

UNIVERSIDADE FEDERAL DE VIÇOSA

MARCELA GIACOMETTI AVELAR

**ABORDAGEM EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO SOLO TROPICAL –
REFORÇO GEOSINTÉTICO SOB A PERSPECTIVA DE APLICAÇÃO EM
OBRAS DE TERRA**

VIÇOSA – MINAS GERAIS

2020

MARCELA GIACOMETTI AVELAR

**ABORDAGEM EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO SOLO TROPICAL –
REFORÇO GEOSINTÉTICO SOB A PERSPECTIVA DE APLICAÇÃO EM
OBRAS DE TERRA**

Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil para obtenção do título de Doctor Scientiae

Orientador: Heraldo Nunes Pitanga

Coorientadores: Taciano Oliveira da Silva
Dario Cardoso de Lima

VIÇOSA – MINAS GERAIS

2020

**Ficha catalográfica elaborada pela Biblioteca Central da Universidade
Federal de Viçosa - Campus Viçosa**

T

A948a
2020 Avelar, Marcela Giacometti de, 1975-
Abordagem experimental da interação solo tropical –
reforço geossintético sob a perspectiva de aplicação em obras de
terra / Marcela Giacometti de Avelar. – Viçosa, MG, 2020.
288 f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: Heraldo Nunes Pitanga.
Tese (doutorado) - Universidade Federal de Viçosa.
Inclui bibliografia.

1. Geossintéticos. 2. Solos tropicais. 3. Resistência do solo.
I. Universidade Federal de Viçosa. Outros Órgãos. Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 624.15

MARCELA GIACOMETTI AVELAR

**ABORDAGEM EXPERIMENTAL DA INTERAÇÃO SOLO TROPICAL –
REFORÇO GEOSSINTÉTICO SOB A PERSPECTIVA DE APLICAÇÃO EM
OBRAS DE TERRA**

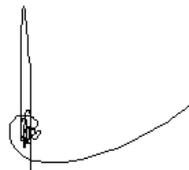
Tese apresentada à Universidade Federal de Viçosa, como parte das exigências do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil para obtenção do título de Doctor Scientiae.

APROVADA: 30 de junho de 2020.

Assentimento:

Marcela Giacometti de Avelar

Marcela Giacometti de Avelar
Autora



Heraldo Nunes Pitanga
Orientador

Dedico este trabalho ao Dr. Paulo Maurício Fulgêncio de Avelar (in memoriam), meu pai, que sempre dizia que devemos fazer um trabalho completo e limpo, pois outra pessoa pode se apoderar do que você fez e levar os créditos por isso.

AGRADECIMENTOS

O caminho para obtenção do conhecimento nem sempre é uma tarefa solitária. Por isso é imprescindível agradecer a inúmeras pessoas que fizeram parte do meu crescimento intelectual e acadêmico.

Em um primeiro grupo, gostaria de agradecer aos professores da Pós-graduação em Engenharia Civil da UFV, em especial ao professor Dr. Heraldo Nunes Pitanga, pela orientação deste trabalho. Ao professor Dr. Roberto Lopes Ferraz que, com sua enorme paciência, foi capaz de traduzir, de forma didática, conceitos básicos sobre os ensaios mais corriqueiros e específicos da área geotécnica, em conversas de corredor. Ao professor Paulo Sérgio de Almeida Barbosa, que me permitiu assistir suas ricas aulas de Mecânica dos Solos I e II na graduação, que fizeram uma enorme diferença conceitual na elaboração desta tese.

Tenho também uma dívida eterna com os professores Rene Chagas da Silva e Sukarno Ovalo Ferreira, do Departamento de Física da UFV, que realizaram, praticamente a custo zero, os ensaios de microscopia e perfilometria nas amostras dos solos e geossintéticos utilizados nesta pesquisa. Ainda tenho a agradecer ao professor Luiz Alexandre Peternelli, do Departamento de Estatística da UFV, e seus alunos do LAPEA (Laboratório de Análise em Pesquisas em Estatística Aplicada), pelo excelente trabalho feito na análise estatística neste estudo. Deixo também meus agradecimentos aos professores Ricardo André Fiorotti Peixoto e Guilherme Jorge Brigolini da Silva, do Laboratório de Materiais de Construção da UFOP, que me permitiram a obtenção das análises químicas e mineralógicas das amostras de solos, ao Professor Dr. Jefferson Lins da Silva e ao técnico de laboratório MSc. Clever Aparecido Lins, da Escola de Engenharia de São Carlos – EESC-USP, pelos ensaios realizados nos geossintéticos empregados neste estudo, feitos também gratuitamente em nome da ciência.

Em um segundo grupo, agradeço aos técnicos do Laboratório de Engenharia Civil (LEC), Dedê, Anderson, Marcelo, Jorge e, principalmente, ao Giovani, que além de serem pessoas essenciais nos momentos de descontração do trabalho, auxiliaram na execução de inúmeros ensaios realizados nesta pesquisa, nas coletas de amostras e na resolução de todas as dificuldades que requisitam um trabalho experimental de grande vulto. Ao técnico do laboratório de geologia do IFES – Campus Nova Venécia, Bruno Miotto, pela ajuda inestimável com a técnica de imageamento. Faço uma menção honrosa a Sidney

Mussetti (in memorian), técnico do Laboratório de Mecânica dos Solos da Universidade Federal de São Carlos – UFSCar, que me inspirou e ensinou, desde os tempos de graduação, a gostar e entender de solos e que tinha uma peculiar mania de avaliar as características dos solos pelo paladar.

Registro também meus agradecimentos ao colega e amigo que fiz na pós-graduação, Dr. Cássio do Carmo, representante da empresa Huesker, que, além de me fornecer gratuitamente os materiais geossintéticos essenciais para o programa experimental, contribuiu com sua experiência prática e teórica para o desenvolvimento desta tese. Neste mesmo grupo de amigos, agradeço a Laís, Leandro Moreno, Fernanda, Agnes, Galindo, Géssica, Juliana e Lázaro, por compartilharem as mesmas experiências de crescimento acadêmico comigo.

Sou grata também a meus amigos de longa data, os professores José Carlos Borba (UFSJ) e Marcelo Meneguelli (IFES), cuja influência acadêmica me permitiu ter acesso aos laboratórios de análises de materiais da UFOP e do IFES-campus Vitória, onde pude obter as microfotografias, as análises químico-mineralógicas das amostras dos solos e dos geossintéticos empregados nesta pesquisa.

Finalmente, agradeço ao meu marido, Marlos, que foi peça fundamental neste trabalho, pois, além do amor, carinho e apoio psicológico, realizou praticamente todo o trabalho pesado por mim, desde a coleta até a compactação das amostras.

O presente trabalho foi realizado com apoio da Coordenação de Aperfeiçoamento de Pessoal de Nível Superior – Brasil (CAPES) – Código de Financiamento 001.

O que eu ouço, eu esqueço.
O que eu vejo, eu lembro.
O que eu faço, eu aprendo.

Confúncio.

RESUMO

AVELAR, Marcela Giacometti de, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, junho de 2020. **Abordagem experimental da interação solo tropical – reforço geossintético sob a perspectiva de aplicação em obras de terra.** Orientador: Heraldo Nunes Pitanga. Coorientadores: Taciano Oliveira da Silva e Dario Cardoso de Lima.

A presente pesquisa teve como objetivo principal a avaliação dos comportamentos mecânico/geotécnico e de interação entre três solos residuais tropicais, com graus de evolução geológica distintos, e geotêxteis tecidos biaxiais, constituídos de laminetes de polipropileno, e um geotêxtil não tecido agulhado fabricado com poliéster. As amostras de solos utilizadas no estudo fazem parte dos perfis desenvolvidos de gnaiss e anfíbolitos da região de Viçosa, Zona da Mata mineira, sendo identificados como Solo VS, Solo BR e Solo AERO e classificados de acordo com a metodologia MCT como de comportamentos não laterítico arenoso (NA'), laterítico argiloso (LG') e não laterítico argiloso (NG'). Os geotêxteis foram identificados conforme a sua constituição estrutural e resistência à tração nominal como: T55 (tecido com resistência à tração de 55kN/m); T25 (tecido com resistência à tração de 25kN/m); e NT10 (não tecido com resistência à tração máxima de 10kN/m). A metodologia de investigação envolveu, primeiramente, a realização de ensaios de caracterização física, química e mineralógica, utilizando-se para isso procedimentos normalmente empregados na engenharia geotécnica e outros pouco usuais, tais como as técnicas de Difração a laser, Microscopia Eletrônica de Varredura/Espectrometria por Energia Dispersiva de Raios-X (MEV-EDS), Fluorescência de Raios-X (FRX) e Difração de Raios-X (DRX). Para a avaliação do comportamento mecânico/geotécnico dos materiais foram realizados os ensaios de compactação Proctor, nas energias normal e modificada, ensaios de cisalhamento direto de interfaces em equipamento convencional (pequeno porte) e ensaios CBR, variando-se a posição dos geotêxteis dentro dos corpos de prova (à H/2 e à 1/4H do topo da aplicação da carga do pistão). As principais conclusões obtidas na pesquisa foram: i) as diferenças na formação geológica dos solos investigados refletiram nas distintas respostas dos resultados dos ensaios de compactação, cisalhamento direto e CBR, cujos parâmetros obtidos apontaram, consoante com a literatura técnico-científica, para um melhor comportamento mecânico/geotécnico de solos lateríticos quando comparados a solos não lateríticos; ii) nos ensaios de cisalhamento direto de interfaces, o geotêxtil não tecido,

mais extensível, promoveu uma maior ductilidade aos sistemas solos-reforços e favoreceu o aumento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces; iii) nos ensaios CBR, os geotêxteis tecidos, com estrutura mais rígida que o geotêxtil não tecido, mostraram-se mais efetivos no aumento da capacidade de suporte e na redução da expansibilidade dos sistemas solos-reforços; iv) a elevação do esforço de compactação não contribuiu para o aumento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento de interfaces e favoreceu o incremento dos índices de expansão das amostras reforçadas, avaliados no ensaio de $Expansão_{CBR}$.

Palavras-chave: Solos Tropicais. Geotêxteis. Energias de Compactação. Interfaces solo-reforço. CBR.

ABSTRACT

AVELAR, Marcela Giacometti de, D.Sc., Universidade Federal de Viçosa, June 2020. **Experimental approach to tropical soil interaction - geosynthetic reinforcement from the perspective of application in earth works.** Adviser: Heraldo Nunes Pitanga. Co-advisers: Taciano Oliveira da Silva and Dario Cardoso de Lima.

The present research had as main objective the evaluation of the mechanical/ geotechnical behavior and interaction between three tropical residual soils, with different degrees of geological evolution and biaxial woven geotextiles, consisting of polypropylene laminates, and with a needled non-woven geotextile, manufactured with polyester. The soil samples used in the study are part of the developed gneiss and amphibolite profiles of the region of Viçosa, Zona da Mata mineira, being identified as Solo VS, Solo BR and Solo AERO and classified according to the MCT methodology as non-lateritic behaviors sandy (NA'), clay lateritic (LG') and non-lateritic clay (NG'). Geotextiles were identified according to their structural constitution and nominal tensile strength as: T55 (fabric with tensile strength of 55kN/m); T25 (fabric with tensile strength of 25kN/m); and NT10 (non-woven with maximum tensile strength of 10kN/m). The research methodology involved, first, the performance of physical, chemical and mineralogical characterization tests, using procedures normally employed in geotechnical engineering and other unusual ones, such as laser diffraction techniques, Scanning Electron Microscopy/X-Ray Dispersive Energy Spectrometry (SEM-EDS), X-Ray Fluorescence (FRX), X-Ray Diffraction (XRD). Proctor compaction tests were performed to evaluate the mechanical/geotechnical behavior of materials, in standard and modified energies, direct interface shear, in conventional equipment (small size) and California Bearing Ratio (ISC) tests, varying the position of the geotextiles within the specimens (at H/2 and 1/4H from the top of the piston load application). The main conclusions obtained in the research were: i) the differences in the geological formation of the investigated soils reflected in the different responses of the results of the compaction, direct shear and CBR tests, whose parameters obtained pointed, according to the technical-scientific literature, for a better mechanical / geotechnical behavior of lateritic soils when compared to non-lateritic soils; ii) in the direct shear tests of interfaces, the non-woven geotextile, more extensible, promoted a greater ductility to the soil-reinforcement systems and favored the increase of the shear resistance parameters of the interfaces; iii) in the CBR tests, woven geotextiles,

with a more rigid structure than non-woven geotextiles, proved to be more effective in increasing support capacity and reducing the swelling of soil-reinforcement systems; iv) the increase in the compaction effort did not contribute to increase the parameters of resistance to shearing interfaces and favored the increase of the swell rates of the reinforced samples, evaluated in the Expansion_{CBR} test.

Keywords: Tropical Soils. Geotextiles. Compaction Energies. Soil-reinforcement Interfaces. CBR.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 2.1 - Localização do talude selecionado para a coleta de amostras do solo VS..	35
Figura 2.2 - Partículas com comprimento (a) e largura (b) maiores que a abertura da malha da peneira	38
Figura 2.3 - Preparação das amostras da fração acima de 1,2 mm do solo VS (antes e após a compactação na energia do Proctor normal e modificado).	41
Figura 2.4 - Lâminas preparadas para os intervalos das frações 0,600 - 0,42 mm, 0,42 - 0,300 mm, 0,300 – 0,150 mm, 0,150 – 0,075mm do solo VS	42
Figura 2.5- Etapas de tratamento de imagens por meio da técnica de imageamento: (a) aplicação do filtro de contraste; (b) conversão da imagem de RGB para binária; (c) imagem após tratamento; (d) planilha do Excel gerada no software.	44
Figura 2.6 - Padrões de desgaste e forma para fins de classificação das partículas: (a) Muito anguloso; (b) Anguloso; (c) Sub-anguloso; (d) Sub-arredondado; (e) arredondado; (f) Muito arredondado (COSTA et al., 2014).	45
Figura 2.7 - Curvas granulométricas do solo VS (não compactado) obtidas pelos métodos convencional e por difração a laser.....	46
Figura 2.8 - Ábaco de classificação MCT, com a localização do solo VS	50
Figura 2.9 - Curvas de compactação do solo VS nas energias do Proctor normal e modificado	52
Figura 2.10 - Gráfico obtido no ensaio EDS para o solo VS (O-oxigênio; Si – Silício; Fe – Ferro; K – Potássio; Mg - Magnésio)	53
Figura 2.11- Picos de minerais encontrados na DRX do solo VS não compactado (Q – Quartzo; K-Caulinita; M-Microclínio; B-Biotita; W-Wollastonita; D-Dolomita)	54
Figura 2.12 - Imagens de amostra do solo Vila Secundino (não compactado) obtidas por meio da lupa estereoscópica: (a) grãos com diâmetros entre 1,2 e 0,60 mm (aumento 8x); (b) grãos com diâmetros entre 0,60 e 0,42 mm (aumento 10x); (c) grãos com diâmetros entre 0,42 e 0,30 (aumento 12,5x); (d) grãos com diâmetros entre 0,30 e 0,15 (aumento 20x); (e) grãos com diâmetros de entre 0,15e 0,075 mm (aumento 35x); (f) Microscopia do solo VS (aumento 42x).	56
Figura 2.13 - Curvas granulométricas do solo VS não compactado e compactado nas energias Proctor normal e modificado (granulometria convencional).....	58
Figura 2.14 - Curvas granulométricas do solo VS não compactado e compactado nas energias Proctor normal e modificado (difração a laser)	59
Figura 2.15 - Comparação entre as frações granulométricas do solo não compactado (natural) e compactado nas energias Proctor normal e modificada	61
Figura 2.16 - Microfotografias do solo VS: (a) MEV da amostra do solo VS não compactada (aumento 43X); (b) MEV da amostra do solo VS compactado na energia modificada;(d)etalhe da quebra dos grãos de microclínio nos planos de fraqueza (aumento 40x e detalhe com aumento de 120x)	62
Figura 2.17 - Mecanismo de quebra e rearranjo granular	63
Figura 2.18 - Exemplo de obtenção dos parâmetros de forma e textura superficial dos grãos: (a) observação visual (130 X); (b) análise de imagem binária no ImageJ.	66

Figura 2.19 - Variação do arredondamento dos intervalos das frações nas amostras.....	68
Figura 2.20 - Variação da circularidade dos intervalos das frações nas amostras.....	69
Figura 3.1 - Localização dos solos investigados.....	88
Figura 3.2 - Curvas granulométricas dos solos investigados.....	92
Figura 3.3 - Ábaco MCT com a classificação dos solos BR e AERO.....	95
Figura 3.4 - Classes de expansibilidade dos solos da pesquisa de acordo com a classificação de Williams e Donaldson (1980).....	96
Figura 3.5 - Gráfico obtido no ensaio EDS para o solo BR.....	98
Figura 3.6 - Gráfico obtido no ensaio EDS para o solo AERO.....	99
Figura 3.7-Resultado do ensaio DRX para o solo BR.....	100
Figura 3.8 - Microfotografia do Solo BR (aumento 200x): detalhe do aspecto esponjoso do solo (aumento 5000x).	101
Figura 3.9 - Resultado do ensaio DRX para o solo AERO.....	102
Figura 3.10 - Identificação dos minerais do solo AERO: (a) minerais identificados no MEV: 1) quartzo; 2) hematita/goethita; 3) ilmenita; 4) biotita (aumento 200 vezes); (b) identificação dos elementos químicos nos minerais (MEV-EDS).....	103
Figura 3.11 - Identificação dos minerais presentes no solo AERO: (a) 1) hematita; 2) goethita; 3) caulinita (forma rômbrica). Detalhe A – caulinita pseudomorfa de biotita formato “sanfona”; detalhe B – caulinita com camadas oclusas de mica (aumento 2000X); (b) 3) macrocristais de caulinita alongados com faces euédricas. Detalhe A -indícios de ilita (aumento 3000X).....	104
Figura 3.12 - Perfil de intemperismo do solo AERO	105
Figura 3.13 - Curvas de compactação e saturação dos solos: (a) Solo BR; (b) solo AERO	107
Figura 3.14 - Estrutura da caulinita	112
Figura 3.15 - Efeito da troca de cátions na expansão da ilita: (a) Ilita não expansiva; (b) Expansão da ilita.....	113
Figura 4.1 - Elementos de solo com e sem reforço: (a) elemento de solo sem reforço; (b) elemento de solo com reforço.....	130
Figura 4.2 - Localização do talude selecionado para a coleta de amostras do solo VS	135
Figura 4.3 - Curvas de compactação e saturação do solo VS.....	136
Figura 4.4 - Curvas granulométricas do solo VS obtidas pelo método de difração a laser (antes e após a compactação).....	137
Figura 4.5 - Localização do talude selecionado para a coleta de amostras do solo BR	139
Figura 4.6 - Curvas de compactação e saturação do solo BR.....	139
Figura 4.7 - Curvas granulométricas do solo BR obtidas pelo método de difração a laser (antes e após a compactação).....	140
Figura 4.8 - Geotêxteis empregados na pesquisa (aumento 10x)	141
Figura 4.9 - Moldagem do corpo de prova para o ensaio de cisalhamento direto	143
Figura 4.10 - Preparação das interfaces de solos e geotêxteis empregados na pesquisa: (a) inserção do bloco de madeira com o geotêxtil fixado; (b) esquema ilustrativo da montagem da caixa de cisalhamento direto	144

Figura 4.11 - Definição da tensão cisalhante máxima ou de ruptura pelo critério de Campos e Carrillo (1995)	146
Figura 4.12 - Análise dos diâmetros das fibras do geotêxtil não tecido: (a) medidas dos diâmetros das fibras utilizando Image J; (b) exemplo das curvas de distribuição das fibras	147
Figura 4.13 - Curvas obtidas no ensaio de cisalhamento direto para um conjunto de amostras do solo VS :(a) curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; (b) curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.....	150
Figura 4.14 - Curvas obtidas no ensaio de cisalhamento direto para um conjunto de amostras do solo BR. (a) Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; (b) Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal.....	150
Figura 4.15 - Determinação do índice de vazios crítico (e_{cr}) para as amostras do solo VS	152
Figura 4.16- Envoltórias de ruptura dos solos investigados. (a) Solo VS; (b) solo BR.	153
Figura 4.17 - Entrosamento das partículas granulares e finos na massa de solo. (a) situação em que o solo possui maior quantidade de partículas granulares e poucos finos: maior contato intergranular; (b) situação em que o solo possui maior quantidade de finos do que partículas granulares: melhor arranjo intergranular.....	154
Figura 4.18 - Envoltórias de ruptura das interfaces solo VS – geotêxteis: (a) energia normal; (b) energia modificada.....	159
Figura 4.19 - Envoltórias de ruptura das interfaces solo BR-geotêxteis: (a) energia normal; (b) energia modificada.....	160
Figura 4.20 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das interfaces Solo VS-geotêxteis: (a) energia Normal; (b) energia modificada.....	162
Figura 4.21 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das interfaces Solo BR-geotêxteis: (a) energia Normal; (b) energia Modificada	162
Figura 4.22 - Microfotografia da superfície do geotêxtil não tecido impregnada pelo solo VS (aumento 370 vezes): detalhe da partícula de mica aderida à fibra do geotêxtil	165
Figura 4.23 - Imagens obtidas por meio de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) das amostras de geotêxtil não tecido antes e após os ensaios de cisalhamento direto das interfaces com o solo VS (aumento de 100 vezes): (a) disposição das fibras antes do ensaio de cisalhamento direto; (b) amostra do geotêxtil após o ensaio, sob tensão normal de 50kPa: detalhe da distorção e estrição das fibras; (c) amostra após o ensaio, sob tensão normal de 100kPa: detalhe do rompimento da fibra do geotêxtil; (d) amostra após o ensaio, sob tensão normal de 200kPa: detalhe da distorção das fibras.....	166
Figura 4.24 - Imagens obtidas por meio de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) das amostras de geotêxtil não tecido antes e após os ensaios de cisalhamento direto das interfaces com o solo BR (aumento de 100 vezes): (a) disposição das fibras antes do ensaio de cisalhamento direto; (b) amostra do geotêxtil após o ensaio, sob tensão normal de 50kPa; (c) amostra do geotêxtil após o ensaio, sob tensão normal de 100kPa; (d) amostra do geotêxtil após o ensaio, sob tensão normal de 200kPa	167

Figura 4.25 - Curvas de distribuição das fibras do geotêxtil não tecido antes e após o ensaio de cisalhamento direto de interfaces com o Solo VS: (a) energia Normal; (b) energia modificada.....	168
Figura 4.26 - Curvas de distribuição das fibras do geotêxtil não tecido antes e após o ensaio de cisalhamento direto de interfaces com o Solo BR: (a) energia Normal; (b) energia modificada.....	168
Figura 4.27 - Microtopografias dos geotêxteis tecidos, avaliadas por meio da técnica de perfilometria: (a) geotêxtil tecido T25 (perfil em 2D); (b) geotextil tecido T25 (perfil em 3D); (c) geotêxtil tecido T55 (perfil em 2D); (d) geotêxtil tecido T55 (perfil em 3D)	169
Figura 4.28 - Envoltórias de ruptura das interfaces solos – geotêxteis em função do tipo de solo: (a) interfaces solos – T55; (b) interfaces solos – T25; (c) interfaces solos – NT10.....	170
Figura 4.29 - Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para as interfaces solos -geotêxteis (energia modificada), sob tensão normal de 50kPa: (a) interfaces Solo VS-geotêxteis; (b) interfaces Solo BR-geotêxteis.....	171
Figura 4.30 - Esquema ilustrativo da movimentação das partículas do solo VS ao longo da superfície do geotêxtil tecido T55.....	173
Figura 4.31 - Microfotografias (obtidas no MEV) da superfície do geotêxtil tecido T55, antes e após o ensaio de cisalhamento direto de interfaces (aumento de 22 vezes): (a) aspecto da superfície do geotêxtil tecido T55, antes do ensaio de cisalhamento; (b) aspecto da superfície do geotêxtil tecido T55, sob tensão normal de 50kPa; (c) aspecto da superfície do geotêxtil tecido T55, sob tensão normal de 100kPa; d) aspecto da superfície do geotêxtil tecido T55, sob tensão normal de 200kPa	174
Figura 4.32 - Microtopografias das superfícies dos geotêxteis tecidos após o ensaio de cisalhamento direto de interfaces com o Solo VS, avaliadas por meio da técnica de perfilometria: (a) geotêxtil tecido T25 (perfil em 2D); (b) geotêxtil tecido T25 (perfil em 3D); (c) geotêxtil tecido T55 (perfil em 2D): detalhe do sulco na superfície do geotêxtil; (d) geotêxtil tecido T55 (perfil em 3D): detalhe do sulco na superfície do geotêxtil...	175
Figura 4.33 - Envoltórias de ruptura das interfaces solo VS-geotêxteis em função da energia de compactação: (a) interfaces Solo VS – T55; (b) interfaces Solo VS – T25; (c) interfaces Solo VS – NT10	177
Figura 4.34 - Envoltórias de ruptura das interfaces solo BR - geotêxteis em função da energia de compactação: (a) interfaces Solo BR – T55; (b) interfaces Solo BR – T25; (c) interfaces Solo BR – NT10.....	178
Figura 4.35 - Impregnação da manta tecida pelos grãos dos solos (imagens obtidas em lupa convencional): (a) solo BR (aumento 6 vezes); (b) solo VS (aumento 10 vezes)..	181
Figura 5.1 - Distribuição de tensões nas camadas de solo em um corpo de prova moldado no cilindro CBR (analogia com as camadas de um pavimento genérico): (a) sem geossintético de reforço; (b) com geossintético de reforço.	205
Figura 5.2 - Modelo trapezoidal de distribuição de tensões na camada de aterro	206
Figura 5.3 - Aumento da capacidade de suporte.....	208
Figura 5.4 - Efeito membrana tracionada	209
Figura 5.5 - Confinamento lateral.....	209

Figura 5.6 - Dimensões do molde utilizado no ensaio CBR.....	210
Figura 5.7 - Esquema dos mecanismos de ancoragem do geotêxtil: (a) modelo teórico, seção de um pavimento considerando as bordas infinitas; (b) seção típica de um pavimento reforçado, na prática de construção.....	212
Figura 5.8 - Taludes de coleta dos solos investigados na pesquisa: (a) Solo VS; (b) Solo BR; (c) Solo AERO.	215
Figura 5.9 - Microfotografias obtidas no MEV dos solos empregados na pesquisa: (a) Solo VS (aumento 40x); (b) Solo BR (aumento 5000x); (c) Solo AERO (aumento 3000x).	216
Figura 5.10 - Carta de classificação MCT com a localização dos solos investigados..	216
Figura 5.11 - Curvas granulométricas dos solos investigados, obtidas pelo método convencional.....	217
Figura 5.12 - Posicionamento do geotêxtil no interior dos corpos de prova: (a) corpo de prova sem geotêxtil; (b) geotêxtil posicionado no meio do topo do corpo de prova (H/2); (c) Geotêxtil posicionado à ¼ do topo do corpo de prova (1/4H).	219
Figura 5.13 - Preparação e compactação dos corpos de prova reforçados	220
Figura 5.14 - Curvas de compactação e saturação dos solos investigados (energia normal e modificada): (a) Solo VS; (b) Solo BR; (c) Solo AERO	221
Figura 5.15 - Resultados do ISC e expansibilidade para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS: (a) Índice de Suporte Califórnia (ISC); b) Índice de expansão (E_{CBR}).....	247
Figura 5.16 - Resultados do ISC e expansibilidade para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo BR: (a) Índice de Suporte Califórnia (ISC); (b) Índice de expansão (E_{CBR}).....	249
Figura 5.17 - Resultados do ISC e expansibilidade para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO: (a) Índice de Suporte Califórnia (ISC); (b) Índice de expansão (E_{CBR}).....	250
Figura 5.18 - Espraiamento de tensões no corpo de prova reforçado: (a) Geotêxtil localizado à H/2 do topo do corpo de prova. (b) Bulbo de tensões.	254
Figura 5.19 - Espraiamento de tensões no corpo de prova reforçado: (a) Geotêxtil localizado à 1/4H do topo do corpo de prova. (b) Bulbo de tensões	254
Figura 5.20 - Corpo de prova da amostra reforçada do Solo VS, compactada na energia normal, após o ensaio CBR: Detalhe A – espalhamento das partículas para as bordas	256
Figura 5.21 - Corpos de provas reforçados do Solo VS, compactados na energia normal: (a) Solo VS-T55_1/4H; (b) Solo VS-T25_1/4H; (c) Solo VS-NT10_1/4H; (d) Solo VS-T55_H/2; (e) Solo VS-T25_H/2; (f) Solo VS-NT10_H/2	257
Figura 5.22 - Corpos de provas reforçados do Solo VS, compactados na energia modificada: (a) Solo VS-T55_1/4H; (b) Solo VS-T25_1/4H; (c) Solo VS-NT10_1/4H; (d) Solo VS-T55_H/2; (e) Solo VS-T25_H/2; (f) Solo VS-NT10_H/2.....	258
Figura 5.23 - Corpos de provas reforçados do Solo BR, compactados na energia normal: (a) Solo BR-T55_1/4H; (b) Solo BR-T25_1/4H; (c) Solo BR-NT10_1/4H; (d) Solo BR-T55_H/2; (e) Solo BR-T25_H/2; (f) Solo BR-NT10_H/2.....	260

Figura 5.24 - Corpos de provas reforçados do Solo BR, compactados na energia modificada: (a) Solo BR-T55_1/4H; (b) Solo BR-T25_1/4H; (c) Solo BR-NT10_1/4H; (d) Solo BR-T55_H/2; (e) Solo BR-T25_H/2; (f) Solo BR-NT10_H/2.....	260
Figura 5.25 - Corpo de prova reforçado com o geotêxtil NT10 (energia normal). Detalhe A: deformação do geotêxtil não tecido; Detalhe B: deformação camada de solo abaixo do reforço (possível efeito membrana tracionada); Detalhe C: vista geral do corpo de provas após o ensaio.....	261
Figura 5.26 - Corpos de provas reforçados do Solo AERO, compactados na energia normal: (a) Solo AERO-T55_1/4H; (b) Solo AERO-T25_1/4H; (c) Solo AERO-NT10_1/4H; (d) Solo AERO-T55_H/2; (e) Solo AERO-T25_H/2; (f) Solo AERO-NT10_H/2	262
Figura 5.27 - Corpos de provas reforçados do Solo AERO, compactados na energia modificada: (a) Solo AERO-T55_1/4H; (b) Solo AERO-T25_1/4H; (c) Solo AERO-NT10_1/4H; (d) Solo AERO-T55_H/2; (e) Solo AERO-T25_H/2; (f) Solo AERO-NT10_H/2	262
Figura 5.28 - Corpos de prova reforçados do Solo AERO, compactados na energia normal: (a) Solo AERO-T55_H/2; (b) Solo AERO-T25_1/4H; (c) Solo AERO-NT10_H/2	263
Figura 5.29 - Curvas médias de carregamento versus penetração para amostras do solo VS não reforçada e reforçadas: (a) energia normal; (b) energia modificada.....	265
Figura 5.30 - Curvas médias de carregamento versus penetração para amostras do Solo BR não reforçada e reforçadas: (a) energia normal; (b) energia modificada.....	266
Figura 5.31 - Curvas médias de carregamento versus penetração para amostras do Solo AERO não reforçada e reforçadas: (a) energia normal; (b) energia modificada	267
Figura 5.32 - Expansibilidade dos corpos de prova com o geotêxtil localizado à H/2 da aplicação da carga.....	271
Figura 5.33 - Expansibilidade dos corpos de prova com o geotêxtil localizado à 1/4H da aplicação da carga.....	272

LISTA DE TABELAS

Tabela 2.1 - Ensaio de caracterização física do solo VS.....	36
Tabela 2.2 - Classificação da atividade da fração argila.....	37
Tabela 2.3-Aumento e resolução das imagens digitalizadas na etapa de aquisição	42
Tabela 2.4 - Número de grãos avaliados em cada fração	43
Tabela 2.5- Tabela de conversão	44
Tabela 2.6 - Características físicas do solo VS (não compactado).....	47
Tabela 2.7 - Correlação provável entre CBR e classificação TRB.....	48
Tabela 2.8 - Correlação provável entre ISC e classificação SUCS	48
Tabela 2.9 - Índices e classificação do solo segundo a metodologia MCT	49
Tabela 2.10 - Correlação entre a metodologia MCT e os sistemas TRB e SUCS.....	51
Tabela 2.11 - Resultados dos parâmetros de compactação do solo VS.....	52
Tabela 2.12 - Composição química do solo VS obtida por FRX.....	53
Tabela 2.13 - Características físicas do solo VS não compactado e compactado nas energias do Proctor normal e modificado	60
Tabela 2.14 - Classificações geotécnicas para as amostras do solo não compactado e compactado	65
Tabela 2.15 - Resultados dos parâmetros de forma	67
Tabela 2.16 - Escala de classificação do arredondamento.....	69
Tabela 2.17 - Resultados dos parâmetros morfooscópicos.....	70
Tabela 3.1 - Ensaio de caracterização geotécnica dos solos pesquisados	88
Tabela 3.2 - Limites de Atterberg dos argilominerais.	90
Tabela 3.3 - Relações de Savage (2007).....	91
Tabela 3.4 - Resultados da caracterização geotécnica dos solos pesquisados.....	92
Tabela 3.5 - Índices e classificação dos solos segundo a metodologia MCT.....	93
Tabela 3.6 - Resultados dos Índices de Atividade da fração argila e das relações de Savage (2007) para os solos da pesquisa.....	95
Tabela 3.7 - Resultados da análise química dos solos pesquisados obtidos por FRX	99
Tabela 3.8 - Parâmetros de ótimo de compactação para os solos da pesquisa.	108
Tabela 3.9 - Resultados dos ensaios CBR para o solo BR	110
Tabela 3.10 - Resultados dos ensaios CBR para o solo AERO.....	110
Tabela 4.1 - Valores de atrito de interface solo-reforço em termos de $f=(\tan\delta/\tan\phi)$ usualmente empregados em muros de solo reforçado	134
Tabela 4.2 - Parâmetros ótimos de compactação para o solo VS	136
Tabela 4.3 - Características físicas do solo VS (antes e após a compactação).....	137
Tabela 4.4 - Parâmetros morfológicos e morfooscópicos do solo VS (antes e após a compactação)	139
Tabela 4.5 - Parâmetros ótimos de compactação do solo BR.....	140
Tabela 4.6 - Características físicas do solo BR (antes e após a compactação).....	141
Tabela 4.7 - Propriedades dos geotêxteis empregados na pesquisa.....	142
Tabela 4.8 - Resultados dos índices físicos iniciais e das tensões de cisalhamento máximas para os corpos de prova do solo VS.....	148

Tabela 4.9 - Resultados dos índices físicos iniciais e das tensões de cisalhamento máximas para os corpos de prova do solo BR	149
Tabela 4.10 - Resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para os solos da pesquisa.....	153
Tabela 4.11 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces solo VS – geotêxteis	158
Tabela 4.12 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces solo BR – geotêxteis	159
Tabela 4.13 - Resultados da tensão cisalhante máxima ($t_{máx}$) e do deslocamento horizontal na ruptura (dh_r) para as interfaces Solo VS – geotêxteis	163
Tabela 4.14 - Resultados da tensão cisalhante máxima ($\tau_{máx}$) e do deslocamento horizontal na ruptura (dh_r) para as interfaces Solo BR – geotêxteis.....	163
Tabela 4.15 - Relação O_{90}/D_{50} para o Solo VS (energias normal e modificada) e geotêxteis tecidos	182
Tabela 5.1 - Resultados dos índices e classificação MCT para os solos da pesquisa...	216
Tabela 5.2 - Caracterização geotécnica dos solos pesquisados	217
Tabela 5.3 - Propriedades dos geotêxteis empregados na pesquisa.....	218
Tabela 5.4 - Parâmetros de ótimo de compactação para os solos da pesquisa.	222
Tabela 5.5 - Resultados dos ensaios CBR para o solo VS (não reforçado).....	225
Tabela 5.6 - Resultados dos ensaios CBR para o solo BR (não reforçado).....	225
Tabela 5.7 - Resultados dos ensaios CBR para o solo AERO (não reforçado)	225
Tabela 5.8 - Estimativa de classificação indiretamente, a partir da percentagem de silte na fração que passa na peneira nº 200, S% e do CBR	229
Tabela 5.9 - Interrelação entre a classificação MCT e a resiliente	230
Tabela 5.10 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo VS (energias normal e modificada)	231
Tabela 5.11 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo VS compactadas na energia normal	232
Tabela 5.12 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo VS compactadas na energia modificada.....	233
Tabela 5.13 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo BR (energias normal e modificada)	234
Tabela 5.14 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo BR (energias normal e modificada) (continuação)	234
Tabela 5.15 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo BR compactadas na energia modificada.....	235
Tabela 5.16 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo AERO (energias normal e modificada).....	236
Tabela 5.17 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo AERO compactadas na energia normal.....	237
Tabela 5.18 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo AERO compactadas na energia modificada	237
Tabela 5.19 - Comparações estatísticas nos valores de expansibilidade entre amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS, compactadas nas energias normal e modificada.	238

Tabela 5.20 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo VS compactadas na energia normal.....	239
Tabela 5.21 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo VS compactadas na energia modificada	239
Tabela 5.22 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo VS nas energias normal e modificada	240
Tabela 5.23 - Comparações estatísticas nos valores de expansibilidade entre amostras não reforçadas e reforçadas do Solo BR, compactadas nas energias normal e modificada	241
Tabela 5.24 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo BR compactadas na energia normal.....	242
Tabela 5.25 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo BR compactadas na energia modificada.....	242
Tabela 5.26 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo BR nas energias normal e modificada	243
Tabela 5.27 - Comparações estatísticas nos valores de expansibilidade entre amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO, compactadas nas energias normal e modificada	244
Tabela 5.28 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo AERO compactadas na energia normal	244
Tabela 5.29 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo AERO compactadas na energia modificada	245
Tabela 5.30 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo AERO nas energias normal e modificada.....	246
Tabela 5.31 - Resultados dos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS (energias do Proctor normal e modificado).....	246
Tabela 5.32 - Resultados do ensaio CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo BR (energias do Proctor normal e modificado).....	248
Tabela 5.33 - Resultados do ensaio CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO (energias do Proctor normal e modificado)	249
Tabela 5.34 - Análise comparativa dos parâmetros obtidos nos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS (energias normal e modificada).....	251
Tabela 5.35 - Análise comparativa dos parâmetros obtidos nos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo BR (energias normal e modificada).....	252
Tabela 5.36 - Análise comparativa dos parâmetros obtidos nos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO (energias normal e modificada)	252
Tabela 5.37 - Força de penetração com 10mm para as amostras reforçadas do Solo VS (energias normal e modificada)	268
Tabela 5.38 - Força de penetração com 10mm para as amostras reforçadas do Solo BR (energias normal e modificada)	269
Tabela 5.39 - Força de penetração com 10mm para as amostras reforçadas do Solo AERO (energias normal e modificada)	269
Tabela 5.40 - Espessura dos geotêxteis antes e após o ensaio CBR.....	273

