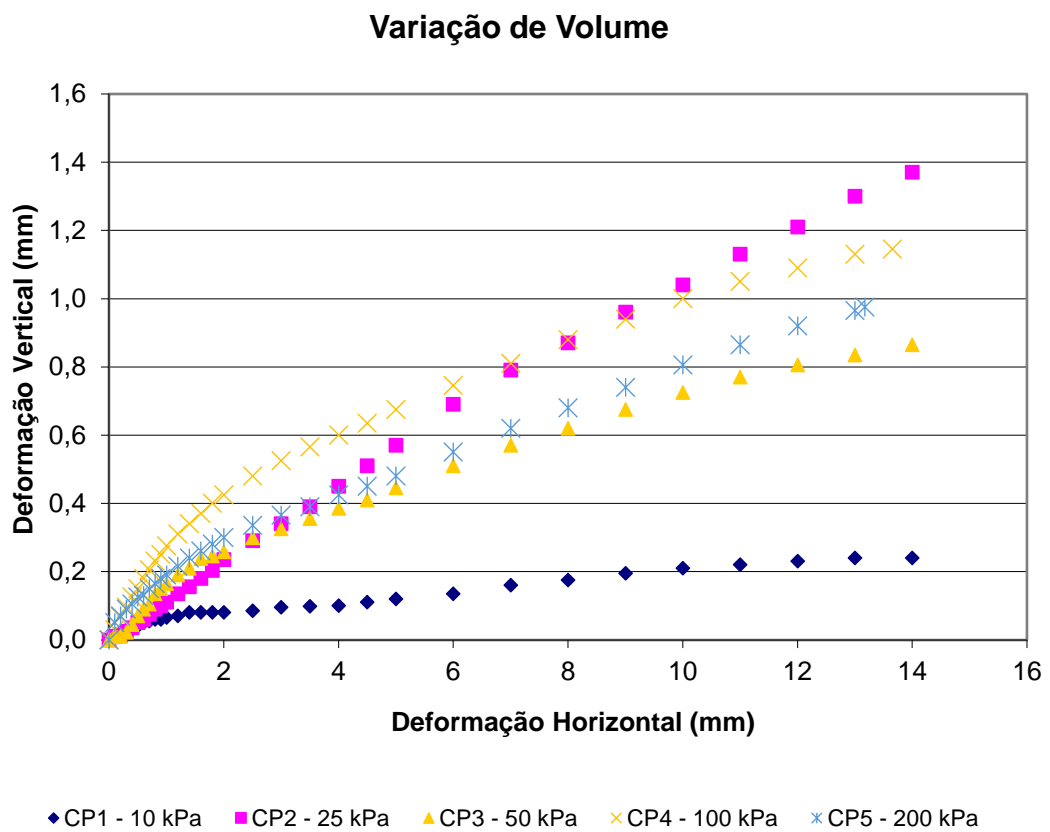
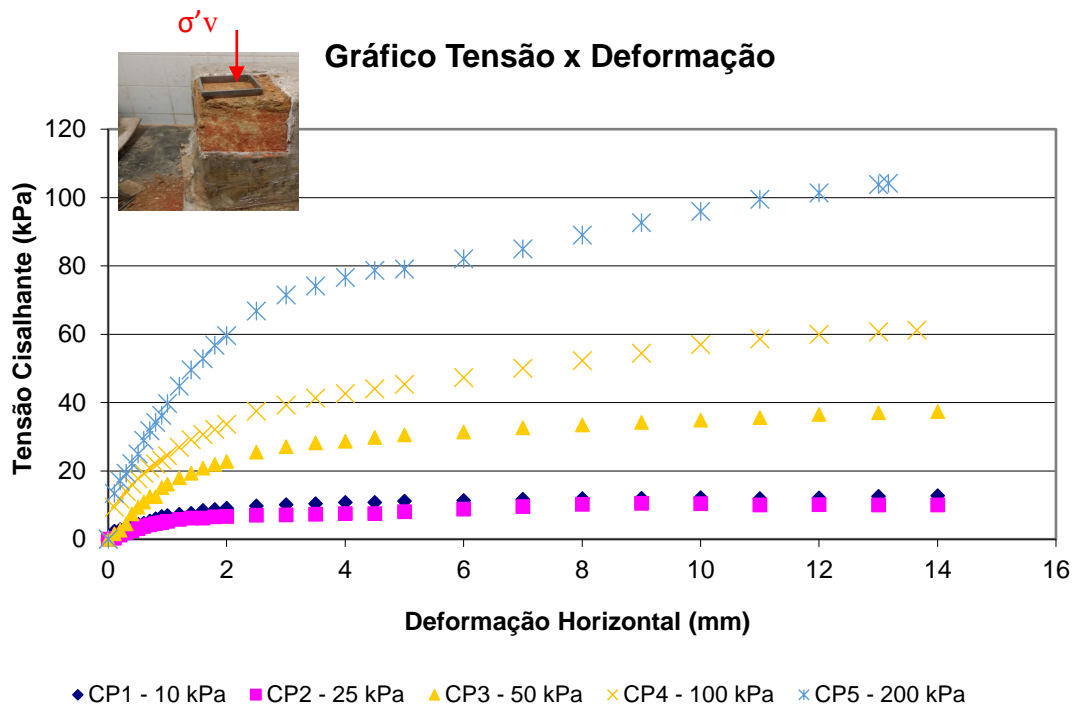


Figura 4.23: resultados ensaio de cisalhamento direto Não Inundado - moldado perpendicularmente à aplicação de  $\sigma_v$



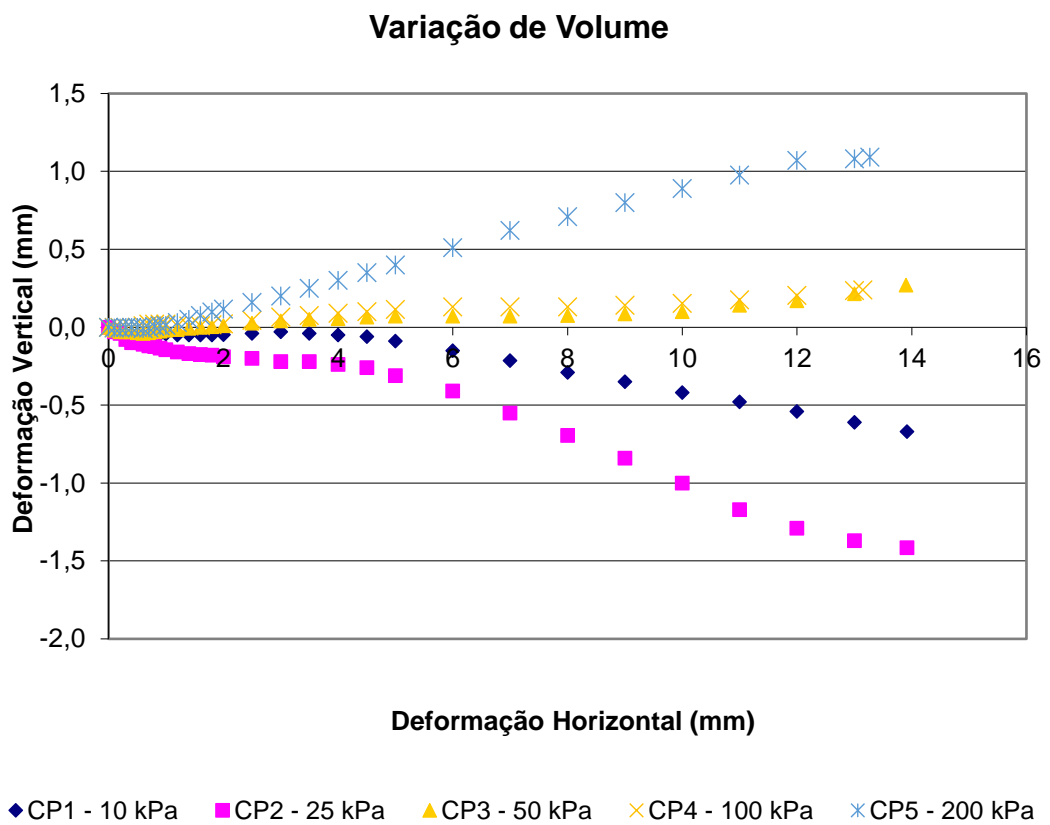
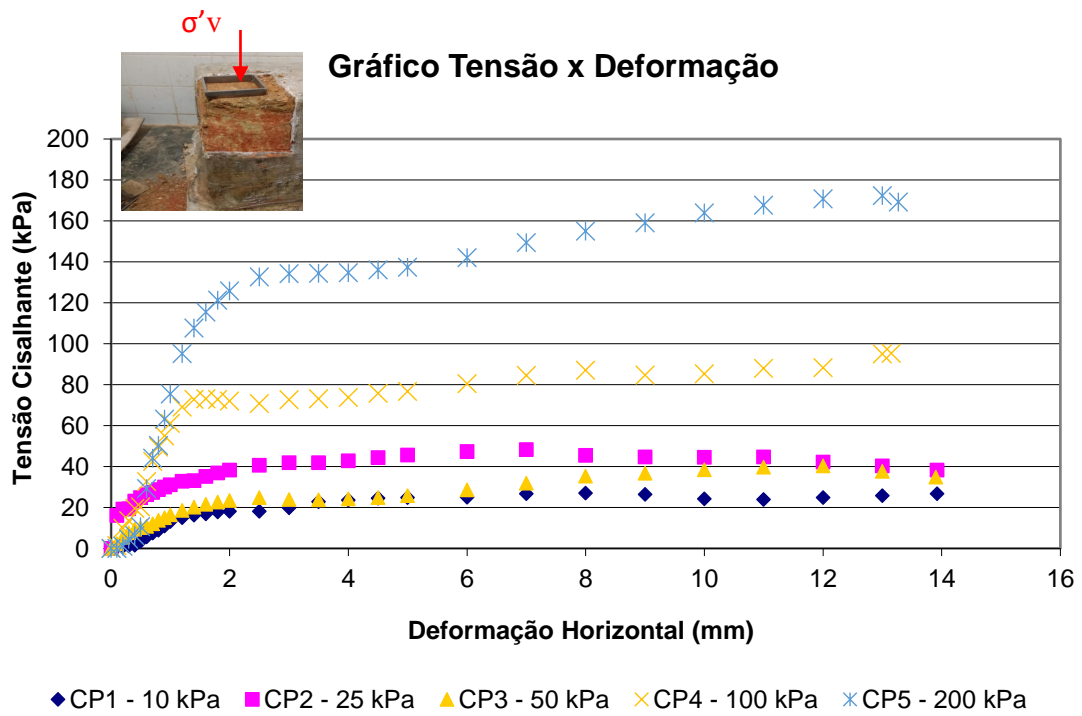
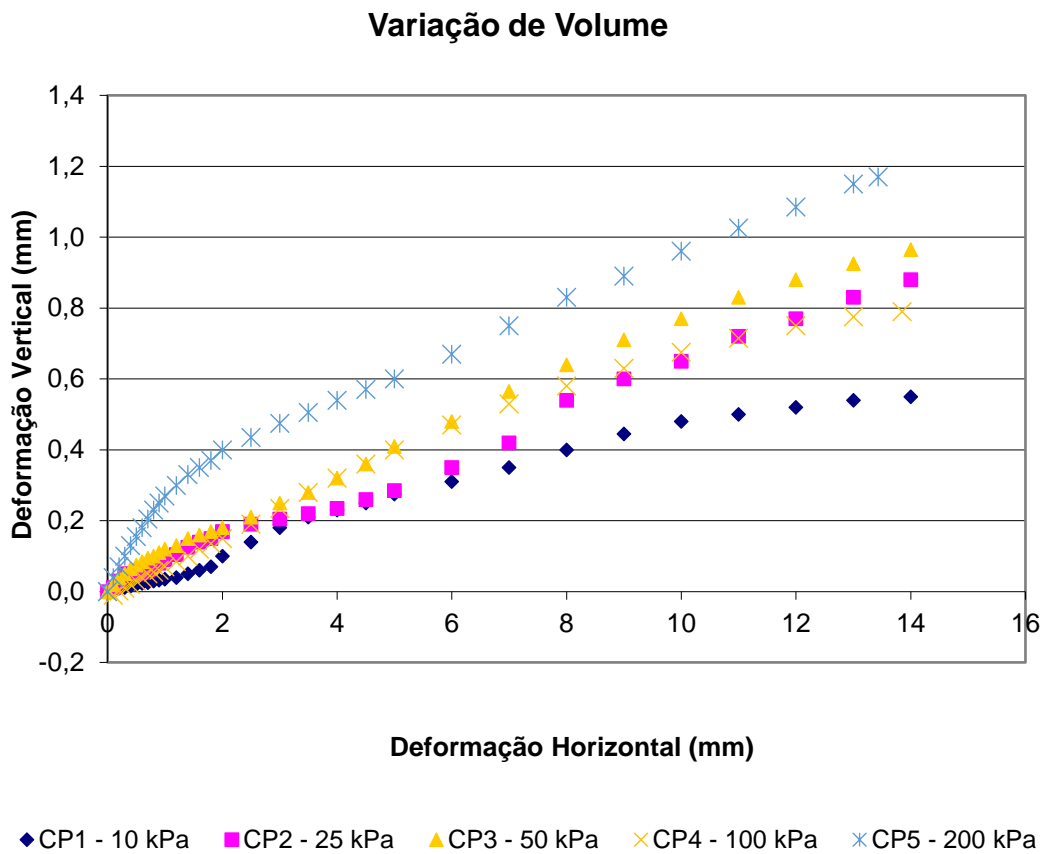
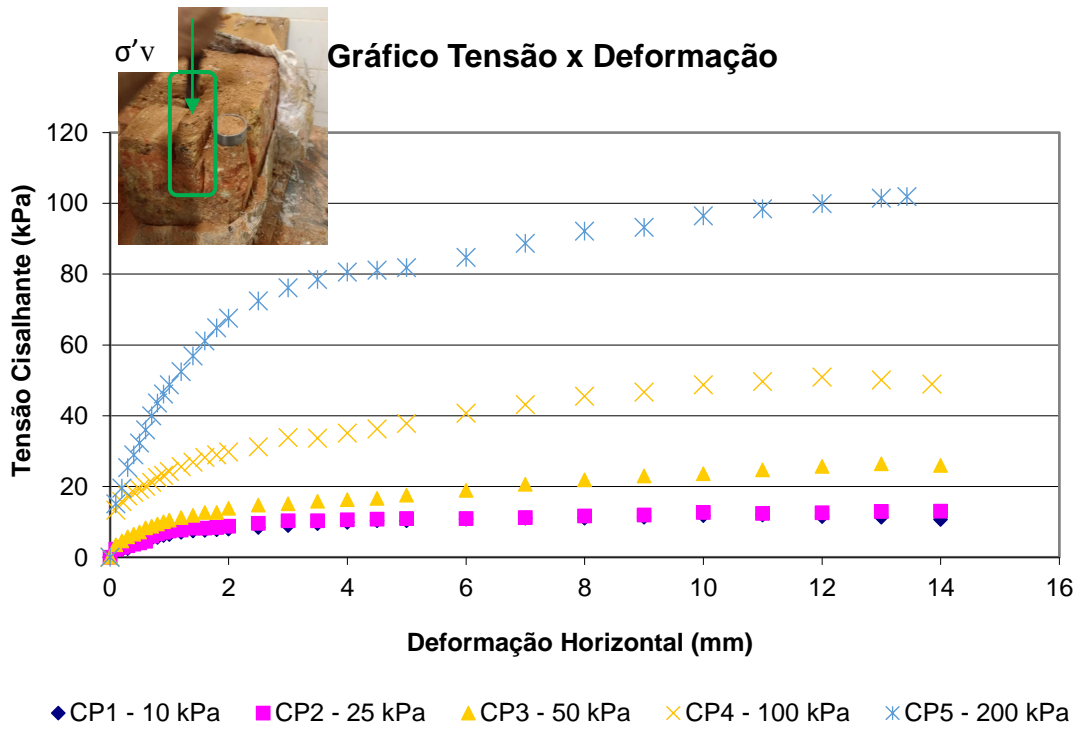