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	American Society for Testing Materials
ANOVA	Análise de variância
CBR	California Bearing Ratio
CV	Coeficiente de Variância (desvio padrão/média)
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
w_t	Teor de umidade ótimo
γ_d	Peso específico aparente seco
$\gamma_{d\text{máx}}$	Peso específico aparente seco máximo
DRX	Difração de Raios – X
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
IP	Índice de plasticidade
LL	Limite de liquidez
NBR	Norma Brasileira Regulamentada
TRB	Transportation Research Board
MCT	Miniatura Compactada Tropical
MCV	Moisture Condition Value
SUCS	Sistema Unificado de Classificação dos Solos
UFOP	Universidade Federal de Ouro Preto
UFV	Universidade Federal de Viçosa
FRX	Fluorescência de Raios-X
ID	Índice de degradação
IFES	Instituto Federal do Espírito Santo
EESC-USP	Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo

Ø	Diâmetro
Cu	Coeficiente de uniformidade
Cc	Coeficiente de curvatura
DP	Desvio padrão

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	26
1.1 Considerações iniciais	26
1.2 Objetivos	27
1.3 Organização do trabalho	28
1.4 Referências Bibliográficas	28
2 EFEITO DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NAS CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS E MORFOLÓGICAS DE UM SOLO RESIDUAL JOVEM	32
2.1 Introdução	33
2.2 Materiais e métodos	35
2.2.1 Materiais.....	35
2.2.1.1 Solo.....	35
2.2.2 Métodos	36
2.2.2.1 Caracterização e classificação geotécnica	36
2.2.2.2 Ensaio de compactação	38
2.2.2.3 Análises química e mineralógica	38
2.2.2.4 Avaliação da granulometria e da morfologia dos grãos após compactação	39
2.2.2.4.1 Considerações gerais	39
2.2.2.4.2 Análises granulométricas convencional e por difração a laser	39
2.2.2.4.3 Análise de imagens	40
2.2.2.4.4 Análise morfooscópica.....	45
2.3 Resultados e discussões	46
2.3.1 Propriedades e classificações geotécnicas.....	46
2.3.2 Parâmetros de ótimo de compactação	52
2.3.3 Caracterizações química e mineralógica do solo	52
2.3.4 Tamanho e parâmetros morfológicos das partículas	58
2.3.4.1 Análises granulométricas convencional e por difração a laser	58
2.3.4.2 Morfologia das partículas	65
2.4 Conclusões.....	72
2.5 Referências Bibliográficas	73

3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A INFLUÊNCIA DA COMPOSIÇÃO QUÍMICO-MINERALÓGICA NO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS TROPICAIS COMPACTADOS.....	83
3.1 Introdução.....	84
3.2 Materiais e métodos	87
3.2.1 Materiais.....	87
3.2.2 Métodos	88
3.2.2.1 Caracterização e classificação geotécnicas.....	88
3.2.2.2 Estimativa do potencial expansivo dos solos	89
3.2.2.3 Análises química, mineralógica e morfológica.....	91
3.2.2.4 Ensaios de compactação e CBR.....	91
3.3 Resultados e discussões	92
3.3.1 Propriedades geotécnicas dos solos.....	92
3.3.2 Classificação geotécnica	93
3.3.3 Avaliação do potencial expansivo dos solos.....	95
3.3.4 Resultados das análises química, mineralógica e morfológica	98
3.3.5 Resultados dos ensaios de compactação	107
3.3.6 Índice de Suporte California e Expansão CBR	109
3.4. Conclusões	114
3.5. Referências Bibliográficas	114
4 INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS INTERFACES DE SOLOS RESIDUAIS TROPICAIS E GEOTÊXTEIS EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO	125
4. 1. Introdução.....	126
4.2 Referencial teórico básico.....	130
4.2.1 Mecanismos de interação solo – geossintéticos	130
4.2.2 Ensaio de cisalhamento direto de interfaces	132
4.3 Materiais e métodos	134
4.3.1 Materiais de interface.....	134
4.3.1.1 Solos	134
4.3.1.1.1 Solo VS.....	134
4.3.1.1.2 Solo BR	138
4.3.1.2 Geossintéticos.....	141
4.3.2 Métodos	142
4.3.2.1 Ensaios de cisalhamento direto	142

4.3.2.2	Investigação da estrutura dos geotêxteis	146
4.4	Resultados e discussões.....	147
4.4.1	Cisalhamento direto dos solos	147
4.4.2	Cisalhamento direto de interfaces solos-geotêxteis	158
4.4.2.1	Parâmetros de resistência das interfaces solos-geotêxteis	158
4.4.2.2	Efeito da estrutura dos geotêxteis	162
4.4.2.3	Efeito do tipo de solo	170
4.4.2.4	Efeito da energia de compactação.....	177
4.5.	Conclusões.....	183
4.6	Referências Bibliográficas	184
5	ABORDAGEM EXPERIMENTAL DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE SOLOS TROPICAIS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS.....	201
5.1.	Introdução.....	202
5.2.	Referencial teórico básico.....	204
5.2.1	Mecanismos que ocorrem durante os ensaios de CBR realizados em amostras de solo reforçado	204
5.2.2	Limitações do ensaio CBR em amostras reforçadas	210
5.3.	Materiais e métodos	214
5.3.1.	Materiais.....	214
5.3.1.1.	Solos	214
5.3.1.2.	Geossintéticos.....	218
5.3.2.	Métodos	218
5.3.2.1.	Ensaio de compactação.....	218
5.3.2.2.	Ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansibilidade (amostras não reforçadas e reforçadas)	219
5.3.2.3.	Análises estatísticas	220
5.4.	Resultados e discussões.....	220
5.4.1.	Considerações sobre a compactação, a capacidade de suporte e a expansibilidade das amostras não reforçadas.....	220
5.4.2	Resultados dos ensaios CBR das amostras reforçadas	231
5.4.2.1	Comportamento das amostras reforçadas: análises estatísticas	231
5.4.2.2	Considerações sobre os fatores de influência na capacidade de suporte das amostras reforçadas.....	246
5.4.2.3	Considerações sobre os fatores de influência na expansibilidade das amostras reforçadas	270
5.5	Conclusões.....	274

5.6 Referências bibliográficas	275
6. CONCLUSÕES FINAIS.....	287

1. INTRODUÇÃO

1.1 Considerações iniciais

A prática da melhoria dos solos teve início há milhares de anos, de modo que a ideia de incorporar materiais naturais como elementos de reforço, filtragem, drenagem, separação e proteção de obras de terra remonta dos tempos pré-históricos. Há aproximadamente três mil anos antes de Cristo, os babilônicos incluíam fibras resistentes na construção de estruturas geotécnicas denominadas de zigurates. Posteriormente, os povos chineses, romanos, incas, dentre outros, passaram a incorporar materiais fibrosos, tais como finas telas de bambu, juncos de madeira e fibras de coco, ou ainda pele de animais, como elementos de filtração, reforços de tijolos de barro, em conjunto com solos granulares, para a construção de obras de solo reforçado (LADEIRA, 1995; AGUIAR, 2003; BENJAMIM, 2006; AFONSO, 2009).

Com a modernização das obras geotécnicas, a utilização dessas técnicas passou a ter pouca viabilidade, devido à baixa durabilidade dos materiais envolvidos, às limitações de sua execução, que ocorria praticamente de maneira artesanal, e, principalmente, em virtude da dificuldade de previsão do comportamento mecânico e do controle de qualidade dos materiais naturais incorporados ao solo. As estruturas em solo reforçado somente começaram a ser empregadas efetivamente no início dos anos 70, quando o arquiteto francês Henry Vidal (VIDAL, 1966) concebeu e patenteou a técnica conhecida como “Terra Armada”, que consistia no uso de tiras metálicas dispostas em aterros com solos de boa qualidade, capazes de promover a mobilização das forças de atrito solo-reforço. A partir de então, o conceito de solo reforçado avançou rapidamente, e muitas obras geotécnicas foram construídas com sucesso no mundo nos últimos 50 anos (ZHAN e YIN, 2000; FERREIRA, 2007; GARCIA, 2011).

Entende-se por solo reforçado uma obra de terra cujo método construtivo inclui materiais naturais ou sintéticos capazes de resistirem aos esforços de tração e restringirem as deformações dentro da massa de solo, cujo comportamento global do maciço é melhorado às custas da transmissão de esforços para os elementos resistentes (SIEIRA, 2003).

Na atualidade, os produtos sintéticos mais utilizados para tal finalidade são os geotêxteis tecidos e não tecidos, da grande família dos geossintéticos, que se destacam por serem mantas planas bidimensionais, dispondo, assim, de uma elevada área de interação com o solo, propícias para o uso como reforço nas camadas dos pavimentos (ASHA e MADHAVI, 2010; MCCARTNEY e COX, 2013; TANYU et al., 2013; ZORNBERG, 2013;

ELSHAKANKERY et al., 2013). Além disso, são materiais versáteis, fáceis de manusear e transportar e que permitem aplicações que vão desde o controle da erosão em taludes até estruturas costeiras (HORNSEY et al., 2011; DIAZ, 2016; OYEGBILE e OYEGBILE, 2017), passando por aterros sobre solo mole e/ou sobre estacas (ARIYARATHNE et al., 2013; MIAO et al., 2014; AVESANI NETO, 2015), aterros sanitários e de disposição de resíduos (SANTOS et al., 2014; BACAS et al., 2015), colunas encamisadas (HOSSEINPOUR et al., 2015; GU et al., 2016), sistemas de drenagem e de impermeabilização, entre outros (PINHO-LOPES e LOPES, 2010).

Uma das maiores vantagens da inclusão de geotêxteis em obras de terra está na possibilidade de serem usados em quase todos os tipos de solos, com consequente redução das distâncias de transporte do material de empréstimo e diminuição no tempo de construção (PATIAS, 2005; BENJAMIM, 2006). Diante do exposto, vislumbra-se a possibilidade da associação destes materiais com os solos tropicais brasileiros que, em função das suas particularidades de formação geológica, muitas vezes seriam descartados, segundo as normas internacionais, caso fossem considerados na execução de projetos de estruturas de solo reforçado, devido a sua granulometria, sua heterogeneidade e sua plasticidade.

1.2 Objetivos

Este trabalho tem por objetivo avaliar, experimentalmente, os comportamentos mecânico/geotécnico e de interação de sistemas solos-geossintéticos com função de reforço em solos tropicais para obras de terra. Objetiva-se especificamente:

- i) comparar o comportamento geotécnico dos solos e dos sistemas solos-reforço de acordo com a energia de compactação empregada;
- ii) avaliar as condições de resistência dos sistemas solos-geossintéticos por meio de ensaios de cisalhamento direto de interfaces e Índice de Suporte Califórnia, nas duas energias de compactação aplicadas;
- iii) avaliar, quantitativamente, a influência de diferentes geotêxteis como reforço em solos da região de Viçosa;
- iv) analisar, qualitativamente, a interação do sistema solo-geossintético através dos ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), Difratomia de Raios- X (DRX) e granulometria a laser.

1.3 Organização do trabalho

Esta tese divide-se em seis capítulos, quatro deles escritos no formato de artigos (Capítulos 2, 3, 4 e 5). O capítulo 2 apresenta uma avaliação da suscetibilidade à quebra das partículas de um solo residual jovem (Solo VS), em função da aplicação e do aumento da magnitude de energia de compactação (energias do Proctor normal e modificado). Neste capítulo, foram apresentados os resultados de uma minuciosa caracterização física, química e mineralógica, utilizando-se técnicas de difração a laser, energia dispersiva de raios-X (EDS), microscopia eletrônica de varredura (MEV), fluorescência de raios-X (FRX) e imageamento digital.

O capítulo 3 envolve a caracterização geotécnica de dois solos tropicais de granulometrias predominantemente argilosa (Solo BR) e siltosa (Solo AERO), de graus de evolução distintos. No estudo avaliou-se a relação entre a mineralogia e a resistência/expansão destes solos, utilizando-se as mesmas técnicas citadas anteriormente (EDS, MEV e FRX) e os ensaios de compactação e CBR.

No capítulo 4, tem-se uma análise dos parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces solos-geossintéticos, sendo empregados o Solo VS e o Solo BR, dois geotêxteis tecidos e um geotêxtil não tecido, por meio do ensaio de cisalhamento direto em equipamento de pequeno porte.

O capítulo 5 refere-se aos resultados dos parâmetros obtidos no ensaio CBR dos três solos (Solo VS, Solo BR e Solo AERO) e os distintos geotêxteis empregados na pesquisa. Foram analisadas amostras não reforçadas e reforçadas dos solos por meio de análises estatísticas (ANOVA e Teste de Tukey), comparando-se a influência da origem e formação dos solos, das propriedades estruturais dos geotêxteis, da posição dos reforços dentro dos corpos de prova e da energia de compactação na capacidade de suporte e na expansibilidade dos sistemas solos-geotêxteis.

Finalizando, o capítulo 6 tem a finalidade de destacar as principais contribuições técnicas e científicas desta pesquisa, realçando as principais implicações da utilização de cada solo e cada geotêxtil empregado.

1.4 Referências Bibliográficas

AFONSO, M.R.F.L. **Ensaio de corte directo na caracterização da interface solo-geossintético. Efeito da variação da tensão normal.** 2009. 82 p. Dissertação (Mestrado em

Engenharia Civil) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2009.

AGUIAR, V.R. **Ensaio de rampa para estudo da resistência de interfaces solo-geossintético**. 2003. 121 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, Rio Grande do Sul. 2003.

ARIYARATHNE, P.; LIYANAPATHIRANA, D.S.; LEO, C.J. Effect of geosynthetic creep on reinforced pile-supported embankment systems. **Geosynthetics International**. v.20. n.6. London, England, 2013.

ASHA, M.N.; MADHAVI, L.G. Modified CBR Tests on Geosynthetic Reinforced Soil aggregate Systems. In: Indian Geotechnical Conference, Mumbai, Índia, 2010. **Proceedings...**Mumbai: GEOrendz, 2010, p.1-4.

AVESANI NETO, J.O.; BUENO, B.S.; FUTAI, M.M. Evaluation of a calculation method for embankments reinforced with geocells over soft soils using finite-element analysis. **Geosynthetics International**. v.22. n.6. London, England, 2015.

BACAS, B.M.; CANIZAL, J. KONIETZKY, H. Frictional behavior of three critical geosynthetic interfaces. **Geosynthetics International**. v.22. n.5. London, England, 2015.

BENJAMIM, C.V.S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solos reforçados com geotêxtil**. 2006. 326 p. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2006.

DIAZ, A.H. Beach Restoration of Coastal Town and Shoreline Buildings Protection to Increase Tourism Using Geotextile Tubes as Breakwaters. In: 3rd Pan American Conference on Geosynthetics, Minerva, Florida, p; 576 -584. 2016.

ELSHAKANKERY, M.H.; ALMETWALLY, A.A.; TAWFIK, K.A.; Experimental Study of Bearing Capacity for Egyptian Soils Reinforced by Geotextiles. **Journal of Applied Sciences Research**, Egypt, v.3, n.9, p.2378-2385, 2013.

FERREIRA, J.A.Z. **Estudo do reforço de pavimentos com ensaios de arrancamento em equipamento de pequenas dimensões**. 2007. 114 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2007.

GARCIA, G.F.N. **Implementação de ensaios de arrancamento cíclico de geossintéticos**. 2011. 130 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2011.

GU, M.; ZHAO, M.; ZHANG, L.; HAN, J. Effects of geogrid encasement on lateral and vertical deformations of stone columns in model tests. **Geosynthetics International**. v.23. n.2. London, England, 2016.

HORNSEY, W.P.; CARLEY, J.T.; GOGHLAN, I.R.; COX, R.J. Geotextile sand container shoreline protection systems: Design and application. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.12 .p.255-273.2011.

HOSSEINPOUR, I.; ALMEIDA, M.S.S.; RICCIO, M. Full- scale load test and finite-element analysis of soft ground improved by geotextile-encased granular columns. **Geosynthetics International**. v.22. n.6. London, England, 2015.

LADEIRA, M.A.S.A. **Estudo dos Fenómenos da Interação Solo – Geossintético através de Ensaios de Arranque**. Departamento de Engenharia Civil. Porto, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto. Mestrado: 196p. 1995.

McCARTNEY, J.S.; COX, B.R. Role of strain magnitude on the deformation response of geosynthetic-reinforced soil layers. **Geosynthetics International**. v.20. n.3. London, England, 2013.

MIAO, L.; WANG, F.; L.W. Benefits of geosynthetic reinforcement in widening of embankments subjected to foundation differential settlement. **Geosynthetics International**. v.21. n.5. London, England, 2014.

OYEGBILE, B.O.; OYEGNILE, B. A. Applications of geosynthetic membranes in soil stabilization and coastal defense structures. **International Journal of Sustainable Built Environment**. n. 6. p. 636 -662. 2017.

PATIAS, J. **Avaliação do uso de solos não convencionais em estruturas de solo reforçado**. 2005. 127 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2005.

PINHO-LOPES, M.; LOPES, M.L. **A durabilidade dos geossintéticos**. FEUP edições (1), p. 19-50. 2010.

SANTOS, E.C.G.; PALMEIRA, E. M., BATHURT, R, J. Performance of two geosynthetic reinforced walls with recycled construction waste backfill and constructed on collapsible ground. **Geosynthetics International**. v.21. n.4. London, England, 2014.

SIEIRA, A.C.C.F. **Estudo Experimental dos mecanismos de interação solo-geogrelha**. 2003. 351 p. Tese (Doutorado em Engenharia) – Programa de Pós – Graduação em Engenharia Civil – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2003.

TANYU, B.F.; AYDILEK, A.H., LAU, A.W., EDIL, T.B., BENSON, C.H. Laboratory evaluation of geocell-reinforced gravel subbase over poor subgrades. **Geosynthetics International**. v.20. n.2. London, England, 2013.

VIDAL, H. The principal of reinforced earth. **Highway Research Record**, Washington, n.282, p.1-16. 1969.

ZHAN, C.; YIN, J.H. Elastic Analysis of Soil-Geosynthetic Interaction. **Geosynthetics Interncional**. v.8, n. 1, p. 27-48. 2000.

ZORNBERG, J. G. Sistemas de pavimentos reforzados con geosintéticos. **Ingeniería Civil**, 5-25. 2013.

2 EFEITO DA ENERGIA DE COMPACTAÇÃO NAS CARACTERÍSTICAS GRANULOMÉTRICAS E MORFOLÓGICAS DE UM SOLO RESIDUAL JOVEM

RESUMO

Este estudo propõe-se a avaliar a suscetibilidade à quebra das partículas de um solo residual jovem, em função da aplicação e do aumento da magnitude de energia de compactação (energias do Proctor normal e modificado), e as possíveis implicações desse fenômeno em suas características granulométricas e morfológicas e no seu comportamento geotécnico. Para esta investigação, utilizou-se de métodos usuais de caracterização geotécnica, tal como o ensaio de granulometria convencional, e de técnicas pouco corriqueiras na prática geotécnica, como a difração a laser, a microscopia eletrônica de varredura (MEV) e o imageamento digital, para buscar respostas referentes ao fenômeno em amostras do solo estudado retiradas de corpos de prova submetidos ao ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC). As principais conclusões obtidas foram: i) a classificação do solo investigado por meio dos sistemas TRB e SUCS, realizadas em outras pesquisas, superestimam a sua capacidade geotécnica; ii) a aplicação e/ou aumento da energia de compactação não acarretou reduções dos diâmetros das partículas e nem em variações significativas dos parâmetros morfológicos das partículas do solo estudado; iii) as técnicas de difração a laser, imageamento e morfoscopia mostraram-se eficientes para a determinação da distribuição granulométrica, do arredondamento, circularidade e rugosidade das amostras não compactada e compactadas nas energias do Proctor normal e modificado.

Palavras-chave: solo residual, energias de compactação, morfologia, granulometria, análises microestruturais.

ABSTRACT

This study aims to assess the susceptibility to particle breakage of a young residual soil, depending on the application and the increase in the magnitude of compaction energy (standard and modified Proctor energies), and the possible implications of this phenomenon on its characteristics granulometric and morphological characteristics and its geotechnical behavior. For this investigation, it was used usual methods of geotechnical characterization, such as the conventional granulometry test, and techniques that are not very common in geotechnical practice, such as laser diffraction, scanning electron microscopy (SEM) and digital imaging, to seek answers regarding the phenomenon in samples of the studied soil taken from specimens submitted to the California Bearing Ratio (CBR) test. The main conclusions obtained were: i) the classification of the soil investigated using the TRB and SUCS systems, carried out in other surveys, overestimate its geotechnical capacity; ii) the application and / or increase of compaction energy, did not result in reductions in particle diameters or significant variations in the morphological parameters of the studied soil particles iii) laser diffraction, imaging and morphoscopy techniques proved to be efficient to determine the particle size distribution, roundness, circularity and roughness of the non-compacted and compacted samples in the standard and modified Proctor energies.

Keywords: residual soil, compaction energies, morphology, granulometry, microstructural analysis.

2.1 Introdução

Os solos residuais podem ser encontrados em aproximadamente trinta e oito por cento da crosta terrestre (5 bilhões de hectares), principalmente associados a condições de ambientes tropicais quentes e úmidos (COMMITTEE ON TROPICAL SOIL OF ISSMFE, 1985; GAN e FREDLUND, 1996; GUI e YU, 2008; CARVALHO et al., 2015). No Brasil, estes solos são identificados em várias regiões do país, apresentando características distintas de acordo com cada sub-região, sendo frequentemente empregados como material de construção tanto em obras de pequeno porte com naquelas que exigem grandes movimentações de terra.

Os solos residuais podem ser conceituados como aqueles que são oriundos dos processos de desagregação física e/ou decomposição química in situ de maciços rochosos, que não tenham sido transportados do seu local de origem ou ainda que possuam suas características mineralógicas e estruturais modificadas pelo avanço do intemperismo, passando por estágios contínuos de transformações desde a rocha sã até solos que não tenham mais semelhanças com a rocha parental. Os solos são considerados genuinamente residuais, definição mais especificamente empregada para os solos jovens, quando herdaram nitidamente a mineralogia e a estrutura da rocha original (BARATA, 1969; NOGAMI, 1985; MASSEY e PANG, 1988; MASSEY et al., 1989; GAN e FREDLUND, 1996; BLIGHT, 1997; NETTERBERG, 2014).

Resultantes de uma pedogênese diferenciada, solos residuais jovens são constituídos não apenas de grãos, mas de agregações e cristais de minerais com graus variados de alteração, pontes estabelecidas por cimentos depositados, pacotes de argilominerais e partículas de resistência variada, com uma tendência à quebra e ao desarranjo quando submetidos a carregamentos. Agregam-se a tais características as heranças de feições reliquias oriundas da rocha matriz, tais como fissuras, fraturas, bandamentos micáceos, xistosidades, além de características estruturais resultantes da heterogeneidade e anisotropia do material de origem que condicionam estreitamente suas respostas frente às diversas solicitações de natureza hidromecânica (CAMPOS, 1989; VAUGHAN et al., 1998; COSTA FILHO e CAMPOS, 1991; AYDIN, 2006; CARVALHO et al., 2015).

Na prática da engenharia, os estudos geotécnicos raramente se aprofundam nas relações entre as características mineralógicas – estruturais e as propriedades de engenharia dos solos residuais (SCHAEFER, 1996; SCHAEFER et al., 1996), seja pela falta de conhecimentos geológicos e pedológicos dos engenheiros, seja pela dificuldade de acesso a

equipamentos sofisticados e/ou pessoal especializado para identificação dos constituintes do solo. Similarmente, os aspectos morfológicos das partículas têm sido expressamente desconsiderados para explicar alguns comportamentos de engenharia desses materiais, delegando esse papel frequentemente a sua distribuição granulométrica e as suas propriedades índices (YUDHBIR e ABENDINZADEH, 1991; DALLA RIVA, 2010).

Considerando-se a importância destes fatores composicionais citados para um solo submetido à compactação, visando o seu emprego em obras de terra, presume-se que apenas a morfologia e a granulometria sejam suscetíveis a alterações decorrentes do processo de quebra dos grãos originais sob o efeito do impacto. Contudo, a suscetibilidade das partículas de um dado solo à desagregação e/ou quebra está intimamente ligada ao seu histórico de formação geológica, o qual impõe a estas sucessivas transformações físicas e químicas que repercutem sobre sua maior ou menor fragilidade mecânica (MITCHELL e SOGA, 2005).

A literatura técnico-científica apresenta uma série de investigações destinadas a avaliar o fenômeno de quebra de partículas de solo sob carregamento e sua eventual influência sobre o comportamento de engenharia do material geológico (LEE e FARHOOMAND, 1967; HARDIN, 1985; LADE et al., 1996; MCDOWELL e BOLTON, 1998; FEDA, 1998; TAKEI et al., 2001; HATTAMLEH et al., 2013; SHAHNAZARI e REZVANI, 2013). De um modo geral, tais investigações ressaltam a preocupação com a ocorrência de modificações deletérias na estrutura original do solo capazes de resultar em deterioração de suas propriedades originais de engenharia e, conseqüentemente, em comprometimento do seu desempenho geotécnico inicialmente previsto.

Partindo-se da hipótese de que a aplicação e/ou o aumento do esforço de compactação podem alterar as dimensões e os parâmetros morfológicos das partículas de solos residuais tropicais, especialmente naqueles de natureza intempérica latente, a presente pesquisa se encaixa como um novo marco temático. Baseando-se nos resultados experimentais, incluindo-se para sua obtenção os métodos comumente utilizados no meio geotécnico e outros menos usuais (difração a laser, difração de raios-x, imageamento, fluorescência de raios-x e morfoscopia) e, ainda, partindo do arcabouço teórico pré-existente que se refere particularmente ao solo investigado, procurou-se avaliar fenomenologicamente tal comportamento, considerando-se para isto a influência dos aspectos mineralógicos e estruturais na melhor resposta geotécnica deste solo quando compactado.

Pretende-se também com a pesquisa contribuir para a criação de um banco de dados de solos suscetíveis ao fenômeno de quebra de partículas, permitindo o seu aproveitamento ou o seu descarte como opção técnica de uso, seja para subsidiar o conhecimento científico

relacionado às suas implicações sobre tais propriedades, seja para a definição de orientações qualitativas pertinentes ao seu emprego como material de construção. Adicionalmente, procurou-se avaliar comparativamente a aplicação de métodos tradicionalmente utilizados na caracterização geotécnica de solos com aqueles ainda pouco convencionais.

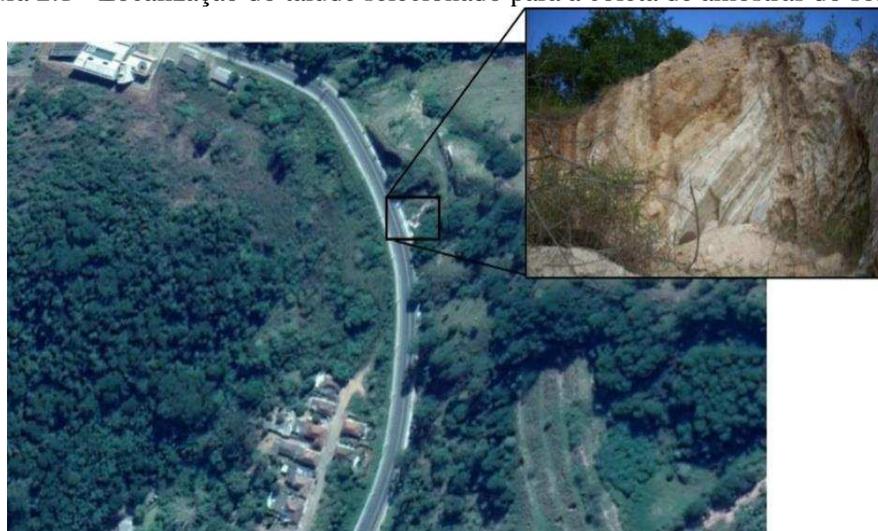
2.2 Materiais e métodos

2.2.1 Materiais

2.2.1.1 Solo

O solo utilizado neste estudo, identificado como solo VS, foi coletado no horizonte C de um talude localizado dentro da Universidade Federal de Viçosa (UFV), campus Viçosa, estado de Minas Gerais, Brasil, nas proximidades da Vila Secundino, com coordenadas geográficas de Latitude $20^{\circ}45'47.82''\text{S}$ e Longitude $42^{\circ}51'29.76''\text{O}$ (Figura 2.1).

Figura 2.1 - Localização do talude selecionado para a coleta de amostras do solo VS



Fonte: Google Earth, 2020

A amostra em questão possui uma coloração acinzentada, correspondendo a um solo residual jovem, classificado pedologicamente como Argilossolo Câmbico, característico de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos de gnaiss Pré-Cambriano (TRINDADE, 2006; CRISPIM et al., 2011).

2.2.2 Métodos

2.2.2.1 Caracterização e classificação geotécnica

Nesta etapa, foram coletadas amostras deformadas representativas do solo VS, de acordo com a NBR 9604 (ABNT, 2016a). Posteriormente, as amostras foram preparadas conforme as recomendações da NBR 6457 (ABNT, 2016b) para a realização dos ensaios de caracterização física descritos na Tabela 2.1.

Tabela 2.1 - Ensaios de caracterização física do solo VS.

Ensaios	Norma	Descrição
Massa específica dos Sólidos	ME 093 (DNER, 1994a)	Solos – Determinação da densidade real
Granulometria Convencional (Peneiramento e sedimentação)	NBR 7181 (ABNT, 2016c) ¹	Solo – Análise granulométrica
Granulometria por Difração a laser	ISO 13320 (ISO, 2006)	Particle size analysis – Laser diffraction methods
Limite de Liquidez	NBR 6459 (ABNT, 2016d) ²	Solo – Determinação do Limite de Liquidez
Limite de Plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 2016e)	Solo – Determinação do Limite de Plasticidade

Fonte: A autora.

Além dos ensaios supracitados, o Índice de Atividade (A_t) da fração argila do solo também foi obtido por meio da conceituação de Skempton (1953), correspondente à razão mostrada na equação 2.1.

$$A_t = \frac{IP}{\phi \leq 0,002} \quad (2.1)$$

Em que IP é o Índice de Plasticidade do solo (em %) e o denominador corresponde à porcentagem de partículas com diâmetros menores que 0,002mm.

A partir deste resultado foi possível classificar o solo estudado segundo os parâmetros da Tabela 2.2 e avaliar seu potencial expansivo.

¹ ABNT 7181: 2016 Versão corrigida 2:2018.

² ABNT 6459: 2016 Versão corrigida 2017.

Tabela 2.2 - Classificação da atividade da fração argila.

A_t	Classificação
< 0,75	Inativa
0,75 – 1,25	Normal
> 1,25	Ativa

Fonte: Skempton, 1953, p.394.

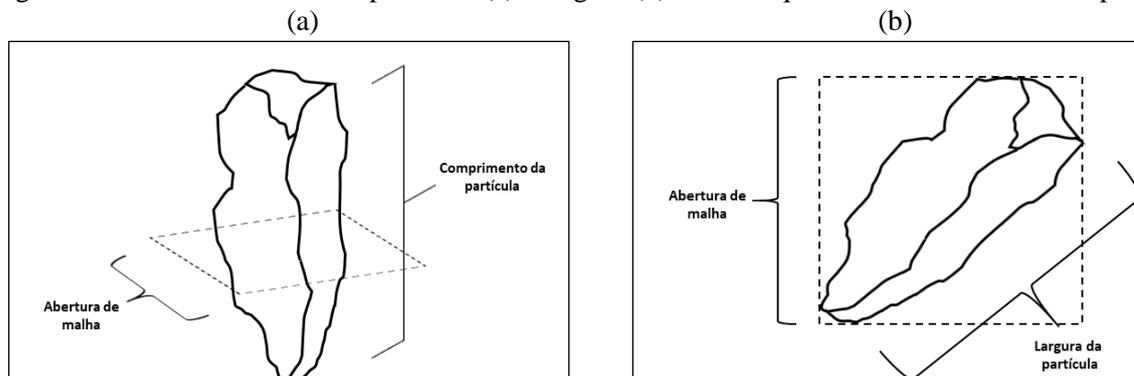
O solo investigado foi classificado texturalmente por meio das suas curvas granulométricas, obtidas pelas análises granulométricas convencional (peneiramento e sedimentação) e por difração a laser. O solo foi classificado de acordo com os sistemas tradicionais de classificação geotécnica, a saber, Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), conforme a norma técnica D 2487 - 11 (ASTM, 2011), e Transportation Research Board (TRB), de acordo com norma técnica M 145 - 91 (AASHTO, 2008). Considerando-se as peculiaridades dos solos tropicais, também foi aplicada a metodologia de classificação proposta por Nogami e Villibor (1981), denominada MCT – Miniatura Compactado Tropical, conforme os métodos de ensaio CLA 259 (DNER, 1996), com leituras complementares aos métodos de ensaio ME 258 (DNER, 1994b) e ME 256 (DNER, 1994c).

Cabe salientar que, embora no meio geotécnico seja pouco usual a utilização da técnica de difração a laser para determinar a composição granulométrica dos solos, nesta pesquisa o seu emprego se fundamenta em seu caráter alternativo face ao método convencional (peneiramento e sedimentação), em sua menor exposição aos erros do operador e na menor perturbação das amostras durante os ensaios (ESHEL et al., 2004; STORTI e BALSAMO, 2010; GUILHERME et al., 2015). As limitações dos procedimentos convencionais são recorrentemente objeto de questionamento pela comunidade acadêmica por conduzirem, muitas vezes, a interpretações equivocadas da verdadeira distribuição granulométrica de um solo (KWAN et al., 1999; STEWART et al., 2006; GUILHERME et al., 2015).

A representação da granulometria por meio de diâmetros equivalentes, na fase do peneiramento, por exemplo, não fornece nenhuma informação sobre a forma das partículas, consideradas como esferas perfeitas. Assim, grãos alongados e lamelares, com comprimentos e larguras maiores que a abertura das malhas das peneiras (Figura 2.2), podem passar com facilidade através delas, ocasionando erros nas medidas das dimensões (MORA et al., 1998; KWAN et al., 1999). Na sedimentação, por sua vez, pode ocorrer a quebra dos grãos mais frágeis do solo no processo de dispersão das amostras e/ou a desagregação química pelo uso

demasiado de defloculantes, revelando um percentual de finos maior do que realmente existe no solo (MORA et al., 1998; HEIDEMANN, 2015).

Figura 2.2 - Partículas com comprimento (a) e largura (b) maiores que a abertura da malha da peneira



Fonte: Adaptado de KWAN et al., 1999, p.78.

Utilizou-se o hexametáfosfato de sódio como defloculante no processo de sedimentação, como recomenda a NBR 7181 (ABNT, 2016c), e na difração a laser o meio dispersante foi a água destilada, de acordo com a ISO 13320 (ISO, 2020). Os ensaios de granulometria a laser foram conduzidos no Laboratório de Materiais de Construção da UFOP, e o equipamento utilizado foi o “Analisador do tamanho de partículas”, da marca Battersize, modelo 2000.

2.2.2.2 Ensaio de compactação

Para a determinação da curva de compactação e dos parâmetros ótimos de compactação (teor ótimo de umidade – $W_{ót}$ e peso específico aparente seco máximo - $\gamma_{dmáx}$) do solo investigado, nas energias correspondentes aos Proctor normal e modificado, seguiu-se o protocolo prescrito pela NBR 7182 (ABNT, 2016f).

2.2.2.3 Análises química e mineralógica

Na identificação das composições química e mineralógica, amostras do solo VS foram submetidas à análise cristalográfica através da técnica de Difração de Raios – X (DRX). O ensaio foi realizado no equipamento Bruker D8 Discover, e a análise qualitativa foi feita utilizando o programa X’Pert HighScore Plus, da PANalytical, versão 3.0, 2009. A base de dados utilizada para os padrões cristalográficos foi a da Crystallography Open Database

(COD), versão 2016. Esta análise foi realizada no Laboratório de Difração de Raios – X do Departamento de Física da Universidade Federal de Viçosa (UFV), campus Viçosa.

Com o intuito de determinação do quantitativo de cada mineral, a amostra do solo investigado foi submetida ao ensaio de Fluorescência de Raios-X (FRX), utilizando o espectrômetro de FRX de bancada, modelo Epsilon 3^x, da marca Malvern Panalytical. Esse ensaio foi realizado no Laboratório de Materiais de Construção da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP).

2.2.2.4 Avaliação da granulometria e da morfologia dos grãos após compactação

2.2.2.4.1 Considerações gerais

O objetivo destas análises é o de subsidiar o estudo da influência da energia de compactação no tamanho, forma e textura das partículas do solo investigado. Embora a análise granulométrica forneça uma noção do tamanho das partículas, a literatura indica a necessidade de ampliar estes estudos também à forma e à textura superficial dos grãos (MORA et al., 1998; CHO et al., 2006; ARASAN et al., 2011; RIBEIRO e BONETTI, 2013; ARAÚJO et al., 2017).

Para efetuar as medidas de tamanho e caracterizar a morfologia das partículas do solo investigado, antes e após a compactação nas energias Proctor normal e modificada, foram utilizadas técnicas que abrangeram as análises granulométricas convencional e por difração a laser, a análise de imagens digital e a morfoscopia.

2.2.2.4.2 Análises granulométricas convencional e por difração a laser

Para essas análises, foram tomadas amostras (% passante na peneira 2,0 mm) do solo VS no seu estado “natural”, isto é, sem compactação, como referência, e amostras submetidas ao ensaio CBR, compactadas nas energias do Proctor normal e modificado. Destaca-se que tal procedimento foi adotado nesse estudo a fim de ser evitar quaisquer variabilidades nos resultados de granulometria decorrentes da supressão de alguma etapa do ensaio CBR. Assim, os corpos de prova do solo investigado foram compactados nas umidades ótimas e pesos específicos secos máximos das referidas energias, mergulhados no tanque de imersão por 96 horas e levados à prensa para ruptura, conforme os procedimentos descritos na NBR 9895 (ABNT, 2016g).