Figura 4.24: resultados do ensaio de cisalhamento direto Inundado - moldado paralelamente à aplicação de  $\sigma_v$



Para as amostras reconstituídas as curvas tensão cisalhante versus deformação horizontal e deformação horizontal versus deformação são apresentadas nas Figura 4.26 e Figura 4.26.

Figura 4.25: resultados ensaio de cisalhamento direto Inundado – amostras reconstituídas

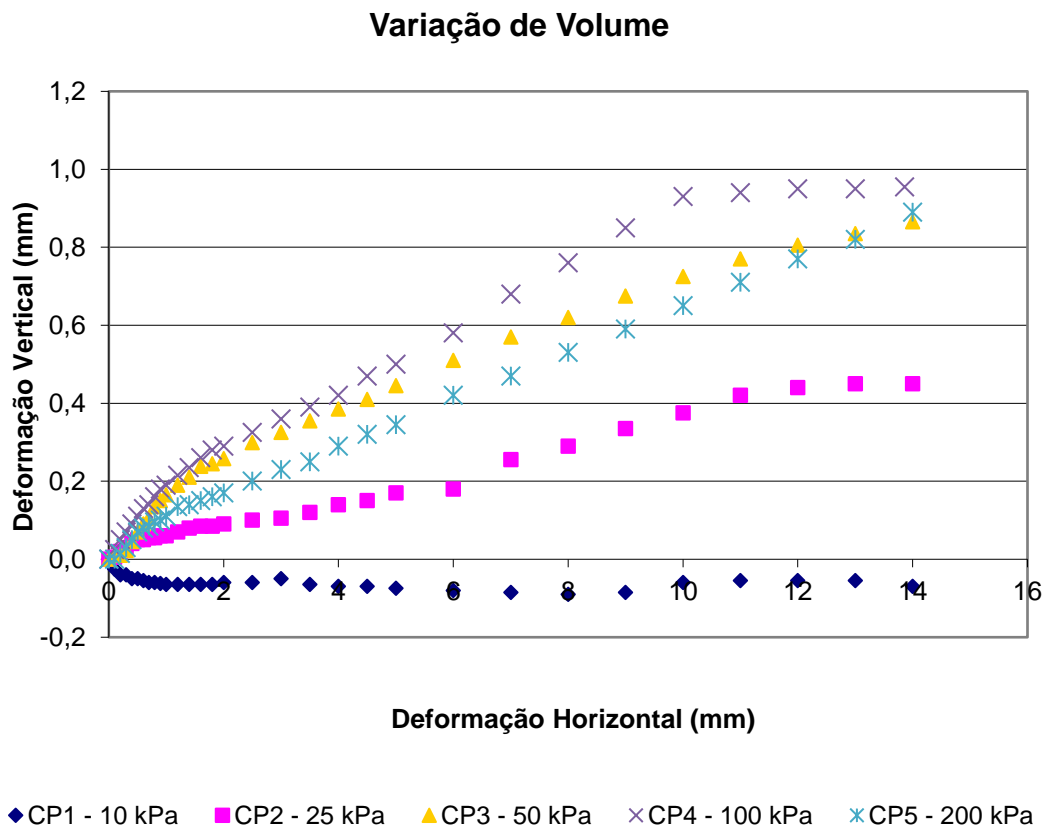
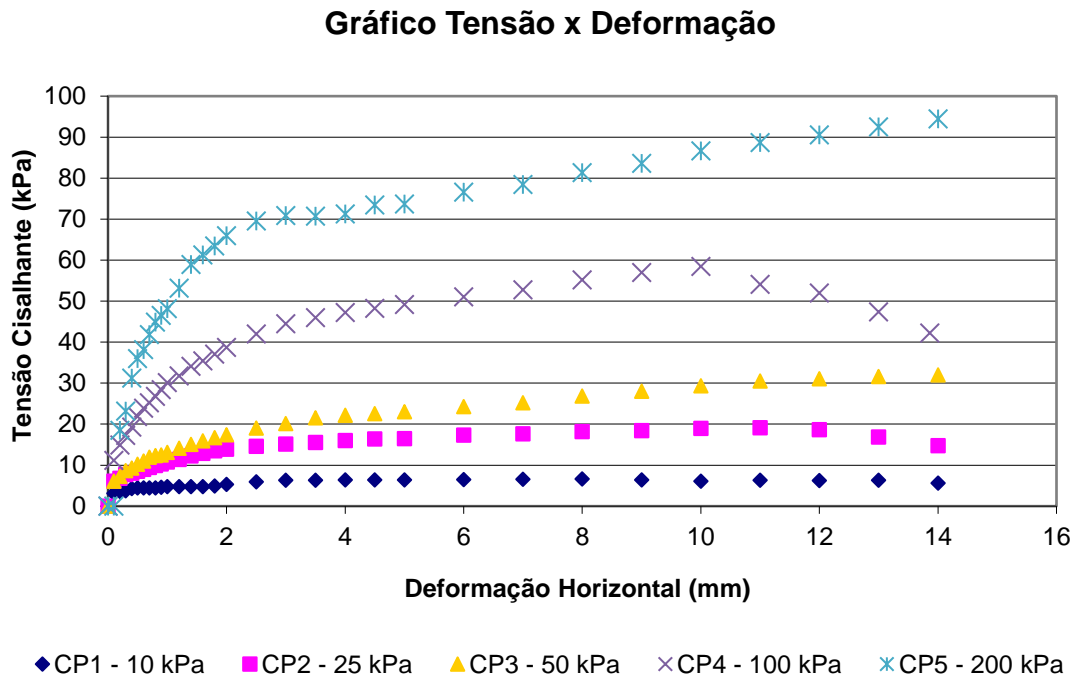
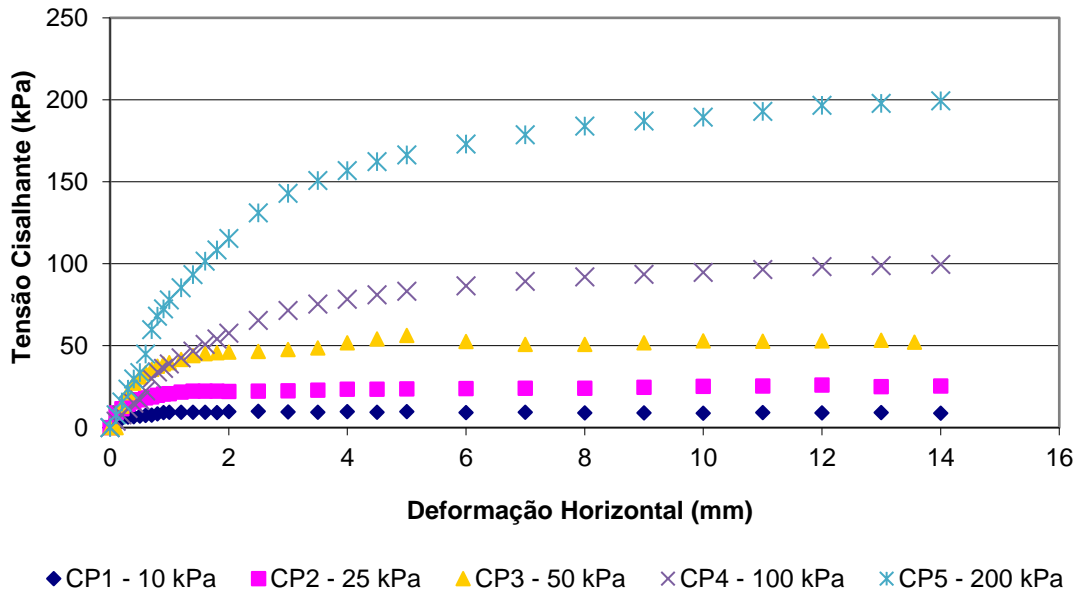
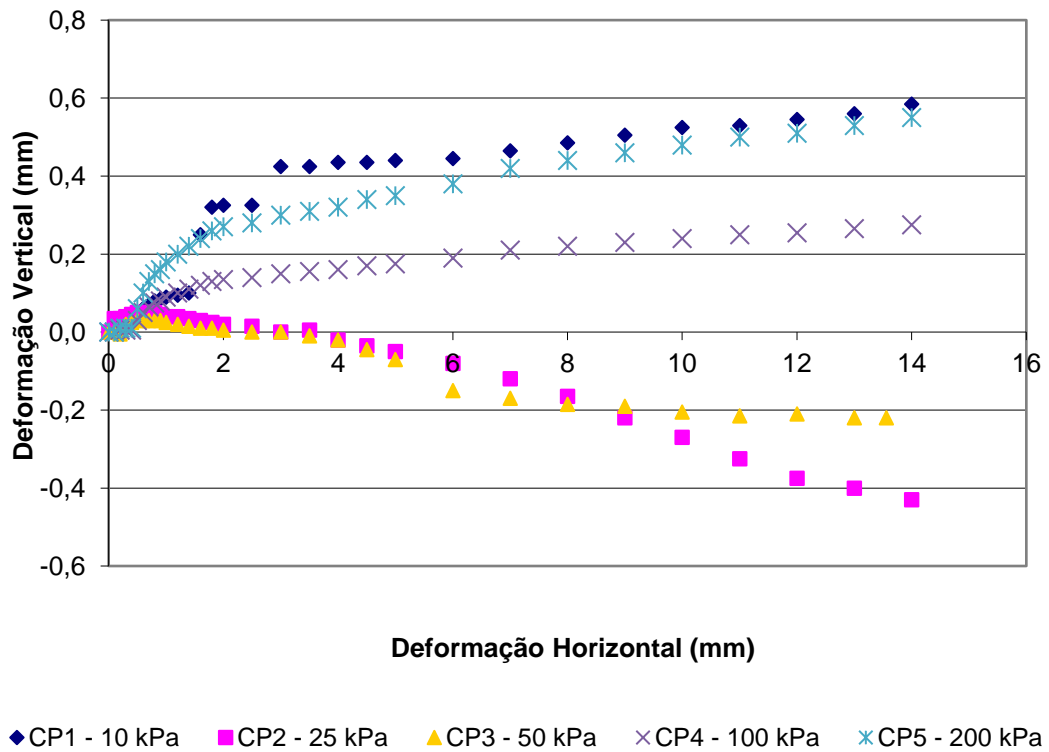