Além disso, com o objetivo de se avaliar se o aumento da energia de compactação foi responsável por algum tipo de alteração na composição granulométrica do material, obteve-se o Índice de Degradação (ID) do solo após a compactação (convencional e difração a laser). O ID foi proposto por Ruiz (BUZATTI, 1987) e é um coeficiente que mede a variação da granulometria dos solos submetidos a carregamentos, cujo valor é definido como a somatória dos deslocamentos verticais Δ_i da curva granulométrica em cada peneira dividida pelo número “N” de peneiras usadas no ensaio, de acordo com a equação 2.2. Um valor de ID = 0 corresponde a grãos do solo muito resistentes, enquanto um ID = 100 é definido como o valor máximo de degradação que os grãos podem apresentar.

$$ID = \frac{\sum \Delta_i}{N} \quad (2.2)$$

2.2.2.4.3 Análise de imagens

A técnica de análise de imagens fundamenta-se na avaliação computacional de fotografias digitais com o objetivo de observar a forma do contorno e a textura superficial de partículas com maiores rapidez e precisão, com uma melhor reprodução quando comparada às técnicas manuais (MORA et al., 1998; MORA e KWAN, 1999; CHO et al., 2006; LIRA e PINA, 2007; ARASAN et al., 2011).

Os parâmetros investigados foram: arredondamento (roundness), expresso como os graus de curvatura das arestas e vértices do contorno das partículas, e circularidade (circularity), que é a esfericidade medida no âmbito bidimensional, sendo expressa como a relação da superfície de uma esfera de mesmo volume do grão, sendo que o valor unitário é correspondente a uma esfera perfeita (RIBEIRO e BONETTI, 2013).

Para a determinação destes descritores morfológicos, foram utilizadas a equação 2.2, desenvolvida por Cox (1927), e a equação 2.3, de Pentland (1927), respectivamente.

$$Ar = \frac{4\pi A}{P^2} \quad (2.3)$$

$$C = \frac{4A}{\pi(d_{\text{máx}})^2} \quad (2.4)$$

Nessas equações, Ar corresponde ao Arredondamento, C à Circularidade, A à Área da projeção da partícula, P ao Perímetro da projeção da partícula e $d_{\text{máx}}$ ao diâmetro máximo de Feret.

A metodologia utilizada para a análise de imagens das partículas foi adaptada dos procedimentos descritos nos trabalhos de Tristão (2005) e Araújo et al. (2017), e é relatada consecutivamente.

As amostras de solo, natural (não compactada) e compactadas nas energias do Proctor normal e modificado, foram separadas por peneiramento para os grãos maiores que 1,20 mm e nos intervalos das frações de 1,20 a 0,600 mm, de 0,600 a 0,420 mm, de 0,420 a 0,300 mm, de 0,300 a 0,150 mm, de 0,150 a 0,075 mm. Para a fração retida na peneira de 1,2 mm, os grãos foram lançados de uma forma aleatória, utilizando-se um funil, a uma altura definida de 5 cm, sobre uma placa Petri coberta com fita adesiva dupla face. Tal procedimento permitiu que os grãos se fixassem à fita adesiva sem a ocorrência de um plano preferencial de repouso, o que garantiu que os grãos estivessem afixados nas mais diversas posições, assegurando a aleatoriedade na sua fixação (Figura 2.3).

Figura 2.3 - Preparação das amostras da fração acima de 1,2 mm do solo VS (antes e após a compactação na energia do Proctor normal e modificado).



Fonte: A autora.

Para a fração descrita anteriormente, as imagens foram obtidas utilizando-se uma câmera digital, marca Canon, modelo DSLR EDS 80D – Corpo, de 25.8 megapixels. As imagens foram captadas mantendo-se uma altura padrão de 11 cm. Em virtude da menor dimensão das partículas e para evitar a dispersão das mesmas durante o lançamento, nas

frações retidas nas demais peneiras, os grãos foram soltos em lâminas de vidro cobertas com fita adesiva dupla face, porém com uma altura de queda de 2 cm (Figura 2.4).

Figura 2.4 - Lâminas preparadas para os intervalos das frações 0,600 - 0,42 mm, 0,42 - 0,300 mm, 0,300 - 0,150 mm, 0,150 - 0,075mm do solo VS



Fonte: A autora.

As imagens destas frações foram realizadas por uma lupa estereoscópica, da marca Leica, modelo EZ 4 HD, equipada com uma câmera digital, e os aumentos variaram em função da fração analisada, assim como a resolução, conforme apresentado na Tabela 2.3. Este procedimento foi realizado no Laboratório de Paleontologia do Instituto Federal do Espírito Santo (IFES), Campus Nova Venécia.

Tabela 2.3-Aumento e resolução das imagens digitalizadas na etapa de aquisição

Intervalos das frações retidas (mm)	Aumento	Resolução (pixels)
$\geq 1,200$	1X	4032 x 3024
1,2 - 0,60	8 X	2048 x 1536
0,60 - 0,42	10 X	2048 x 1536
0,42- 0,30	12,5 X	2048 x 1536
0,30 - 0,15	20 X	2048 x 1536
0,15 - 0,075	35 X	2048 x 1536

Fonte: A autora.

O dimensionamento da população amostral das partículas avaliadas, ou seja, a definição da quantidade de grãos necessária para se obter resultados significativos, seguiu as recomendações dos trabalhos de Vangla e Latha (2016) e Punetha et al. (2017), que utilizaram cerca de 50 partículas de cada fração para a análise das imagens. Com o propósito de aumentar

a confiabilidade dos dados obtidos, adotou-se, nesta pesquisa, um mínimo de 100 grãos de cada fração (DIAS, 2004). Assim, as médias foram obtidas em número variável de grãos, em função da quantidade de imagens para cada fração (Tabela 2.4).

Tabela 2.4 - Número de grãos avaliados em cada fração

Energias de compactação	Intervalos das frações retidas (mm)	Número de grãos
Não compactada	$\geq 1,2$	189
	1,2 - 0,60	177
	0,60 - 0,42	178
	0,42- 0,30	301
	0,30 - 0,15	199
	0,15 - 0,075	163
Proctor Normal	$\leq 1,2$	222
	1,2 - 0,60	209
	0,60 - 0,42	181
	0,42- 0,30	279
	0,30 - 0,15	204
	0,15 - 0,075	116
Proctor Modificado	$\geq 1,2$	196
	1,2 - 0,60	119
	0,60 - 0,42	137
	0,42- 0,30	175
	0,30 - 0,15	202
	0,15 - 0,075	136

Fonte: A autora.

Após a aquisição das imagens, foi realizada a etapa de tratamento, utilizando-se o software livre (freeware) ImageJ (IJ1.46r), desenvolvido no National Institute of Health dos EUA, baseado na linguagem de programação Java ®. O IJ1.46r é um programa de processamento de imagens capaz de exibir, editar e processar diversos formatos de imagem e vídeos. Além disso, possui as funcionalidades de medir distâncias e ângulos, criar histogramas de densidade, calcular valores de área, entre outras (FERREIRA e RASBAND, 2012).

Na execução do programa IJ1.46r, foi possível melhorar a visualização e definição dos contornos dos grãos aplicando o filtro Enhance Local Contrast (melhorar contraste) (Figura 2.5a) e, em seguida, converter as imagens das partículas de RGB em imagens binárias (Make Binary), como mostrado na Figura 2.5b. Antes de proceder às medidas, foi necessário “limpar” a imagem, ou seja, amenizar os efeitos da irregularidade de iluminação e separar ou apagar os grãos superpostos que o programa interpreta como uma partícula única. Este processo foi feito manualmente por meio de “ferramentas de pintura” do ImageJ (Figura 2.5c).

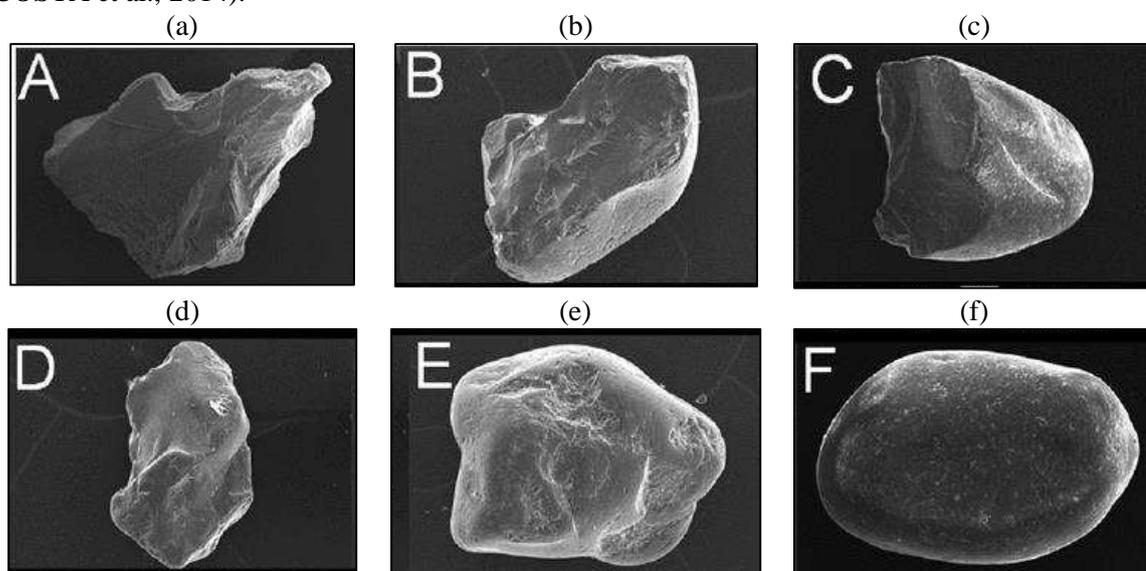
dados podem ser salvos em planilhas do Excel (*.xls) (Figura 2.5d) ou em forma de texto (*.txt).

2.2.2.4.4 Análise morfoscópica

A morfoscopia é uma técnica exclusivamente descritiva, empregada na geologia para o estudo da forma e textura superficial de materiais granulares, permitindo, assim, avaliar o desgaste sofrido pelos grãos (TRISTÃO, 2005; POPP, 2017; ARAÚJO et al., 2017). Apesar do ensaio ser utilizado, geralmente, para caracterização de ambientes de sedimentação e agentes transportadores (DIAS, 2004; NICHOLS, 2009; COSTA et al., 2014), com os resultados de forma e, principalmente, textura superficial foi possível avaliar se o processo de compactação foi capaz de alterar a rugosidade dos grãos.

A preparação das amostras foi semelhante à descrita na seção 2.2.2.4.4 . Assim, foram tomadas 25 partículas, escolhidas aleatoriamente, nos intervalos das frações retidas nas peneiras previamente citadas. Em seguida, por meio de uma lupa estereoscópica (Leica, modelo EZ 4 HD), os grãos foram sendo classificados, por comparação, a partir das imagens padrão de desgaste e forma, reproduzidas na Figura 2.6.

Figura 2.6 - Padrões de desgaste e forma para fins de classificação das partículas: (a) Muito anguloso; (b) Anguloso; (c) Sub-anguloso; (d) Sub-arredondado; (e) arredondado; (f) Muito arredondado (COSTA et al., 2014).



Fonte: Costa et al., 2014, p.32

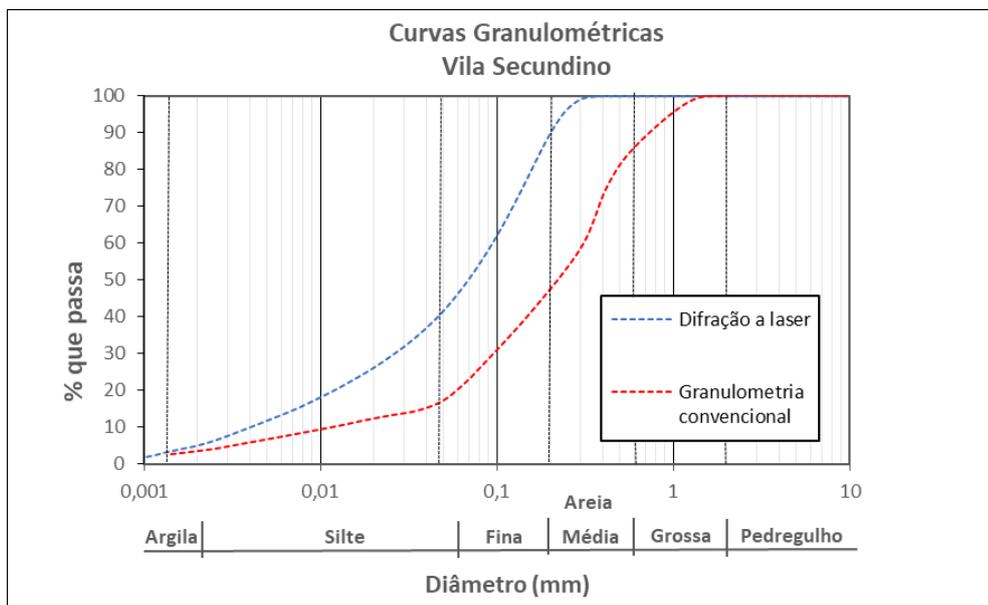
A análise e a classificação das partículas basearam-se nas recomendações da NBR 7389 (ABNT, 2009). Os grãos foram classificados em quatro grupos de graus de arredondamento: anguloso (junção das classes muito angulosa e angulosa), sub-anguloso, sub-arredondado e arredondado (junção das classes arredondado e bem arredondado). Os grãos que se enquadraram no grupo de angulares e sub-angulares foram classificados como rugosos, e aqueles grãos considerados sub-arredondados e arredondados foram descritos como lisos (TRISTÃO, 2005; ARAÚJO et al., 2017).

2.3 Resultados e discussões

2.3.1 Propriedades e classificações geotécnicas

Na Figura 2.7 são representadas as curvas granulométricas determinadas pelos métodos convencional e por difração a laser. Os percentuais das frações granulométricas encontrados por meio dessas curvas, bem como o peso específico dos sólidos, os índices de consistência e o índice de atividade da fração argila para o solo VS (não compactado) são retratados na Tabela 2.6.

Figura 2.7 - Curvas granulométricas do solo VS (não compactado) obtidas pelos métodos convencional e por difração a laser



Fonte: A autora.

Tabela 2.6 - Características físicas do solo VS (não compactado)

Propriedades geotécnicas		
Frações granulométricas (%)	Métodos	
	Convencional	Difração a laser
Grossa $0,6 \leq \varnothing < 2,0$ mm	15	0
Areia Média $0,2 \leq \varnothing < 0,6$ mm	40	11
	Fina $0,06 \leq \varnothing < 0,2$ mm	26
Silte $0,002 \leq \varnothing < 0,06$ mm	16	41
Argila $\varnothing < 0,002$ mm	3	6
Peso específico dos sólidos, γ_s , kN/m ³	25,32	
Limites de Atterberg		
Limite de Liquidez, LL, %	26	
Limite de Plasticidade, LP, %	23	
Índice de Plasticidade, IP, %	3	
Atividade de fração argila (Skempton, 1953)		
$\varnothing < 0,002$ mm, %	3	6
Índice de Atividade, A_t	1,0	0,50

\varnothing : diâmetro
 Fonte: A autora.

Observa-se na Tabela 2.6 que, pela análise granulométrica convencional, o solo VS é classificado texturalmente pela NBR 6502 (ABNT, 1995) como uma areia média siltosa com vestígios de argila, e por difração a laser como uma areia fina siltosa com um pouco de argila. Estas divergências também são apontadas pelo distanciamento entre as curvas granulométricas mostradas na Figura 2.7. Nas classificações tradicionais TRB (AASHTO, 2008) e SUCS (ASTM, 2011), quando avaliado com base no ensaio convencional, o solo se enquadra nos grupos A-2-4 (0) e SM (areia siltosa), respectivamente.

Na literatura científica, verificou-se uma unanimidade ao se classificar o solo VS também como A-2-4 (0), enquanto que, na classificação SUCS, esse solo se enquadra no grupo SC - areia argilosa (BATISTA, 2001; HENRIQUE, 2001; FRANÇA, 2003; PEREIRA et al., 2006; TRINDADE, 2006; VELTEN et al., 2006; CRISPIM et al., 2011; LUCARELLI, 2018), que, diferentemente do resultado encontrado neste estudo, tem maior influência da plasticidade do que da composição granulométrica no seu comportamento geotécnico.

Por outro lado, quando classificado com base na granulometria obtida por difração a laser, o solo estudado, de acordo com o TRB, foi identificado como sendo do grupo A-4 (4) e como ML (siltoso não plástico) pelo SUCS. Ao ser classificado como ML, há grande probabilidade deste solo possuir, em sua composição mineralógica, um elevado teor de micas, sendo assim considerado como um solo micáceo (DNIT, 2006).

Com essa nova concepção classificatória, apoiada na granulometria por difração a laser, estima-se que o solo VS apresentará comportamentos geotécnicos muito divergentes daqueles previstos nas classificações apoiadas na granulometria convencional. Exemplificando esta afirmação, nas Tabelas 2.7 e 2.8 são apresentadas as correlações entre os sistemas TRB e SUCS e os prováveis valores de Índice de Suporte Califórnia (ISC) para cada classe de solo (DNIT, 2006), com destaque para as classificações obtidas neste estudo e nos trabalhos de outros pesquisadores aqui já mencionados.

Tabela 2.7 - Correlação provável entre CBR e classificação TRB

Solo	ISC provável (%)
A - 1 - a	40 a 80 (ou mais)
A-1-b	20 a 80 (ou mais)
A-2-4 e A-2-5	25 a 80 (ou mais)
A-2-6 e A-2-5	12 a 30
A-3	15 a 40
A-4	4 a 25
A-5	Menos de 2 a 10
A-6 e A-7	Menos de 2 a 5

Fonte: DNIT, 2006.

Tabela 2.8 - Correlação provável entre ISC e classificação SUCS

Solo	ISC provável (%)
GW	40 a 80 (ou mais)
GP	30 a 60 (ou mais)
GM	20 a 60 (ou mais)
GC e SW	20 a 40
SP e SM	5 a 20
SC	Menos de 2 a 15
ML , CL e CH	Menos de 2 a 10
OL e OH	Menos de 2 a 5

Fonte: DNIT, 2006.

Classificado a priori como A-2-4, o solo estudado deverá apresentar um bom comportamento como subleito e excelente capacidade de suporte sob boas condições de drenagem e compactação; ao contrário, quando identificado como pertencente ao grupo A-4, este solo terá um desempenho de sofrível a mau como subleito, de acordo com a Tabela 2.7 e as considerações da M 145 - 91 (AASHTO, 2008).

Similarmente, quando classificado como SM (areia siltosa) ou ML (silte arenoso) neste estudo, ou ainda SC (areia argilosa) como nas diversas pesquisas citadas, este solo terá comportamentos geotécnicos equivalentes, com exceção de seus ISCs de campo (cujos valores variam de 5 a 40%) e sua expansibilidade (expansões de muito escassas a médias) (ASTM, 2011), restringindo seu uso para subleitos, quando classificado como ML, e permitindo sua utilização para tal finalidade quando pertencente aos grupos SM e SC. Ressalta-se, contudo, que em quaisquer dessas classificações que o solo VS se enquadre, ele necessita de algum tipo de estabilização para compor bases de pavimentos.

A metodologia MCT, com critérios mais ligados às propriedades mecânicas e hidráulicas dos solos tropicais compactados, mostra-se mais apropriada para a classificação do solo VS. Na Tabela 2.9 são delineados os índices obtidos no ensaio mini-MCV bem como a classificação do solo investigado.

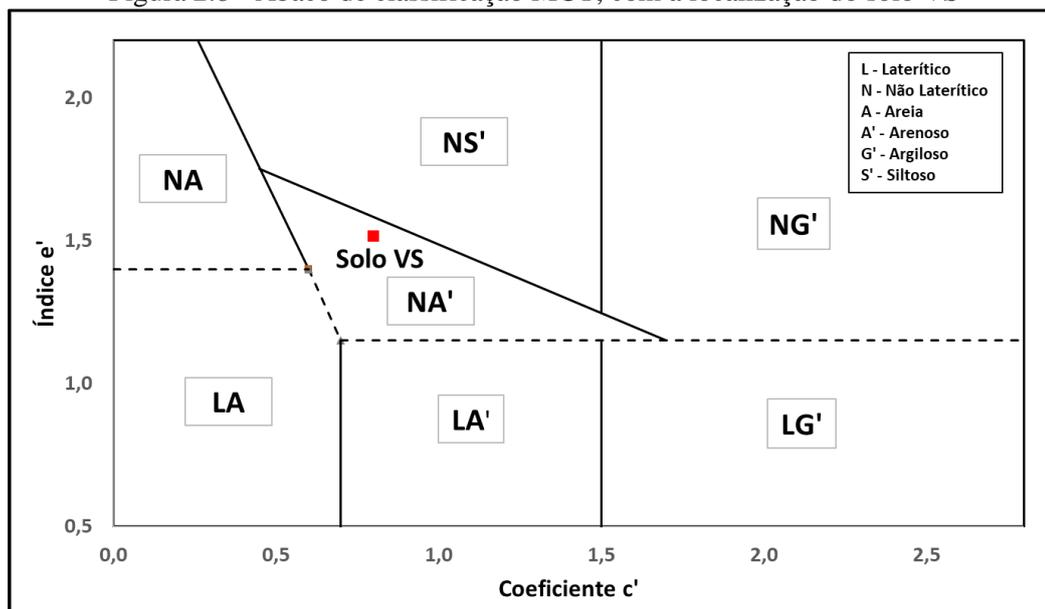
Tabela 2.9 - Índices e classificação do solo segundo a metodologia MCT

Solo	Índice c'	Índice d'	Índice PI (%)	Índice e'	Classificação MCT
VS	0,80	34,11	288,63	1,51	NA' (Não-Laterítico Arenoso)

Fonte: A autora

O coeficiente c' é correlacionado com a granulometria do solo. Assim, um valor abaixo de 1 indica que o solo estudado tem comportamento esperado de areias e siltes não plásticos ou pouco coesivos, o que pode ser confirmado pelo seu baixo valor de IP (Tabela 2.6). O valor encontrado para o coeficiente de compactação d' foi de 34,11, que, juntamente com o valor de perda de massa por imersão em água $P_i(\%)$ de 288,63%, indica que neste solo já se manifesta um certo grau de laterização. Por fim, com o valor de e' , foi possível classificar o solo VS quanto à metodologia MCT como sendo do grupo dos solos Não Lateríticos Arenosos – NA' (Figura 2.8), concordando, assim, com os trabalhos de Batista (2001), França (2003), Pereira et al.(2006), Trindade (2006) e Lucarelli (2018).

Figura 2.8 - Ábaco de classificação MCT, com a localização do solo VS



Fonte: A autora.

Os solos do grupo NA' caracterizam-se por serem os tipos mais representativos de solos saprolíticos, originados de rochas ricas em quartzo, tais como granitos e gnaisses. Quando bem graduados, e a natureza (argilominerais não expansivos) e porcentagem de finos seguem às especificações das classificações tradicionais (% de finos < 50%), os solos desse grupo podem apresentar propriedades adequadas para compor camadas de pavimentos (NOGAMI e VILLIBOR, 1995; DNIT, 2006). Contudo, Nogami e Villibor (1995) respaldam que, se mal graduados e os finos não obedecerem às condições supracitadas, ou, ainda, se contiverem, na fração areia ou silte, mica e/ou macrocristais de caulinita, uma avaliação mais criteriosa da sua capacidade de suporte e de suas características expansivas deve ser realizada na ocasião da sua classificação. Estes solos, em função da sua heterogeneidade, podem ser muito expansivos e elásticos (baixo módulo de resiliência), sendo desaconselhável seu uso para bases de pavimentos.

Comparativamente com os sistemas tradicionais (Tabela 2.10), cujas classificações são baseadas nas propriedades índices, enquanto classificado como A-4 (4) e ML (difração a laser), ou, ainda, como SM (análise convencional), observa-se que o solo VS se enquadra melhor no grupo NS', da metodologia MCT. Solos desse grupo apresentam constituição mineralógica composta predominantemente de feldspatos, micas e quartzo, caracterizados, principalmente, por terem, quando compactados nos parâmetros ótimos da energia normal, baixa capacidade de suporte quando imersos em água, elevada expansibilidade e baixo módulo de resiliência (NOGAMI, 1985; NOGAMI e VILLIBOR, 1995). Ainda, de acordo

com o ábaco da Figura 2.8, verifica-se, também, que o solo em questão se encontra próximo ao limite entre as linhas que separam os grupos NA' e NS', sendo este mais um indício do caráter intermediário deste tipo de material.

Tabela 2.10 - Correlação entre a metodologia MCT e os sistemas TRB e SUCS

Classificações geotécnicas tradicionais	Classes e grupos da classificação MCT						
	NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG'
TRB	A-2	A-2; A-4; A-7	A-4; A-5; A-7-5	A-6; A-7-5; A-7-6	A-2	A-2; A-4	A-6; A-7-5
SUCS	SP; SM	MS; SC; ML	SM; CL; ML; MH	MH; CH	SP; SC	SC	MH; ML; CH

Fonte: Adaptado de Nogami e Villibor, 1995, p.95.

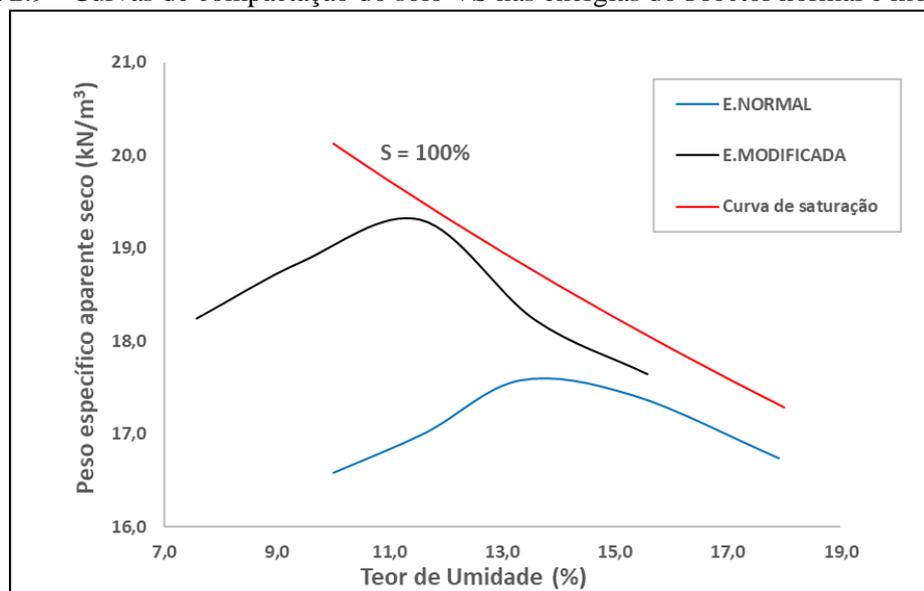
É relevante acrescentar que os objetivos de se enquadrar um solo investigado dentro de um grupo são os de orientar o programa de investigação necessário a este solo e estimar seu provável comportamento do ponto de vista da engenharia. Em decorrência da infinidade de solos que existem na natureza, a aplicação dos sistemas classificatórios deve tanto partir de conhecimentos qualitativos e quantitativos existentes, como também, ao longo do tempo, ir acumulando informações e corrigindo distorções, até que em um mesmo grupo possam estar alocados solos com características semelhantes.

Outros parâmetros a serem considerados na caracterização do solo VS são a plasticidade e a atividade da fração argila (A_t). Solos residuais jovens, originários de rochas gnáissicas, tal como o solo VS, tendem a ser não plásticos (VARGAS, 1983), no entanto os resultados da Tabela 2.6 demonstram que o solo em questão apresenta índices de plasticidade diferente de zero ($IP = 3\%$) e de atividade da argila de 1 (análise convencional) e 0,50 (difração a laser. Contudo, Vargas (1983) explica que a plasticidade neste tipo de solo não é associada à mineralogia da fração argila, mas sim à elevada quantidade de mica na sua fração silte, induzindo a um índice de atividade fictício, como os apresentados acima. Nogami e Villibor (1995) acrescentam ainda que a presença de macrocristais de caulinita associados às micas pode contribuir para coesão e expansão desses solos.

2.3.2 Parâmetros de ótimo de compactação

A Figura 2.9 ilustra as curvas de compactação e saturação do Solo VS nas energias do Proctor normal e modificado, e na Tabela 2.11 apresentam-se os parâmetros de umidade ótima ($W_{ót}$) e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dmáx}$) obtidos por meio destas curvas.

Figura 2.9 - Curvas de compactação do solo VS nas energias do Proctor normal e modificado



Fonte: A autora.

Tabela 2.11 - Resultados dos parâmetros de compactação do solo VS

Energia de compactação	Parâmetros de ótimo	
	$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{dmáx}$ (kN/m ³)
Normal	14,04	17,63
Modificada	11,55	19,33

Fonte: A autora.

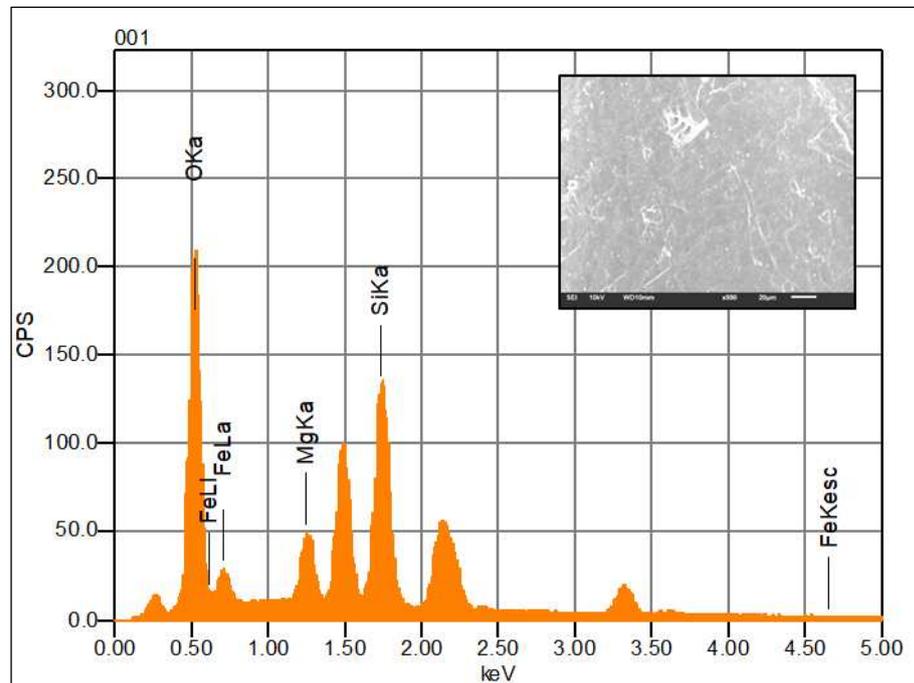
2.3.3 Caracterizações química e mineralógica do solo

Na Figura 2.10 apresenta-se o gráfico resultante do ensaio de espectrometria por energia dispersiva (EDS)³ da amostra do solo VS, delineando a concentração de elementos químicos presentes nos minerais constituintes e oferecendo uma análise qualitativa do grau de alteração ao considerar de modo relativo os seus teores. No gráfico o eixo vertical denota a

³ Obtida durante a análise de microscopia eletrônica de varredura (MEV).

intensidade, enquanto o eixo horizontal designa os níveis de energia de detecção de cada elemento químico presente no material. Assim, quanto maior a intensidade do pico maior a concentração do componente químico, e quanto maior a energia maior o grau de alteração.

Figura 2.10 - Gráfico obtido no ensaio EDS para o solo VS (O-oxigênio; Si – Silício; Fe – Ferro; K – Potássio; Mg - Magnésio)



Fonte: A autora.

Com esse mesmo intuito, na Tabela 2.12 apresentam-se as análises quantitativas dos compostos químicos encontrados no solo pesquisado, realizadas por meio do ensaio de Fluorescência de Raios-X (FRX).

Tabela 2.12 - Composição química do solo VS obtida por FRX

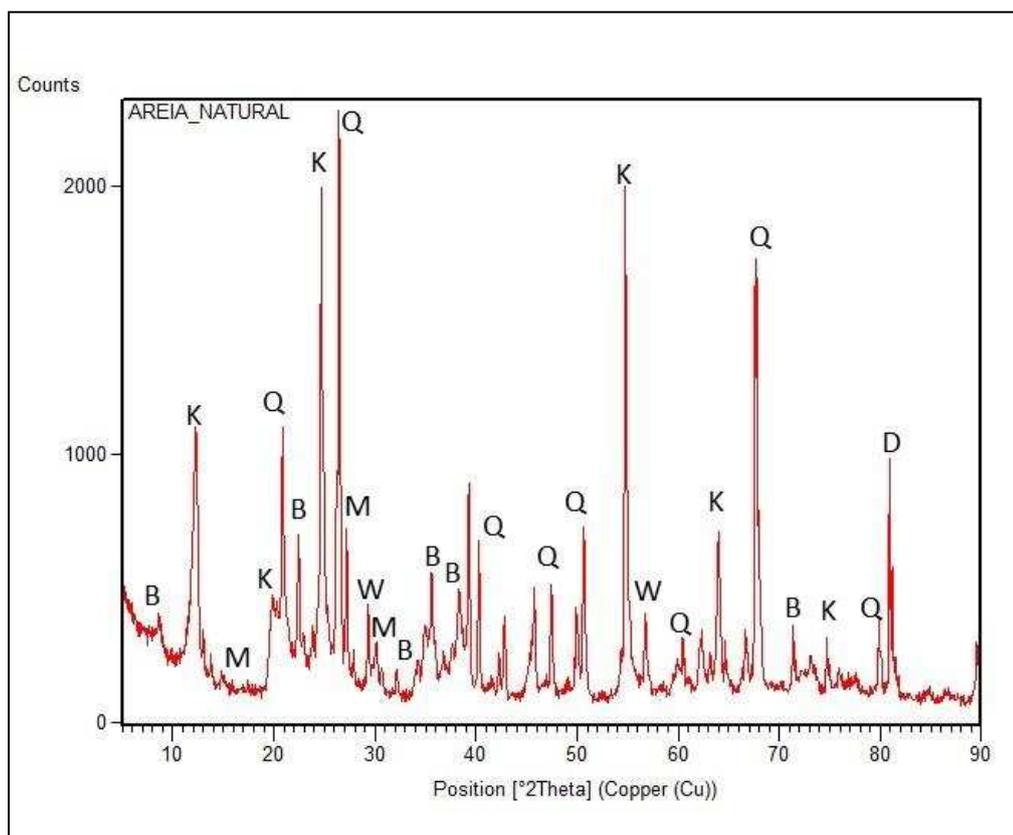
Compostos químicos	Símbolo	Unidade	Resultado	Compostos químicos	Símbolo	Unidade	Resultado
Óxido de Magnésio	MgO	ppm	640,1	Dióxido de Tório	ThO ₂	ppm	14,7
Óxido de Manganês	MnO	ppm	521,6	Óxido de Iridio	IrO ₂	ppm	4,0
Dióxido de Zircônio	ZrO ₂	ppm	424,9	Trióxido de Arsênio	As ₂ O ₃	ppm	2,0
Óxido de Zinco	ZnO	ppm	128,9	Rênio	Re	ppm	1,00
Óxido de Európio	Eu ₂ O ₃	ppm	127,5	Dióxido de Silício	SiO ₂	%	52,251
Óxido de Rubídio	Rb ₂ O	ppm	93,1	Óxido de Alumínio	Al ₂ O ₃	%	40,18
Óxido de Gálio	Ga ₂ O ₃	ppm	82,0	Pentóxido de Fósforo	P ₂ O ₅	%	0,427
Óxido de Neodímio	Nd ₂ O ₃	ppm	79,1	Óxido Férrico	Fe ₂ O ₃	%	2,539
Óxido de Chumbo	PbO	ppm	61,7	Óxido de Potássio	K ₂ O	%	2,357
Pentóxido de Vanádio	V ₂ O ₅	ppm	56,2	Dióxido de Carbono	CO ₂	%	1,37
Óxido de Ítrio	Y ₂ O ₃	ppm	51,6	Óxido de Cálcio	CaO	%	0,297
Óxido de Cobre	CuO	ppm	44,7	Dióxido de Titânio	TiO ₂	%	0,226
Óxido de Estrôncio	SrO	ppm	42,7	Cloro	Cl	%	0,112
Óxido de Níquel	NiO	ppm	32,0				

Fonte: A autora

Na composição química do solo VS foram encontrados, predominantemente, óxidos de silício e alumínio associados à presença dos minerais quartzo e caulinita, e em menores proporções óxidos de ferro, potássio e magnésio, sendo que a ocorrência destes dois últimos no solo indica sua natureza mais jovem (MELO e WYPYCH, 2009). A presença de óxido de titânio, por sua vez, mesmo em pequeno percentual, pode ser associada a um processo incipiente de laterização (BIGARELLA et al., 1996).

Os componentes químicos constatados são característicos de solos formados em condições tropicais úmidas (BIGARELLA et al., 1996; LEPSCH, 2011). Destaca-se a relevância de conhecer, além das suas proporções, a estrutura cristalina com que se apresentam nos solos. Para isso, uma amostra do solo ($\varnothing < 2\text{mm}$) foi submetida ao ensaio de Difração de Raios-X (DRX), e os picos dos minerais encontrados são mostrados na Figura 2.11.

Figura 2.11- Picos de minerais encontrados na DRX do solo VS não compactado (Q – Quartzo; K- Caulinita; M-Microclínio; B-Biotita; W-Wollastonita; D-Dolomita)



Fonte: A autora

A amostra de solo apresentou composição mineralógica semelhante àquela encontrada no trabalho de Trindade (2006) para o solo Vila Secundino (solo VS), com picos de quartzo e feldspatos na fração $> 53\mu\text{m}$ e de micas, gibsitita $[\text{Al}(\text{OH})_3]$ e goethita $[\text{FeO}(\text{OH})]$

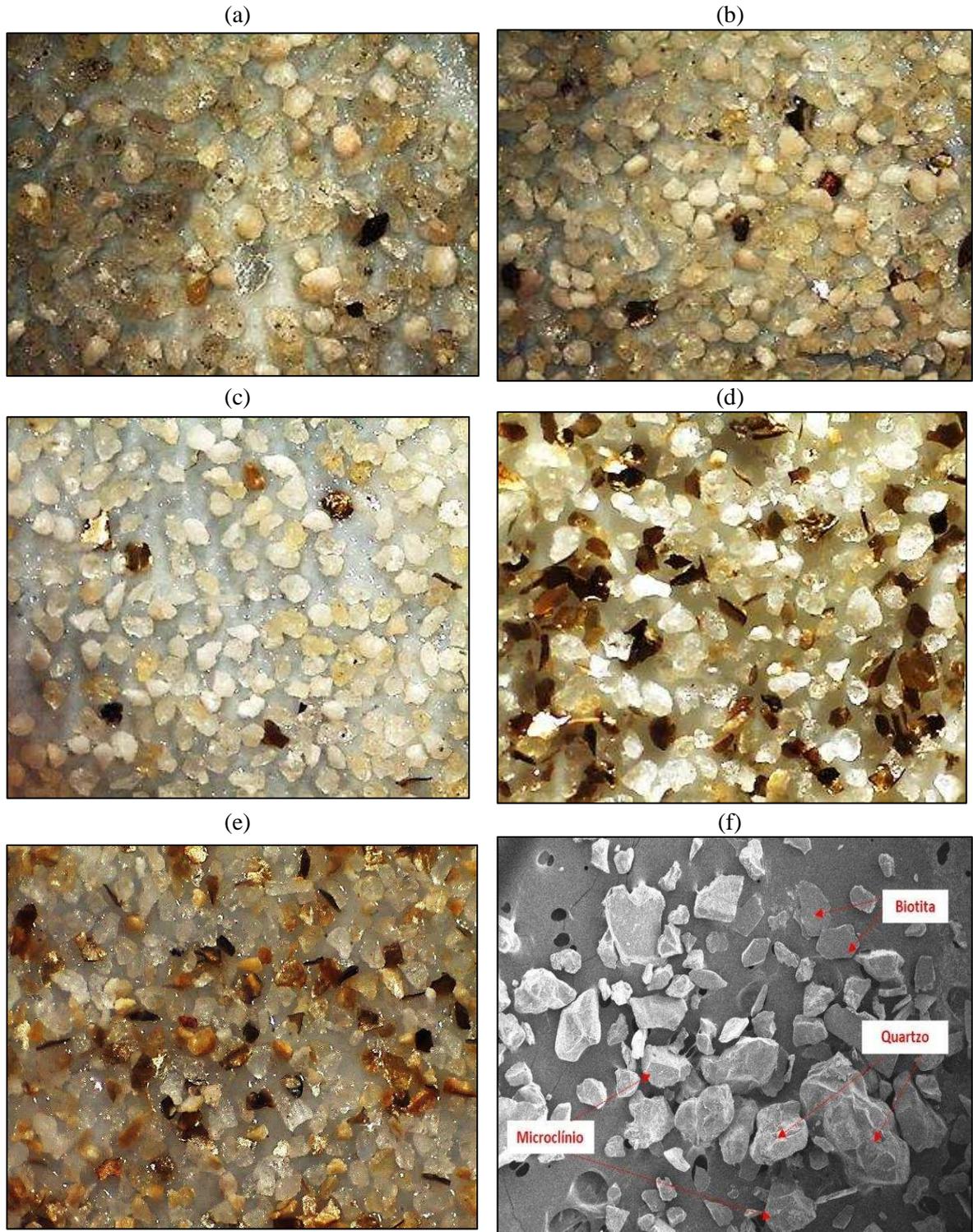
na fração < 53µm. Entretanto, dado o método de preparação da amostra utilizada nesse estudo (% < 2,0 mm), estes dois últimos minerais citados não foram detectados na DRX. A participação da gibsita e goethita em solos saprolíticos, além de ser reduzida, geralmente está relacionada ao argilomineral caulinita e às micas, tendo assim seus ângulos de deflexão detectáveis sobrepujados por esses outros minerais de maiores dimensões (PEDRON, 2007). Lepsch (2011) cita ainda que esses minerais são formados sob extremas condições de intemperismo químico, tendo, portanto, sua ocorrência frequente em solos maduros.

Através do difratograma apresentado na Figura 2.11, em conjunto com a análise quantitativa dos componentes químicos da Tabela 2.12, foi possível inferir, a grosso modo, sobre os teores e o grau de intemperismo dos minerais encontrados em cada fração do solo VS. O quartzo indubitavelmente é um mineral predominante na fração areia desse solo, pois, além da elevada porcentagem de dióxido de silício (52,25%) encontrada na sua FRX, possui grande estabilidade, sendo, portanto, praticamente imune às transformações químicas resultantes da ação do intemperismo (MITCHELL e SOGA, 2005; MONROE e WINCANDER, 2005; QUEIROZ, 2016; RENARD et al., 2018). A maior quantidade de quartzo na amostra e seu aspecto “translúcido” (Figura 2.11) permitem o aumento no campo de penetração da radiação, resultando em picos bem definidos e de grande intensidade na fase cristalina desse mineral (ALBERS et al., 2002; TEIXEIRA, 2014).

Solos de procedência gnáissica, tal como o solo investigado, são constituídos de elevada porcentagem de feldspatos alcalinos que, quando pouco intemperizados, resultam em solos saprolíticos granulares, ao mesmo tempo que, quando muito intemperizados, são essencialmente siltosos. Semelhante a este, podem ter uma grande porcentagem de micas, de várias espécies mineralógicas e de diferentes graus de alteração (NOGAMI, 1985; NOGAMI e VILLIBOR, 1995; SANTOS et al., 2010).

Na DRX do solo VS foram encontrados picos de feldspatos potássicos, mais especificamente o microclínio (KAlSi_3O_8), mineral de aspecto leitoso, friável e com faces planas (Figura 2.12), e a biotita [$\text{K}(\text{Mg},\text{Fe})_3(\text{OH},\text{F})_2(\text{Al},\text{Fe})\text{Si}_3\text{O}_{10}$], da família das micas, que se caracteriza por finas lâminas brilhantes e flexíveis (QUEIROZ, 2016), facilmente identificável nesse solo por apresentar cores escuras (Figura 2.12).

Figura 2.12 - Imagens de amostra do solo Vila Secundino (não compactado) obtidas por meio da lupa estereoscópica: (a) grãos com diâmetros entre 1,2 e 0,60 mm (aumento 8x); (b) grãos com diâmetros entre 0,60 e 0,42 mm (aumento 10x); (c) grãos com diâmetros entre 0,42 e 0,30 (aumento 12,5x); (d) grãos com diâmetros entre 0,30 e 0,15 (aumento 20x); (e) grãos com diâmetros de entre 0,15 e 0,075 mm (aumento 35x); (f) Microscopia do solo VS (aumento 42x).



Fonte: A autora

Na difratometria do solo estudado, esses minerais ocorreram em elevadas quantidades e se demonstraram mais suscetíveis à ação do intemperismo. Conforme a Figura 2.12, o microclínio manifesta-se frequentemente nas frações mais grosseiras, enquanto as proporções de biotita vão aumentando à medida que decresce a graduação desse solo. Nogami e Villibor (1995) argumentam que muitos feldspatos alcalinos, em especial o microclínio, e as micas possuem uma resistência moderada à ação das intempéries, de maneira que podem ocorrer nos solos saprolíticos sob forma praticamente inalterada (pouco intemperizados), na dimensão de areia, e/ou quando mais intemperizados transformam-se completamente em caulinita, resultando em um aumento da porcentagem da fração silte nesses solos. As ponderações realizadas por estes autores podem ser analogamente aplicadas ao solo VS, pois corroboram de forma eficaz com os resultados obtidos na análise granulométrica (difração a laser) realizada neste estudo.

Ademais, observa-se a presença exclusiva de argilominerais do grupo caulinita $[\text{Si}_4\text{O}_{10}\text{Al}_4(\text{OH})_8]$ na DRX, o que é assegurada pela elevada porcentagem de óxido de alumínio (40,18%) obtida na análise química desse solo. A caulinita é um mineral neoforado (secundário) que aparece frequentemente nas frações silte e argila de solos saprolíticos expostos a condições ambientais de boa drenagem (NOGAMI, 1985; NOGAMI e VILLIBOR, 1995; PESSOA, 2004; VIANA, 2007). Trata-se de um argilomineral não expansivo (1:1), contudo, quando associado a micas, ou seja, na sua forma pseudomorfa de biotita na fração silte, pode contribuir para o desenvolvimento da coesão e expansão nesses solos, sobretudo quando compactados (NÓBREGA, 1985; NOGAMI, 1985; NOGAMI e VILLIBOR, 1995; AZEVEDO, 1999).

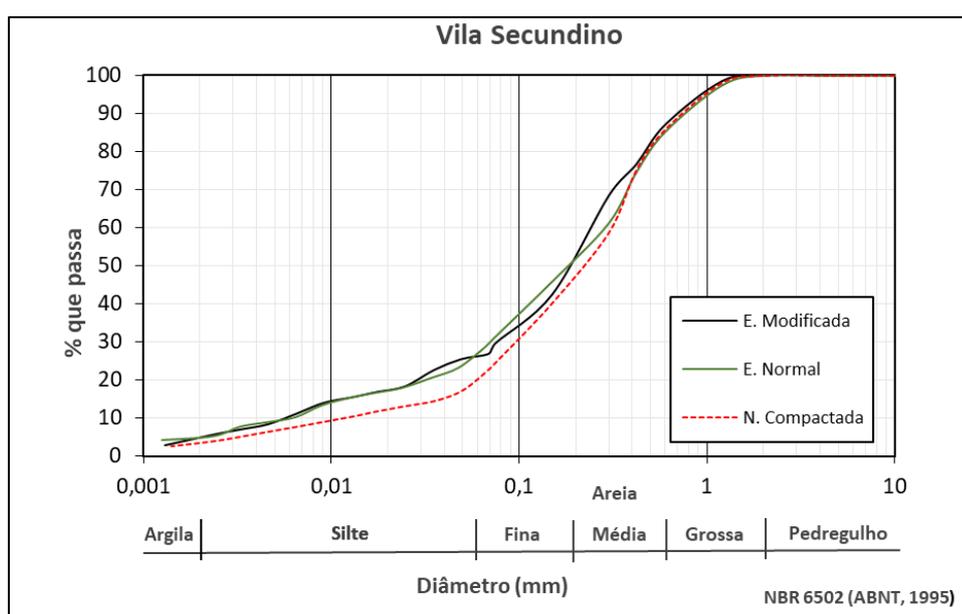
Os minerais encontrados suplementares que apareceram com menor frequência foram a dolomita (D) e a wollastonita (W). O primeiro trata-se de um carbonato de magnésio que possui idênticas características simplificadas da calcita (QUEIROZ, 2016). Já a wollastonita (W) é um inossilicato de cálcio, componente da matriz rochosa associada ao quartzo, feldspato e calcita, podendo conter ferro, magnésio, manganês, alumínio, potássio ou estrôncio, substituindo o cálcio na estrutura mineral (KLEIN e DUTROW, 2012; MARTINS, 2015; SOARES, 2015). Ressalta-se ainda que todos os elementos químicos citados anteriormente, em proporções maiores ou menores, aparecem na Tabela 2.12.

2.3.4 Tamanho e parâmetros morfológicos das partículas

2.3.4.1 Análises granulométricas convencional e por difração a laser

Na Figura 2.13 apresentam-se, preliminarmente, as curvas granulométricas obtidas pelo método convencional para as amostras do solo VS não compactada e compactadas nas energias do Proctor normal e modificado.

Figura 2.13 - Curvas granulométricas do solo VS não compactado e compactado nas energias Proctor normal e modificado (granulometria convencional)



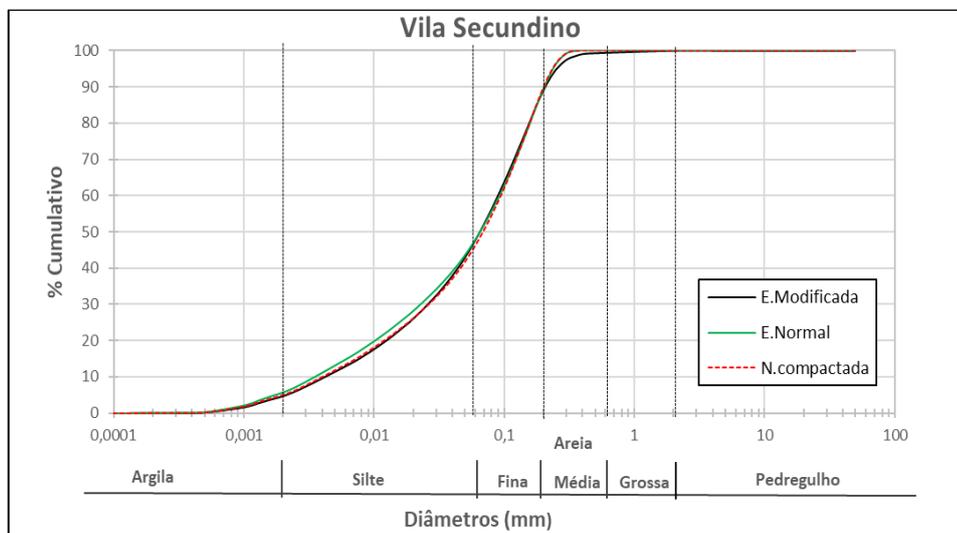
Fonte: A autora

Observou-se na Figura 2.13 que o aumento da energia de compactação produz uma alteração na composição granulométrica do material, caracterizada por um deslocamento entre as curvas. Este deslocamento foi convenientemente avaliado pela variação relativa entre a curva granulométrica do solo “natural” (não compactado) e as curvas granulométricas das amostras compactadas nas energias do Proctor normal e modificado, pelo Índice de Degradação de Ruiz (ID).

Assim, para o solo VS, verificou-se que os Índices de Degradação das amostras compactadas nas energias normal e modificada em relação ao solo não compactado foram de 2,80 e 3,29, respectivamente, e, entre energias de compactação, foi de 2,90. Isto demonstra que a aplicação de um maior esforço de compactação não resultou em grandes variações na distribuição granulométrica deste solo.

Identicamente, na Figura 2.14 são apresentadas as curvas granulométricas das amostras obtidas por meio de difração a laser.

Figura 2.14 - Curvas granulométricas do solo VS não compactado e compactado nas energias Proctor normal e modificado (difração a laser)



Fonte: A autora

Conforme as curvas ilustradas, os valores de Índice de Degradação obtidos entre a amostra não compactada e as amostras compactadas nas energias normal e modificada foi de 1,0 e 0,76, respectivamente. Entre as curvas granulométricas das amostras compactadas (energias normal e modificada), o ID foi de 1,16, e, neste caso, verificou-se que a compactação na energia normal foi um pouco mais efetiva na degradação das partículas que na energia modificada. No entanto, os valores de degradação do solo e as diferenças apontadas nas curvas granulométricas também foram pouco significantes em comparação com a faixa de mínimo (0) e máximo (100) de ID.

Cabe ressaltar que as distinções entre os valores obtidos para o ID nos métodos de análises granulométricas são resultantes da menor precisão da granulometria convencional. Na difração a laser, por exemplo, para o cálculo do ID, foi utilizada a somatória das diferenças entre as porcentagens passantes, por meio da correlação existente, fornecida pelo software do equipamento, entre os diâmetros equivalentes e o número das peneiras, incorporando, dessa forma, uma quantidade muito maior de peneiras (do nº 40 ao nº 100000) e malhas (da #425 μm à #0,1 μm) no cálculo. Por outro lado, na granulometria convencional a determinação dos diâmetros das partículas na fase de sedimentação é baseada na lei de Stokes da fluidodinâmica (PAPINI et al., 2005; PINTO, 2006; DAS e SOBHAN, 2017), e, desse modo, a associação entre as aberturas das peneiras e os diâmetros dos grãos seria inexata. Nessa metodologia

então, os valores de ID foram calculados com as porcentagens passantes referentes somente às peneiras nº 16 (# 1,2mm) à nº 200 (#0,075mm), correspondentes ao peneiramento fino.

Ainda comparando-se as metodologias aplicadas, constatou-se que, no ensaio convencional, as curvas granulométricas apresentam descontinuidades na faixa onde se sobrepõem os resultados do peneiramento fino e a sedimentação, enquanto, na difração a laser, o resultado final são curvas bem suavizadas, sem as descontinuidades que a combinação do ensaio de peneiramento e sedimentação pode provocar, constituindo, assim, mais uma das vantagens da utilização da difração a laser.

Na Tabela 2.13 apresentam-se as faixas de distribuição granulométrica e os parâmetros do tamanho dos grãos do solo VS não compactado e compactado nas referidas energias, obtidos por meio dos ensaios de granulometria convencional e por difração a laser.

Tabela 2.13 - Características físicas do solo VS não compactado e compactado nas energias do Proctor normal e modificado

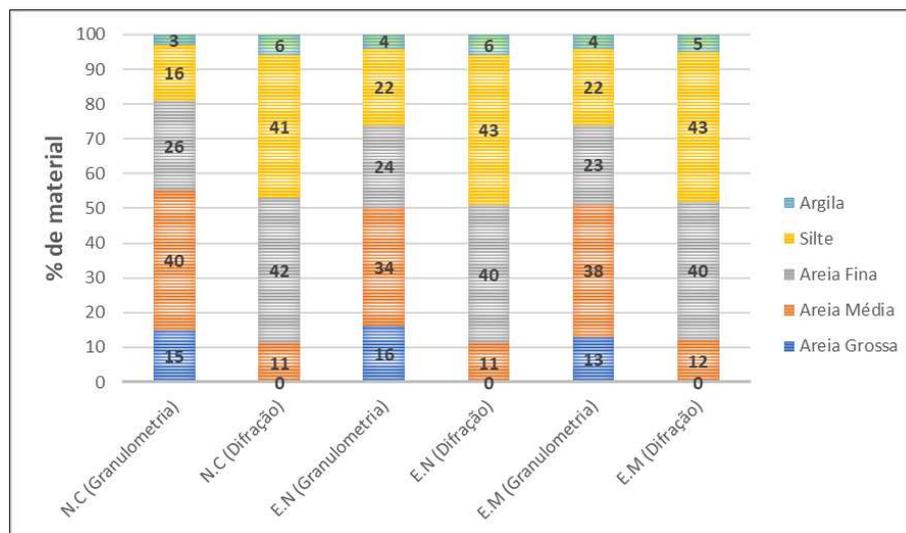
Características físicas		Energias de compactação					
		N. Compactada		Normal		Modificada	
Frações granulométricas (%)		Métodos de análise granulométrica					
		Convencional	Difração a laser	Convencional	Difração a laser	Convencional	Difração
Areia	Grossa $0,6 \leq \varnothing < 2,0\text{mm}$	15	0	16	0	13	0
	Média $0,2 \leq \varnothing < 0,6\text{mm}$	40	11	34	11	38	12
	Fina $0,06 \leq \varnothing < 0,2\text{mm}$	26	42	24	40	23	40
Silte	$0,002 \leq \varnothing < 0,06\text{mm}$	16	41	22	43	22	43
Argila	$\varnothing < 0,002 \text{ mm}$	3	6	4	6	4	5
Parâmetros do tamanho dos grãos							
D ₁₀ , mm		0,013	0,0041	0,006	0,0035	0,0059	0,0043
D ₃₀ , mm		0,095	0,0262	0,070	0,0227	0,0750	0,0258
D ₅₀ , mm		0,22	0,0687	0,190	0,0652	0,190	0,065
D ₆₀ , mm		0,31	0,0943	0,295	0,0921	0,250	0,0894
Coeficiente de uniformidade, C _u		24,85	23,19	49,16	26,08	42,37	20,98
Coeficiente de curvatura, C _c		2,24	1,79	2,77	1,58	3,81	1,75

Fonte: A autora

De acordo com os resultados da Tabela 2.13, na análise granulométrica convencional verificou-se que o esforço de compactação conduziu a um aumento de igualmente 7% nos finos do solo VS, enquanto no método de difração a laser esses acréscimos foram de apenas 2% e 1%, respectivamente, nas energias normal e modificada.

Analisando-se detalhadamente os resultados da distribuição granulométrica da difração a laser, observou-se que tanto as amostras do solo natural (não compactada) quanto as compactadas não apresentaram percentuais de areia grossa, mas sim frações bem mais significativas de areia fina e silte do que as amostras analisadas no ensaio convencional. No entanto, para ambas as análises, a fração silte aumentou após o processo de compactação, sendo esse acréscimo mais acentuado na análise granulométrica convencional. Para efeito de comparação, os gráficos da Figura 2.15 mostram os contrastes entre os percentuais granulométricos encontrados por meio das duas metodologias.

Figura 2.15 - Comparação entre as frações granulométricas do solo não compactado (natural) e compactado nas energias Proctor normal e modificada



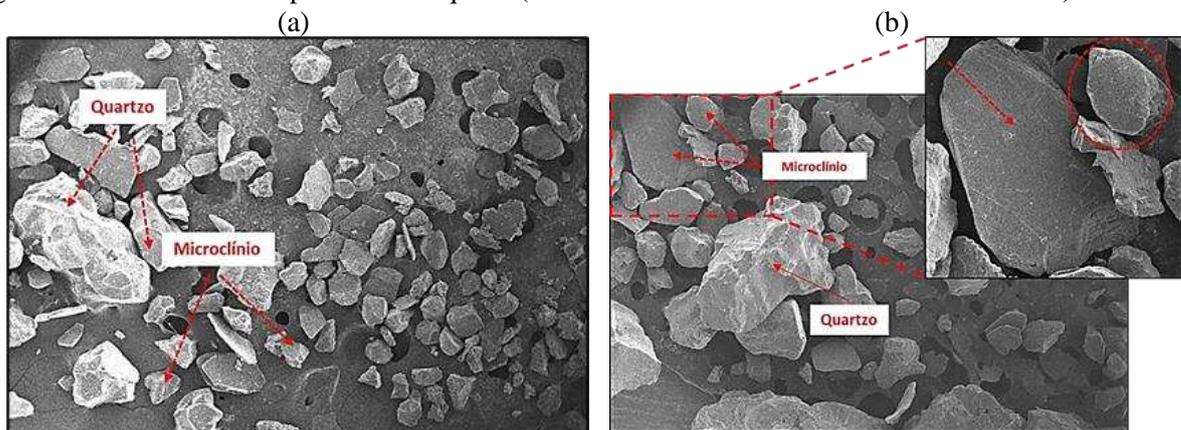
Fonte: A autora

A suscetibilidade à quebra dos grãos do solo investigado, decorrente do processo de compactação, é um efeito estreitamente ligado à gênese desse material e ao grau de intemperismo no qual ele se encontra. O solo VS é genuinamente residual jovem, originário de rochas gnáissicas e, portanto, constituído essencialmente de quartzo e minerais dos grupos das micas, feldspatos e caulinitas, distribuídos entre suas frações granulométricas (NOGAMI, 1985; NOGAMI e VILLIBOR, 1995). Contudo, neste tipo de solo, pode ocorrer a presença de amalgamas de partículas e/ou grãos micro fissurados de baixa resistência mecânica, produtos dos diversos processos de alteração de seus minerais primários (REIS, 2004; IBAÑEZ, 2008). Neste caso, não é incomum que, quando submetidos a carregamentos, como os da compactação, ocorra a desagregação dessas amalgamas e rompimento dos grãos mais fracos desse solo.

Essas aglomerações ou amalgamas não foram encontradas no solo estudado, conforme mostra a microfotografia da Figura 2.16, sendo esse tipo de estrutura mais recorrente em solos residuais maduros (ou parcialmente intemperizados) e, sendo tais aglomerações, relacionadas à presença de sesquióxidos em sua composição química (BIGARELLA et al., 1996; VILLIBOR et al., 1997; LEPSCH, 2011). Entretanto, observou-se uma quantidade abundante de quartzo e feldspatos (Figura 2.16), minerais comuns nas frações areia e silte de solos saprolíticos.

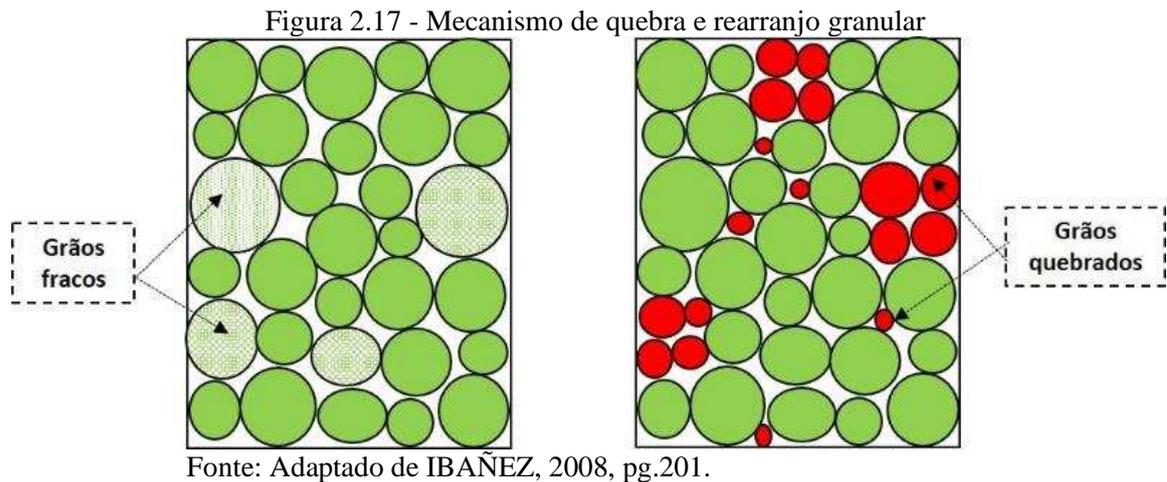
Os grãos de quartzo se mantiveram inalterados com a compactação (Figura 2.16b), devido à grande estabilidade química e elevada dureza desse mineral (MITCHELL e SOGA, 2005; QUEIROZ, 2016; RENARD et al., 2018). Por outro lado, o microclínio, feldspato alterado bastante comum em solos tropicais, é um mineral friável (QUEIROZ, 2016), com baixa resistência mecânica (IBAÑEZ, 2008) e que, sob o impacto da compactação, se quebra segundo seus planos de fraqueza (MITCHELL e SOGA, 2005), contribuindo, assim, para a alteração da granulometria das amostras compactadas, determinada pelo método convencional (Figura 2.15).

Figura 2.16 - Microfotografias do solo VS: (a) MEV da amostra do solo VS não compactada (aumento 43X); (b) MEV da amostra do solo VS compactado na energia modificada; (d) detalhe da quebra dos grãos de microclínio nos planos de fraqueza (aumento 40x e detalhe com aumento de 120x)



Fonte: A autora.

O mecanismo de quebra em um solo granular é governado pelas forças nos contatos entre as suas partículas quando submetidos a carregamentos (IBAÑEZ, 2008). Quando compactados, as forças nos pontos de contato interpartículas ultrapassam a resistência à tração dos grãos mais fracos, permitindo a ruptura frágil em dois ou mais pedaços (Figura 2.17). O novo rearranjo intergranular das partículas resulta em uma massa de solo mais densa, com menos vazios, refletindo numa distribuição granulométrica mais contínua.



A melhor distribuição granulométrica do solo após a compactação, sob alguns aspectos geotécnicos, pode trazer uma série de vantagens ao solo investigado. Lees (1964) argumenta que, para partículas mais fracas, a alta degradação durante a compactação conduz a valores mais elevados de peso específico aparente seco e capacidade de suporte para o material bem graduado. Similarmente, os solos que contêm partículas de vários tamanhos, ou seja, bem graduados, terão maior contato entre estas que solos com partículas uniformes (mal graduados), pois os vazios deixados entre os grãos maiores serão ocupados pelos menores, consistindo num melhor empacotamento e a consequente melhoria das suas propriedades de permeabilidade, compressibilidade e resistência mecânica (HARRIS, 1971; MITCHELL e SOGA, 2005; PINTO, 2006; DALLA RIVA, 2010; DAS e SOBHAN, 2017).

Na Tabela 2.13 são delineados os resultados dos coeficientes de uniformidade (C_u) e curvatura (C_c), obtidos por meio da determinação dos parâmetros dos diâmetros dos grãos (D_{10} , D_{30} e D_{60}). As amostras do solo VS não compactado e compactado (energias normal e modificada), analisadas por meio das duas metodologias de análise granulométrica, apresentaram coeficientes de uniformidade maiores que 15, sendo consideradas de granulometria não uniforme, e coeficientes de curvatura entre 1 e 3, sendo classificadas como bem graduadas, com exceção da amostra compactada na energia modificada (granulometria convencional), sendo, neste caso, classificada como mal graduada (PINTO, 2006; DAS e SOBHAN, 2017; ASTM, 2017).

No entanto, verifica-se que as amostras pós compactação analisadas granulometricamente por difração a laser apresentaram valores bem menores destes índices do que aqueles encontrados na análise convencional. O coeficiente de uniformidade é um índice comparativo entre a quantidade de partículas maiores e menores dentro da massa do

solo, em outras palavras, quanto maior o Cu (acima de 15) de um solo maior é a “distância” entre os diâmetros dos grãos maiores e menores na amostra. Desse modo, os valores maiores de Cu para as amostras compactadas obtidos por meio dos parâmetros das curvas granulométricas convencionais indicam que houve a quebra de grãos, ao passo que, na análise por difração a laser, quando comparados aos resultados obtidos nas amostras não compactadas (métodos convencional e de difração a laser), os coeficientes de uniformidade menores apontam para um comportamento contrário, ou seja, o efeito da energia de compactação na degradação das partículas não foi suficientemente elevado para interferir na graduação do solo VS. Com estas constatações, é possível confirmar, também, a superioridade da aplicação da técnica de difração a laser para avaliar os diâmetros das partículas do solo investigado, uma vez que esses resultados corroboram com os demais apresentados na pesquisa.

Se por um lado a aplicação de uma maior energia de compactação contribui para quebra das partículas, trazendo o benefício da melhor densificação do solo, por outro pode conduzir a maiores valores de expansibilidade nos ensaios CBR (BARROSO e FABBRI, 1997; SOUZA JUNIOR, 2005). Acredita-se que a expansão no solo compactado ocorre mais em função da mineralogia dos finos do que de sua quantidade. O solo VS, por exemplo, apresentou uma fração importante de silte, porém mais considerável que isso é sua constituição mineral com uma proporção elevada de micas (biotita) e pseudomorfos de caulinita. Nóbrega (1985) e Azevedo (1999) abordam que, dependendo da energia aplicada, as partículas desse solo são propensas a ser reorientadas, formando linhas paralelas normais à direção do esforço de compactação, provocando a lamelação e conseqüente expansão.

Outro parâmetro a ser considerado no solo avaliado diz respeito aos diâmetros médios das partículas (D_{50}). Na Tabela 2.13 verifica-se que esses diâmetros, obtidos das curvas granulométricas por difração a laser, variaram de 65 a 68,7 μ m, decrescendo conforme se aumenta o esforço de compactação. German (1989) observou que, quando o D_{50} das partículas se encontra próximo a 100 μ m, há uma maior influência do atrito entre elas, com a possibilidade de ocorrerem pontes de ligação que conduzem ao aumento da coesão do solo. Por meio de análises microestruturais realizadas sobre amostras do solo VS compactadas nas energias do Proctor normal e modificado, Trindade (2006) constatou que este material apresenta uma estrutura grânica ponteadada, ou seja, “pontes argilosas” (bridge structure) ligando os grãos, contribuindo, assim, para uma extrema redução de vazios estruturais após a compactação e, conseqüentemente, para uma menor permeabilidade.

A critério de comparação, ao se classificar novamente o solo VS pelos sistemas tradicionais (TRB e SUCS) e MCT, agora com base nos resultados da distribuição

granulométrica (convencional e difração a laser) das amostras compactadas, verificou-se que, apesar dos acréscimos de finos ocasionados pela quebra dos grãos após o processo de compactação, estes aumentos não provocaram a mudança nos grupos classificatórios nem nos índices de grupo para essas amostras, conforme mostra a Tabela 2.14.

Tabela 2.14 - Classificações geotécnicas para as amostras do solo não compactado e compactado

Classificações geotécnicas	Energias de compactação					
	N. compactada		Normal		Modificada	
	Métodos de análise granulométrica					
	Convencional	Difração a laser	Convencional	Difração a laser	Convencional	Difração a laser
% Peneira #200	24,71	52,59	31,44	53,80	29,66	54,32
TRB*	A-2-4	A-4	A-2-4	A-4	A-2-4	A-4
IG*	0	4	0	4	0	4
SUCS*	SM	ML	SM	ML	SM	ML
MCT**	NA'	NA' NS'	NA'	NA' NS'	NA'	NA' NS'

* Classificações utilizando LL = 26% e IP = 3%;

** Classificações prováveis segundo as correlações entre sistemas tradicionais e metodologia MCT (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Fonte: A autora.

2.3.4.2 Morfologia das partículas

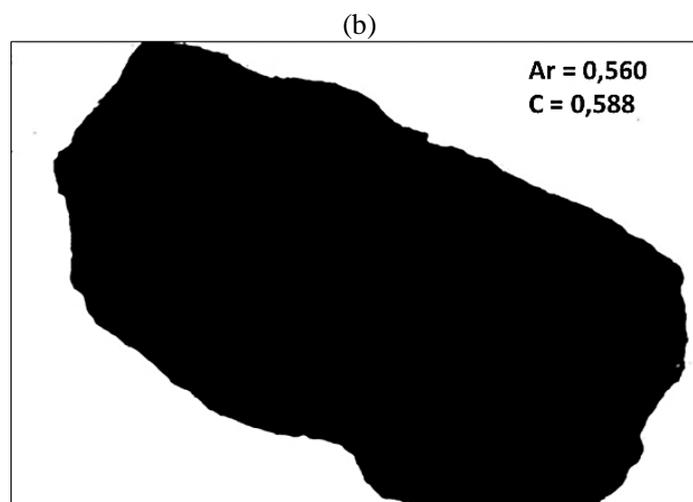
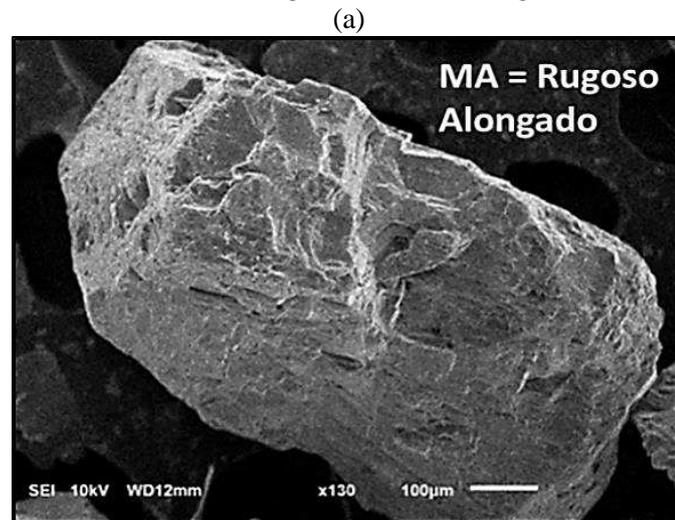
Tal como o tamanho, a morfologia das partículas de um solo reflete as características reliquias da rocha de origem e dos processos de transformações químico-mineralógicas advindas do intemperismo (CHO et al., 2006; GÖKTEPE e SEZER, 2010). Embora sejam regularmente desconsideradas nas análises geotécnicas (YUDHBIR e ABENDINZADEH, 1991; CHO et al., 2006), a forma e textura dos grãos podem contribuir para explicar muitos dos comportamentos peculiares atribuídos a solos saprolíticos tropicais, sobretudo quando compactados.

Compreende-se por morfologia como um termo genérico para expressar as características externas dos grãos, abrangendo a forma do contorno e a textura superficial da partícula em função dos parâmetros de circularidade (ou esfericidade) e arredondamento, sendo essas análises realizadas em solos granulares, frequentemente, de maneira visual (MCLANE, 1995; ALSHIBILI e ALSALEH, 2004; RIBEIRO e BONETTI, 2013). Contudo, a literatura aponta uma série de dificuldades para obtenção desses parâmetros, uma vez que

existe uma enorme quantidade de diferentes termos, equações matemáticas e padrões classificatórios para definirem essas características (WENTWORTH, 1922; PENTLAND, 1927; COX, 1927; WADELL, 1932; RILEY, 1941; JANOO, 1998; COX e BUDHU, 2008; BLOTT e PYE, 2008).

Com o intuito de facilitar essas operações, na presente pesquisa fez-se o uso de técnicas de processamento e análise de imagens digitais para medir as características geométricas e aferir a textura dos grãos do solo VS, antes e após a compactação (Figura 2.18). Preliminarmente, são apresentados na Tabela 2.15 os resultados obtidos para os diâmetros, arredondamento e circularidade das partículas.

Figura 2.18 - Exemplo de obtenção dos parâmetros de forma e textura superficial dos grãos: (a) observação visual (130 X); (b) análise de imagem binária no ImageJ.



Fonte: A autora.