Figura 4.26: resultados ensaio de cisalhamento direto não inundado – amostras reconstituídas

### Gráfico Tensão x Deformação



### Variação de Volume



As envoltórias de resistência ao cisalhamento obtidas em cada ensaio foram agrupadas de diferentes maneiras, na tentativa de se avaliar a influência da estrutura do solo no

comportamento mecânico do mesmo (resistência ao cisalhamento). As figuras a seguir ilustram os seguintes agrupamentos:

- Ensaios realizados nas amostras indeformadas na condição saturada tanto para os corpos de prova moldados perpendicularmente, quanto para os corpos de prova moldados paralelamente à atuação de  $\sigma'_v$  (Figura 4.27);
- Ensaios realizados nas amostras indeformadas e reconstituídas não inundados (Figura 4.28);
- Ensaios realizados nas amostras indeformadas e reconstituídas inundados (Figura 4.29);
- Ensaios realizados nas amostras indeformadas inundado e não inundado (Figura 4.29);
- Ensaios realizados nas amostras reconstituídas inundado e não inundado (Figura 4.30).

Figura 4.27: envoltórias ensaios inundados – corpos de prova moldados perpendicularmente e corpos de prova moldados paralelamente à atuação de  $\sigma'_v$

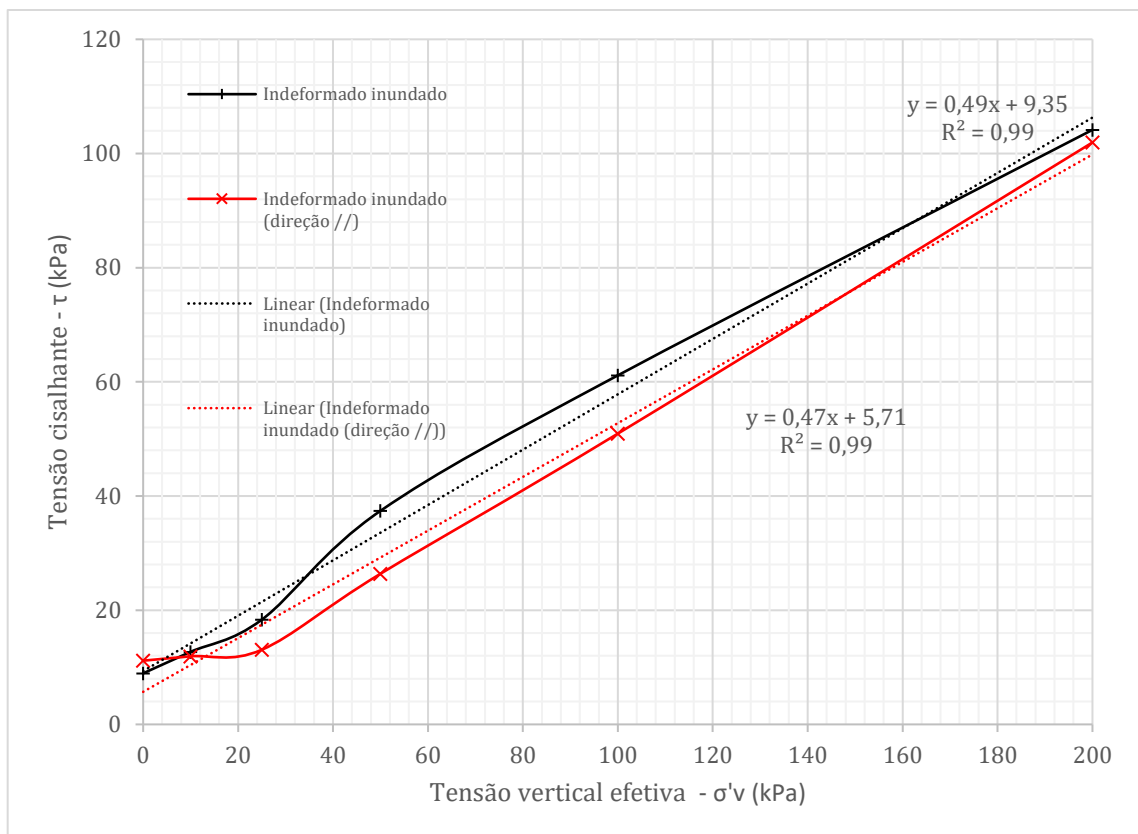


Figura 4.28: envoltórias ensaios não inundados – corpos de prova indeformados e reconstituídos;

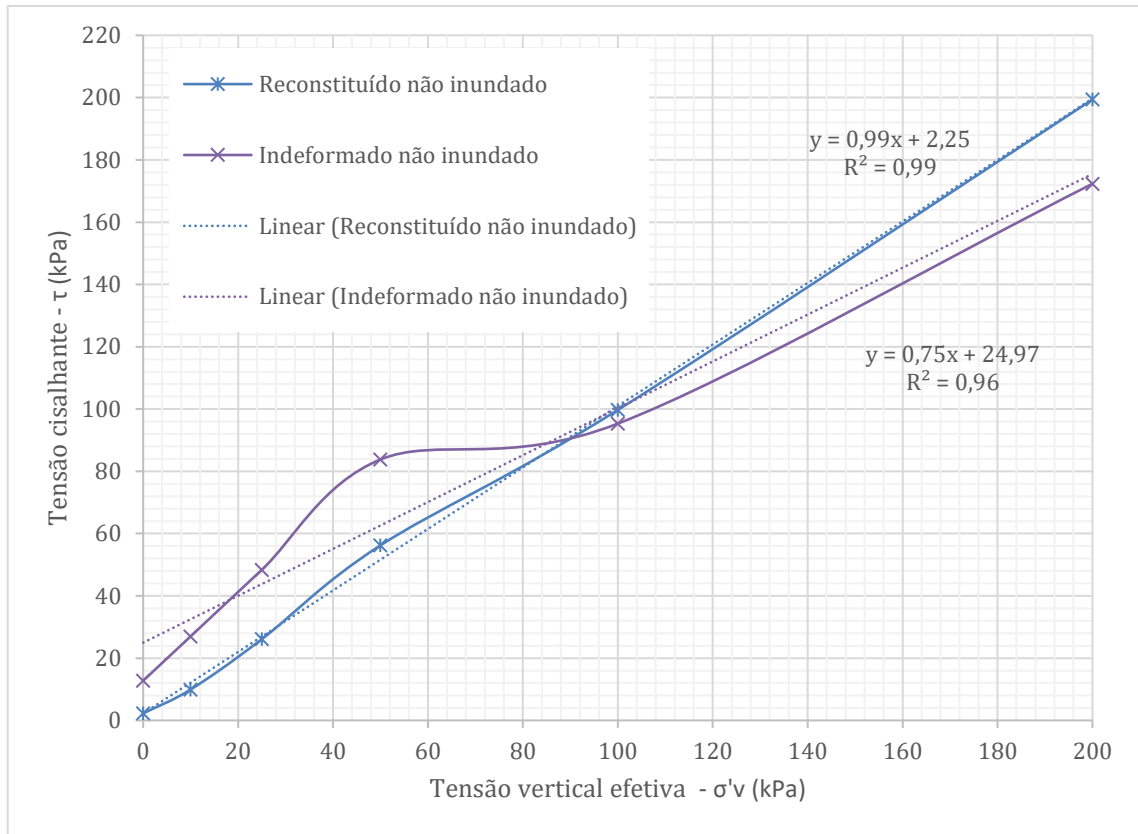


Figura 4.29: envoltórias ensaios inundados – corpos de prova indeformados e reconstituídos;