Tabela 2.15 - Resultados dos parâmetros de forma

Intervalos das frações retidas (mm)	Diâmetro (mm)	Parâmetros de forma	
		Não compactada	
		Arredondamento	Circularidade
≥ 1,2	1,87	0,6375	0,6819
1,2 - 0,60	0,801	0,674	0,676
0,60 - 0,42	0,555	0,6462	0,6626
0,42- 0,30	0,418	0,6560	0,6680
0,30 - 0,15	0,258	0,6408	0,6937
0,15 - 0,075	0,138	0,6430	0,6216
Médias	0,673	0,650	0,667
DP	0,57	0,0123	0,023
CV (%)	85,42	1,90	3,40
Intervalos das frações retidas (mm)	Diâmetro (mm)	Energia Normal	
		Arredondamento	Circularidade
≥ 1,2	1,76	0,650	0,6913
1,2 - 0,60	0,824	0,6647	0,6272
0,60 - 0,42	0,546	0,6744	0,6689
0,42- 0,30	0,417	0,6489	0,6740
0,30 - 0,15	0,23	0,6839	0,6283
0,15 - 0,075	0,15	0,6481	0,6645
Médias	0,655	0,648	0,665
DP	0,541	0,014	0,023
CV (%)	82,70	2,13	3,55
Intervalos das frações retidas (mm)		Energia Modificada	
		Arredondamento	Circularidade
≥ 1,2	1,71	0,7184	0,6935
1,2 - 0,60	0,851	0,6722	0,6842
0,60 - 0,42	0,541	0,6790	0,6891
0,42- 0,30	0,422	0,6453	0,6763
0,30 - 0,15	0,238	0,6323	0,6240
0,15 - 0,075	0,145	0,6501	0,6611
Médias	0,651	0,666	0,671
DP	0,524	0,028	0,023
CV (%)	80,53	4,23	3,51

Nota: DP: Desvio Padrão; CV: Coeficiente de Variação

Fonte: A autora

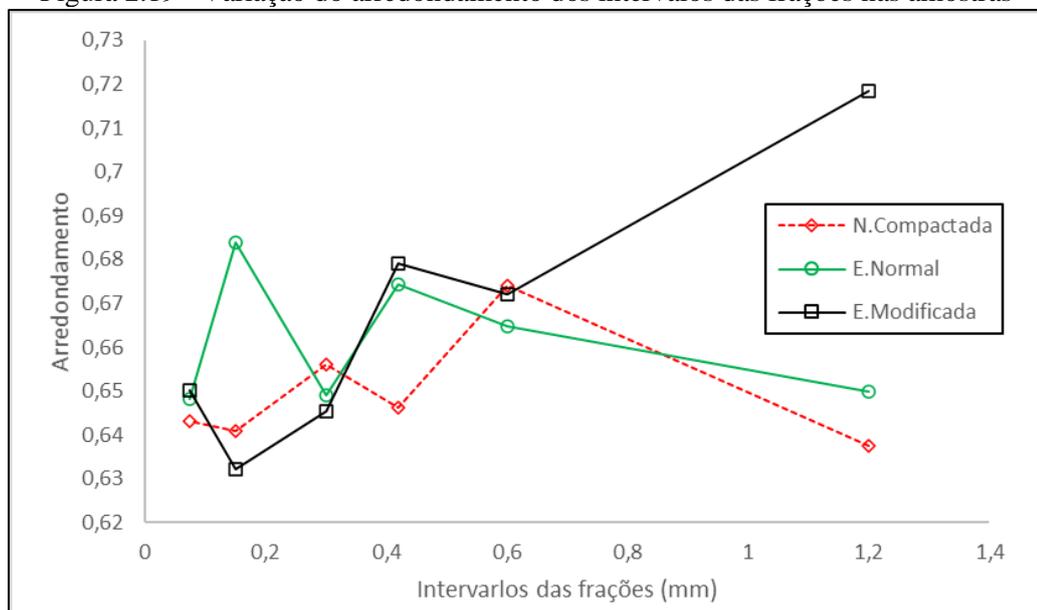
Com os resultados das médias dos diâmetros, observou-se que houve um pequeno decréscimo conforme ocorre o aumento da energia da compactação, sendo, contudo, que esse decréscimo foi pouco significativo ($p = 40\%$), de acordo com a análise de variância (ANOVA)⁴. Dessa análise também se extrai que o ensaio de peneiramento fino (análise convencional) foi eficiente para o detalhamento da fração mais grosseira do solo VS, pois a

⁴ Resultados obtidos por meio do software R, de análise estatística.

maioria das amostras exibiu dimensões de partículas menores que a abertura das malhas das peneiras sobrejacentes. Estes resultados confrontam as considerações feitas por Fernlund (1998), Kwan et al. (1999) e Tristão (2005).

Os resultados encontrados para o índice de arredondamento nas amostras apresentaram pequenos acréscimos conforme se aumenta o esforço de compactação (energia modificada), com valores muito próximos ao encontrado por Dalla Riva (2010) para o solo Vila Secundino (0,69). Comparando-se as médias desse índice em cada fração, observou-se que, para cada tratamento dado ao solo VS, os resultados variaram, como ilustra o gráfico da Figura 2.19. No entanto, após a análise de variância (ANOVA) realizada, verificou-se que não houve diferenças significativas entre as médias do índice de arredondamento total (média de todas as frações), considerando-se o fator energia de compactação e sua interação, uma vez que a probabilidade p dos resultados foi maior que 5% ($p = 7\%$).

Figura 2.19 - Variação do arredondamento dos intervalos das frações nas amostras



Fonte: A autora

Com o objetivo de classificar as amostras, os valores encontrados foram comparados àqueles da escala de arredondamento desenvolvida por Arasan et al. (2011) e mostrada na Tabela 2.16. Por meio dessa tabela, classificaram-se as amostras do solo não compactado e compactado na energia normal como muito angulares, e como angular a amostra compactada na energia modificada. Ressalta-se que a escolha dessa escala na presente pesquisa se deu pelo fato de que estes autores também utilizaram, para caracterizar morfologicamente as partículas

de solos basálticos e de esferas artificiais, o parâmetro de arredondamento de Cox (1927) e o software ImageJ para processar as imagens digitais.

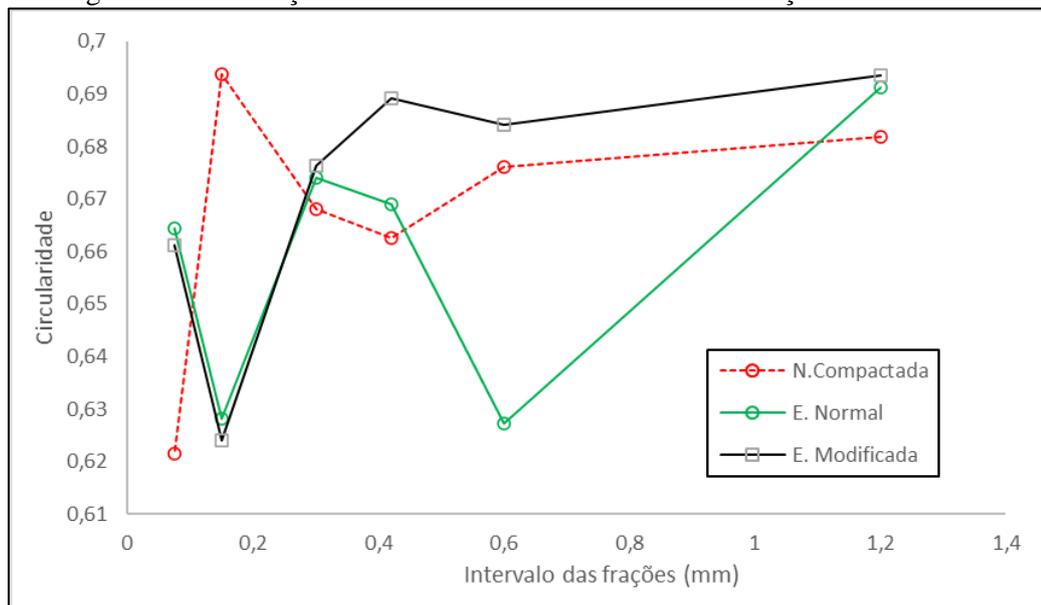
Tabela 2.16 - Escala de classificação do arredondamento

Classificação	Limites de classe
Muito angular	0,50 – 0,65
Angular	0,65 – 0,70
Sub-angular	0,70 – 0,75
Sub – arredondado	0,75 – 0,77
Arredondado	0,77 – 0,80
Bem arredondado	0,80 – 1,00

Fonte: ARASAN et al, 2011, pg.1224.

Analogamente, verificou-se que o índice de circularidade apresenta um pequeno incremento na amostra compactada na energia modificada. Nota-se que os valores médios obtidos na Tabela 2.15 indicam que os grãos dessas amostras têm a forma mais alongada que esférica, o que pode também ser observado na Figura 2.12. Com o mesmo método estatístico aplicado ao arredondamento, observou-se que também ocorreram variações entre as médias de cada fração granulométrica nos tratamentos dados ao solo (Figura 2.20). Contudo, ao se analisar as médias totais para as amostras não compactada e compactadas, mais uma vez os valores de p foram maiores que 5% ($p = 45\%$), indicando, portanto, pouca significância entre esses resultados.

Figura 2.20 - Variação da circularidade dos intervalos das frações nas amostras



Fonte: A autora

De acordo com Wadell (1932), o arredondamento e a circularidade são índices independentes que, embora aumentem com o desgaste dos grãos, não sofrem incrementos proporcionais. Ademais, este autor afirma que a quebra das partículas pode aumentar a circularidade, mas diminuir o arredondamento. Diante desse argumento, na Tabela 2.15 verificou-se que os valores médios de arredondamento e circularidade aumentaram em 2,46% e 0,60%, respectivamente, na amostra compactada na energia modificada, indicando a possibilidade, embora discreta, da mudança da morfologia dos grãos com o aumento da carga aplicada na compactação, sendo, contudo, que essa variação não é estatisticamente significativa ($p = 45\%$)

De acordo com Santamarina e Cascante (1998), os efeitos da alteração dos índices de forma nos solos são mais aparentes que a textura superficial. Todavia, estes autores demonstraram que a rugosidade dos grãos pode conduzir a pequenas deformações nos solos. Diante do exposto, na Tabela 2.17 estão apresentados os resultados obtidos na análise morfooscópica no que se refere à textura superficial e ao grau de esfericidade de cada fração das amostras ensaiadas.

Tabela 2.17 - Resultados dos parâmetros morfooscópicos

Intervalos das frações retidas (mm)	Parâmetros morfooscópicos			
	Não compactada			
	Textura		Forma	
	Lisos (%)	Rugosos (%)	Esféricos (%)	Alongados (%)
≥ 1,2	12,0	88,0	44,0	56,0
1,2 - 0,60	20,0	80,0	36,0	64,0
0,60 - 0,42	32,0	68,0	48,0	52,0
0,42 - 0,30	20,0	80,0	40,0	60,0
0,30 - 0,15	24,0	76,0	52,0	48,0
0,15 - 0,075	12,0	88,0	44,0	56,0
Médias	20,0	80,0	44,0	56,0
DP	6,80	6,80	9,36	59,33
CV (%)	25,50	9,27	23,01	9,36
Intervalos das frações retidas (mm)	Energia normal			
	Textura		Forma	
	Lisos (%)	Rugosos (%)	Esféricos (%)	Alongados (%)
≥ 1,2	40,0	60,0	60,0	40,0
1,2 - 0,60	16,0	84,0	52,0	48,0
0,60 - 0,42	16,0	84,0	48,0	52,0
0,42 - 0,30	36,0	64,0	64,0	36,0
0,30 - 0,15	32,0	68,0	44,0	56,0
0,15 - 0,075	24,0	76,0	48,0	52,0
Médias	27,33	72,67	52,67	47,33
DP	6,93	7,09	7,09	7,09
CV (%)	36,64	13,46	13,46	14,97

Tabela 2.17 - Resultados dos parâmetros morfoscópicos (continuação)

Intervalos das frações retidas (mm)	Energia modificada			
	Textura		Forma	
	Lisos (%)	Rugosos (%)	Esféricos (%)	Alongados (%)
≥ 1,2	32,0	68,0	32,0	68,0
1,2 - 0,60	28,0	72,0	36,0	64,0
0,60 - 0,42	36,0	64,0	60,0	40,0
0,42- 0,30	16,0	84,0	44,0	56,0
0,30 - 0,15	28,0	72,0	36,0	64,0
0,15 - 0,075	20,0	80,0	36,0	64,0
Médias	26,67	73,33	40,67	59,33
DP	9,36	9,36	7,09	7,09
CV (%)	34,23	12,88	13,46	14,97

Nota: DP: Desvio Padrão; CV: Coeficiente de Variação

Fonte: A autora

A partir da análise textural, observou-se que a aplicação e o aumento do esforço de compactação resultaram em decréscimos de 7% na rugosidade dos grãos para as amostras após a compactação (normal e modificada), constatando-se que, assim como a distribuição granulométrica desse solo foi pouco alterada pela quebra de partículas, é possível que a ação física da compactação tenha promovido o desgaste na superfície das partículas, mas alterado apenas minimamente este parâmetro.

Nos resultados de índice de forma, verificou-se que, quando comparados ao solo não compactado, cerca de 7% dos grãos são mais esféricos após a compactação na energia normal e 12% mais alongados quando compactados na energia modificada. Nota-se que a análise feita anteriormente para a circularidade, que nada mais é do que a esfericidade avaliada no campo bidimensional, apresentou resultados diferentes desta. Devido ao caráter fortemente subjetivo da avaliação dos dados morfométricos (RIBEIRO e BONETTI, 2013), feita por comparação visual com a escala de Powers (1953), neste estudo, apenas os resultados de textura superficial foram levados em consideração.

A morfologia dos grãos de um solo granular pode ter grande influência em seu comportamento geotécnico, pois determina como eles se encaixam e se entrosam e, em contrapartida, como eles deslizam entre si quando solicitados por forças externas (MITCHELL e SOGA, 2005; PINTO, 2006). Solos constituídos de partículas menos esféricas e arredondadas (circulares e angulares) têm ângulos de atrito e capacidade de suporte sensivelmente maiores, isto porque a maior angulosidade dos grãos acarreta um maior imbricamento (interlocking) entre eles (LAMBE e WHITMAN, 1979; SOUZA JUNIOR, 2005; PINTO, 2006). Ibañez (2008) acrescenta ainda que grãos com pontas angulosas são

mais susceptíveis à quebra do que os arredondados, sendo que essa quebra cresce com a tensão de confinamento e em arranjos mais fechados.

Quanto à compacidade relativa, algumas pesquisas defendem que arranjos mais densos ocorrem quando há o efeito combinado do formato esférico com a superfície mais lisa dos grãos (SHINOHARA, 1997; DODDS, 2003; DALLA RIVA, 2010). Guimaraes (2002) exemplifica que maiores irregularidades das partículas dificultam sua mobilidade dentro da massa de solo, conduzindo a configurações menos densas de empacotamento. Este mesmo autor relata que, em casos extremos de baixa esfericidade dos grãos, os mais alongados podem se sobrepor uns sobre os outros, gerando grandes vazios no solo. Por outra perspectiva, diversos autores respaldam que quanto mais angulares as partículas, maior é a densidade de um solo (US ARMY, 1983; CHO et al., 2006; GÖKTEPE e SEZER, 2010).

2.4 Conclusões

Com base nos resultados do programa experimental obtidos nesse estudo, tornou-se possível tecer considerações com relação à influência da energia de compactação na granulometria e morfologia das partículas do solo Vila Secundino. Outras constatações sobre as técnicas e metodologias utilizadas para as determinações desses parâmetros também foram fundamentais para contribuir com uma melhor caracterização do solo VS. Essas conclusões apresentam-se a seguir:

- a) nas classificações tradicionais (TRB e SUCS) aplicadas ao solo VS neste estudo, ficou nítido que as pesquisas anteriores realizadas no mesmo solo superestimam a sua capacidade geotécnica com base nesses sistemas. Ao enquadrar este solo nos grupos A-4 (4) e ML, com base em uma distribuição granulométrica mais precisa (difração a laser), concluiu-se que essa nova abordagem classificatória é mais adequada para prever o comportamento geotécnico do solo estudado, sobretudo quando compactado e utilizado para compor camadas de pavimentos. Corroborando com essas afirmações, a metodologia MCT se mostrou mais efetiva ao alocar esse solo no grupo NA', correspondendo melhor as suas reais características;
- b) de acordo com os resultados obtidos nos ensaios de EDS, FRX e DRX, comprovou-se o caráter indiscutivelmente não laterítico do solo VS, em decorrência da presença predominante de minerais primários herdados da rocha parental e argilominerais não expansivos por natureza (não compactado). Contudo, a ocorrência de uma grande

quantidade de micas (biotita) na fração silte desse solo e a possibilidade da existência de pseudomorfo de caulinita podem ser responsáveis por comportamentos insatisfatórios na resistência do solo estudado, principalmente por conduzirem à expansão volumétrica dele;

- c) partindo-se da hipótese principal desse estudo, ou seja, se a aplicação ou o aumento do esforço de compactação implica em quebra das partículas do solo VS, constatou-se, por meio das análises granulométricas convencional e por difração a laser, que esse fenômeno foi comprovado. No entanto, os resultados obtidos não foram estatisticamente significativos. Igualmente, nas investigações morfológicas (imageamento e morfoscopia) considerou-se que reduzidas diferenças entre os parâmetros de forma e rugosidade encontrados também não foram suficientes para demonstrar se a alteração deles irá influenciar de forma significativa nas propriedades geotécnicas do solo em questão;
- d) assim como a difração a laser foi mais coerente com as reais distribuições granulométricas das amostras não compactada e compactadas, a análise de imagens digitais se mostrou uma ferramenta interessante para auxiliar na determinação dos parâmetros morfológicos do solo investigado, tendo em vista a facilidade de automação dos dados. A metodologia utilizada na aquisição de imagens digitais na quantificação da área e perímetro dos grãos se mostrou eficiente. Entretanto, o mesmo não aconteceu para a determinação dos diâmetros das partículas e sua associação com as aberturas das malhas das peneiras, uma vez que se constatou que o solo VS possui uma grande quantidade de finos.

2.5 Referências Bibliográficas

ALBERS, A.P.F., MELCHIADES, F.G., MACHADO, R., BALDO, J.B., BOSCHI, A.O. Um método simples de caracterização de argilominerais por difração de raios X. **Cerâmica**. v.48, n.305, 2002.

ALSHIBILI, K.A. ALSALEH, M.I. Characterizing surface roughness and shape of sands using digital microscopy. **Journal of Computing in Civil Engineering** v.10, n.2, p. 36-45, 2004.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **M 145 - 91**: Standard Specification for Classification of Soil sand Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. AASHTO, Washington, D.C.,2008. 9p.

AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS(ASTM). **D 2487 - 11**: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA, ASTM International: 2011. 11p.

AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS(ASTM). **D 6913/ D 6913M**: Standard Test Methods for Particle-Size Distribution (Gradation) of Soils Using Sieve Analysis. Book of Standards V. 0409. 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604: 2016**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras deformadas e indeformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 9p.a

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 8p.b

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: 2016**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 12p.c

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 5p.d

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 5p.e

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 10p.f

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7389**: Agregados – Análise petrográfica de agregado para concreto. Rio de Janeiro: ABNT, 2009. 14p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solos – Índice de suporte Califórnia. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 14p.g

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18p.

ARASAN, S.; AKBULUT, S.; HASILOGLU, A.S. The relationship between the fractal dimension and shape properties of particles. **KSCE Journal of Civil Engineering**. v.15, n.7, p.1219 – 122, 2011.

ARAÚJO, G.S., BICALHO, K.V., TRISTÃO, F.A.M. Use of digital image analysis combined with fractal theory to determine particle morphology and surface texture of quartz sands. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**. v. 3. p. 1-9.2017

AYDIN, A. **Stability of saprolitic slopes: nature and role of field scale heterogeneities**. Natural Hazards and Earth System Science, Copernicus Publications and behalf of the European Geosciences Union.v.6 . n.1.p.89 -96. Hong Kong, China.2006.

AZEVEDO, M.A.A. **Contribuição ao estudo geotécnico de solos de Viçosa – MG.** 1999. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Imprensa Universitária, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa- MG.1999.

BARATA, F.E. Landslides in the tropical region of Rio de Janeiro. Proc. 7th **In: Conf. on soils mechanics and foundation engineering.** ISSMFE, México. p. 507-516. 1969.

BARROSO, S.H.A.; FABBRI, G.T.P. Comparação entre as classes dos solos obtidas de classificação HRB, USCS e MCT. In: ANAIS DO XI CONGRESSO DE PESQUISA E ENSINO EM TRANSPORTES, 1997. **Anais...**Rio de Janeiro, ANPET. V.1, p.60-70. 1997.

BATISTA, I.M. **Comportamento mecânico de dois solos típicos da região de Viçosa – MG, para fins de utilização em camadas de pavimentos flexíveis.** 2001. 144 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de Santa Catarina, Florianópolis, 2001.

BIGARELLA, J.J.; BECKER, R. D.; PASSOS, E. **Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais.** v. 2. 01. ed. Florianópolis: Editora da UFSC, 1996. 448p.

BLIGHT, G. E. **Mechanics of Residual Soils.** Balkema, Rotterdam, 1997.

BLOTT, S.J., PYE, K. Particle share: a review and new methods of characterization and classification. **Sedimentology.** 55: 31-63.2008.

BUZATTI, D.J., **Índice de abrasão Los Angeles e índice de degradação – análise comparativa para diversas naturezas de agregados.** DER/MG, Publicação Técnica,1987, 21p.

CAMPOS, T.M.P. Considerações sobre o comportamento de Engenharia de Solos Saprolíticos de Gnaiss. In: II Colóquio de solos tropicais e subtropicais. **Anais....** p. 147 - 165. Porto Alegre, 1989.

CARVALHO, J.C.; REZENDE, L.R.; CARDOSO, F. B. F.; LUCENA, L.C F.L.; GUIMARÃES, R.C.; VALENCIA,Y.C. Tropical Soils for highway construction: Peculiarities and consideration. **Transportation Geotechnics.** v.5 p. 3-19.2015.

CHO, G., DODDS, J., SANTAMARINA, J.C. Particle shape effects on packing density, stiffness and strength: natural and crushed sands. **Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering.** 132(5): 591 -602. 2006.

COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE. **Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soil.** ABMS. São Paulo.1985.

COSTA FILHO, L.M. CAMPOS, T. M.P. Anisotropy of a Gneissic Residual Soil, In: IX Panamerican Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. **Proceedings...** v.1.p.51-61, Vina del Mar, Chile;1991.

COSTA, P.J.M.; ANDRADE, C.; FREITAS, M.C. **Análise microtextural: princípios, procedimentos e caracterização micromorfológica de grãos de quartzo. Proveniência de materiais geológicos.** Abordagens sobre o quaternário de Portugal. APEQ, 2014.

COX, E.A. A method for assigning numerical and percentage values to degree of roundness of sand grains. **Journal of Paleontology**, v. 1 p.179 -183, 1927.

COX, M.R., BUDHU, M. A practical approach to grain shape quantification. **Engineering Geology**, v.96. n.1.2008

CRISPIM, F.A.; LIMA, D.C.; SCHAEFER, C.E.G. R; SILVA, C.H.C.; CARVALHO, C.A.B.; BARBOSA, P.S.A.; BRANDÃO, E. The Influence of Laboratory Compaction Methods in Soils Structure: Mechanical and Micromorphological Analyses. **Soils and rocks**. v..34. n..1. p. 91 -98. São Paulo, 2011.

DALLA RIVA, R.D. **Efeitos das propriedades físicas dos grãos da fração areia de solos arenosos e de agentes de cimentação no comportamento de sistemas empacotados**. 2010. 180p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de Viçosa, Minas Gerais, 2010.

DAS, B, M. D.; SOBHAN, K. **Principles Geotechnical Engineering**. 9. ed. Boston: Cengage Learning. 2017. 784 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 093**: Solos - Determinação da densidade real. Rio de Janeiro: DNER, 1994a.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 258**: Solos – compactados com equipamentos miniatura-determinação da pedra de massa por imersão. Rio de Janeiro: DNER, 1994b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 256**: Solos – compactados com equipamentos miniatura. Rio de Janeiro: DNER, 1994 c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **CLA ME 259**: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura. Rio de Janeiro: DNER, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação**. 3ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006. 274p.

DIAS, A.J. **Análise sedimentar e o conhecimento dos sistemas marinho**. E-book. Faro, Universidade do Algarve, 2004.

DODDS, J., **Particle Shape and Stiffness-effects and Soil Behavior**. Thesis (Master in soils) - Institute of Technology, Georgia, Atlanta.2003.

ESHEL, G.; LEVY, G.J.; MINGELGRIN, U.; SINGER, M.J. Critical evaluation of the use of laser diffraction for particle-size distribution analyses. **Soil Science Society of America Journal** v.68, p. 736-743. 2004.

FEDA, J. Notes on the Effect of Grain Crushing on the Granular Soil Behavior. **Engineering Geology**. v.63.n. 1-2. p. 93-98.1998.

- FERREIRA, T.; RASBAND, W. **ImageJ User Guide**. IJ 1.46r. 2012.
- FERNLUND, J. M.R. The effect of particle from on sieve analysis: a test by image analysis. **Engineering Geology**. v.50. n. 2. p. 112-124. 1998.
- FRANÇA, F.C. **Estabilização química de solos para fins rodoviários: estudo de caso com o produto “RBI Grade 81”**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de Viçosa, Minas Gerais, 2003.
- GAN, J.K.M.; FREDLUNG, D.G. Shear strength characteristics of two saprolitic soils. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 33. p. 595 -609. Canada, 1996.
- GERMAN, R.M. **Particle Packing Characteristics**. Metal Powder Industries Federation, Princeton, 1989, 443 p.
- GOOGLE. **Software Google Earth**. Versão 4.2 (beta). Disponível em: <https://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>. Acesso: 20 de janeiro de 2020.
- GÖKTEPE, B. A.; SEZER, A. Effect of particle shape on density and permeability of sands. **Geotechnical Engineering**. v.163. n.6. p. 307 - 320. 2010
- GUI, M.W.; YU, C.M. Rate of increase of unsaturated lateritic soil. **Canadian Geotechnical Journal**. v.45. p. 1335 – 1343, Canada, 2008.
- GUILHERME, P.D.B; BORZONE, C.A.; BUENO, M.L.; LAMOUR, M.R. Análise granulométrica de sedimentos de praias arenosas através de imagens digitais. Descrição de um protocolo de mensuração de partículas no software ImageJ – FIJI. **Brazilian Journal Aquatic Science and Technology**. v. 19, n. 2, p. 23-32, 2015.
- GUIMARAES, M. **Crushed stone fines and ion removal from clay slurries – fundamental studies**. Ph.D. (Thesis). Georgia Institute of Technology. Atlanta, 2002.
- HARDIN, B.O. Crushing of Soil Particles. **ASCE Journal of Geotechnical Engineering**. v.11.n.10. p.1177-1192. 1985.
- HARRIS, W.L. The soil compaction process. In: BARNES, K.K., CARLETON, W. M., TAYLOR, H.M., THROCKMORTON, R.I., VANDEN BERG, G. E.(eds.) **Compaction of agricultural soils**. St. Joseph: American Society of Agricultural Engineers, p.7-44, 1971.
- HATTAMLEH, O.M.A., HUSSIEN, H.A.D., MOHAMMAD, N. A. The Consequence of Particle Crushing in Engineering Properties of Granular Materials. **International Journal of Geosciences**. v.4. p.1055-1060.2013.
- HEIDEMANN, M. **Estudo dos solos de uma encosta instável em São José- SC: Intemperismo e comportamento e geotécnico**. 2015. Tese (Doutorado em Engenharia) - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 2015.
- HENRIQUE, G. N. **Modelagem do comportamento tensão x deformação x resistência de um solo residual da região de Viçosa – MG**. 2001. Tese (Doutorado em Engenharia Civil)

- Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 2001.

IBAÑEZ, J.P. **Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais**. 2008.. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

ISO 13320:20040. **Particles size analysis - laze diffraction methods**. Ed.1. n. 9.2020.

JANOO, V.C. Quantification of shape, angularity and surface texture of base course materials. **US Army Corps of Engineers Cold regions research and engineering laboratory**. Hanover, NH, Special Report. 1998.

KLEIN, C.; DUTROW, B. **Manual de Ciências dos Minerais (23ª. Edição). Tradução e revisão técnica: Rualdo Menegat**. Editora Bookman, Porto Alegre, Brasil. 716 p. 2012.

KWAN, A.K.H., MORA, C.F. CHAN, H.C. Particle shape analysis of coarse aggregate using digital image processing. **Cement and Concrete Research**. Elsevier Science Ltd. V.29. P. 14003- 1410, 1999.

LADE, P.V., YAMAMURO, J.A., BOPP, P.A. Significance of Particle Crushing in Granular Materials. **ASCE Journal of Geotechnical Engineering**.v.122. n.4.p.309-316.1996.

LAMBE, T.L., WHITMAN, R.V. **Soil mechanics, SI Version**. New York: John Wiley & Sons, 553 p. 1979.

LEE, K.L, FARHOOMAND, I. Compressibility and Crushing of Granular Soil in Anisotropic Triaxial Compression, **Canadian Geotechnical Journal**, v. 4 n.1, p.68-86. 1967.

LEES, G., The measurement of particle shape and its influence in engineering materials. **Journal of the British Granite and Whinstone Federation**. London, p.1-22. 1964.

LEPSCH, I. F. **19 lições de pedologia**. Oficina de textos 1. ed. São Paulo: Oficina dos livros.2011.

LIRA, C., PINA, P. **Sedimentological Analysis of Sands**. In. MERTÍ et al (Eds.), part II, LNCS. p.388-395. 2007.

LUCARELLI, D.C. **Estudo do comportamento mecânico de solos reforçados com fibras de polietileno tereftalato (PET) de distribuição aleatória**. 2018. 153p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2018.

MARTINS, S.C. **Rotas de concentração por flotação para a wollastonita presente nos depósitos do estado de Goiás**. Dissertação (Mestrado). Programa de Pós-graduação em Engenharia Metalúrgica, Materiais e Minas da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015

MASSEY, J.B.; PANG, P.L.R. Stability of slopes and excavation in tropical soils. **Proceedings**...2 nd. International Conference on Geomechanics and Tropical Soils, Sigapore, V.2 p.551 -570. 1988.

MASSEY, J.B.; IRFA, T.Y.; CIPULLO, A. The characterization of granitic saprolitic soils. **In**:12 International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Rio de Janeiro, v.1.p.533 -542. 1989.

MCDOWELL, G.R. BOLTON, M.D. On the Micromechanics of Crushable Aggregates. **Geot chnique**. v.48.n.5.p.667-679.1998.

MCLANE, M. **Sedimentology**. New York: Oxford University Press, 1995.

MELO, V. F.; WYPYCH, F. **Caulinita e haloisita**. Química e mineralogia do solo. Parte I, SBCS, v.1. p. 427 – 504. 2009.

MITCHELL, J.; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3rd. Soil (Civil Engineering). 2005. 592 p.

MONROE, J.S.; WICANDER, R. **Physical Geology Exploring the earth**. Instructor's edition. 5 th. 2005. 644 p.

MORA, C.F., KWAN, A.K.H. CHAN, H.C. Particle size distribution analysis of coarse aggregate using digital image processing. **Cement and Concrete Research**. v. 28. n.6. p.921-932. Department of Civil of Engineering. The University of Hong Kong, Hong Kong, China. 1998.

MORA, C.F., KWAN, A.K.H. Sphericity, shape factor, and convexity measurement of coarse aggregate for concrete using digital image processing. **Cement and Concrete Research**. v. 30. N.9. p.351-358. Department of Civil of Engineering. The University of Hong Kong, Hong Kong, China. 1999.

NETTERBERG, F. **Review of Specifications for the Use of Laterite in Road Pavements**. Council for Scientific & Industrial Research, ASANDRA, South Africa, 2014.

NICHOLS, G. **Sedimentology & Stratigraphy**. Wiley-Blackwell Chichester, 2009. 419 p.

NÓBREGA, M.T. As re c es dos argilo-minerais com a cal. **In**: Reunião aberta da indústria da cal. v.5.p.57-58. 1985.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentac o de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995.

NOGAMI, J. S. **Characterization, Identification and Classification of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils.**, 1985.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. **Uma nova classifica o de solos para finalidades rodoviárias**. **In**: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. v.1, pp. 30-41. Rio de Janeiro – RJ, 1981.

PAPINI, C. J.; YOSHITO, W. K.; GOUVÊA, D. ; LEAL NETO, R. M. . **Particle size distribution analysis of an alumina powder: influence of some dispersants, PH and supersonic vibration**. Materials Science Forum, v. 498, p. 73-78, 2005.

PEDRON, F. **Mineralogia, morfologia e classificação de saprolitos e Neossolos derivados de rochas vulcânicas no Rio Grande do Sul**. 2007. Tese (Doutorado em Ciência do Solo) – Centro de Ciências Rurais, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria – RS, 2007.

PENTLAND, A. A method of measuring the angularity of sands. **Transaction of the Royal Society of Canada**. (Ser. 3) 21, XCIII. 1927.

PEREIRA, R.S.; MACHADO, C.C.; CARVALHO, C.A.B. Aplicação de misturas solo “Grits” em estradas florestais: resistência mecânica via CBR. **Revista Árvore**, Viçosa – MG, v.30, n.4, p.619 – 627, 2006.

PESSOA, F. H.C. **Análises dos solos de Urucu para fins de uso rodoviário**. 2004. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Brasília, Brasília, DF. 2004.

PINTO, C.S. **Curso básico de mecânica dos solos**. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

POPP, H.J. **Geologia Geral**. Rio de Janeiro: Editora LTC. 7. ed. v.1.2017. 337 p.

POWERS, M.C. A new roundness scale for sedimentary particles. **Journal of Sedimentary Research**, v.23. n.2, p. 117 – 119. 1953.

PUNETHA, P.; MOHANTY, P. SAMANTA, M. Microstructural investigation on mechanical behavior of soil-geosynthetic interface in direct shear test. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.45, p.197-210, 2017.

QUEIROZ, R.C. **Geologia e geotecnia básica**. 2.ed. São Paulo: Blucher, 2016.

REIS, R.M. Comportamento **Tensão- Deformação de dois horizontes de um solo Residual de Gnaisse**. 2004. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos- SP.2004.

RENARD, M.; LAGABRILLE, Y.; MARTIN, E. **Eléments de géologie**. 16. ed. French: Sciences Sup. 2018. 1152p.

RIBEIRO, S.; BONETTI, C. Variabilidade Morfométrica de Sedimentos Arenosos: Revisão de Métodos de Uso do Software Image J na Diferenciação de Ambientes Depositionais na Ilha de Santa Catarina e Região Continental, SC, Brasil. **GRAVEL**. v.11, n. 1, p.37-47. 2010.

RILEY, N. A. Projection sphericity. **Journal of Sedimentary Petrology**. v.11. n.2,p. 94-97.1941.

SANTAMARINA, J.C., CASCANTE, G. Effect of surface roughness on wave probation parameters. **Geotechnique**, v.48.n.1.p. 129 -137. 1998.

SHAHNAZARI, H., REZVANI, R. Effective Parameters for the Particle of Calcareous Sands: An Experimental Study. **Engineering Geology**.v.159. p.98-105. 2013.

SHINOHARA, K. Rheological property of particulate solids. In: FAYED, M.E.; OTTEN, L. (eds). **Handbook of Powder Science Technology**. New York: Chapman & Hall. 1997, 914 p.

SCHAEFER, C.E.R. The microstructure of Brazilian latosols as long-term biotic constructs. 1996. Congresso Latino-Americano de Ciência do Solo, 13, Piracicaba. **Anais...** Piracicaba: pp. 1-20, 1996.

SCHAEFER, C.E.R.; ALBUQUERQUE FILHO, M.R.; GALVÃO, J.C.C. Micropedological effects of compost and fertilizer incorporation in a clayey Urtisol, cultivated with maize, from Coimbra, MG. Congresso Latino Americano de Ciência do Solo, 13, 1996, Piracicaba. **Anais...** Piracicaba, 1996.

SKEMPTON, A.W. **The Colloidal Activity of Clays**. 3rd International Conference Soil Mech found Eng. Switzerland, v. 1.1953.

SOARES, A.P.M. **Estudo da flotabilidade e carga superficial da wollastonita na presença de amina e ácido oleico**. 2015. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas, Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2015.

SOUZA JUNIOR, J.D. **O efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do estado do Ceará**.2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

STEWART, J.; NOVELL, M.J. FOWLWE, D, W. **Characterizing Minus n.200 Fine Aggregate for Performance in Concrete**. Report n.107. International Center for Aggregates Research of The University of Texas at Austin, 2006.

STORTI, F.; BALSAMO, F. **Particle size distributions by laser diffraction: sensitivity of granular matter strength to analytical operating procedures**. Solid Earth, v.1, p.25–48, 2010.

TAKEI, M. KUSABE, O. HAYASHI, T. Time Dependent Behavior of Crushable Materials in One-Dimensional Tests, **Soils and Foundations**. v.41.n.1.p.97-121. 2001.

TEIXEIRA, C.E. **Sobre a teoria da difração de raios-X em estruturas tridimensionais**. 2014.. Dissertação (Mestrado em Engenharia Metalúrgica, Materiais e de Minas) - Escola de Engenharia da UFMG, Minas Gerais, 2014.

TRINDADE, T. P. **Caracterização tecnológica de três solos residuais estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em geotecnia rodoviária e ambiental**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Geotecnia) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, 2006.

TRISTÃO, F.A. **Influência dos parâmetros texturais das areias nas propriedades das argamassas mistas de revestimento**. 2005. 234 p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de Santa Catarina, Florianópolis, 2005

US ARMY; TM5 -818-4: **Backfill of Surface Substructures**. Department of Army and the Air Force, USA, 1983.

VANGLA, P.; LATHA, G.M.L. Effect of particle size of sand and surface asperities of reinforcement on their interface shear behavior. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.44, p.254-268. 2016.

VARGAS, M. O uso de limites de Atterberg na classificação dos solos tropicais. VII CBMSEF, CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. **Anais...** Recife, v. 5 p. 267 -278.1983.

VAUGHAN, P.R.; MACCARINI, M.; MOKTHAR, S.M. Indexing the Engineering Properties of Residual Soil. **Quarterly Journal of Engineering Geology**. London, v. 34. p.69 -84; 1998.

VELTEN, R.Z. et al. Caracterização mecânica de misturas solo-escória de alto forno granulada moída para aplicação em estradas florestais. **Revista Árvore**. v.30. n.2 p. 235 -240. 2006.

VIANA, H. M. F. **Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos no interior do estado de São Paulo**. 2007. Tese (Doutorado em Engenharia de Transporte) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.2007.

VILLIBOR, D. F.; BERNUCCI, L. L. B.; SERRA, P. R. M.; NOGAMI, J. S. Low-Cost Pavements In Brazil Using Lateritic Clay Bases And Thin Surface Courses. **In: Geotrans**, Canada. (Org.). Thin Pavements, Surface Treatments, and Unbound Roads. 1ed. New Brunswick, Canada: University of New Brunswick, 1997.

WADELL, H. Volume, shape, and roundness of rock particles. **The Journal of Geology**. v. 40. n. 5. p.443-451. 1932.

WENTWORTH, C.K. The shapes of beach pebbles. **U.S. Geological Survey Professional Paper**, 131 – C: 75-83.1922.

YUDHBIR, ABEDIZADEH, R. Quantification of particle shape and angularity using the image analyzer. **Geotechnical Testing Journal**. v.14. p.296 -308. 1991.