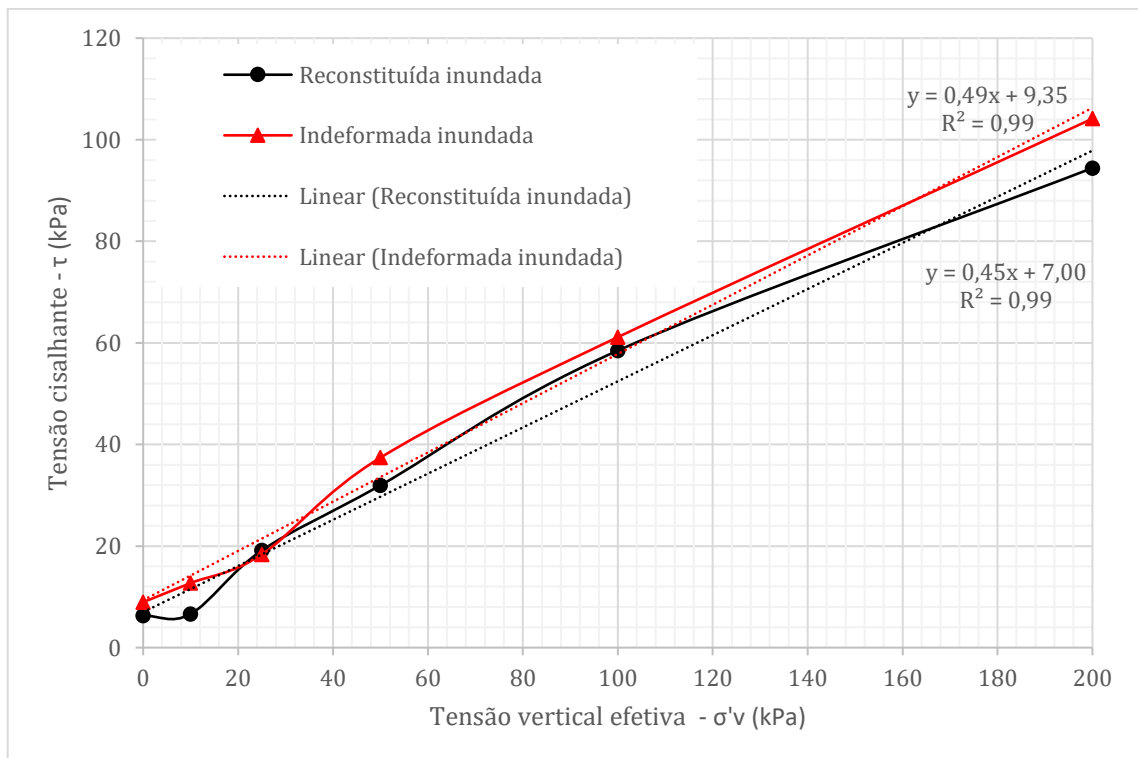


Figura 4.30: envoltórias ensaios inundado e não inundado – corpos de prova indeformados;

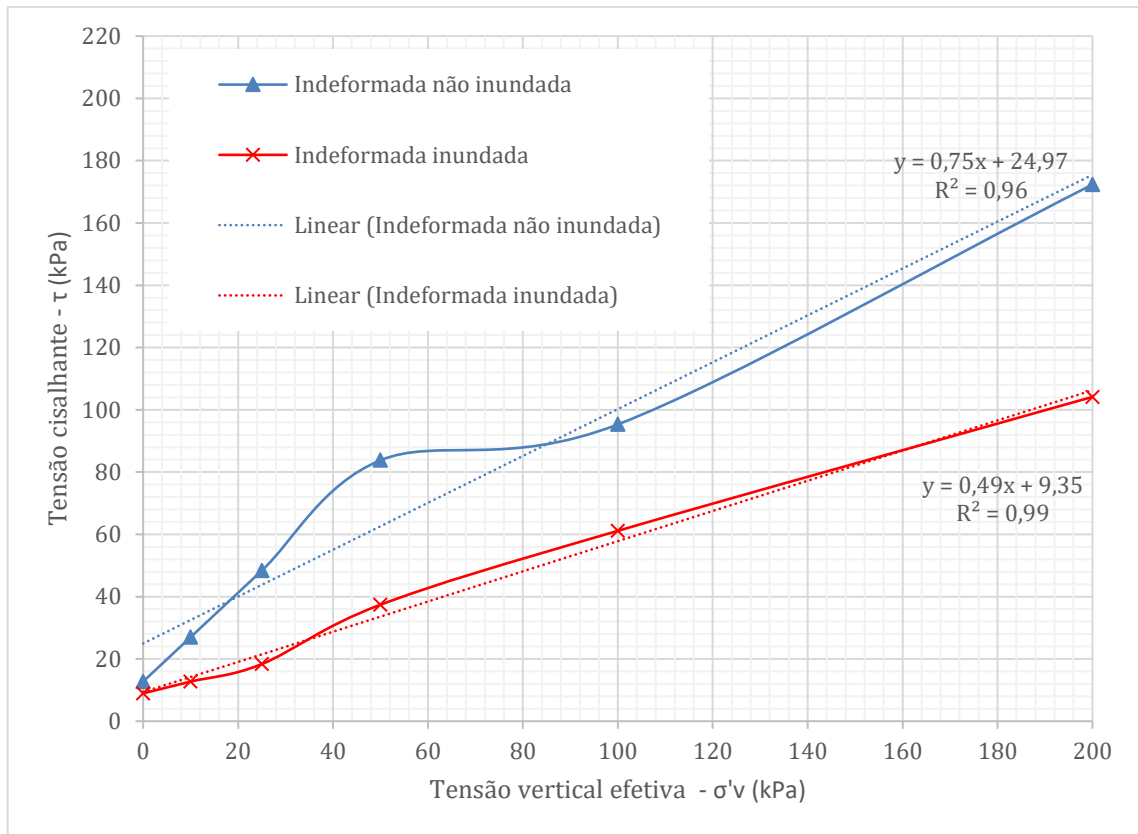
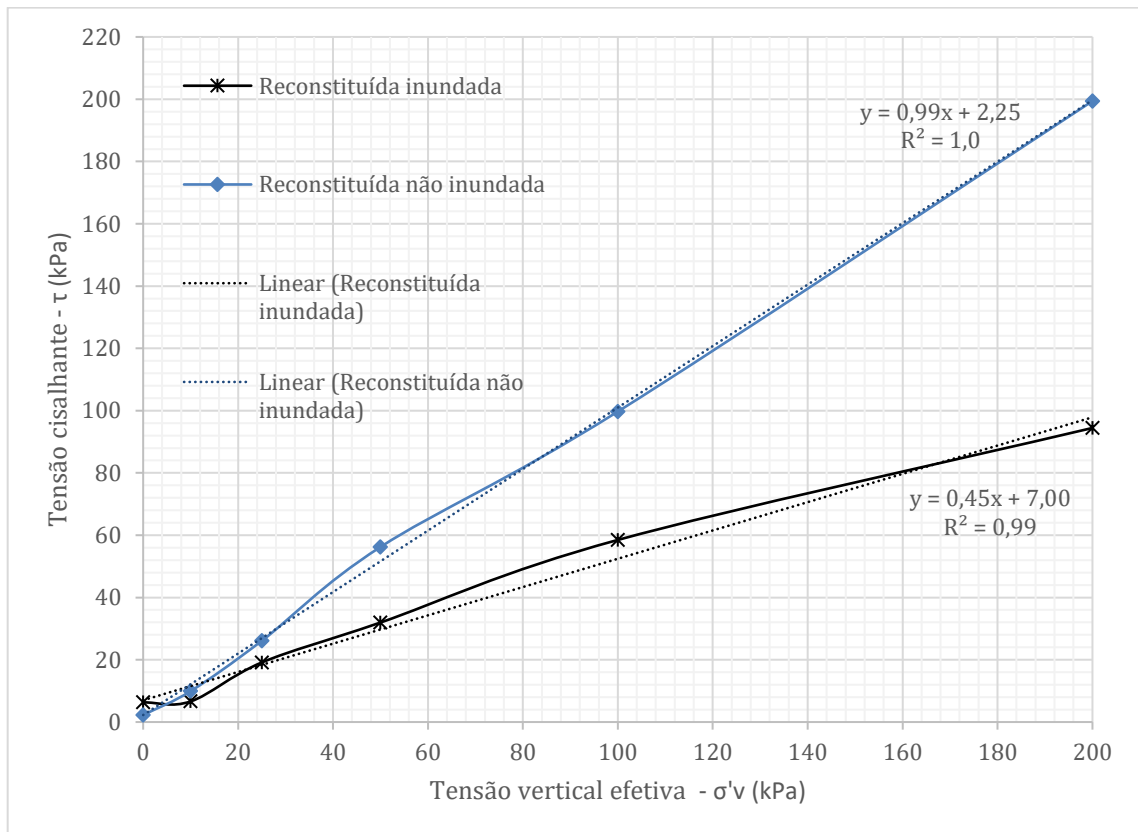


Figura 4.31: envoltórias ensaios inundado e não inundado – corpos de prova reconstituídas.



A Tabela 4.13 apresenta os parâmetros de resistência ao cisalhamento encontrados para os ensaios de cisalhamento direto realizados nas amostras indeformadas e reconstituídas.