3 CONSIDERAÇÕES SOBRE A INFLUÊNCIA DA COMPOSIÇÃO QUÍMICO-MINERALÓGICA NO COMPORTAMENTO GEOTÉCNICO DE SOLOS TROPICAIS COMPACTADOS

RESUMO

A principal motivação deste estudo é destacar a importância de se conhecer os aspectos químico-mineralógicos dos solos tropicais de modo a contribuir no melhor entendimento do comportamento geotécnico destes frente aos esforços de compactação e ao seu potencial expansivo. A pesquisa envolveu a coleta e a análise de dois solos com graus de evolução distintos, sendo estes um solo residual maduro (solo BR) e outro relativamente jovem (solo AERO), classificados de acordo com a metodologia MCT como laterítico argiloso (LG') e não laterítico argiloso (NG'), respectivamente. Avaliou-se a relação entre a mineralogia e a resistência/expansão dos solos, utilizando-se as técnicas de Microscopia Eletrônica de Varredura/Espectrometria por Energia Dispersiva de Raios-X (MEV-EDS), Fluorescência de Raios-X (FRX), Difração de Raios-X (DRX) e ensaios normalmente empregados na engenharia geotécnica, como a compactação e o CBR (Índice de Suporte Califórnia e Expansão_{CBR}). Os resultados, obtidos em laboratório, mostraram que os solos investigados apresentaram características químicas e mineralógicas similares, entretanto, no solo AERO, os minerais presentes se encontravam menos intemperizados que no solo BR. Em consequência disto, o solo AERO apresentou menor capacidade de suporte e maior expansibilidade, sendo que estes efeitos não estão relacionados com o aumento da energia de compactação.

Palavras-chave: solos tropicais, intemperismo, CBR, expansibilidade, análises químico-mineralógicas, compactação

ABSTRACT The main motivation of this study is to highlight the importance of knowing the chemical-mineralogical aspects of tropical soils in order to contribute to a better understanding of their geotechnical behavior in view of the compaction efforts and their expansive potential. The research involved the collection and analysis of two soils with different degrees of evolution, these being a mature residual soil (BR soil) and a relatively young one (AERO soil), classified according to the MCT methodology as clay lateritic (LG') and non-lateritic clayey (NG'), respectively. The relationship between mineralogy and soil resistance/swelling was evaluated using the techniques of Scanning Electron Microscopy/X-ray Dispersive Energy Spectrometry (SEM-EDS), X-Ray Fluorescence (FRX), X-ray diffraction (XRD) and tests normally used in geotechnical engineering, such as compaction and CBR (California Bearing Ratio and CBR swelling). The results, obtained in the laboratory, showed that the soils investigated presented similar chemical and mineralogical characteristics, however, in the AERO soil, the minerals present were less weathered than in the BR soil. As a result, the AERO soil showed less support capacity and greater swelling, and these effects are not related to the increase in compaction energy.

Keywords: tropical soils, weathering, CBR, swelling, chemical-mineralogical analysis, compaction

3.1 Introdução

Os solos residuais, mais especificamente os solos residuais tropicais, têm sido objeto de estudo visto que estão presentes em todo o território brasileiro e são constantemente empregados em pequenas e em grandes obras geotécnicas (SANDRONI, 1985). O solo tropical configura-se como aquele formado em regiões de clima quente e úmido, cujas estrutura e composição químico-mineralógica são dependentes, em parte, da rocha de origem e, em parte, do processo de intemperismo por ela sofrido, sobretudo do intemperismo químico (VARGAS, 1985; BRAND, 1985; VARGAS, 1988; IRFAN e WOODS, 1988; MILLARD, 1993).

A ação do intemperismo nas rochas resulta em um perfil de alteração composto por dois solos aparentemente distintos de interesse da engenharia, um proveniente de um horizonte superior maduro, isto é, aquele em que não se encontra nenhuma estrutura remanescente da rocha mãe, e outro jovem, aquele resultante da decomposição e/ou desagregação “in situ” desta rocha, mantendo ainda, com nitidez, a estrutura reliquiar (VAUGHAN et al., 1988; GAN e FREDLUND, 1996; AYDIN., 2006; GIACHETI et al., 2006). No meio geotécnico é comum referir-se ao solo maduro como laterítico e, como saprolítico, a um conjunto de solos que envolvem dos mais jovens até aqueles que já apresentam um certo grau de evolução (BARATA, 1969; LACERDA, 2007).

Os solos saprolíticos são aqueles que, de acordo com a conceituação tradicional (COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMFE, 1985), são genuinamente residuais, ou seja, conservam necessariamente a estrutura da rocha parental (AYDIN, 2006; GIACHETI et al., 2006; LACERDA, 2007; ROCHA e GIACHETI, 2018). Entretanto, durante o processo de intemperismo que atua na formação desses solos, vão sendo adicionadas novas características a essa estrutura herdada, tornando-a mais complexa do que a da rocha matriz (IBÁÑEZ, 2008). Em função destes aspectos adicionais, o uso do termo saprolítico para designar, de forma generalizada, solos com distintos graus evolutivos, talvez seja inadequado, sendo mais interessante utilizar a expressão não laterítico, como denotam Nogami e Villibor (1981).

Alguns autores sugerem, ainda, uma classificação intermediária entre os solos saprolíticos e os lateríticos, sendo este grupo denominado de solos transicionais (VERTEMATTI, 1988; GODOY e BERNUCCI, 2002). Contudo, na prática da engenharia, não importa se a nomenclatura utilizada está correta, mas sim que os critérios geológicos e as

propriedades geotécnicas previstas ou derivadas dos ensaios sejam confiáveis (KAMTCHUENG et al., 2015).

Os solos de comportamento não laterítico apresentam, na sua fração granular (areia e pedregulho), uma grande diversidade de minerais diferentes do quartzo, contudo não é incomum a presença predominante desse mineral. A fração silte apresenta-se com uma constituição mineralógica multiforme, todavia há casos em que é constituída por apenas um mineral, geralmente o quartzo, a caulinita ou as micas. Estes dois últimos minerais mencionados, particularmente, devem ser enfatizados pelo fato de imprimirem propriedades indesejáveis ao solo compactado, tais como baixa capacidade de suporte e elevada expansibilidade. A fração argila, quando existente, possui argilominerais que não são revestidos por óxidos de Ferro e Alumínio, podendo conter ainda outros mais ativos que a caulinita, tais como a montmorilonita e a illita (NOGAMI e VILLIBOR, 1981).

Nos solos lateríticos, o processo de intemperismo envolve a lixiviação da sílica, a formação de sesquióxidos coloidais e a precipitação de óxidos com uma crescente cristalinidade e desidratação à medida que a rocha de origem vai se deteriorando. A rocha parental, que contém elementos primários como os feldspatos, o quartzo e minerais ferromagnesianos, é convertida em um material argiloso contendo caulinita, sesquióxidos e algum quartzo residual. Os feldspatos são convertidos em caulinita, e esta, em seguida, é transformada em gibsitita. Os minerais ferromagnesianos primários, por outro lado, acabam sendo transformados em goethita difusa (amorfa), bem como no mineral goethita (após a cristalização), e, finalmente, ocorre a formação da hematita. A cristalização dos materiais conduz à formação de agregados e na cimentação por colóides de ferro e/alumínio, resultando em um sistema totalmente cimentado (SHERMAN e KANEHIRO, 1954; SIVARAJASINGHAM et al., 1962; ALEXANDER e CANDY, 1962; HAMILTON, 1964; LOHNES e DEMIREL, 1973).

Diante do exposto, estes solos caracterizam-se por possuir minerais mais suscetíveis à alteração, tendo suas frações areia e silte, predominantemente, constituídas de quartzo. Na fração argila, em geral, são ricos em caulinita, quando formados sob condições de intemperismo médio a alto, ou em montmorilonita e outros argilominerais de estrutura cristalina 2:1, quando formados sob condições de intemperismo baixo (SATYANARAYANA e THOMAS, 1962; GOWAIKAR, 1972; SAHU e KRISHNA; 1984; BRONGER e BRUHN, 1989). Quando a caulinita é predominante, esse argilomineral se apresenta, geralmente, recoberto por sesquióxidos de ferro (Fe) e de alumínio (Al), os quais, além de atuarem como

responsáveis por sua tonalidade, têm um papel fundamental no seu comportamento geotécnico (ALEXANDER e CANDY, 1962; NETTERBERG, 2014).

Normalmente, a literatura científica se refere aos solos tropicais como aqueles que se distinguem dos sedimentares quanto ao seu processo de formação (GIACHETI et al., 2006). Nas regiões temperadas e frias, os solos sofrem, após sua deposição, alterações decorrentes de processos como adensamento secundário, lixiviação, efeitos tixotrópicos e desenvolvimento de ligações interpartículas. Conseqüentemente, esses solos têm, em geral, suas características estruturais mais ligadas ao histórico de tensões a que foram submetidos do que decorrentes do intemperismo químico (BJERRUM, 1967; CARVALHO et al., 2015). Por outro lado, em solos tropicais, o efeito das tensões às quais foram subordinados durante a sua formação é menor, tendo suas características estruturais ditadas principalmente pela história de transformação químico – mineralógica pela qual passaram, como uma consequência direta do intemperismo químico (LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; CARVALHO et al., 2015).

Os modelos da Mecânica dos Solos clássica, desenvolvidos inicialmente para solos sedimentares, nem sempre são aplicáveis para a previsão do comportamento geotécnico de solos residuais, devido a sua estrutura diferenciada e mineralogia complexa (LACERDA et al., 1985; GIACHETI et al., 2006; AYDIN, 2006; ROCHA e GIACHETI, 2018). Devido a estas importantes diferenças, a única estratégia confiável para que os solos tropicais sejam utilizados como material de construção é analisar as características químico-mineralógicas e as propriedades mecânicas destes solos, sob o ponto de vista da sua origem e formação, por meio do desenvolvimento de estudos particulares em cada material (GIDIGASU, 1983; PINNARD et al., 2014; CARVALHO et al., 2015; BISWAL et al., 2016).

Neste contexto, o presente estudo tem o propósito de avaliar como as características mineralógicas resultantes da atuação do intemperismo tropical condicionam o comportamento geotécnico de dois solos residuais de classes distintas (laterítico e não laterítico), traduzido por propriedades relacionadas à compactabilidade, à capacidade de suporte e à expansibilidade. Sob a perspectiva da mineralogia particular dos solos investigados, foram determinadas propriedades físicas, químicas e microestruturais dos materiais geológicos, visando correlacioná-las com as respostas geotécnicas pesquisadas.

3.2 Materiais e métodos

3.2.1 Materiais

Utilizaram-se dois solos típicos da microrregião de Viçosa, situados no domínio chamado de Complexo Cristalino Brasileiro. O município de Viçosa, que está geograficamente localizado entre as latitudes 20°41'20" S a 20°49'35" S e entre as longitudes 42°49'36" W a 42°54'27" W, a uma altitude média de 650 metros, se encontra no norte da região conhecida como Zona da Mata Mineira, no estado de Minas Gerais (MG), Brasil. Os solos formados nesta região têm sua origem na alteração de rochas gnáissicas e de anfibólitos e tendem a apresentar expressivas ocorrências dos tipos latossolos e saprolíticos (AZEVEDO, 1999). As respectivas localizações das áreas de coleta dos solos estão representadas na Figura 3.1, e, nesta pesquisa, as amostras obtidas são referidas como:

- i) Solo BR: amostra coletada do horizonte B de um talude de corte localizado à margem da Rodovia BR 120, nas proximidades do trevo de acesso ao campus Viçosa da UFV (Universidade Federal de Viçosa), com coordenadas geográficas de Latitude 20°47'31.74"S e Longitude 42°50'17.96"W. Trata-se de um solo residual maduro de grande extensão territorial no relevo do município, que apresenta uma coloração vermelho-amarelada, blocos bem individualizados e aspecto bem poroso;
- ii) Solo AERO: amostra coletada do horizonte C de um talude de corte localizado à margem da Rodovia BR 120, nas proximidades do Aeroporto de Viçosa – MG, com coordenadas geográficas de Latitude 20°45'19,80" S e Longitude 42°50'26,30" W. Trata-se de um solo residual jovem de grande extensão territorial no relevo do município, que apresenta uma coloração rosada.

Figura 3.1 - Localização dos solos investigados



Fonte: Google Earth, 2020, p.2.

3.2.2 Métodos

3.2.2.1 Caracterização e classificação geotécnicas

Nesta etapa, foram coletadas amostras deformadas representativas dos solos investigados, de acordo com a NBR 9604 (ABNT, 2016a). Posteriormente, as amostras foram preparadas conforme as recomendações da NBR 6457 (ABNT, 2016b) para a execução dos ensaios de caracterização geotécnica descritos na Tabela 3.1.

Tabela 3.1 - Ensaio de caracterização geotécnica dos solos pesquisados

Ensaio	Norma	Descrição
Massa específica dos sólidos	ME 093 (DNER, 1994a)	Solo – Determinação da densidade real
Granulometria	NBR 7181 (ABNT, 2016c) ⁵	Solo – Análise granulométrica
Limite de Liquidez	NBR 6459 (ABNT, 2016d) ⁶	Solo – Determinação do Limite de Liquidez
Limite de Plasticidade	NBR 7180 (ABNT, 2016e)	Solo – Determinação do Limite de Plasticidade

Fonte: A autora.

Os solos investigados foram classificados texturalmente por meio das suas distribuições granulométricas e de acordo com as classificações geotécnicas convencionais, a

⁵ ABNT NBR 7181:2016. Versão corrigida 2:2018.

⁶ ABNT NBR 6459: 2016 Versão corrigida 2017.

saber, Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), conforme a norma técnica D 2487 - 11 (ASTM, 2011), e Transportation Research Board (TRB), de acordo com norma técnica M 145 - 91 (AASHTO, 2008). Considerando-se as peculiaridades dos solos tropicais, também foi aplicada a metodologia de classificação proposta por Nogami e Villibor (1981), denominada MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), conforme os métodos de ensaio prescritos pela norma técnica CLA 259 (DNER, 1996), com leituras complementares às normas ME 258 (DNER, 1994b) e ME 256 (DNER, 1994c).

3.2.2.2 Estimativa do potencial expansivo dos solos

A variação volumétrica por expansão e/ou contração dos solos pode conduzir a sérios prejuízos a obras de engenharia. Além dos fatores relacionados à alteração da tensão externa ou da sucção, o aumento do teor de água nos solos, seja ele devido a causas naturais (chuvas fortes), a problemas de construção (drenagem inadequada e/ou vazamentos em tubulações de água/esgoto) ou, ainda, associado ao processo de compactação, pode acarretar uma expansibilidade deletéria, geralmente observada em solos de natureza argilosa ou argilo-siltosa (CHEN, 1988; MURTHY, 2003; BELCHIOR, 2016).

Existem diversas técnicas para a identificação de um solo expansivo, sendo algumas delas baseadas em ensaios quantitativos (métodos diretos), como o da determinação da expansão em células edométricas (expansão “livre”), o da pressão de expansão (SEED et al., 1962; SALAS, 1980), em modernos ensaios utilizando centrífugas (ZORNBERG et al., 2009; PLAISTED, 2009; KUHN, 2010; WALKER, 2012; ARMSTRONG, 2014; SNYDER, 2015; BELCHIOR, 2016) e, a mais frequentemente empregada no meio rodoviário, a Expansão_{CBR}, obtida concomitantemente ao ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC).

Outros procedimentos fundamentam-se indiretamente na composição mineralógica, na descrição geomorfológica e em critérios qualitativos, tais como distribuição granulométrica, nos índices de consistência e nas classificações geotécnicas dos solos para estimar seu caráter expansivo (SKEMPTON, 1953; ALTEYER, 1955; SEED et al., 1962; SATYANARAYANA e RANGANATHAM, 1969; VIJAYVERGIYA e GHAZZALY, 1973; CHEN, 1988; AL-SHAYEA, 2001; SAVAGE, 2007).

Neste estudo, avaliaram-se, qualitativamente, a influência dos prováveis argilominerais presentes nos solos investigados e a sua suscetibilidade à expansão, por meio do índice de atividade da fração argila (A_t) (Skempton, 1953) e pelas relações de Savage (2007).

A conceituação de Skempton (1953) leva em consideração o teor de argila dos solos (partículas de diâmetro $\varnothing \leq 2\mu\text{m}$) no seu potencial expansivo, resultante da relação indireta da densidade dos cátions dos argilominerais presentes. O índice de atividade da fração argila (A_t) é definido como a razão, adimensional, entre o índice de plasticidade (IP) e a percentagem de fração argila (percentagem de partículas com $\varnothing \leq 2\mu\text{m}$), conforme a equação 3.1.

$$A_t = \frac{IP}{\varnothing \leq 0,002\text{mm}} \quad (3.1)$$

Com o mesmo objetivo, Savage (2007) baseou-se na capacidade de troca dos íons dos minerais argilosos (Tabela 3.2) para desenvolver correlações entre os limites de Atterberg dos principais argilominerais presentes nos solos e o seu potencial expansivo.

Tabela 3.2 - Limites de Atterberg dos argilominerais.

Argilominerais	Íons trocáveis	Limite de Liquidez (%)	Limite de Plasticidade (%)	Índice de Plasticidade (%)
Montmorinólita	Na	710	54	650
	K	660	98	562
	Ca	510	81	429
	Mg	410	60	350
	Fe	290	75	215
Ilita	Na	120	53	67
	K	120	60	60
	Ca	100	45	55
	Mg	95	46	55
	Fe	110	49	49
Caulinita	Na	53	32	21
	K	49	29	20
	Ca	38	27	11
	Mg	54	31	23
	Fe	59	37	22

Fonte: Savage, 2007, p.277

No estudo, o autor apresenta a Tabela 3.3 e explica que, como a razão entre o limite de liquidez (LL) e o limite de plasticidade (LP) do material é o produto entre LL/IP e IP/LP, tem-se um coeficiente R, chamado de razão de plasticidade, que possibilita estimar o tipo de argilomineral presente nos solos e, assim, inferir sobre sua expansibilidade.

Tabela 3.3 - Relações de Savage (2007)

Argilomineral	Íons	Na	K	Ca	Mg	Fe	Média
Montmorilonita	LL/IP	1,09	1,17	1,19	1,17	1,34	1,19
	IP/LP	12	5,73	5,30	5,90	2,86	4,96
	LL/LP	13,1	6,10	6,30	6,90	3,83	5,9
Ilita	LL/IP	1,79	2,00	1,82	1,73	2,24	1,91
	IP/LP	1,26	1,00	1,22	1,20	1,00	1,15
	LL/LP	2,26	2,00	2,22	2,08	2,24	2,16
Caulinita	LL/IP	2,52	2,45	3,45	2,35	2,63	2,68
	IP/LP	0,65	0,68	0,40	0,74	0,59	0,61
	LL/LP	1,64	1,67	1,38	1,74	1,55	1,59

Fonte: Savage, 2007, p.278.

3.2.2.3 Análises química, mineralógica e morfológica

Com o intuito de complementar as caracterizações geotécnicas com a identificação dos elementos e compostos químicos dos minerais e da morfologia das partículas dos solos investigados, foram realizados, respectivamente, os ensaios de Fluorescência de Raios-X (FRX), Espectrometria de Energia Dispersiva de Raios-X (EDS), Difração de Raios-X (DRX) e Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).

3.2.2.4 Ensaios de compactação e CBR

Para determinar os parâmetros ótimos de compactação (teor ótimo de umidade – $W_{ót}$ e peso específico aparente seco máximo - $\gamma_{dmáx}$), nas energias correspondentes aos Proctor normal e modificado, foram realizados os ensaios de compactação dos solos de acordo com a NBR 7182 (ABNT, 2016f)⁷. Nas respectivas condições de ótimo das curvas de compactação dos solos, foram realizados os ensaios CBR, seguindo as prescrições da NBR 9895 (ABNT, 2016g)⁸, para a obtenção do Índice de Suporte Califórnia (ISC) e da $Expansão_{CBR}$. Foram moldados seis corpos de prova para cada solo, três para cada energia de compactação utilizada nesse estudo, nos quais foram determinadas as médias aritméticas dos resultados destes parâmetros.

⁷ ABNT NBR 7182:2016. Versão corrigida: 2020.

⁸ ABNT NBR 9895:2016. Versão corrigida: 2017.

3.3 Resultados e discussões

3.3.1 Propriedades geotécnicas dos solos

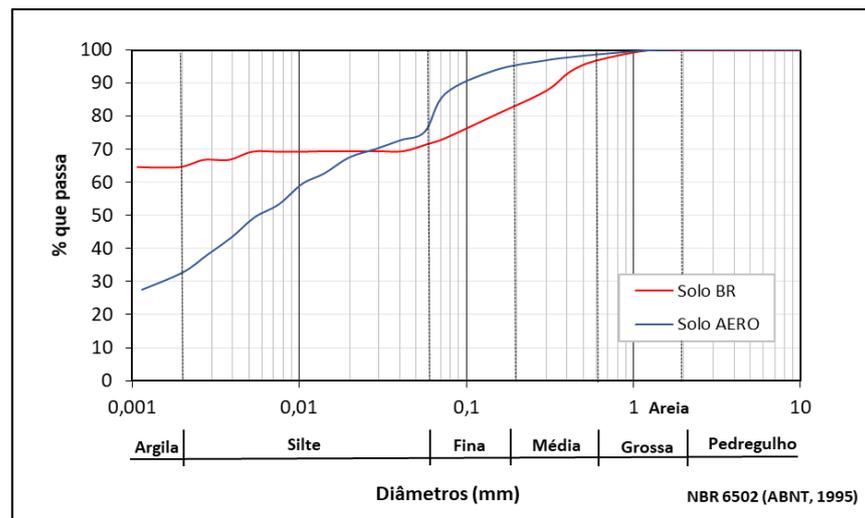
Na Tabela 3.4, apresentam-se os resultados dos ensaios de caracterização geotécnica, e na Figura 3.2, as curvas granulométricas dos solos investigados.

Tabela 3.4 - Resultados da caracterização geotécnica dos solos pesquisados.

Propriedades		Solos	
Frações granulométricas (%)		BR	AERO
Areia	Grossa $0,6 \leq \varnothing < 2,0$ mm	3	1
	Média $0,2 \leq \varnothing < 0,6$ mm	16	5
	Fina $0,06 \leq \varnothing < 0,2$ mm	9	19
Silte $0,002 \leq \varnothing < 0,06$ mm		7	42
Argila $\varnothing < 0,002$ mm		65	33
Peso específico dos sólidos, γ_s , kN/m ³		27,43	29,53
Limites de Atterberg			
Limite de Liquidez, LL, %		66	70
Limite de Plasticidade, LP, %		37	35
Índice de Plasticidade, IP, %		29	35

Fonte: A autora.

Figura 3.2 - Curvas granulométricas dos solos investigados



Fonte: A autora

Pela análise granulométrica, verifica-se que o solo BR apresenta uma grande porcentagem de finos, predominando a fração argila. Texturalmente, esta amostra foi classificada, de acordo com a NBR 6502 (ABNT, 1995), como uma argila arenosa com um pouco de silte. O solo AERO, por outro lado, apresenta preponderância de silte, como também uma porcentagem significativa de argila, caracterizando-se como um silte argilo-arenoso.

3.3.2 Classificação geotécnica

Avaliados por meio da TRB, os solos BR e AERO se enquadram no grupo A-7-5, acrescidos dos índices de grupo (17) e (20), respectivamente, categorizando-os como argilas plásticas de alta compressibilidade, altamente elásticas e propensas a sofrerem grandes variações volumétricas (DNIT, 2006). Segundo esta classificação, os solos estudados têm aptidão de fraca a pobre para serem utilizados como materiais de fundação em pavimentos (AASHTO, 2008).

De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), os solos BR e AERO foram classificados, respectivamente, como CH e MH. A norma D 2487 - 11 (ASTM, 2011) considera, portanto, este primeiro (Solo BR) como uma argila gorda “com areia”, por apresentar um elevado limite de liquidez (65%), uma plasticidade média (29%) e uma porcentagem significativa de areia (28%). A classificação do Solo AERO, por sua vez, o enquadra dentro da categoria de siltes argilosos, micáceos e diatomáceos, de alta compressibilidade.

Quanto às expectativas do comportamento geotécnico dos solos investigados, com base nesta última classificação, pode-se dizer que ambos os solos possuem expansibilidade elevada, capacidade de suporte (CBR) de campo baixa e drenagem de moderada a praticamente inexistente. Logo, são solos pouco indicados como materiais de aterro e para compor as camadas subjacentes dos pavimentos (ASTM, 2011).

Adicionalmente aos métodos tradicionais de classificação empregados na pavimentação rodoviária, as amostras dos solos BR e AERO foram submetidas aos ensaios Mini-MCV, cujos procedimentos se respaldam na obtenção de parâmetros classificatórios que permitem categorizar os materiais dentro dos grupos e subgrupos da metodologia MCT. Os índices obtidos, assim como a classificação dos solos segundo este sistema, se encontram na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Índices e classificação dos solos segundo a metodologia MCT

Solos	Resultados MCV				Classificação MCT
	Índice c'	Índice d'	Índice Pi (%)	Índice e'	
BR	1,82	35,54	29,0	0,826	LG' (Laterítico Argiloso)
AERO	1,874	16,70	354,0	1,679	NG' (Não – Laterítico Argiloso)

Fonte: A autora.

O índice c' , denominado de coeficiente de deformabilidade, correlaciona-se aproximadamente com a distribuição granulométrica dos solos, indicando uma combinação entre graduação e coesão observada na compactação (FERREIRA, 1992; NOGAMI et al., 1989). Assim, os valores de c' superiores a 1,5 para os solos investigados demonstram que estes possuem um comportamento típico de materiais altamente plásticos, como argilas e solos argilosos (NOGAMI et al., 1989).

O coeficiente d' reflete a relação entre as dimensões dos grãos dos solos e sua propensão ao comportamento laterítico (FERREIRA, 1992). Nogami et al. (1989) afirmam que as argilas lateríticas possuem geralmente valores de d' superiores a 20, como é o caso do solo BR. Para o solo AERO, o coeficiente d' não atinge este limite, indicando tratar-se de um material não laterítico.

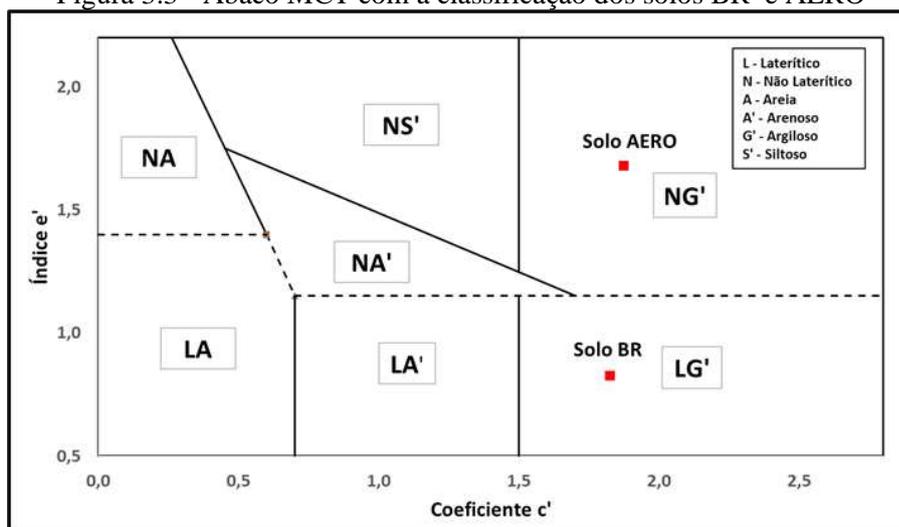
A obtenção dos valores de perda de massa por imersão (P_i), na metodologia MCT, também tem a finalidade de acentuar as diferenças entre solos de comportamento laterítico e não laterítico. No ensaio de perda de massa por imersão, verifica-se a “estabilidade” que o solo apresenta na presença de água, após ser compactado e sujeito ao confinamento parcial (NOGAMI et al., 1989; FERREIRA, 1992).

O valor de P_i para o solo BR foi de 29%, indicando que este solo possui maior coesão quando submerso e comportamento tipicamente laterítico. Por outro lado, o solo AERO apresentou um valor de P_i superior a 300%, com relativa perda de massa por imersão, assinalando o seu aspecto não laterítico.

O coeficiente e' é obtido pela expressão matemática dada pela equação 3.2, que relaciona resultados de d' (coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco, correspondente a 12 golpes) e P_i (perda de massa por imersão, em porcentagem) dos solos em questão (Tabela 3.5). Dispondo-se deste índice e com o auxílio do ábaco da Figura 3.3, é possível finalizar a classificação MCT, distribuindo os materiais em dois grandes grupos (lateríticos e não lateríticos) e nos seus respectivos subgrupos compreendidos neste sistema.

$$e' = \sqrt[3]{\left(\frac{20}{d'} + \frac{P_i}{100}\right)} \quad (3.2)$$

Figura 3.3 - Ábaco MCT com a classificação dos solos BR e AERO



Fonte: A autora

O solo BR foi classificado como Laterítico Argiloso (LG'). Neste subgrupo, encontram-se as argilas e argilas arenosas, que constituem o horizonte B dos solos pedologicamente conhecidos por latossolos, solos podzólicos e terras roxas estruturadas. O solo AERO enquadra-se como Não Laterítico Argiloso (NG'), pertencente às categorias de solos superficiais pedogenéticos não lateríticos, como vertissolos, assim como muitos solos transportados (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

3.3.3 Avaliação do potencial expansivo dos solos

Os solos utilizados nesta pesquisa foram avaliados quanto ao seu potencial expansivo, determinando-se os índices de atividade da fração argila (A_t) e as relações de Savage (2007), como mostra a Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Resultados dos Índices de Atividade da fração argila e das relações de Savage (2007) para os solos da pesquisa.

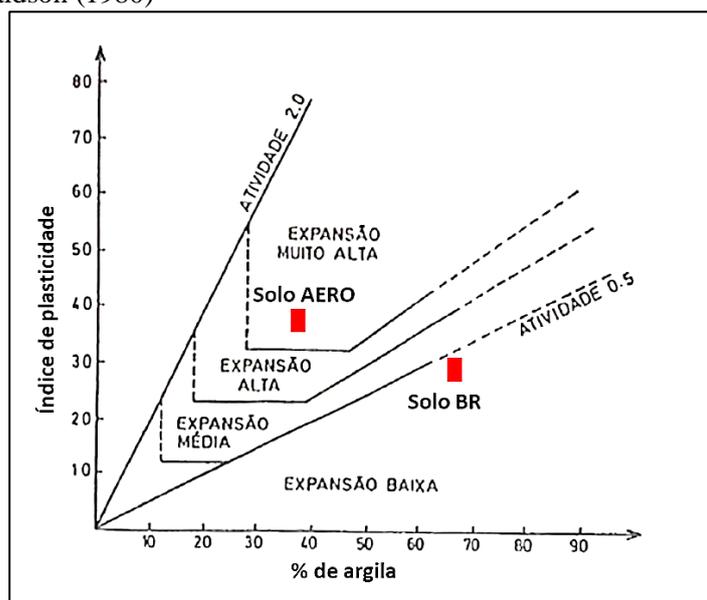
Parâmetros	Solos	
	BR	AERO
Atividade da fração argila (Skempton, 1953)		
Ø inferior a 0,002 mm, %	65	33
Índice de Plasticidade, %	29	35
Índice de Atividade da fração argila, A_t	0,44	1,06
Relações de Savage (2007)		
LL/IP	2,27	2,0
IP/LP	0,78	1,0
LL/LP	1,78	2,0

Fonte: A autora

De acordo com o critério de Skempton (1953), a atividade das argilas é um conceito ligado à plasticidade e ao tipo de argilomineral presente no solo. Os solos com montmorilonita são mais ativos ($1,5 < A_t < 7,0$) que solos contendo illita ($0,5 < A_t < 1,2$), e estes, por sua vez, são mais ativos que solos com caulinita ($0,3 < A_t < 0,5$). Quanto maior a atividade de um solo, mais importante é a influência dos argilominerais em suas propriedades e mais suscetível ele é aos tipos de íons trocáveis e à composição do fluido intersticial (PINTO et al., 1993; FUTAI et al., 1998; POLIVANOV et al., 2015). Não obstante, a atividade é usada como um índice para estimar o potencial expansivo de solos argilosos (DAS e SOBHAN, 2017).

Os valores de A_t para os solos BR e AERO, encontrados na Tabela 3.6, foram de 0,44 e 1,06, respectivamente. Williams e Donaldson (1980) estabeleceram uma classificação da expansibilidade de solos (Figura 3.4) com base nos índices de Skempton. De acordo com estes autores, a fração argila do solo BR é considerada inativa ($A_t < 0,75$) e pouco expansiva. O solo AERO possui o material argiloso com atividade normal ($0,75 < A_t < 1,25$), porém exibiu elevada expansibilidade.

Figura 3.4 - Classes de expansibilidade dos solos da pesquisa de acordo com a classificação de Williams e Donaldson (1980)



Fonte: A autora

Correlacionando as relações de Savage obtidas para os solos pesquisados (Tabela 3.6) com os dados contidos na Tabela 3.3, estima-se que o solo BR possua argilominerais do grupo da caulinita, de caráter não expansivo, enquanto que o solo AERO contenha illita, mineral argilítico com um grau de expansão intermediário entre a caulinita e a montmorolinita.

Nota-se que estes resultados corroboram com aqueles obtidos anteriormente para o índice de atividade, que também indicam a presença destes minerais nos solos.

A caulinita é o argilomineral predominante na composição de solos tropicais, sobretudo nos solos maduros (NOGAMI e VILLIBOR, 1995). É caracterizada por possuir um arranjo estrutural do tipo 1:1, com ligações de hidrogênio intercadas tão fortes que impedem a penetração de moléculas de água em sua estrutura. Os minerais deste grupo são muito estáveis e, conseqüentemente, pouco expansivos, pois a distância basal entre suas camadas é pequena, tornando-os menos ativos coloidalmente (GRIM, 1962; DEER et al., 1966; LAMBE e WHITMAN, 1979; COLES e YONG, 2002; MITCHELL e SOGA, 2005; DAS e SOBHAN, 2017). Ademais, quando a caulinita presente nos solos está recoberta por óxidos de ferro e alumínio, contribui para que os mesmos tenham menor expansão volumétrica e propriedades cimentantes (NOGAMI, 1985).

O potencial expansivo intermediário da illita advém da presença de camadas firmemente ligadas por íons monovalentes de potássio (K^+), diferindo-a da montmorilonita por possuir uma maior quantidade desses íons e pela menor distância basal intercadas. Isto resulta em uma forte atração eletrostática que impede a penetração de água na estrutura do mineral e a expansão intracristalina. Por outro lado, suas ligações de potássio são relativamente fracas, quando comparadas às ligações de hidrogênio da estrutura caulinitica, e embora a hidratação das illitas ocorra de forma análoga à das caulinitas (SEEDSMAN, 1993), suas partículas com elevada superfície específica colaboram na maior adsorção de água (OLPHEN, 1963; CHEN, 1988; DAY, 1999; DEER et al., 1966; MURTHY, 2003).

Além disso, este argilomineral é derivado das micas, inclusive sendo denominado hidromica ou mica argilácea, por suas semelhanças. Por isso, as extremas condições de intemperismo químico, observadas nas regiões tropicais, podem incidir em substituições isomórficas do K^+ por cátions de maiores dimensões durante o processo de alteração mineral da mica para a illita. Neste caso, ocorre o afastamento das camadas estruturais do argilomineral (aumento da distância basal), permitindo a entrada de moléculas de água (GRIM, 1962; TAYLOR e SMITH, 1986; AUÑON, 1990; SEEDSMAN, 1993).

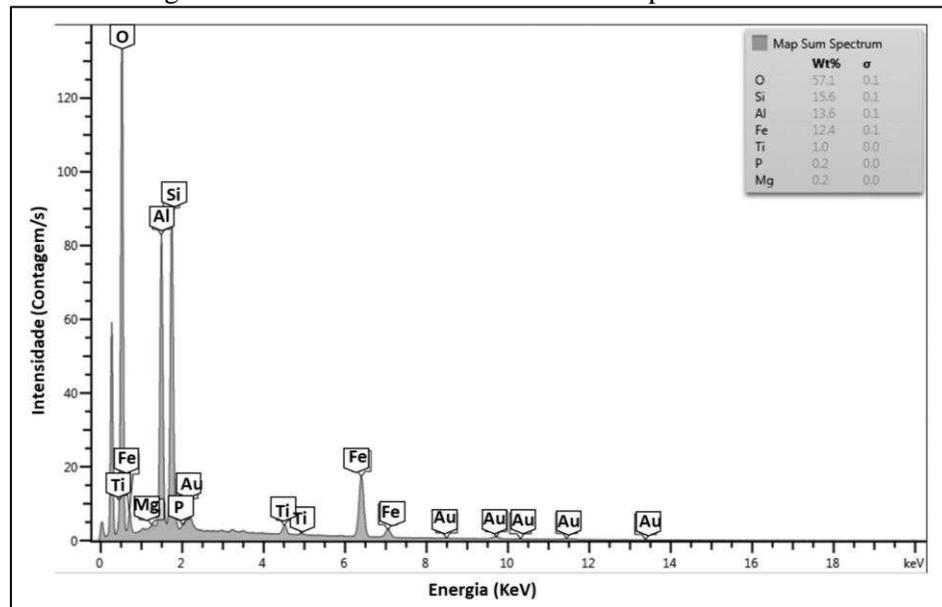
Salienta-se que a estimativa do potencial expansivo dos solos BR e AERO, por meio da determinação do A_t e das relações de Savage, não é uma garantia de que estes índices sejam compatíveis com a sua mineralogia. Neste mesmo sentido, observa-se que, principalmente em solos tropicais, a aplicação e/ou aumento do esforço de compactação com a alteração de seu teor de umidade natural podem modificar a estrutura dos mesmos e promover a expansão volumétrica.

De qualquer modo, solos muito expansíveis, sejam em seu estado natural ou compactado, podem resultar em instabilidade em taludes, aparecimento de trincas e rachaduras nas construções, rupturas de aterro e diminuição da capacidade de suporte das camadas do pavimento (WISE e HUDSON, 1971; IGNATIUS e FRAZÃO, 1990; LEW e SOARES, 1998; MURTHY, 2003; BELCHIOR, 2016).

3.3.4 Resultados das análises química, mineralógica e morfológica

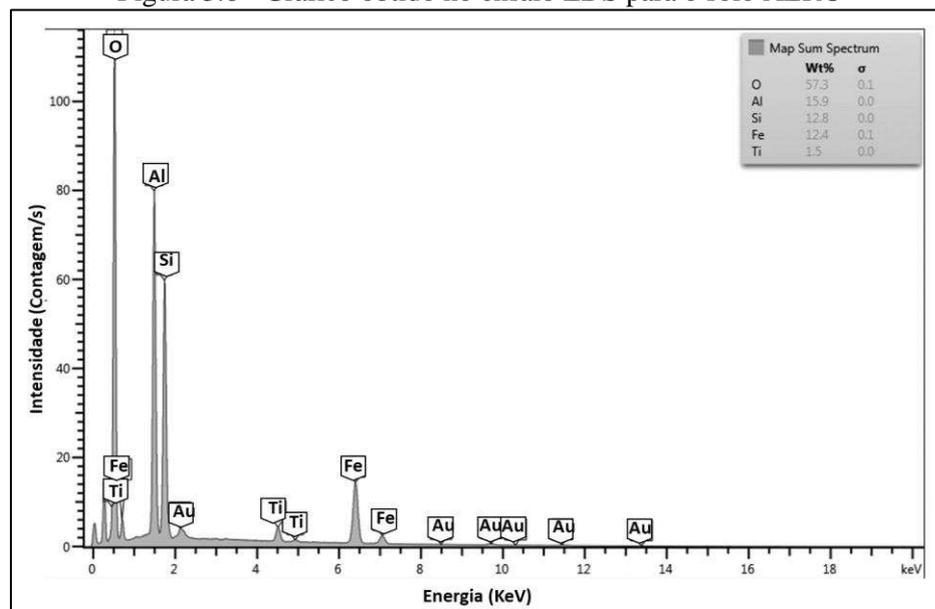
As Figuras 3.5 e 3.6 apresentam os resultados dos ensaios EDS (realizados concomitantemente ao MEV) aplicáveis, respectivamente, aos solos BR e AERO. O ensaio possibilita as análises qualitativa e semi-quantitativa das amostras, indicando os elementos químicos presentes nos minerais que as compõem e o grau de alteração dos mesmos. Cabe destacar que, quanto mais elevado é o pico (eixo vertical), maior é a concentração desses elementos nos minerais, e quanto maior a energia de dispersão (eixo horizontal), mais intemperizados eles se encontram na constituição dos solos.

Figura 3.5 - Gráfico obtido no ensaio EDS para o solo BR



Fonte: A autora.

Figura 3.6 - Gráfico obtido no ensaio EDS para o solo AERO



Fonte: A autora.

A Tabela 3.7 apresenta os dados quantitativos dos componentes químicos encontrados nos solos pesquisados, obtidos por meio do ensaio de Fluorescência de Raios-X (FRX).

Tabela 3.7 - Resultados da análise química dos solos pesquisados obtidos por FRX

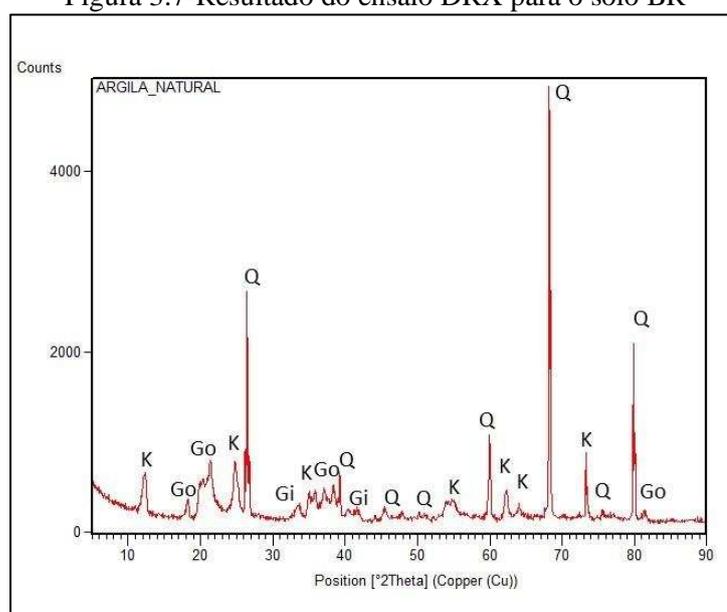
Compostos químicos	Símbolo	Unidade	Resultados	
			Solo BR	Solo AERO
Pentóxido de Vanádio	V ₂ O ₅	ppm	979,9	862,9
Dióxido de Zircônio	ZrO ₂	ppm	781,3	858,7
Cloro	Cl	ppm	686,9	531,1
Óxido de Potássio	K ₂ O	ppm	486,6	405,5
Óxido de Manganês	MnO	ppm	414,9	638,8
Óxido Sulfúrico	SO ₃	ppm	-	851,1
Óxido de Magnésio	MgO	ppm	-	745,7
Trióxido de Dicromo	Cr ₂ O ₃	ppm	377,5	171,8
Óxido de Níquel	NiO	ppm	168,2	159,8
Óxido de Zinco	ZnO	ppm	161,6	122,5
Óxido de Cobre	CuO	ppm	155,3	334,8
Óxido de Gálio	Ga ₂ O ₃	ppm	91,7	67,8
Óxido de Chumbo	PbO	ppm	78,1	150,9
Óxido de Európio	Eu ₂ O ₃	ppm	-	606,5
Pentóxido de Nióbio	Nb ₂ O ₅	ppm	61,0	46,9
Óxido Itérbico	Yb ₂ O ₃	ppm	55,9	65,8
Óxido de Estrôncio	SrO	ppm	27,7	91,1
Óxido de Ítrio	Y ₂ O ₃	ppm	-	36,0
Óxido de Rubídio	Rb ₂ O	ppm	23,7	23,8
Trióxido de Bismuto	Bi ₂ O ₃	ppm	16,9	10,5
Bromo	Br	ppm	16,8	-
Óxido de Alumínio	Al ₂ O ₃	%	36,397	32,179
Dióxido de Silício	SiO ₂	%	32,930	38,766
Óxido Férrico	Fe ₂ O ₃	%	22,986	21,529
Dióxido de Titânio	TiO ₂	%	3,306	2,591
Óxido de Cálcio	CaO	%	0,208	-
Óxido Sulfúrico	SO ₃	%	0,103	-

Fonte: A autora.

Pelos resultados do EDS, é possível observar elementos de maior concentração comuns aos dois solos, como o silício (Si), alumínio (Al), ferro (Fe) e titânio (Ti), sendo que, no solo AERO, também foram encontrados picos com menores intensidades de fósforo (P) e magnésio (Mg). Salienta-se que o ouro presente no gráfico do EDS é decorrente do processo de metalização. Na Tabela 3.7, esses elementos aparecem predominantemente na composição de óxidos de silício (SiO_2), alumínio (Al_2O_3) e ferro (Fe_2O_3), além do dióxido de titânio (TiO_2) em menores teores.

Na Figura 3.7, apresenta-se o difratograma do solo BR, por meio do qual foram identificados os seguintes minerais: quartzo (Q), caulinita (K), gibbsita (Gi) e goethita (Go).

Figura 3.7-Resultado do ensaio DRX para o solo BR



Fonte: A autora

O quartzo (SiO_2), apesar de ser um mineral primário, aparece frequentemente na fração areia de solos maduros (NOGAMI e VILLIBOR, 1995; BIGARELLA et al., 2007), tal como o solo BR, pois possui grande estabilidade química, não se decompondo facilmente sob ação dos agentes de intemperismo (QUEIROZ, 2016). A presença de uma película de óxidos de ferro e alumínio, recobrindo as partículas deste mineral, contribui para a coloração vermelho-amarelada deste solo e permite identificar visualmente, dentre os vários aspectos morfológicos característicos, sua natureza laterítica.

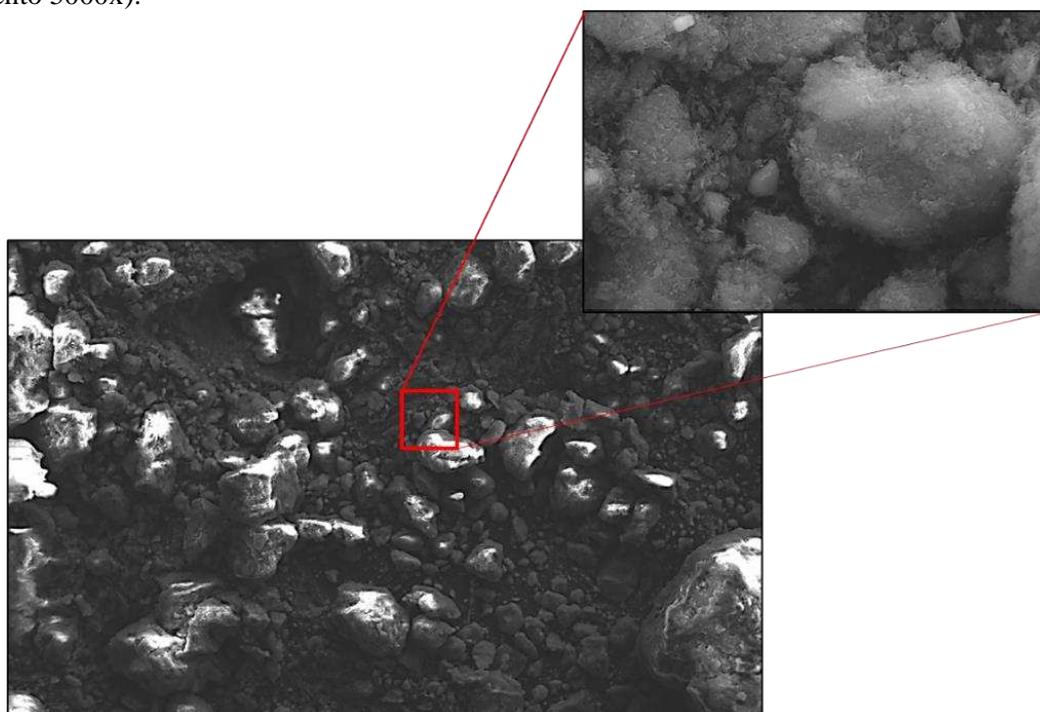
A caulinita [$\text{Si}_4\text{O}_{10}\text{Al}_4(\text{OH})_8$] é regularmente encontrada na fração argila de solos lateríticos, configurando-se como filossilicatos menos ativos da família dos argilominerais (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Além da caulinita, a presença de gibsitita $[Al(OH)_3]$ também evidencia a evolução pedogenética do material em questão, sob as condições de intemperismo químico do ambiente de sua formação. Embora apresentem baixa capacidade de troca catiônica (CTC), esses dois minerais são responsáveis por manter as partículas do solo floculadas, dando maior estabilidade aos agregados (FERREIRA, 1999; LEPSCH, 2011).

A goethita $[FeO(OH)]$ é um mineral da família dos óxidos de ferro que reveste as argilas caulínicas e contribui, de maneira similar aos demais, na cimentação e na pigmentação do solo BR. Acrescenta-se que, apesar da ocorrência de Fe_2O_3 na forma amorfa, em porcentagem relativamente alta (22,98%), o mineral hematita, bastante comum em solos lateríticos, não foi detectado pelo ensaio de DRX.

Comparando-se as microfotografias do solo BR (Figura 3.8) com os padrões obtidos por Nogami e Villibor (1995) e Takeda (2006) para solos de comportamento laterítico, observa-se que as partículas de argilominerais não apresentam forma tipicamente lamelar. Por possuir o argilomineral caulinita recoberto por sesquióxidos (de Fe e de Al) hidratados, os grãos deste material apresentam-se com contornos predominantemente arredondados e indícios de vazios internos. Em função disto, este solo também exibe uma configuração “cimentada” do conjunto de minerais constituintes que, em virtude do seu elevado grau de alteração, não podem ser identificados individualmente nas microfotografias.

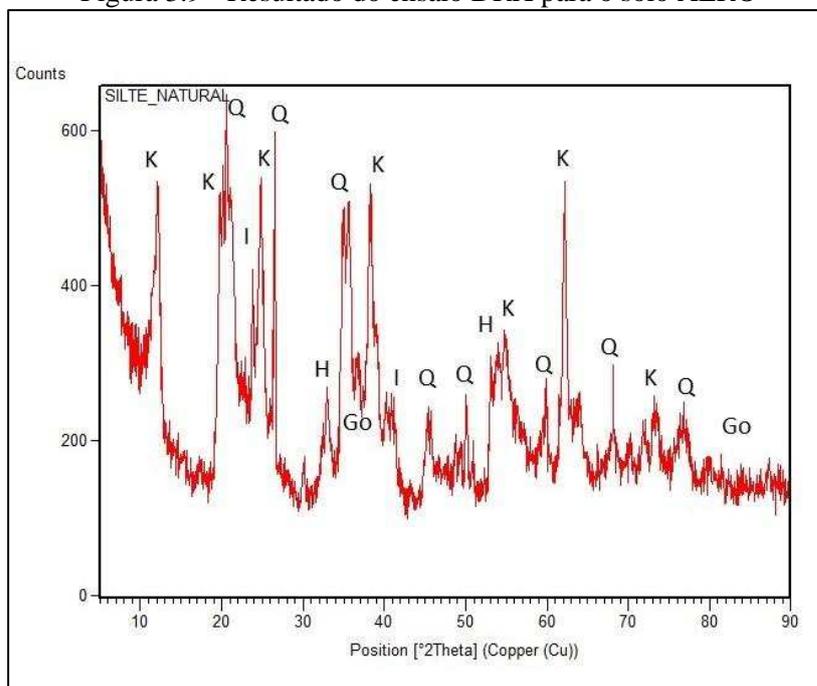
Figura 3.8 - Microfotografia do Solo BR (aumento 200x): detalhe do aspecto esponjoso do solo (aumento 5000x).



Fonte: A autora.

Na Figura 3.9, apresenta-se o difratograma do solo AERO, por meio do qual foram identificados os seguintes minerais: quartzo (Q), caulinita (K), goethita (Go), hematita (H) e ilmenita (I).

Figura 3.9 - Resultado do ensaio DRX para o solo AERO

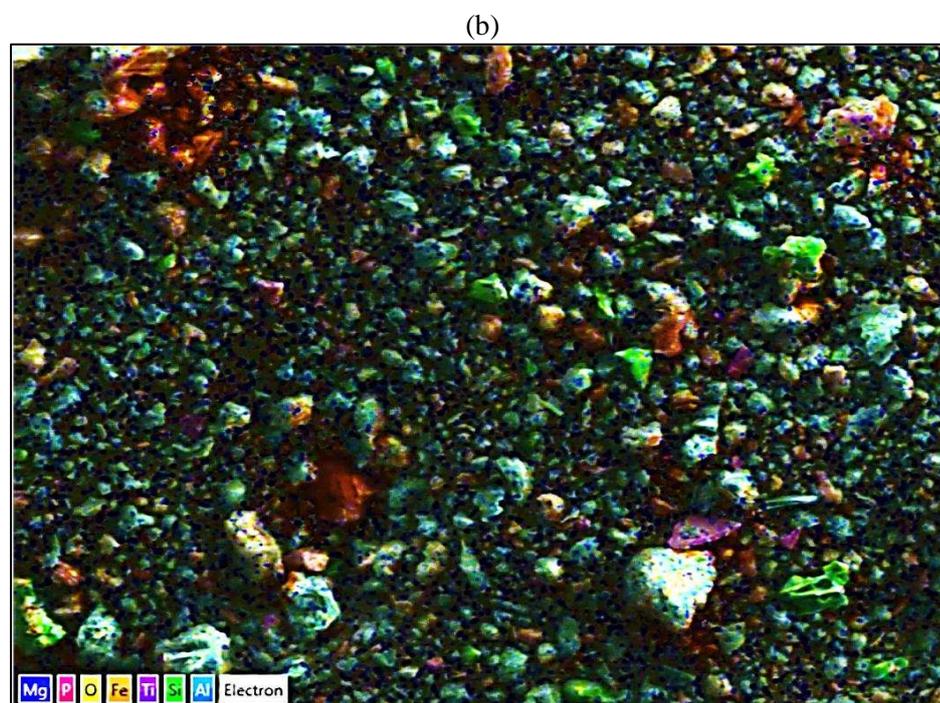
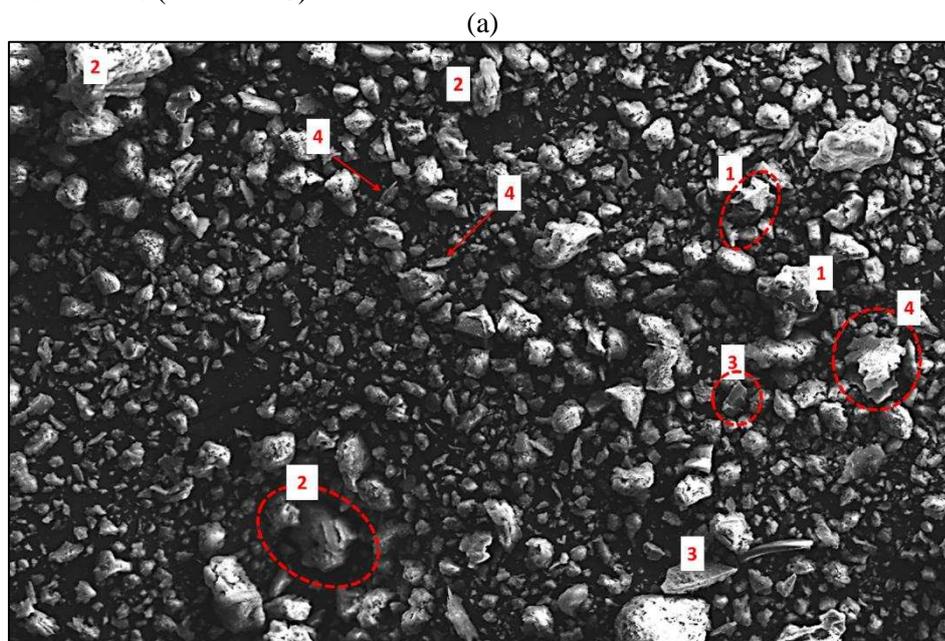


Fonte: A autora

A presença de minerais primários (quartzo e ilmenita) coexistindo com minerais secundários (caulinita, goethita e hematita) em sua composição, bem como as elevadas porcentagens de silte e argila na sua granulometria, indicam que os processos evolutivo e de transformação mineralógica desse solo ainda não são completos. Essa constatação experimental reforça o caráter não laterítico transicional desse solo, conforme indicado pela metodologia MCT.

Na microfotografia da Figura 3.10, não é possível identificar com clareza os minerais presentes no solo AERO pois, seus grãos, apresentam-se com graus variados de intemperização. Contudo, com o auxílio do padrão de cores dos elementos químicos (Figura 3.10b) constituintes dos minerais presentes neste solo e a partir da avaliação da morfologia das partículas, constam nesta figura o quartzo, a goethita/hematita, a ilmenita e a biotita.

Figura 3.10 - Identificação dos minerais do solo AERO: (a) minerais identificados no MEV: 1) quartzo; 2) hematita/goethita; 3) ilmenita; 4) biotita (aumento 200 vezes); (b) identificação dos elementos químicos nos minerais (MEV-EDS).

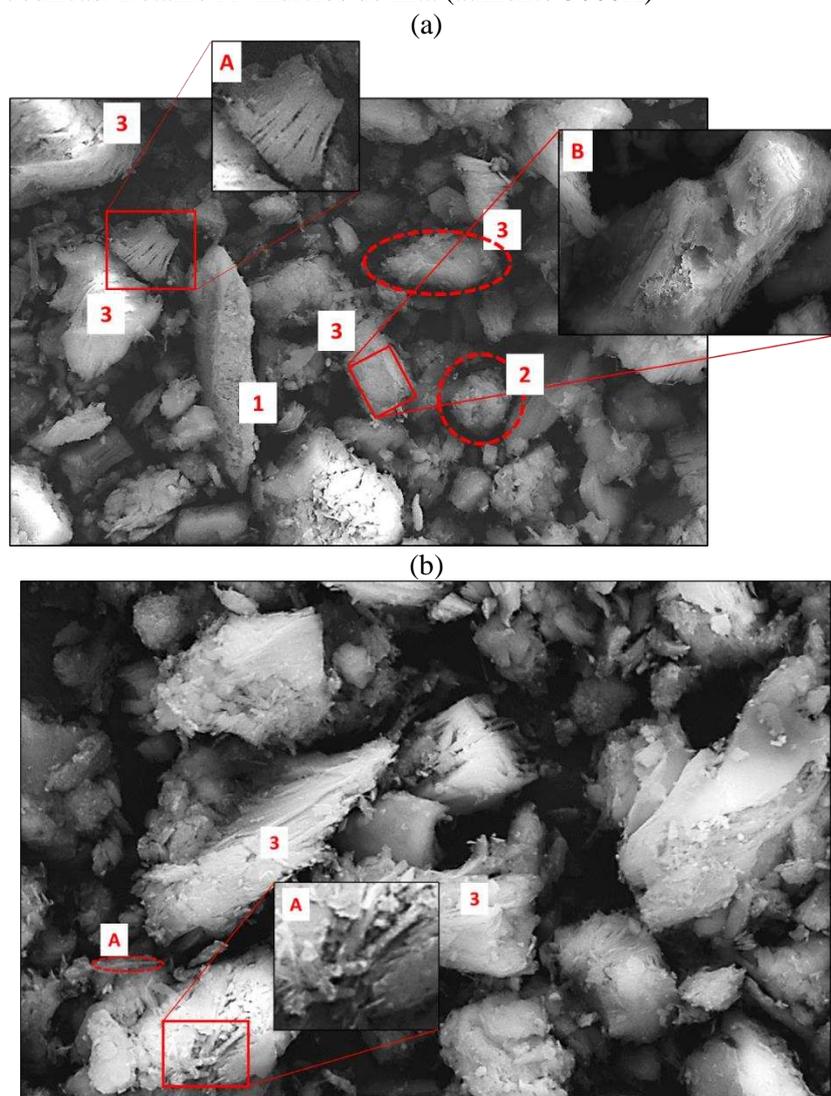


Fonte: A autora.

Com maior ampliação da microfotografia na Figura 3.11, é possível observar com nitidez o contorno dos macrocristais de caulinita com os formatos pseudo-hexagonais ou rômnicos e nas formas alongadas com faces euédricas. Dixon (1989) e Melo et al. (2001) afirmam que, com a atuação do intemperismo, este argilomineral tende a perder as faces euédricas e, devido a isto, tem sua ocorrência limitada em solos mais alterados. Notam-se,

também, os formatos tabulares relacionados à presença de camadas oclusas de mica no interior da caulinita (PINTO et al., 1972; REBERTUS et al., 1986; GRAHAM et al., 1989; MELO et al., 2002).

Figura 3.11 - Identificação dos minerais presentes no solo AERO: (a) 1) hematita; 2) goethita; 3) caulinita (forma rômbrica). Detalhe A – caulinita pseudomorfa de biotita formato “sanfona”; detalhe B – caulinita com camadas oclusas de mica (aumento 2000X); (b) 3) macrocristais de caulinita alongados com faces euédricas. Detalhe A -indícios de ilita (aumento 3000X)



Fonte: A autora.

Os trabalhos de PINTO et al. (1972) e AZEVEDO (1999) relatam a ocorrência de grandes flocos cauliniticos, associados, principalmente, à caulinita pseudomorfa de biotita, na fração areia e silte de solos do horizonte C de formações geológicas de Viçosa-MG, na região da Zona da Mata mineira. O solo AERO é proveniente de um perfil de solos residuais da mesma região, originário de rochas gnaissicas ricas nesta variação de micas. As amostras

utilizadas neste estudo encontram-se no horizonte C (Figura 3.12), cujas camadas subjacentes são constituídas de um solo laterítico argiloso LG' (horizonte A) e um solo não laterítico silteoso NS' (horizonte B). A formação da caulinita pseudomorfa de biotita neste solo se dá, em parte, da evolução incipiente do horizonte C, que não favorece uma boa cristalização da caulinita, e em parte do intemperismo atuante nas micas (neste caso, a biotita), que deixa resíduos na sua constituição. Assim, os pseudomorfos caulínicos são facilmente reconhecidos na microfotografia da Figura 3.11a (Detalhe A) por sua configuração tipo “sanfona” ou vermiforme.

Figura 3.12 - Perfil de intemperismo do solo AERO



Fonte: Paes, 2017, p.93.

Quanto à mineralogia da fração argila do Solo AERO, é possível a ocorrência de argilominerais mais ativos que os da família da caulinita, tal como a ilita (BERNUCCI, 1995; NOGAMI e VILLIBOR, 1995; PESSOA, 2004), ou, ainda, materiais argilíticos interestratificados (NUNES et al., 2001; BORTOLUZZI et al., 2007).

De fato, a determinação do índice de atividade da fração argila e das relações de Savage para o solo AERO aponta para estas possibilidades. Corrobora para isto o fato de que a formação do argilomineral ilita está intimamente ligado à presença de micas e na identificação de potássio (K) na FRX deste solo. O potássio pode ser liberado nos solos durante a transformação de micas para minerais 2:1 expansíveis, pelo intemperismo e troca de K^+ por cátions hidratados (SPARKS, 1987). Além disso, na Figura 3.11b (Detalhe A), visualiza-se o que podem ser ilitas na sua forma “fibrosa” unidas à estrutura cristalina das

caulinitas. Melo et al. (2001) destacam ainda que a mais provável fonte de K estrutural na caulinita são os pseudomorfos de biotita presentes nas frações areia e silte dos solos.

O motivo para a não detecção da illita na DRX do solo AERO se deve à pequena quantidade desse argilomineral e por se apresentarem na forma de partículas muito diminutas (SEEDSMAN, 1993), de dimensões coloidais, misturadas a outros filossilicatos (caulinita, por exemplo). Em virtude disso, a identificação da illita é dificultada, pois, durante o ensaio, não foi possível a diferenciação satisfatória dentro de grupos de minerais com distâncias interplanares muito semelhantes. Além disso, não foram encontrados padrões reflexivos no ensaio correspondentes a este material.

Os minerais interestratificados são combinações de argilominerais 1:1 e 2:1, indicativos de um estado intermediário de intemperismo no solo, resultantes da alteração de minerais primários, como feldspatos e micas. Destas associações são gerados minerais do tipo caulinita-esmectita, illita-montmorilonita, illita-vermiculita, entre outros, sendo alguns expansivos e outros não (WADA e KARUTO, 1983; YERIMA et al., 1985; KÄMPF et al., 1995; SANTOS, 1998; BORTOLUZZI et al., 2007). São muito frequentes nos solos, mas sua identificação é difícil tanto na DRX como na MEV, por ocorrerem, normalmente, em pequenas quantidades e possuírem baixa cristalinidade (SAWHNEY, 1985).

A presença de goethita e da hematita nessa amostra é também decorrente da oxidação da biotita (MOTA et al., 2011; AVELAR et al., 2016). Na microfotografia da Figura 3.11a, é possível observar a hematita na sua configuração especular e a goethita com contornos mais difusos. Acrescenta-se que as ocorrências desses minerais no solo AERO contribuem para a sua tonalidade rosada, bem como para seu reduzido teor de areia e elevado teor de argila.

Outro forte indício do caráter transicional do solo AERO é a presença da ilmenita (FeTiO_3) na DRX. Esse mineral é bastante resistente aos agentes de intemperismo, sendo considerado fonte de titânio para a formação de outros minerais, como o rutilo e o anatásio (DIAS, 1998; BIGARELLA et al., 2007; RENARD et al., 2018).

Observa-se, nas análises químicas dos solos investigados, a presença do titânio em forma de óxidos (TiO_2). Em geral, os óxidos desse elemento se apresentam em baixos teores no solo, e, em muitos casos, eles ocorrem como grãos residuais em frações areia/silte ou como produto da alteração de outros minerais primários (DIAS, 1998). No solo BR, entretanto, não foram detectados picos de minerais derivados do titânio, uma vez que estes não sobrevivem ao processo de laterização (BIGARELLA et al., 2007). Por outro lado, a detecção da ilmenita na DRX do solo AERO foi uma característica preponderante na avaliação da gênese desse material.

3.3.5 Resultados dos ensaios de compactação

Os ensaios de compactação objetivaram analisar e comparar as umidades ótimas e pesos específicos aparentes secos máximos obtidos para os solos investigados, nas energias dos Proctor normal e modificado. A Figura 3.13 representa as curvas de compactação e de saturação para os solos BR e AERO, respectivamente, e a Tabela 3.8 exibe os resultados dos parâmetros ótimos de compactação obtidos.

Figura 3.13 - Curvas de compactação e saturação dos solos: (a) Solo BR; (b) solo AERO

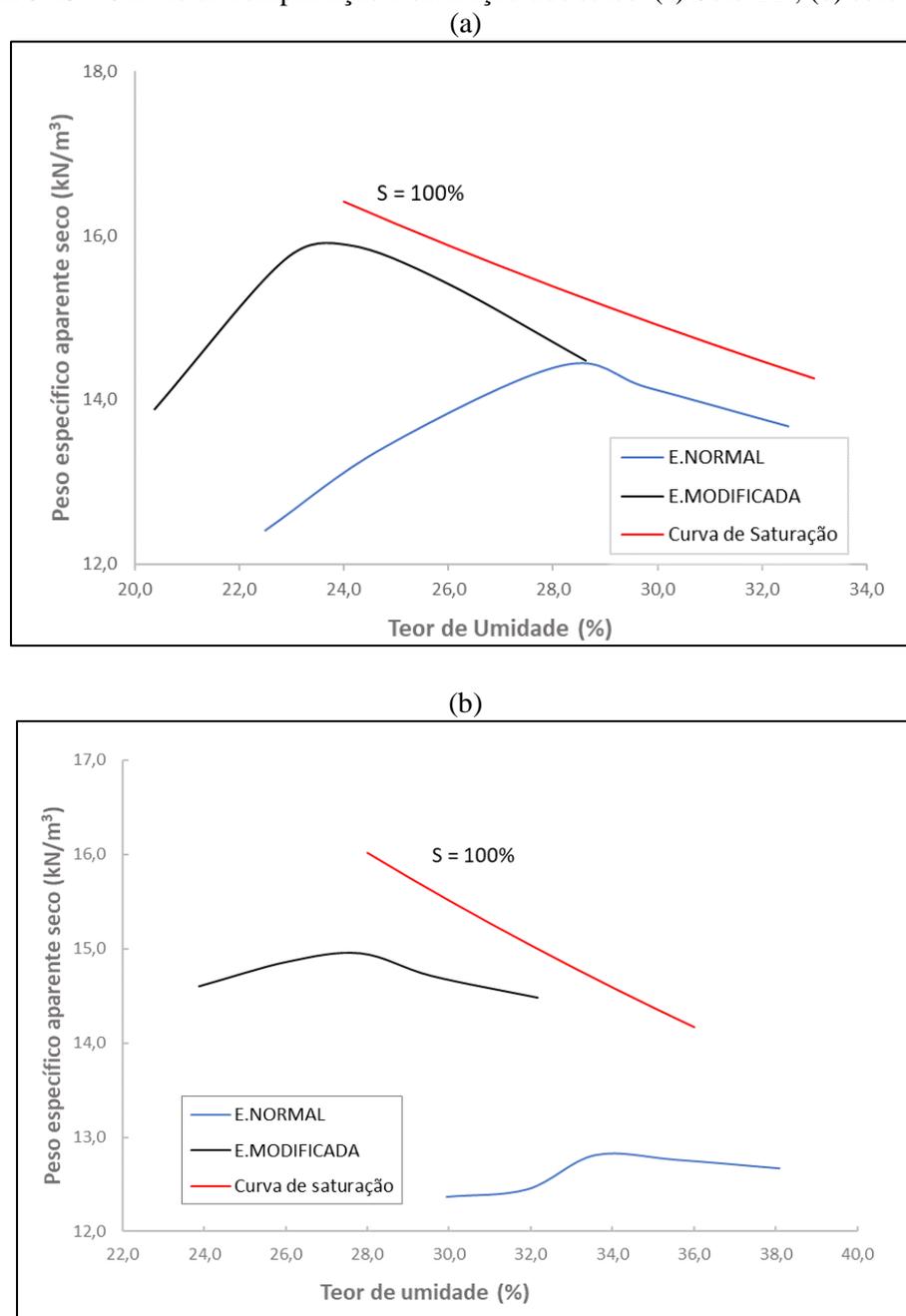


Tabela 3.8 - Parâmetros de ótimo de compactação para os solos da pesquisa.

Solo	Energia	Parâmetros de ótimo	
		W _{ót} (%)	γ _{dmáx} (kN/m ³)
BR	Normal	27,73	14,46
	Modificada	23,68	15,92
AERO	Normal	33,82	12,82
	Modificada	27,69	14,96

Fonte: A autora.

Para ambos os solos, os pesos específicos aparentes secos máximos aumentam e as umidades ótimas diminuem com o acréscimo da energia de compactação. No solo BR, ocorreu um incremento no $\gamma_{dmáx}$ de aproximadamente 10%, ao passo que para o solo AERO este aumento foi de 16,70%.

Cernica (1995) afirma que aumento da densidade seca dos solos não é proporcional ao incremento da energia de compactação. Este mesmo autor verificou que acréscimos no $\gamma_{dmáx}$ raramente excedem a 10%, quando se aumenta a magnitude do esforço de compactação aplicado a solos lateríticos. O mesmo comportamento não é observado para o solo AERO, indicando que este material é bem mais suscetível à variação de energia de compactação.

Para o solo BR, as curvas de compactação, tanto na energia normal quanto na modificada, demonstraram picos bem definidos e grande inclinação no ramo seco, características estas, segundo Bernucci (1995), típicas de solos lateríticos. Para o solo AERO, estas curvas se apresentaram abatidas, sem picos definidos e bastante afastadas uma da outra, indicando, também, a maior sensibilidade desse solo à elevação do esforço de compactação.

Cabe salientar que solos com diferentes graus de intemperização, quando compactados na mesma energia, apresentam curvas características de compactação diretamente relacionadas a fatores ligados à natureza do material. Dentre esses fatores, podem-se citar a textura, o índice de vazios, a trajetória de tensões, a granulometria, a mineralogia e a estrutura, sendo os três últimos de maior influência no comportamento geotécnico de solos compactados. (MELLO e TEIXEIRA, 1971).

Existem diversas teorias que se dispõem a explicar as modificações na estrutura dos solos argilosos durante o processo de compactação (HOGENTOGLER, 1936; LAMBE, 1958; OLSON, 1963). Dentre elas, o modelo proposto por Lambe (1958) fundamenta-se na relação entre a permeabilidade de um solo compactado com a orientação das partículas (floculadas ou dispersas), a qual é função da umidade de compactação.

No solo BR, observou-se que a variação da umidade e da energia de compactação são muito menos marcantes, em razão do seu grau elevado de laterização. Adicionalmente, constatou-se que a ocorrência de sesquióxidos de Fe e Al recobrimo a caulinita resulta em agregações altamente estáveis das partículas deste solo, que correspondem, do ponto de vista mecânico, a partículas de solos granulares. Diante desses argumentos, a teoria de Lambe (1958) não é válida, pois praticamente não ocorre orientação das partículas neste solo.

Por outro lado, no solo AERO, observou-se que, devido ao seu caráter transicional de alteração dentro do perfil de intemperismo e da sua composição químico-mineralógica, estas concreções argilosas não estão presentes, podendo-se, então, utilizar o modelo referido anteriormente para elucidar sua estrutura ao ser compactado. Nota-se, na Figura 3.13b, que com o menor teor de umidade (ramo seco) nas curvas de compactação deste solo, ocorre o aumento do peso específico aparente seco devido à redução das forças de repulsão osmótica entre as partículas. Nesta situação, a estrutura do solo se apresenta na forma floculada, resultando em maior resistência, menor compressibilidade e maior permeabilidade (LAMBE e WHITMAN, 1979). Em contrapartida, com o acréscimo do teor de água no solo (ramo úmido) e conseqüente diminuição da concentração eletrolítica, permite-se o desenvolvimento de uma dupla camada difusa, situação na qual há um afastamento entre as partículas do solo. Com esta nova configuração, surgem as estruturas dispersas, contribuindo para a diminuição do γ_d (menor densidade seca) e maior deformabilidade (MEDINA e MOTTA, 2005).

Quanto às diferenças encontradas nos parâmetros ótimos entre as energias de compactação empregadas no solo AERO, observa-se que, no ramo seco da curva desse solo, na energia modificada, ocorreu um incremento maior de peso específico aparente seco (γ_d) do que na energia normal, enquanto, no ramo úmido, o mesmo efeito não acontece. Trindade et al. (2008) explicam que, com o aumento da energia de compactação (ramo seco), há uma tendência de que as partículas se orientem de forma paralela, com a diminuição da distância entre elas, resultando em um material mais denso. Ao contrário, em teores de umidade maiores que o ótimo (ramo úmido), o aumento na energia aplicada é responsável pelo alinhamento das partículas, porém sem diminuição significativa das distâncias entre elas e sem grandes acréscimos no γ_d .

3.3.6 Índice de Suporte California e Expansão CBR

Neste item, serão avaliadas não só as propriedades geotécnicas dos solos investigados derivadas do ensaio CBR (capacidade de suporte e expansibilidade), como também será

realizada uma análise das mesmas sob a perspectiva da influência de seus componentes químico-minerais.

Nas Tabelas 3.9 e 3.10, apresentam-se os resultados correspondentes à média de três determinações de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e de Expansão_{CBR} para os solos BR e AERO, respectivamente.

Tabela 3.9 - Resultados dos ensaios CBR para o solo BR

Parâmetros avaliados	Estatísticas		Energia de Compactação	
			Normal	Modificada
w	Média	%	27,48	23,56
	DP	%	0,11	0,26
	CV	%	0,41	1,10
γ_d	Média	kN/m ³	13,99	15,72
	DP	kN/m ³	0,14	0,25
	CV	%	1,03	1,58
ISC	Média	%	9,40	31,53
	DP	%	0,58	1,10
	CV	%	6,18	3,49
Expansão _{CBR}	Média	%	0,16	0,15
	DP	%	0,01	0,01
	CV	%	7,07	7,87

Nota: DP-Desvio padrão; CV- Coeficiente de variância.

Fonte: A autora.

Tabela 3.10 - Resultados dos ensaios CBR para o solo AERO

Parâmetros avaliados	Estatísticas		Energia de Compactação	
			Normal	Modificada
w	Média	%	33,03	27,31
	DP	%	0,23	0,46
	CV	%	0,71	1,68
γ_d	Média	kN/m ³	12,79	15,27
	DP	kN/m ³	0,10	0,07
	CV	%	0,78	0,48
ISC	Média	%	6,33	18,42
	DP	%	0,34	0,50
	CV	%	5,38	2,69
Expansão _{CBR}	Média	%	1,95	1,75
	DP	%	0,06	0,17
	CV	%	3,20	9,75

Fonte: A autora.

Houve um aumento nos valores de ISC dos solos com a elevação da energia de compactação. Observa-se que este acréscimo foi mais efetivo para o solo BR, no qual a capacidade de suporte aumentou cerca de 22,0%, enquanto no solo AERO esse incremento

foi apenas de 12,09%. Nota-se também que, em razão do seu comportamento laterítico, o solo BR não apresentou grandes variações volumétricas, em ambas as energias de compactação. Por outro lado, no solo AERO, este índice foi relativamente elevado tanto na energia normal quanto na modificada, ocorrendo um decréscimo deste valor com o aumento do esforço de compactação. Contudo, esta redução não foi estatisticamente significativa ($P=17\%$), de acordo com a análise de variância (ANOVA) realizada neste estudo. Constata-se, portanto, que não existe uma relação direta entre expansão e aumento da energia de compactação, para os solos investigados.