Tabela 4.13: parâmetros de resistência ao cisalhamento obtidos nos ensaios de cisalhamento direto

ENSAIO	c' (kPa)	$\phi'$ (°)	Critério de Mohr-Coulumb
Inundado - moldado perpendicularmente à aplicação de $\sigma'_v$	9,4	26	$\tau = 9,4 + \sigma' tg26^\circ$
Não Inundado - moldado perpendicularmente à aplicação de $\sigma'_v$	25,0	37	$\tau = 25,0 + \sigma' tg37^\circ$
Inundado - moldado paralelamente à aplicação de $\sigma'_v$	5,7	25	$\tau = 5,7 + \sigma' tg25^\circ$
Inundado - Reconstituído	7,0	24	$\tau = 7,0 + \sigma' tg24^\circ$
Não Inundado - Reconstituído	2,3	45	$\tau = 2,3 + \sigma' tg45^\circ$

Com relação ao comportamento tensão cisalhante versus deformação horizontal e deformação vertical versus deformação horizontal (Figura 4.22 aFigura 4.26), destacam-se as principais observações:

1. Ensaio realizado nos corpos de prova indeformados, moldados perpendicularmente à atuação da tensão vertical e inundado:
  - Nas curvas de  $\tau$  x  $\epsilon_h$  não foram identificadas tensões de pico (Figura 4.22). As rupturas dos corpos de prova ocorreram em deformações elevadas ( $\epsilon_h \sim 14$  mm);
  - Observou-se comportamento contrátil durante o cisalhamento para todos os corpos de prova, já que as deformações verticais foram positivas;
  - Muito embora a tensão de pré-adensamento calculada no ensaio de adensamento para a amostra indeformada inundada ter apresentado valor de 190 kPa, os CPs apresentaram comportamento contrátil, mesmo quando se encontravam no estado sobreadensado ( $\sigma'_v < \sigma'_{PA}$ ). Tal fato pode ser justificado pelo colapso da estrutura do solo mediante inundação, como foi observado e discutido no item 4.7;
  - A envoltória de resistência ao cisalhamento (Figura 4.27) apresentou duas tendências de comportamento, ambas retas;
  - Até o nível do par ordenado de tensões (25 kPa, 18,4 kPa) a envoltória apresentou tendência de uma reta, caracterizando em parâmetros de resistência ao cisalhamento de  $c' = 8,9$  kPa e  $\phi' = 20,6^\circ$ . A partir desse nível a envoltória apresentou uma



descontinuidade e assumiu uma tendência diferente, caracterizando numa reta, cujos parâmetros de resistência assumiram valores de  $c' = 15,9$  kPa e  $\phi' = 23,9^\circ$ ;

- A mudança no comportamento da curva foi atribuída ao rearranjo dos grãos, partículas e poros, no nível de tensão representado pelo par ordenado de tensões (25 kPa, 18,4 kPa). Este corpo de prova muito possivelmente desestruturou-se quando foi saturado, já que este material é colapsível, conforme constado em Vilela (2016);
  - A mudança no comportamento da envoltória promoveu ganho de resistência para o material, uma vez que o intercepto coesivo sofreu acréscimo de 7,0 kPa e  $3,3^\circ$  no ângulo de atrito;
2. Ensaio realizado nos corpos de prova indeformados, moldados perpendicularmente à atuação da tensão vertical e não inundado:
- Nas curvas de  $\tau \times \epsilon_h$  (Figura 4.23) verificou-se pico de tensão cisalhante nos corpos de prova CP1 e CP2, sendo às deformações de 8 mm e 6 mm, respectivamente. Para os demais corpos de prova a ruptura ocorreu na deformação máxima da caixa de cisalhamento (14 mm);
  - Os corpos de prova, CP1, CP2 e CP3 (10 kPa, 25 kPa e 50 kPa) apresentaram comportamento dilatante, ou seja, sofreram aumento de volume durante o cisalhamento. Já os CP4 e CP5 (100 kPa e 200 kPa) apresentaram comportamento contrátil;
  - A tensão de pré-adensamento obtida no ensaio de adensamento realizado no corpo de prova indeformado não inundado foi de 148,8 kPa (Tabela 4.12). Para tensões inferiores à  $\sigma'_{PA}$  o solo se encontra no estado sobreadensado, portanto apresenta comportamento dilatante, exatamente como foi observado nos CP1, CP2 e CP3. Para tensões superiores à  $\sigma'_{PA}$  o solo se encontra no estado normalmente adensado, logo apresenta comportamento contrátil. Tal condição foi verificada nos CP4 e CP5 (100 e 200 kPa);
  - Muito embora a tensão vertical atuante no CP4 estar abaixo da tensão de pré-adensamento, este apresentou redução de volume (comportamento contrátil). Tal fato pode ser justificado pela influência da estrutura deste solo residual que pode ter sofrido colapso pela aplicação da carga vertical de 100 kPa, ou seja em um estágio a;
  - A envoltória de resistência obtida pela ruptura dos 5 CPs (Figura 4.28) apresentou uma descontinuidade dividindo a envoltória em duas retas com comportamentos

distintos. Tal descontinuidade é correspondente ao par ordenado de tensões (50 kPa, 83,8 kPa);

- Os parâmetros de resistência ao cisalhamento, característicos da envoltória reta antes do ponto de descontinuidade foram  $c' = 12,8$  kPa e  $\phi' = 54,9^\circ$ . Após a descontinuidade a envoltória reta assume comportamento, cujos parâmetros de resistência ao cisalhamento foram  $c' = 18,3$  kPa e  $\phi' = 37,6^\circ$ .
- A inclinação da reta nos trechos iniciais da envoltória (até o nível de tensão 50, 38,8 kPa) sugere que neste trecho o solo resiste mais ao cisalhamento em função da influência de sua estrutura, já que há um aumento considerável no ângulo de atrito, pois este parâmetro aumentou em mais de  $17^\circ$ ;
- Como o ensaio não foi saturado, sua estrutura não sofreu colapso pela saturação, como ocorreu na condição saturada, portanto a influência da estrutura manifestou-se em ganho de resistência para o solo até sua destruição (ponto de descontinuidade);
- À medida que os níveis de tensão foram aumentando, a estrutura original do solo se rompeu, reduzindo bastante o ângulo de atrito, com um leve aumento no intercepto coesivo.

3. Ensaio realizado nos corpos de prova indeformados, moldados paralelamente à atuação da tensão vertical e inundado:

- O comportamento tensão deformação, bem como variação de volume dos Corpos de Prova (Figura 4.24) neste ensaio foram semelhantes, ao descrito para os corpos moldados perpendicularmente à atuação da tensão;
- Foi possível constatar a mobilização de tensões cisalhantes menores ao longo do deslocamento da caixa de cisalhamento ( $\tau \times \epsilon_h$ ), para os Corpos de Prova nas mesmas tensões, quando comparados com os moldados perpendicularmente à atuação da tensão normal. Indicando assim anisotropia na resistência ao cisalhamento deste material;
- A envoltória de resistência para este ensaio, também, apresentou uma descontinuidade na envoltória, caracterizada pelo par ordenado do nível de tensões (25, 13,1 kPa);
- Verificou-se que após a descontinuidade, houve ganho de resistência ao cisalhamento, assim como constatado no ensaio realizado nos corpos de prova moldados perpendicularmente à atuação de  $\sigma'_v$ . Mostrando novamente, que a

estrutura dos corpos de prova foi colapsada pela saturação no início do ensaio. Corroborando com o comportamento colapsável destacado em Vilela (2016);

- Antes da descontinuidade a envoltória reta apresentou parâmetros de resistência ao cisalhamento de  $c' = 11,2$  kPa e  $\phi' = 4,4^\circ$ . Após a descontinuidade a envoltória, também uma reta, assumiu comportamento, caracterizando em parâmetros de resistência de  $c' = 0,9$  kPa e  $\phi' = 26,8^\circ$ ;
- Neste ensaio verificou-se acréscimo substancial do ângulo de atrito após a descontinuidade, associada à redução do intercepto coesivo, assim como observado no ensaio, realizado nos corpos de prova moldados perpendicularmente à atuação da tensão normal;
- Observou-se comportamento bastante análogo entre os ensaios (moldados perpendicularmente e paralelamente à atuação de  $\sigma'_v$ ), com a grande diferença na mobilização de esforços, já que nesta modalidade foram inferiores. Demonstrando, portanto, comportamento anisotrópico da resistência ao cisalhamento deste solo.

#### 4. Ensaio realizado nos corpos de prova reconstituídos inundados:

- Nas curvas de  $\tau \times \varepsilon_h$  (Figura 4.25) verificou-se pico de tensão cisalhante para o CP4 (100 kPa). Nos demais a ruptura ocorreu na deformação máxima da caixa de cisalhamento (14 mm);
- Somente o CP1 apresentou variação volumétrica positiva (dilatância) durante a ruptura. Os demais corpos de prova sofreram contração durante a ruptura;
- A tensão de pré-adensamento obtida no ensaio de adensamento realizado no corpo de prova reconstituído inundado foi de 141,6 kPa (Tabela 4.12). Desta maneira os CP1, CP2, CP3 e CP4 se encontram sobreandados. No entanto somente o CP1 apresentou comportamento dilatante, os demais apresentaram comportamento contrátil;
- Este comportamento não esperado para os CP2, CP3 e CP4 foi atribuído ao processo de moldagem dos corpos prova. Durante a compactação, algumas camadas podem não ter obtido a mesma eficiência de compactação que a superior e/ou da inferior, resultando em redução de volume durante o cisalhamento, mesmo o CP estando na condição sobreadensada;
- A envoltória de resistência encontrada neste ensaio apresentou descontinuidade em baixos níveis de tensão caracterizados pelo ponto, cujo par ordenado de tensões foi

de (10kPa, 6,6 kPa). Após este nível de tensão observou-se que a envoltória tendeu a seguir o comportamento de uma reta;

- Esta descontinuidade está ligada à variação da compactação das camadas dos Corpos de Prova, oriunda do processo de moldagem na reconstituição destes. Este comportamento foi relatado em Ortigão (2007);

5. Ensaio realizado nos corpos de prova reconstituídos não inundados:

- Nas curvas de  $\tau$  x  $\epsilon_h$  não foram identificadas tensões de pico (Figura 4.26). As rupturas dos corpos de prova ocorreram em deformações elevadas ( $\epsilon_h \sim 14$  mm);
- Os corpos de prova CP2 e CP3 apresentaram variação volumétrica positiva (dilatância) durante a ruptura. Os demais corpos de prova sofreram contração durante a ruptura, inclusive o CP1 (10 kPa);
- A tensão de pré-adensamento obtida no ensaio de adensamento realizado no corpo de prova reconstituído não inundado foi de 186,2 kPa (Tabela 4.12). Desta maneira os CP1, CP2, CP3 e CP4 se encontram sobreandados. No entanto somente os CP3 e CP4 apresentaram comportamento dilatante, os demais apresentaram comportamento contrátil. O CP1, que se encontrava com a maior razão de sobreandamento ( $\sigma'_{PA}/\sigma'_v$ ), apresentou comportamento contrátil na ruptura, contrariando a tendência de sofrer a dilatação;
- Este comportamento não esperado para os CP1 e CP4 foi atribuído ao processo de moldagem dos corpos prova. Durante a compactação, algumas camadas não obtiveram a mesma eficiência de compactação que a superior e/ou da inferior, resultando em redução de volume durante o cisalhamento, mesmo o CP estando na condição sobreandada;
- A envoltória de resistência obtida neste ensaio mostrou comportamento linear. Foi possível verificar uma pequena descontinuidade na envoltória, no estado de tensões caracterizado pelo par ordenado (50 kPa, 56,2 kPa). No entanto verificou-se confiabilidade da regressão em 99%, representada pelo parâmetro  $R^2$  (Figura 4.28);

Ortigão (2007) justifica a não linearidade das envoltórias de resistência devido a algum tipo de cimentação entre grãos (que pode ser destruída à medida que as tensões aumentam), da variação na compacidade do material e da quebra de grãos com o aumento da tensão confinante. As areias calcárias, por exemplo, depositadas offshore ao longo da costa brasileira, apresentam

frequentemente cimentação e têm grãos muito frágeis, sujeitos a quebra, mesmo com baixas pressões confinantes (ORTIGÃO et al, 1985).

Ainda segundo Ortigão (2007), a curvatura da envoltória pode ser considerada adotando-se pequenos trechos lineares ao longo da mesma, cada um com valores diferentes dos parâmetros  $c'$  e  $\phi'$ , em função do nível de tensões. Seleccionam-se, então,  $c'$  e  $\phi'$  para a faixa de tensões que ocorrerá na obra. Como destacado nos itens acima o comportamento das envoltórias antes e após a descontinuidade das envoltórias.

Vale acrescentar, que ao se comparar as envoltórias dos ensaios indeformado inundado com reconstituído inundado verifica-se similaridade entre as envoltórias. Indicando que a ação de saturação das amostras indeformadas desestruturou sua matriz interna antes mesmo do início do ensaio, aproximando para o comportamento daquela já desestruturada (reconstituída). Portanto, este ponto corrobora com a colapsividade deste solo, como observado em Vilela (2016).

A influência da estrutura foi marcante ao se comparar os ensaios não inundado indeformado com o não inundado reconstituído, já que na condição indeformada, até certo nível de tensão, foi possível observar comportamento da envoltória de resistência que atribuiu parâmetros bem mais elevados, quando comparados com a envoltória da amostra reconstituída, até o mesmo nível de tensão. Após o colapso da estrutura, por meio da aplicação de carga observou-se que a envoltória da amostra indeformada assumiu comportamento similar ao da reconstituída, apresentando parâmetros de resistência um pouco inferiores aos desta.

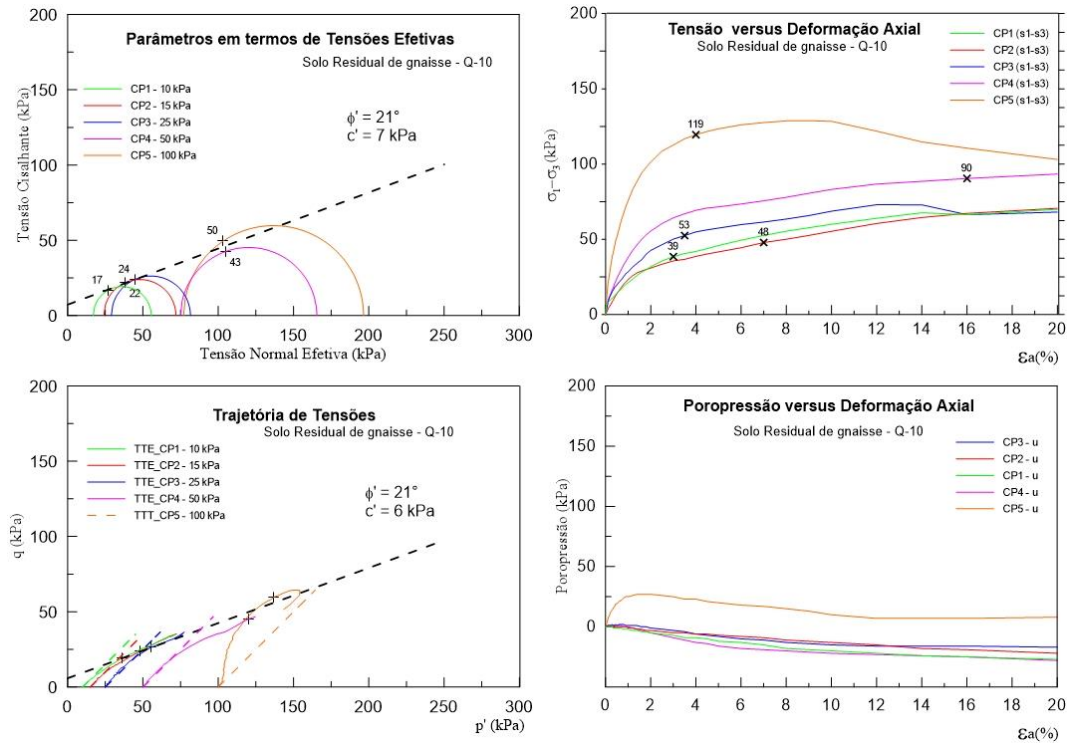
#### **4.11.2 Resultados ensaio triaxial CIUsat**

Os resultados do ensaio de compressão triaxial CIUsat, considerando os resultados de todos os Corpos de Prova são apresentados na Figura 4.32.

As curvas de acréscimo de tensão axial ( $\sigma_d$ ) versus a deformação axial para os cinco corpos de prova ilustram o ponto de ruptura adotado para determinação da envoltória de resistência em termos de tensões efetivas. A determinação dos pontos de ruptura se deu por meio da análise da maior obliquidade das curvas tensão x deformação, já que nem todas apresentaram a formação de um pico, que indicasse a máxima tensão desviadora experimentada pelo Corpo de Prova.

A envoltória obtida indicou parâmetros de resistência semelhantes para os métodos de Mohr-Coulomb e pelas trajetórias de tensão (*MIT*). Em ambos os métodos de análise o valor do ângulo de atrito interno foi o mesmo, situando-se em  $21^\circ$ . Já o intercepto coesivo variou em 1 kPa entre os dois métodos. A variação no valor do intercepto coesivo foi associada ao ajuste da envoltória, representada pela regressão linear dos pontos de ruptura, pois buscou-se a obtenção do parâmetro  $R^2$  que mais se aproximasse de 1, em ambos os métodos.

Figura 4.32: Resultados ensaio triaxial CIUsat (todos os CPs)



Quando se avaliou as tensões confinantes aplicadas na etapa de adensamento hidrostático para os corpos de prova (CP1 ao CP4), apresentou-se que todas foram inferiores à tensão de pré-adensamento ( $\sigma'_{PA} = 190$  kPa). Logo estes CPs se encontravam na condição sobreadensada, o que corrobora com o comportamento observado no ensaio. Já que para tensões abaixo da tensão de pré-adensamento (sobreadensados) o solo apresenta comportamento dilatante, com geração de poropressão negativa durante a ruptura.

A tensão confiante aplicada na etapa de adensamento hidrostático do CP5 foi um pouco menor do que a tensão de pré-adensamento, logo este se encontrava, também, sobreadensado. Porém com uma RSA (Razão de Sobre Adensamento) próxima à unidade. Durante a ruptura este Corpo de Prova apresentou a geração de poropressão positiva, configurando no comportamento típico de solos normalmente adensados. Sendo assim houve divergência com o esperado.

Dada a necessidade de se ajustar a envoltória de resistência entre os círculos e trajetórias dos Corpos de Prova 4 e 5, análises adicionais foram realizadas eliminando-se os resultados ora do CP4, ora do CP5. Os resultados são apresentados nas Figura 4.33 e Figura 4.34.

Figura 4.33: Resultados ensaio triaxial CIUsat (descartando o CP4)

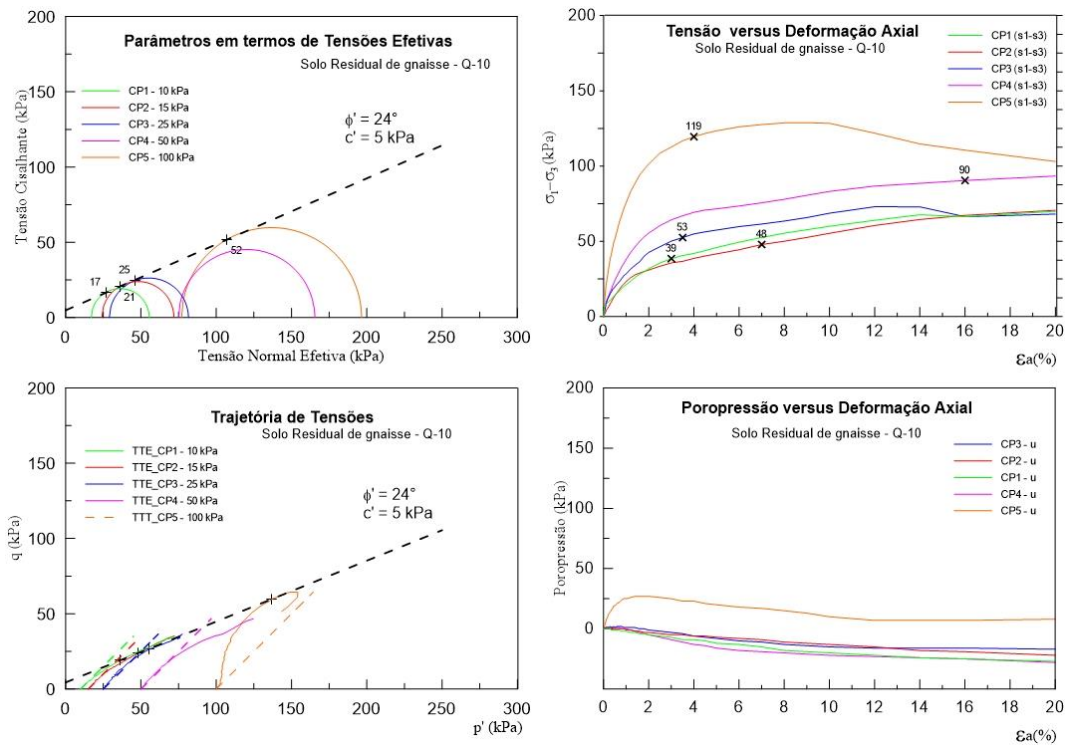
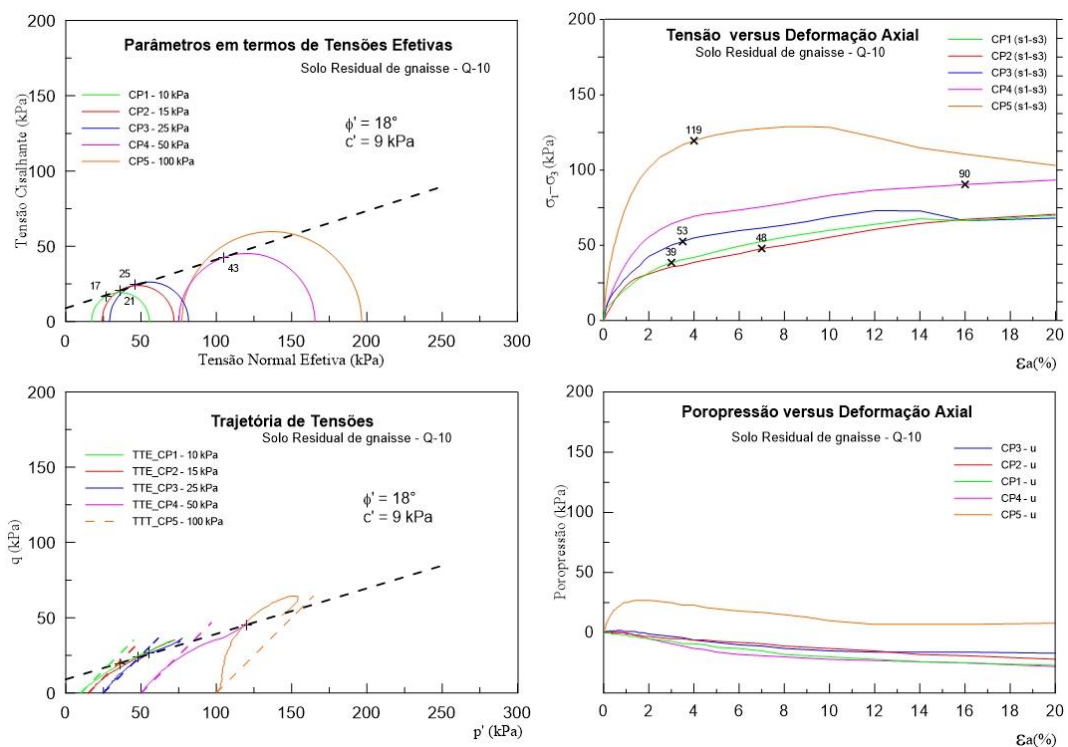


Figura 4.34: Resultados ensaio triaxial CIUsat (descartando o CP5)



Ao se eliminar os resultados, tanto do CP4, quanto do CP5 verificou-se que as envoltórias de resistência, obtidas pelo critério de Mohr-Coulomb e pelas trajetórias de tensões se adequaram melhor, resultando em resultados idênticos para os parâmetros de resistência ( $c'$  e  $\phi'$ ). Logo a transição entre as tensões confinantes aplicadas para os CPs 4 e 5, 50 kPa e 100 kPa, respectivamente indicaram uma perturbação na estrutura deste solo residual, que promoveu a mudança no comportamento da trajetória.

Mediante extensa revisão Delcourt (2018) verificou que quando a tensão confinante efetiva atuante na compressão triaxial é menor, do que a de pré-adensamento virtual do solo residual (baixos níveis de tensão), as curvas tensão desviadora versus deformações apresentam um pico de resistência para baixas deformações, ou seja, não representa a maior taxa de expansão volumétrica, sendo explicado pela estrutura cimentante do solo.

No entanto, quando as tensões confinantes superam a tensão de pré-adensamento virtual o comportamento do solo se modifica uma vez que nesse nível de tensões as ligações entre as partículas são rompidas e o ponto de plastificação do material ocorre antes da ruptura, caracterizando por elevadas deformações acompanhada por significativa contração. Desta maneira pode-se dizer que na compressão triaxial, o comportamento do solo passa de frágil para dúctil à medida que os níveis das tensões efetivas confinantes são elevados (DEL COURT, 2018).

As curvas de tensão desviadora versus deformação axial obtidas no ensaio triaxial apresentaram comportamento contrário ao descrito por Delcourt (2018). As curvas não apresentaram formação de pico em baixas deformações, porém ao se aplicar a análise de ruptura pela máxima obliquidade verificou-se que esta ocorreu a baixas deformações (entre 2% a 7%) nos Corpos de Prova, à exceção do CP4, que apresentou sua ruptura à uma deformação de 17%.

Vilela (2016) apresentou resultados de ensaios triaxiais CIU e CID realizados em amostras de solo do Q-10 em 2010 e 2014. Os resultados destes ensaios foram basicamente ilustrados pelas trajetórias de tensões alcançadas após rompimento dos corpos de prova. A única curva tensão desviadora x deformação axial observada foi para o corpo de prova ensaiado com tensão confinante de 50 kPa (inferior à tensão de pré-adensamento calculada pelo autor). Esta curva apresentou comportamento similar às obtidas no ensaio realizado nesta pesquisa, pois o comportamento observado foi o mesmo. Não houve formação de pico em baixas deformações na curva de tensão desviadora versus deformações, como relatado em Delcourt (2018).



Esta diferença observada no comportamento da tensão desviadora versus a deformação axial em corpos de prova sobreadensados, pode ser explicada em função do potencial colapsível que este solo apresenta, quando saturado (VILELA, 2016). A estrutura sofreu o colapso logo após a etapa de saturação dos corpos de prova no ensaio triaxial. Logo, os comportamentos dos corpos de prova na ruptura deixariam de ser influenciados pela sua estrutura, que lhe confere maior rigidez conforme observado nos resultados dos ensaios de adensamento oedométrico e cisalhamento direto realizados em amostras na condição de umidade higroscópica.

## **5 CONCLUSÕES**

As principais conclusões alcançadas nesta pesquisa são apresentadas nos tópicos a seguir. Importante ressaltar que os resultados encontrados não representam o comportamento de todos os solos residuais de gnaiss do complexo Belo Horizonte. Apenas indicam o papel da influência que a estrutura exerce no comportamento hidromecânico do solo coletado no Q-10 à profundidade de 1,5 m.

Desta forma este estudo pode contribuir para o entendimento do comportamento hidromecânico deste solo à profundidade de 1,5 m, principalmente no que tange futuras intervenções de engenharia que possam ser realizadas no solo do Q-10, que possam gerar alterações na condição *in situ* deste solo, nesta referida profundidade.

### **5.1 Caracterização da estrutura do solo**

Os resultados dos ensaios de caracterização física, mineralogia, porosimetria por imersão em mercúrio e a Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) foram fundamentais para caracterização da estrutura interna deste solo estudado. Com estes resultados foi possível a determinação da forma e distribuição dos poros, assim como identificar a heterogeneidade na forma, distribuição, tamanho e aglomeração dos grãos e/ou partículas presentes no interior da estrutura deste solo residual.

A composição mineralógica, avaliada no ensaio de difração de raios-X, apresentou maior possibilidade de ocorrência de argilominerais tipo caulinita e moscovita na estrutura deste solo. A classificação MCT indicou que este solo na profundidade estudada não apresentou laterização, sendo classificado como silte não laterítico (NS).

A porosimetria por injeção de mercúrio, juntamente com as imagens do MEV indicaram presença de macroporos, mesoporos e microporos. A distribuição incremental dos diâmetros dos poros na estrutura deste solo foi majoritariamente de microporos, segundo classificação da IUPAC. Desta maneira o arcabouço poroso da estrutura deste solo é basicamente composto por poros cujo diâmetro é inferior à 0,2  $\mu\text{m}$ . No entanto realizou-se uma análise de frequência da distribuição dos poros, a qual mostrou concentração superior a 90% de macroporos na estrutura porosa do solo.

Com estes resultados foi possível caracterizar minimamente a estrutura deste solo residual na profundidade estudada. As características observadas desta estrutura não devem ser atribuídas aos horizontes mais profundos, pois à medida que a profundidade aumenta, verificou-se que o grau de intemperismo do solo diminui, influenciando diretamente na composição estrutural e comportamental do solo.

## **5.2 Influência da estrutura na permeabilidade do solo**

Os resultados dos ensaios de permeabilidade carga variável indicaram que o solo na sua condição *in situ* apresentou permeabilidade maior, quando comparado com este solo reconstituído nas mesmas condições.

A estrutura porosa deste solo contribui para o aumento da sua permeabilidade, já que a quebra desta estrutura no ensaio conduzido na amostra reconstituída fez com que a permeabilidade reduzisse cerca de duas vezes. Além disso, na sua condição indeformada observou-se a formação de agregados de partículas que alteraram o comportamento deste solo, principalmente relacionado à permeabilidade hidráulica.

Desta maneira a manutenção da estrutura deste solo, nesta profundidade, pode se tornar interessante em intervenções de engenharia no Q-10, quando se desejar maiores coeficientes de permeabilidade.

## **5.3 Influência da estrutura na compressibilidade e resistência do solo**

Os resultados apresentados nos itens 4.9 e 4.10, relativos aos ensaios de compressibilidade e resistência ao cisalhamento ajudaram a verificar a influência da estrutura no comportamento mecânico do solo.

Os resultados encontrados nas amostras indeformadas indicaram maior rigidez à compressão e maior resistência ao cisalhamento, quando avaliada na condição de umidade higroscópica. Atribuiu-se este comportamento à estrutura porosa do solo, pois a mesma contribui para redução das deformações bem como aumento das tensões efetivas em baixos níveis de tensão.

Quando os níveis de tensão foram aumentando verificou-se que o comportamento deste material se aproximou daquele, cuja estrutura já havia sido quebrada (amostras reconstituídas), ou seja o aumento dos níveis de tensão leva à quebra da estrutura original do solo, eliminando a parcela de contribuição da mesma na compressão e resistência ao cisalhamento.

Em Vilela (2016) foi constatado que este solo sofre colapso de sua estrutura mediante perturbações externas, como por exemplo quando é submetido ao acréscimo do nível de tensões atuantes na massa de solo, ou quando sofre o processo de saturação.

Os resultados dos ensaios conduzidos nas amostras indeformadas e inundadas indicaram menor rigidez da amostra quanto às deformações verticais oriundas do processo de adensamento, quando comparadas com as amostras cuja estrutura já havia sido quebrada (amostras reconstituídas).

Já a resistência ao cisalhamento das amostras indeformadas e saturadas apresentaram comportamento semelhante, quando comparada com a resistência das amostras reconstituídas. Ou seja, a estrutura neste caso não desempenhou contribuição para resistência.

Quando a compressibilidade e a resistência ao cisalhamento foram avaliadas na condição indeformada não inundada, verificou-se ganhos consideráveis na rigidez e na resistência ao cisalhamento. Este ganho está diretamente ligado à sucção que é desenvolvida no arcaço poroso da estrutura deste solo, conforme evidenciado pelas curvas características de retenção deste solo, avaliadas pelo ensaio de porosimetria e papel filtro.

A diferença na influência da estrutura deste solo, para as condições saturadas e não saturadas, corrobora com a constatação da colapsividade deste solo, apresentada em Vilela (2016). Conclui-se, portanto, que a saturação do solo nesta profundidade pode levar ao colapso de sua estrutura, eliminando as contribuições que esta pode gerar no seu comportamento hidromecânico.

## **6 FUTURAS PESQUISAS**

Para continuidade do estudo das características deste solo residual de gnaiss do Complexo Belo Horizonte, coletado no Q-10, sugere-se as seguintes linhas de pesquisa:

1. Realizar todos os ensaios desenvolvidos nesta pesquisa em amostras de solo coletadas em diferentes profundidades no Q-10. Estes resultados podem indicar a influência do grau de intemperismo no comportamento hidromecânico deste solo residual;
2. Realizar ensaios de cisalhamento e adensamento nas amostras na condição não inundada com controle de sucção, para melhor verificar o papel deste fenômeno no comportamento hidromecânico deste solo residual;
3. Estudar a colapsividade deste solo nesta profundidade aplicando-se diferentes metodologias vigentes na literatura;
4. Desenvolver outros ensaios para determinação da sucção deste solo residual, tanto na condição indeformada, quanto na condição reconstituída.

## REFERÊNCIAS

ABNT (2016). NBR 6457, Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização – Amostras de solo. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 9p.

ABNT (2017). NBR 6459, Determinação do limite de liquidez. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 6 p.

ABNT (1995). NBR 6502, Rochas e Solos. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro, RJ, 18 p.

ABNT (2009). NBR NM 52. Agregado miúdo - Determinação da massa específica e massa específica aparente. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 6p.

ABNT (2016). NBR 7180, Determinação do limite de plasticidade. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 3p.

ABNT (2018). NBR 7181, Análise Granulométrica – Solo. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 13p.

ABNT (1986). NBR 9604, Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas – Procedimento. Associação Brasileira de Normas Técnicas, São Paulo, SP, 9p.

*ASTM (1995). D2216 Standard Test Method for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass. D.2216, ASTM International, West Conshohocken, PA, 1998.*

*ASTM (2011). D2435 Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading, USA, 15p.*

*ASTM (2011). D3080 Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, USA, 9p.*

*ASTM (1988). D4767 Standard Test Method for Consolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soil, USA, 11p.*

ASTM (2003). *D6836-02 Standard Test Methods for Determination of the Soil Water Characteristic for Desorption Using a Hanging Column, Pressure Extractor, Chilled Mirror Hygrometer, and/or Centrifuge, USA, 20p.*

ASTM (2003). *D3080. Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions, USA, 7p.*

ASTM (2010). *D5298. Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper, USA, 6p.*

ASTM (2011). *D7181 Standard Test Method for Consolidated-Drained Triaxial Compression Test on Cohesive Soil, USA, 11p.*

AUNG, K. K.; RAHARDJO, K.; LEONG, E. C.; TOLL, D. G. (2001). *Relationship between porosimetry measurement and soil-water characteristic curve for an unsaturated residual soil. Geotechnical Testing Journal, v. 25, n. 1, p. 3-15, mar., 2001.*

BLIGHT, G. E., LEONG, E. C. (2012). *Mechanics of Residual Soils. Second Edition.*

BOSZCZOWSKI, R. B. (2008). *Avaliação de propriedades mecânicas e hidráulicas de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2008, 577p.*

BREWER, R. *Fabric and mineral analysis of soils. Huntington, New York: Robert E. Krieger Publications Co., 1976. 482p.*

CARVALHO, T. M. O. (2012). *Desenvolvimento de um sistema de medição de variação de volume total de amostras não saturadas em ensaios triaxiais e avaliação da influência da técnica de saturação no comportamento tensão-deformação- resistência de solos residuais. Tese de Doutorado, PUC, Rio de Janeiro, 2012, 401p.*

CORDÃO NETO, M., P., HERNANDEZ, O., LORENZO, R., BORGES, C., & CAICEDO, B. (2018). *Study of the relationship between hydromechanical soil behavior and microstructure of a structured soil. Earth Sciences Research Journal, 22(2), 91-101.*

DAS, BRAJA. M. (2007). Fundamentos de engenharia geotécnica / Braja M Das; Tradução *All Tasks*; Revisão Técnica Pérsio Leister de Almeida Barros – São Paulo: Thomson Learning, 2007.

DNIT-ME 258/94 (1994). Solos Compactados em Equipamento Miniatura. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT-ME 228/94 (1994). Solos – Compactação Equipamento Miniatura. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DNIT-ME 256/94 (1994). Solos Compactados com Equipamento Miniatura – Determinação da Perda de Massa por Imersão. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

DEERE, D.U. e PATTON, F.D. (1971). *Slope Stability in Residual Soils. Fourth Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, American Society of Civil Engineers, 1971. p. 87-170.*

DELCOURT, REGINA TAVARES (2018). Efeitos do grau de intemperismo nas características física, química, mineralógica, microestrutural e de resistência de um solo residual de gnaiss facoidal. Tese de doutorado, 266 p. Rio de Janeiro, 2018.

FREDLUND, D. G., RAHARDJO, H. and FREDLUND M. (2012) *Unsaturated Soil Mechanics in Engineering Practice. Wiley, New York, 926p.*

FUTAI, M., M., ALMEIDA, M., S., S. (2005). *An experimental investigation of the mechanical behaviour of na unsaturated gneiss residual soil. Article in Géotechnique January 2005. DOI: 10.1680/geot.55.3.201.61520.*

GRAÇA, RAUL FERNANDO POLISSENI. (2018). Avaliação em laboratório do comportamento de barreira capilar com utilização de diferentes tipos de geotêxteis [manuscrito] / Raul Fernando Polisseni Graça – 2018. Xxiv, 173 f., enc.: il.

GLEN, J., BURTON, JUBERT A. PINEDA, DAICHO SHENG, DAVID AIREY (2015). *Microstructural changes of an undisturbed, reconstituted and compacted high plasticity clay subjected to wetting and drying.* <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2015.05.010>.

HEAD, K.H. (1984). *Manual of Soil Laboratory Testing*. John Wiley & Sons, New York, 1984, p. 431. v. 2.

LACERDA, W., A. (2010). *Shear strength of soils derived from the weathering of granite and gneiss in Brazil*. *Geological Society, London, Engineering Geology Special Publications*, 23, 167–182. DOI: 10.1144/EGSP23.10.

LI, X., ZHANG, L., M. (2009). *Characterization of dual-structure pore-size distribution of soil*. *Can. Geotech. J.* 46: 129-141 (2009).

MARINHO, F. A. M., OLIVEIRA, O. M., ADEM, H., VANAPALLI, S. *Shear strength behavior of compacted unsaturated residual soil*. *International Journal of Geotechnical Engineering*, 7:1, 1-9, DOI: 10.1179/1938636212Z.00000000011

MARTÍNEZ, G., S., S. (2003). *Estudo do Comportamento Mecânico de Solos Lateríticos da Formação Barreiras*. Tese de Doutorado, UFRGS, Porto Alegre, 2003, 266p.

MENDES, RODOLFO; MARINHO, FERNANDO ANTÔNIO; VALÉRIO FILHO, MARIO (2015). *Capacidade de Retenção de Água em solos da serra do mar, SP*. *Revista do Instituto Geológico, São Paulo*, 36 (1), 21-34, 2015.

MENG, G-H; CHU, J. (2011). *Shear Strength Properties of a Residual Soil in Singapore*. *Soils and Foundations Vol. 51, No 4, 565-573. Aug. 2011. Japanese Geotechnical Society*.

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR, D. F. (1995). *Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos*. Editora Villibor, São Paulo (SP).

OLIVEIRA, E. P. (2006). *Caracterização bio-físico-químico-mineralógica e micromorfológica de um perfil de alteração de granito-gnaiss de Curitiba, PR*. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2006, 197p.

PADILHA, A. V., VASCONCELOS, R. M. de, GOMES, R. A. A. D. (1991). *Evolução Geológica*. In: PINTO, C. P. *Projeto Barbacena, Folha Lima Duarte – SF.23-X-C-VI*. Brasília: DNPM/CPRM, 1991. Cap. 6, p. 151-173.

PASTORE, E.L. (1995). *Weathering profiles*. *10th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, ISSMFE, Guadalajara, Mexico*, 1, 1995. p. 353-364.



PALOMBO, L. (2017). A microtomografia de raios X por intrusão de mercúrio na determinação da porosidade e densidade rochas reservatório. Dissertação de Mestrado, Escola Politécnica de São Paulo, São Paulo, 2017, 88 p.

PINTO, CARLOS DE SOUSA (2006). Curso básico de mecânica dos solos em 16 aulas. São Paulo: Oficina de textos, 2000. 247p.

RAHARDJO, H.; AUNG, K.K.; LEONG, E.C. e REZAUR, R.B (2004). *Characteristics of residual soils in Singapore as formed by weathering. Engineering Geology*, Vol. 73, 2004. p. 157-169

REIS, R., M. (2004). Comportamento Tensão – Deformação de dois Horizontes de um Solo Residual de Gnaisse. Tese de Doutorado, EESC/USP, São Carlos, 2004, 198p.

ROMERO, ENRIQUE. (2013). *A microstructural insight into compacted clayey soils and their hydraulic properties. Engineering Geology* 165 (2013) 3–19. <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2013.05.024>

SLONGO, G. R., Desenvolvimento de um Sistema Triaxial Servo-Controlado e Avaliação do Comportamento Mecânico de um Solo Residual de Biotita Gnaisse. Dissertação de Mestrado, PUC, Rio de Janeiro, 2008, 137p.

Solos não saturados no contexto geotécnico / José Camapum de Carvalho ... [et.al.] orgs.. – São Paulo: Associação Brasileira de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica, 2015. xxxvi, 759 p.: il.; 22 cm.

TERZAGHI, K. (1943). *Theoretical soil mechanics. London: Chapman and Hall, 510 p.*

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. (1948). *Soil Mechanics in Engineering Practice, 1st Edition, John Wiley and Sons, New York, 566 p.*

VARGAS, M. (1977). Introdução a mecânica dos solos. São Paulo, 509p.

VAUGHAN, P. R.; KWAN, C. W. (1984). *Weathering, structure and in situ stress in residual soil. Geotechnique*, v. 34, 1984, n. 1, p. 43-59.

VAZ, L. F. (1996). Classificação Genética dos Solos e dos Horizontes de Alteração de Rocha em Regiões Tropicais. *Solos e Rochas*, São Paulo, 19 (2), pp. 117-136, 1996.

VILELA, SAULO REZENDE (2016). Avaliação numérica da execução e operação de tubulões considerando não saturação do solo [manuscrito] / Saulo Rezende Vilela. –2016. xx, 191 f., enc.: il.

VILLAR, L. F. S. (2002). Estudo do adensamento e ressecamento de resíduos de mineração e processamento de bauxita. Tese de doutorado, Rio de Janeiro, DEC, PUC-RIO, 443p.

WERNECK, E. P., MOMM, L. Mapeamento geotécnico e ensaios da metodologia MCT visando estudos preliminares em projetos de empreendimento hidrelétricos. Comitê Brasileiro de Barragens. XXVII Seminário Nacional de Grandes Barragens. Belém, PA. Junho, 2007.

WESLEY, L. D. (2010). *Fundamentals of soil mechanics for sedimentary and residual soils*, Wiley, ed. 2010, 431p.