A aplicação de excesso de energia nos estudos laboratoriais pode trazer sérios problemas na execução da compactação de solos, como a quebra dos grãos, por exemplo, ou, ainda em campo, condenar os materiais para a execução de bases e sub-bases de pavimentos (MENDES, 1973). Zica (2010) complementa que, embora o acréscimo de energia contribua para o aumento da resistência ao cisalhamento dos solos, pode interferir na sua expansibilidade/contração quando em contato com a água.

De acordo com Pereira (2004), de forma geral e na sua devida proporção, todos os solos são expansivos quando a tensão efetiva entre suas partículas é reduzida por uma razão qualquer. Embora o autor considere um solo expansivo como aquele que apresenta expansão volumétrica superior a 1%, isso é atribuído apenas à alteração do teor de umidade ou da sucção, sem quaisquer variações nas cargas aplicadas nesse solo. Em contrapartida, o aumento da energia de compactação pode modificar a estrutura microagregada original de alguns solos, conduzindo à formação de fissuras paralelas entre si e perpendiculares ao eixo de aplicação do carregamento, provocando a lamelação. Esta nova configuração permite que solos até então não expansivos exibam, naturalmente, variação volumétrica após a aplicação de cargas mais elevadas.

O menor potencial expansivo e a elevada capacidade de suporte do solo BR são condicionados à composição químico-mineralógica de sua fração argila. A caulinita, apontada na DRX deste solo, é um argilomineral constituído de uma camada de tetraedros de sílica e de uma camada de octaedros de alumina (Figura 3.14). Tais camadas se encontram firmemente empacotadas, e as ligações químicas do tipo pontes de hidrogênio impedem a separação entre elas e a introdução de moléculas de água, restringindo a expansão volumétrica (MITCHEL e SOGA, 2005; RENARD et al., 2018).

Figura 3.14 - Estrutura da caulinita



Fonte: Adaptado de Renard et al., 2018, p.281

Ademais, este solo possui em sua constituição materiais cimentantes amorfos (óxidos de alumínio, sílica e ferro) e cristalinos (goethita e gibsita), que influenciam na resistência e expansibilidade. Os elementos de ferro e alumínio revestem os grãos de quartzo e colaboram na formação de esferolitos de goethita e gibsita, na diminuição dos vazios e no preenchimento das fissuras dos grãos deste mineral. Os sesquióxidos de ferro e alumínio, por sua vez, envolvem a caulinita, auxiliando na restrição da entrada de água na estrutura cristalina do argilomineral e promovendo a formação de concreções argilosas no solo (CARVALHO, 1981, 1985; 1991; CARVALHO e SIMMONS, 1997; MARTINEZ, 2003). Em consequência disso, o solo BR, quando devidamente compactado na umidade ótima da energia adotada, adquire elevada resistência mecânica e baixa permeabilidade, sem perda significativa da sua capacidade de suporte e sem aumento da expansão volumétrica, quando submerso (NOGAMI e VILLIBOR, 1995; BERNUCCI, 1995; GODOY et al., 1996).

Embora o solo AERO também possua a predominância da caulinita em sua fração argilosa, ela também está presente na fração silte deste solo. Neste caso, Nogami e Villibor (1995) alertam que a ocorrência deste argilomineral na fração silte de solos saprolíticos, sobretudo quando compactados, pode contribuir na expansão. Além disso, a má cristalização da caulinita e sua associação com materiais micáceos (ou como pseudomorfos de biotita) podem também ser responsáveis pelos maiores índices de expansibilidade observados neste solo.

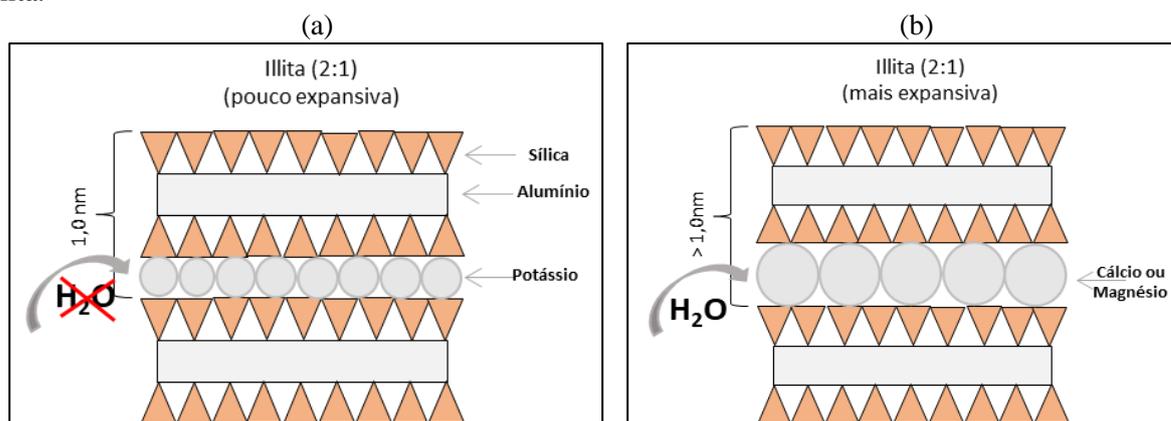
Os macrocristais de caulinita, visualizados nas microfotografias da amostra do solo AERO, são grandes e apresentam assimetrias que possibilitam ligações com a água. Além disso, as micas presentes neste solo, sejam de forma isolada (Figura 3.10a) ou associadas à

caulinita (pseudomorfos) (Figura 3.11a), possuem placas (“sanfona”) com um significativo espaçamento entre elas, permitindo a entrada do líquido intersticial.

As presenças do argilomineral ilita e dos minerais interestratificados no solo AERO foram possibilidades levantadas nesse estudo e fundamentadas nas determinações do índice de atividade da fração argila (Skempton, 1953), nas relações de Savage (2007) e nas análises químico-mineralógicas utilizadas para prever sua maior expansibilidade.

A ilita é um argilomineral do grupo 2:1, cuja estrutura está essencialmente relacionada com as micas. Caracteriza-se por possuir uma forte ligação dos íons de potássio entre as camadas, dificultando a entrada de água (SANTOS, 1998; LEPSCH, 2011; RENARD et al., 2018). Porém, durante o processo de intemperização das micas, existe a possibilidade de troca catiônica do K^+ por Ca^{2+} ou Mg^{2+} , de maiores diâmetros, que resultam no afastamento físico das camadas do mineral, aumentando a distância basal entre elas. Em consequência disto, ocorre a penetração de moléculas de H_2O na estrutura cristalina do mineral, conferindo à ilita o comportamento expansivo, conforme ilustrado na Figura 3.15 (ERNANI, 2008).

Figura 3.15 - Efeito da troca de cátions na expansão da ilita: (a) Ilita não expansiva; (b) Expansão da ilita.



Fonte: Adaptado de RENARD et al. (2018), p. 281.

Identificou-se, nas FRX da amostra deste solo, a existência de potássio (K) e magnésio (Mg), e nas microfotografias da Figura 3.11 (Detalhe A) indícios de ilita, na sua forma fibrosa, unida à estrutura cristalina da caulinita. Todavia, o ensaio DRX não detectou este argilomineral nem seus interestratificados derivados, e, por isso, não foi possível tecer considerações mais efetivas acerca da contribuição dos mesmos na expansibilidade do solo AERO.

3.4. Conclusões

O objetivo desse trabalho foi o de avaliar a influência das composições químicas e mineralógicas no comportamento geotécnico de solos tropicais, sob a perspectiva da aplicação de diferentes energias de compactação. Em linhas gerais, pode-se concluir que:

a) Os solos investigados apresentaram composições química e mineralógica similares, entretanto, no solo AERO, os minerais se encontravam menos intemperizados que no solo BR, demonstrando o contraste entre os comportamentos laterítico e não laterítico destes solos;

b) O índice de atividade da fração argila e as relações de Savage indicaram a possibilidade da existência da illita na constituição mineralógica do solo AERO. Contudo, fundamentando-se nas análises mineralógicas e microestruturais da amostra deste solo, não é possível afirmar com clareza a presença deste argilomineral e nem atribuir o maior potencial expansivo deste solo exclusivamente a ele;

c) O solo AERO foi mais suscetível ao aumento da energia de compactação nos ensaios de compactação do que o solo BR, em função, predominantemente, do arranjo estrutural de suas partículas, que tendem a se alinhar com o decréscimo do teor de umidade, e ao incremento do esforço de compactação, tornando seu comportamento similar, segundo a teoria de Lambe (1958), ao de solos finos sedimentares;

d) Os resultados dos ensaios de Índice de suporte Califórnia demonstraram que o aumento da energia de compactação ocasionou um acréscimo na capacidade de suporte do solo BR aproximadamente duas vezes maior que a do solo AERO. Extrai-se disto que as respectivas contribuições dos materiais amorfos e cristalinos presentes na constituição químico-mineralógica do solo BR foram responsáveis por este aumento;

e) quanto à expansibilidade dos solos, conclui-se que solo BR não possui argilominerais expansivos. Ao contrário disto, no solo AERO, a ocorrência de micas e suas associações com a caulinita contribuíram efetivamente para a expansibilidade deste solo. Entretanto, deve-se ressaltar que, para os solos investigados, o aumento da energia de compactação não é responsável pelo acréscimo deste índice em ambos os solos.

3.5. Referências Bibliográficas

ALEXANDER, L.T. CADY, J.G. **Genesis and hardening of laterite in soils**. Department of Agriculture tech. Bull. U.S.1962.

AL-SHAYEA, N. The Combined Effect of Clay and Moisture Content on the Behavior of Remolded Unsaturated Soil. **Engineering Geology**, v.5, n. 62. 2001.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **M 145 - 91**: Standard Specification for Classification of Soil sand Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. AASHTO, Washington, D.C.,2008. 9p.

AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS(ASTM). **D 2487 - 11**: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA, ASTM International: 2011. 11p.

ARMSTRONG, C.P. **Effect of fabric on the swelling of highly plastic clays**. (Master thesis). The University of Texas at Austin. 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9604: 2016**: Abertura de poço e trincheira de inspeção em solo, com retirada de amostras de formas e indeformadas. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 9p.a

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6457**: Amostras de Solo – Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 8p.b

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7181: 2016**: Solo – Análise granulométrica. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 12p.c

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6459**: Solo – Determinação do limite de liquidez. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 5p.d

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7180**: Solo – Determinação do limite de plasticidade. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 5p.e

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 7182**: Solo – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 10p.f

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9895**: Solos – Índice de suporte Califórnia. Rio de Janeiro: ABNT, 2016. 14p.g

AUÑON, J.S. Factores físico-químicos y mineralógicos que intervienen en el hinchamiento de las arcillas. **Ingeniería Civil**, v.73, p.29-39. 1990.

AVELAR, A.; VINAGRE, R.; BORGES, G.; ANA CAMILA, S.; GABRIELA, P. Interações Geomorfológico-geológico-geotécnicas nos movimentos de massa da bacia do Córrego Dantas, Nova Friburgo (RJ). **In. XI SINAGEO**. Maringá - Paraná. Set. 2016.

AYDIN, A. **Stabilit of saqprolitic slopes: nature and role of field scale heterogeneities.** Natural Hazards and Earth System Science, Copernicus Publications and behalf of the European Geosciences Union.v.6 . n.1.p.89 -96. Hong Kong, China.2006.

AZEVEDO, M. A.A. **Contribuição ao Estudo Geotécnico de Solos de Viçosa-MG.** 1999. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia, Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1999.

BARATA, F.E. Landslides in the tropical region of Rio de Janeiro. **Proc.... 7thConf.** on soils mechanics and foundation engineering. ISSMFE, Mexico. p. 507-516. 1969.

BELCHIOR, I.M.R.M. **Behavior of a lime-treated expansive soil.**2016. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Pontifica Universidade de Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ. 2016.

BERNUCCI, L.B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego.** 1995. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP. São Paulo. 1995.

BIGARELLA, J.J.; BECKER, R. D.; PASSOS, E. **Estrutura e origem das paisagens tropicais e subtropicais.** 01. ed. Florianopolis: Editora da UFSC, 2007. 448p.

BRAND, E.W. Landslides in Hong Kong. **Proceedings...** of the Eighth Southeast Asian Geotechnical Conference, Kuala Lumpur, 2, in press. 1985.

BISWAL, D.R.; SAHOO, U.C.; DASH, S.R. Characterization of granular lateritic soils as material. **Transportation Geotechnics.** v.6. p.108 -122.2016.

BJERRUM, L. Engineering geology of Norwegian normally consolidated marine clays as related to settlements of buildings. **Geotechnique.** v. 17. p.81 -118. 1967.

BORTOLUZZI, E.C.; PERNES, M.; TESSIER, D. Interestratificado caulinita-esmectita em um argissolo desenvolvido a partir de rocha sedimentar do sul do Brasil. **Revista Brasileira de Ciência do Solo, Viçosa,** v.31. p.1291-1300, 2007.

BRONGER, A.; BRUHN, N. **Relict and recent features in tropical Alfisols from south India.** In: A. Bronger and J.Catt (Editors), Paleopedology – Nature and Application of Paleosols, Catena Suppl. v.16. p. 107-128. 1989.

CARVALHO, J.C.; REZENDE, L.R.; CARDOSO, F. B. F.; LUCENA, L.C F.L.; GUIMARÃES, R.C.; VALENCIA,Y.C. Tropical Soils for highway construction: Peculiarities and consideration. **Transportation Geotechnics.** v.5 p. 3-19.2015.

CARVALHO, J.B. Lateritic soils: chemical and geotechnical properties. **Proceedings...** REGIONAL CONFERENCE FOR AFRICA ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING. 10, and INTERNATIONAL CONFERENCE ON TROPICAL AND RESIDUAL SOILS, 3. Maseru. 1991.

CARVALHO, J.B. SIMMONS, J.V. Mineralogy and microstructure. In: BLIGHT, G.E. In: **Mechanical of residual soils**. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema, 1997. Cap.3. p. 31-40.

CARVALHO, C.J. **Influência das energias térmica e mecânica em propriedades de engenharia selecionadas de alguns solos lateríticos do norte e nordeste**. 1981. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande. 1981.

CARVALHO, J.C.; MIEUSSENS, C.; CARVALHO, J.B. Problèmes de Reconstitution des Eprouvets de Sol em Laboratoire-Proposition d'une M'ethode. **Bulletin de Liaison de Laboratoires Des Pontes et Chaussees**. Paris, n. 135. p.77-83. 1985.

CERNICA, J.N. **Geotechnical Engineering: Soil Mechanics**. New York: John Wiley and Sons, 1995. 453p.

CHEN, Y.L. **Foundations on expansive soils**. New York: Elsevier Science Publishing Company Inc. v.12, p. 714 – 728.1988.

COLES, C.A.; YONG, R.N. Aspects of Kaolinite, characterization, and retention of Pb and Cd. **Appl. Clay Science**, v.22, p. 39-45. 2002.

COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE ISSMGE. **Peculiarities Of geotechnical behavior of tropical lateritic and saprolitic soils**. Progress Report, 1982 -1983. São Paulo-SP. 1985.

DAS, B, M. D.; SOBHAN, K. **Principles Geotechnical Engineering**. 9. ed. Boston: Cengage Learning. 2017. 784 p.

DAY, R.W. **Geotechnical and Foundation Engineering: Design and Construction**. New York: McGraw-Hill Companies.. 1999.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 093**: Solos - Determinação da densidade real. Rio de Janeiro: DNER, 1994.a

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 258**: Solos – compactados com equipamentos miniatura-determinação da pedra de massa por imersão. Rio de Janeiro: DNER, 1994b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 256**: Solos – compactados com equipamentos miniatura. Rio de Janeiro: DNER, 1994 c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **CLA ME 259**: Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura. Rio de Janeiro: DNER, 1996.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação**. 3ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006. 274p.

DEER, W.A.; HOWIE, R. A.; ZUSSMAN, J. **Minerais constituintes das rochas – Uma Introdução**. Lisboa: Fundação Gulbenkian, 1966. 558p.

DIAS, R. A. P. **A influência do titânio na agregação de um Latossolo Roxo do Triângulo Mineiro**.1998. Dissertação (Mestrado em Geotécnica) - Departamento de Engenharia – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1998.

DIXON, J.B. **Kaolin and serpentine group minerals**. In: DIXON, J.B. & WEED, S.B., eds. *Minerals in soils environments*. 2.ed. Madison, Soil Science Society of America, 1989. p.439-525

ERNANI, P.R. **Química dos solos e disponibilidade de nutrientes**. Lages: Paulo Ernani, 2008. 230p.

FERREIRA, M. A. G. **Características físicas de Solos Tropicais e comportamento nos Pavimentos**.1992. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes) - Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos. 1992.

FUTAI, M.M.; SOARES, M.M.; CONCIANI, W. Propriedades geotécnicas do solo saprolítico da Baixada Cuiabana. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, 11, Brasília. **Anais...**Brasília: COBRANSEG, 1998. p.221-228.

GAN, J.K.; FREDLUND, D.G. Shear strength characteristics of two saprolitic soils. **Canadian Geotechnical Journal**. v.33, p.595-609. Canada, 1996.

GIACHETI, H.L.; DE MIO, G.; CARVALHO, D. de. Flat Dilatometer Testing in Brazilian Tropical Soils. **Proceedings...**Second International Flat Dilatometer Conference, v. 6. p.89 - 96, 2006.

GIDIGASU, M.D. Development of acceptance specifications for tropical gravel paving materials. **Engineering Geology**. v. 19.n. 3. p. 213 -240. 1983.

GRAHAM, R. C. et al. Weathering of iron-bearing minerals in soils and saprolite on the North Carolina blue-ridge front: I - sand-size primary minerals. **Clays Minerals**, n. 37, p. 19-28, 1989.

GOWAIKAR, A.S. Influence of moisture on the genesis of laterite soils in South India, II. Clay composition and mineralogy. **Journal of the Indian Society of Soil Science**, n. 20, p.59-66. 1972.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. B. O método das pastilhas na compreensão das propriedades geotécnicas básicas dos solos um recurso didático. **In: XVI Congresso de Pesquisa em Transportes**, Natal, RN, p.145 – 156. 2002.

GODOY, H. et al. Diretrizes para a identificação expedita dos solos lateríticos para uso em obras viárias. **In: 30ª Reunião Anual de pavimentação**. Salvador, BA. 1996.

GOOGLE. **Software Google Earth**. Versão 4.2 (beta). Disponível em:<https://www.google.com.br/earth/download/gep/agree.html>. Acesso: 20 de janeiro de 2020.

GRIM, R.E. **Applied clay mineralogy**. McGraw-Hill Publ. Company Ltda, New York. 1962. **In:** HAMILTON, R. Microscopic studies of laterite formations. Elsevier Publishing Company, New York. p.269 -276.1962.

HOGENTOGLER, C.A. Essentials of Soil Compaction. Highway Research Board, **Proceedings...** National Research Council, Washington, D.C., v. 16, p. 309-316. 1936.

IGNATIUS, S.G.; FRAZÃO, E.B. Estudo comparativo de metodologias para determinação de pressão de expansão em solos e rochas. **In:** 6º Congresso Brasileiro de Geologia de Engenharia e IX Congresso Brasileiro de Mecânica de Solos e Fundações. ABGE. v.2. p.155-158. Salvador,1990.

IRFAN, T.Y.; WOODS, N.W. The influence of relict discontinuities on slope stability soils. **Proceedings...**12th International Conference in Tropical Soils. p. 267 -276.1998.

IBAÑEZ, J.P. **Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

KÄMPF, N.; AZEVEDO, A.C.; DA COSTA JR. M.I. Estrutura básica de argilominerais 2:1 com hidróxi-Al entrecamadas em Latossolo Bruno do Rio Grande do Sul. **Revista Brasileira de Ciência do Solo**, Viçosa, v.19, p.185-199, 1995.

KAMTCHUENG, B.; ONANA, V. L.;FANTONG, W.Y.; UEDA, A.; NTOUALA, R.F. WONGOLO, M.H.;NDONGO, G.B.; ZE, A.N. KAMGANG, V.K., ONDOA, J.M. Geotechnical, chemical and mineralogical evaluation of lateritic soils in humid tropical area (Mfou, Central – Cameroon) : Implications for road construction. **International Journal of Geo-Engineering**. v. 6, n. 1 .2015.

KUHN, J.A. **Characterization of the swelling potential of expansive clays using centrifuge technology**. (Doctoral dissertation). The University of Texas at Austin. 2010

LACERDA, W.A. Landslide initiation in saprolite and colluvium in southern Brazil: Field and laboratory observations. **Geomorphology**. v.87, p.104 -109. 2007.

LACERDA, W.A. SANDRONI, S.S.; COLLINS, K.; DIAS, R.D.; PRISZA, Z. Compressibility Properties of lateritic and saprolitic soils. The mechanical and hydraulic properties of tropical lateritic and saprolitic soil. **In: Proc...** of the I International conference on Geomechanics in Tropical and Saprolitic Soils. ABS, p.37 -65.1985.

LAMBE, W. The engineering behavior of compacted clay. **J. Soil Mech.**, v.84. n.8.p.1-35. 1958.

LAMBE, T.L., WHITMAN, R.V. **Soil mechanics, SI Version**. New York: John Wiley & Sons, 553 p. 1979.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structures in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**.v.40. n.3. p.467 -488. 1990.

LEPSCH, I. F. **19 lições de pedologia**. 1.ed. São Paulo: Oficina de textos .2011.

LEW, B.; SOARES, M.M. Um Caso Típico de Trincas em Residência Devido a Solo Expansivo. **In: XI COBRAMSEG.** v. 1. p. 15-20.1998.

LOHNES, R.A.; DEMEREL, T. Strength and structure of lateritic soils. **Engineering Geology.** v.7.p. 13 -33.1993.

MARTINEZ, G.S.S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação de Barreira.** 2003. Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia-Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre- RS.2003.

MEDINA, J.; MOTTA, L.M.G. **Mecânica dos Pavimentos.** Rio de Janeiro, RJ: Jaques de Medina e Laura Maria Goretti da Motta, 2005. 574p.

MELLO, V.F.B. TEIXEIRA, A.H. **Mecânica dos solos, fundações e obras de terra.** Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo, SP. 1971.

MELO, V.F.; SINGH, B.; SCHAEFER, C.E.G.R.; NOVAIS, R.F. & FONTES, M.P.F. Chemical and mineralogical properties of kaolinite-rich Brazilian soils. **Soil Sci. Soc. Am. J.** v. 65, p.1324-1333, 2001.

MELO, V.F.; SCHAEFER, C.E.G.R.; SINGH, B.; NOVAIS, R.F. & FONTES, M.P.F. Propriedades químicas e cristalográficas da caulinita e dos óxidos de ferro em sedimentos do Grupo Barreiras no município de Aracruz, Estado do Espírito Santo. **R. Bras. Ci. Solo,** v.26, p.53-64, 2002.

MENDES, J. B. C. **Estudo da Influência da Energia de Compactação nos Solos.** Publicação Técnica 8. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais - DER/MG, 1973. 83p.

MILLARD, R.S. Road building in the tropics. **States of the art review.**n.9 London.1993.

MITCHELL, J.; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior.** 3 rd. edition. Soil(Civil Engineering). 2005. 592 p.

MOTA, R. C. et al. Mapeamento geológico e caracterização petrológica dos granitos ornamentais da região de Nova Venécia – ES. **In: 12º Simpósio de Geologia do Sudeste.** Nova Friburgo, RJ. 2011.

MURTHY, V.N.S. Geotechnical Engineering: **Principles and Practices of Soil Mechanics and Foundation Engineering.** New York: Marcel Dekker, Inc. 2003.

NETTERBERG, F. **Review of Specifications for the Use of Laterite in Road Pavements.** Council for Scientific & Industrial Research, ASANDRA, South Africa, 2014.

NOGAMI, J.S.; COZZOLINO, V.M.N.; VILLIBOR, D.F. Meaning of Coefficients and Index of MCT Soil Classification for Tropical Soils. **Proceedings...12º International Conference Mechanical and Foundations Engineering.,** v.1, Balkema, Rotterdam. p.547-550. 1989.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR, D. F. Uma nova classificação de solos para finalidades rodoviárias. **In:** Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. v.1, p. 30-41. Rio de Janeiro - RJ. 1981.

NOGAMI, J. S. **Characterization, Identification and Classification of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils.** São Paulo: Villibor, 1985.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos.** São Paulo: Villibor, 1995

NUNES, W. A. G. A et al. Relação solo-paisagem-material de origem e genese de alguns solos no domínio do Mar de Morro, Minas Gerais. **Revista Brasileira de Ciências do Solo.**v. 25, p. 341-354. 2001.

OLPHEN, H.V. **As introduction to Clay colloid chemistry.** New York:Willey Interscience, 1963. 301p.

OLSON, R.E. Effective Stress Theory of Soil Compaction. **Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE,** v. 89, n. SM2, p. 27-45.1963

PEREIRA, E. M. **Estudos do comportamento a expansão de materiais sedimentares da Formação Guabirotuda em ensaios com sucção controlada.** 2004.Tese (Doutorado em Engenharia Geotécnica), Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo- São Carlos, SP.2004.

PESSOA, F.H.C. **Análises dos Solos de Urucu para Fins de Uso Rodoviário.** 2004. Dissertação (Mestre em Geotécnica). Faculdade de Tecnologia – Universidade Federal de Brasília, Brasília – DF. 2004.

PINNARD, I.M. et al. **Review of specification for use of laterite in road pavements. In.** Association of Southern Africa National Road Agency, UK Department of international Development. 2014.

PINTO, O.C.B.; YAHNER, J.E.; ROTH, C.B. Natureza e formação de caolinita em forma de pseudomorfa em solos de Viçosa, Minas Gerais. **Experientiae,** n.13, p. 383-421. 1972.

PINTO, C.S.; GOBARA, W.; PERES, J.E.E.; NADER, J.J.1993, “**Propriedades dos Solos Residuais**”. Solos do Interior de São Paulo. ABMS/USP-São Carlos. São Carlos. v.1, p. 95-142.1993.

PLAISTED, M.D. **Centrifuge testing of expansive clay.** Master(thesis) - The University of Texas at Austin. 2009.

POLIVANOV, H., MOTTA, L. M. G., MODESTO, F. B. F., et al., “Argilas calcinadas para uso em pavimentos rodoviários”, **Revista Brasileira de Geologia de Engenharia e Ambiental (RBGEA),** v. 4, 2015.

QUEIROZ, R.C. **Geologia e geotecnia básica.** 2.ed. São Paulo: Blucher, 2016

REBERTUS, R.A.; WEED, S.B.; BUOL, S.W. Transformations of biotite to kaolinite during saprolite-soil weathering. **Soil Science Society Am. Journal**, n.50, p.810-819, 1986.

RENARD, M.; LAGABRILLE, Y.; MARTIN, E. **Eléments de géologie**. 16^a ed. Sciences Sup. 2018. French: French Edition, 1152p.

ROCHA, B.P.; GIACHETI, H.L. Site characterization of a tropical soil by in situ test. **Revista DYNA**, v.85, n.206. p. 211 -219. 2018.

SALAS, J.J.A. **Cimentaciones en terrenos expansivos o colasables**. In: Geotecnia y Cimientos III. v.1, p. 533-650. Madrid: Ed. Rueda, 1980.

SANDRONI, S.S. Sampling and Testing of Residual Soils in Brazil. In: BRAND, E.W & PHILLIPSON, H.B (eds), **Sampling and Testing of Residual Soils – A Review of International Practice**, Hong Kong, Scorpion Press, p.31-50. 1985.

SAHU, D.; KRISHNA, M. Clay mineralogy of a few laterites of north Kerala, southwest India. **Clay Research**, v.3, p.81-88. 1984.

SANTOS, J. P. Determinação do teor de ilita em argilominerais interestratificados a partir da análise do potássio total. **Sitientibus**, n.18, p.127-141. 1998.

SATYANARAYANA, B.; RANGANATHAM, B.V. **Interaction of primary factors on swell and swell pressures**. Soil Mechanics & Foundation Engineering. 1969.

SATYANARAYANA, B. THOMAS, P.K. Studies on laterites and associated soils II. Chemical composition of lateritic profiles. **Journal of the Indian Society of Soil Science**, v.10, p. 213-222. 1962.

SAVAGE, P.F. **Evaluation of possible swelling potential of soil**. Proceedings of the Southern African Transport Conference, Pretoria. 2007, p.277-283.

SAWHNEY, B.L. Interstratified chays as fundamental particles: a discussion. **Clay an Clay Minerals**, Clarkson. v.33. p.559. 1985.

SEED, H.B.; WOODWARD JR, R.J.; LUNDGREN, R. Prediction of swelling potential for compacted clays. **Journal of the soil mechanics and foundations divison**, v.3, n.88, p.53-88. 1962.

SEEDSMAN, R.W. **Comprehensive rock engineering. Characterizing Clay Shales**. Austrália, John A. Hudson, v.3, cap.7, p.151-164. 1993.

SHERMAN, G. D.; KANEHIRO, Y. Origin and development of ferruginous concretions in Hawaiian latosols. **Soil Science**, v.1, n.77, p.1-8. 1954.

SIVARAJASINGHAM, S.; ALEXANDER, L.T.; CADY, C.G.; CLINE, M.G. Laterite: **In advances in agronomy**. New York: Academic Press. 1962.

SKEMPTON, A.W. The Colloidal Activity of Clays. **In: 3rd International Conference Soil Mech found Eng. Switzerland**, v. 1.1953.

SPARKS, D.L. **Potassium dynamics in soils**. New York: Springer-Verlag, v.6.63p. 1987.

SNYDER, L. M. **Determination of the potential vertical rise in expansive soils using centrifuge technology**. 2015. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - University of Texas at Austin, 2015.

VARGAS, M. **The concept of tropical soils**. Keynote lecture, Proceedings of 1st International Conference on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Keynote Lecture, 1985. p.101-134.

VARGAS, M. Characterization, Identification and Classification of Tropical Soils. **Proceedings...** of the II International Conference on Geomechanics in Tropical Soils, Singapore, p.71-75. 1988.

VAUGHAN, P.R. MACCARINI, M.; MOKTHAR, S.M. Indexing the engineering properties soils. **Quartely Journal Engeniers Geology**. v.34. p.69 -84. London, 1988.

VERTEMATTI, E. **Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com Base na investigação de aeroportos e nas metodologias MCT e resiliente**. 1988. Tese (Doutorado) – Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, SP.1988.

VIJAYVERGIYA, V.N.; GHAZZALY, O.I. Prediction of swelling potential for natural clays. **Proceedings...** Third International Conference on Expansive Clay Soils, v.1.p.227-234. 1973.

TAKEDA, M.C. **A influência da variação da umidade pós-compactação no comportamento mecânico de solos de rodovias do interior paulista**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia de Transporte) – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, SP.2006.

TAYLOR, R.K.; SMITH, J. The Engineering Geology of clay mineral: swelling, shrinking and mudrock breakdown. **Clay Minerals**, n.21, p.235-260. 1986.

WADA, K. & KAKUTO, Y. Intergradient vermiculite-kaolin mineral in a Korean Ultisol. **Clays Clay Miner**. v. 31, p.183-190, 1983.

WALKER, T. M. **Quantification Using Centrifuge of Variables Governing the Swelling of Clays**. 2012. Master (Thesis) – The University of the Texas at Austin, Texas Austin. 2012.

WILLIAMS, A.A.B.; DONALDSON, G.W. Building on expansive soils in South Africa: 1973-1980. **Proceedings...**4th International Conference on Expansive Soils, VII, Denver, Colorado, p. 834-844. 1980.

WISE, J.R.; HUDSON, W.R. **An examination of expansive clay problems in Texas**. Center of Highway Research, University of Texas, Austin, p.118. 1971.

YERIMA, B.P.K.; GALHOUN, F.G.; SENKAYI, A.L. & DIXON, J.B. Occurrence of interstratified kaolinite-smectite in El Salvador Vertisols. **Soil Sci. Soc. Am. J.**, v.49, p.462-466, 1985.

ZICA, E.S. **Estudo comparativo entre energias de compactação do subleito para subsidiar projetos de pavimentação.** 2010.. Dissertação (Mestrado em Geotecnia de Pavimentos), Escola de Minas, NUGEO – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2010.

ZORNBERG, J.G.; KUHN, J.A.; PLAISTED, M.D. **Characterization of the swelling properties of highly plastic clays using centrifuge technology.** Center for Transportation Research Austin, Texas, 2009.

4 INVESTIGAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS INTERFACES DE SOLOS RESIDUAIS TROPICAIS E GEOTÊXTEIS EM ENSAIOS DE CISALHAMENTO DIRETO

RESUMO

O objetivo desta pesquisa foi avaliar a interação de solos tropicais compactados e inclusões geossintéticas. Com o intuito de concretizar esta pesquisa, foram utilizadas amostras de solos que fazem parte dos perfis desenvolvidos de gnaiss e anfíbolitos, correspondentes a duas ocorrências de maior relevância na microrregião de Viçosa, Zona da Mata mineira, sendo identificados como solo VS e solo BR, classificados de acordo com a metodologia MCT como de comportamentos não laterítico arenoso (NA') e laterítico argiloso (LG'), respectivamente. Para compor os sistemas solo-reforço, foram empregados dois geotêxteis tecidos biaxiais de polipropileno (T55 e T25) e um geotêxtil não tecido agulhado de poliéster (NT10). A metodologia da investigação envolveu a realização de ensaios de cisalhamento direto, em equipamento convencional e de pequeno porte, de amostras compactadas de solo nas energias do Proctor normal e modificado, sem as inclusões (cenário de referência) e compondo os sistemas com os geotêxteis. Os parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces foram analisados sob as perspectivas da estrutura dos geossintéticos, dos tipos de solo e da magnitude de energia empregada na compactação das amostras. As principais constatações da pesquisa foram: i) os ângulos de atrito das interfaces (δ) foram, em sua maioria, menores que os correspondentes aos solos puros (ϕ); ii) as inclusões geotêxteis conduziram à maior ductilidade dos sistemas solo-reforço, traduzida pelo deslocamento horizontal de ruptura; iii) a influência da granulometria dos solos mostrou-se maior nos sistemas reforçados pelos geotêxteis tecidos, de superfície lisa, devido ao aumento da zona de contato entre os grãos dos solos e dos reforços.

Palavras-chave: geotêxteis, cisalhamento direto, compactação, solos tropicais, interfaces solo-reforço

ABSTRACT

The objective of this research was to evaluate the interaction of compacted tropical soils and geosynthetic inclusions. In order to carry out this research, soil samples were used that are part of the developed gneiss and amphibolite profiles, corresponding to two most relevant occurrences in the micro region of Viçosa, Zona da Mata mineira, being identified as VS soil and BR soil, classified according to MCT methodology as non-lateritic sandy (NA ') and lateritic clay (LG') behaviors, respectively. To compose the soil-reinforcement systems, two polypropylene biaxial woven geotextiles (T55 and T25) and one needle-woven polyester geotextile (NT10) were used. The research methodology involved conducting direct shear tests, in conventional and small equipment, of compacted soil samples in the normal and modified Proctor energies, without the inclusions (reference scenario) and composing the systems with the geotextiles. The shear strength parameters of the interfaces were analyzed from the perspective of the geosynthetics structure, soil types and the magnitude of energy used in the compaction of the samples. The main findings of the research were: i) the friction angles of the interfaces (δ) were, in their majority, smaller than those corresponding to pure soils (ϕ); ii) geotextile inclusions led to greater ductility of soil-reinforcement systems, reflected by the horizontal displacement of rupture; iii) the influence of soil granulometry was greater in systems reinforced by woven geotextiles, with a smooth surface, due to the increased contact zone between soil grains and reinforcements.

Keywords: geotextiles, direct shear, compaction, tropical soils, soil-reinforcement interfaces

4. 1. Introdução

A utilização de geossintéticos como elementos de reforço em solos é uma técnica bastante consolidada no meio geotécnico atual (VIANA e PALMEIRA, 2009), tendo sua aplicabilidade incorporada a uma ampla variedade de obras de terra que vão desde muros de suporte (PORTELINHA et al., 2013; ABBASI et al., 2014; MIYATA et al., 2015; AMBAUEN et al., 2016; CRISTELO et al., 2015) até estruturas costeiras (HORNSEY et al., 2011; CORBELLA e STRETCH, 2012; DIAZ, 2016; OYEGBILE e OYEGBILE, 2017), passando por aterros compactados (ARIYARATHNE et al., 2013; MIAO et al., 2014; AVESANI NETO, 2015), taludes (HUANG, 2013; BHATTACHERJEE e VISWANADHAM, 2015; RAJABIAN e VISWANADHAM, 2016), fundações sobre solos moles (BIWAS et al., 2013; MOGHADDAS et al., 2013; TAHA et al., 2014), aterros sanitários e áreas de disposição de resíduos (SANTOS et al., 2014; BACAS et al., 2015), colunas granulares encamisadas (HOSSEINPOUR et al., 2015; GU et al., 2016) e, finalmente, obras rodoviárias e ferroviárias (ASHA e MADHAVI, 2010; MCCARTNEY e COX, 2013; TANYU et al., 2013; ZORNBERG, 2013; ELSHAKANKERY et al., 2013).

O mecanismo de reforço consiste na associação das propriedades mecânicas de um solo, que resiste bem à compressão e ao cisalhamento, com as características dos geossintéticos, que resistem eficientemente aos esforços de tração. A combinação desses materiais objetiva melhorar sua capacidade de suporte, diminuir a deformabilidade e aumentar a estabilidade do maciço de solo (BUENO et al., 2005; PEDROSO et al., 2006; BENJAMIM et al., 2007).

O comportamento mecânico de uma estrutura de solo reforçado depende essencialmente das características dos materiais envolvidos e da interação entre eles. Nos solos residuais tropicais, dadas suas particularidades de formação geológica, propriedades tais como granulometria, morfologia e composição químico-mineralógica das partículas, além da densidade compactada e grau de saturação, podem ser aspectos de maior ou menor grau de influência na resistência ao cisalhamento de interfaces solo-reforço. No que concerne aos geossintéticos, o polímero utilizado na sua fabricação, sua estrutura (textura superficial, densidade), a resistência à tração, a rigidez e a permeabilidade desses materiais são fatores determinantes para a mobilização do atrito entre estes materiais (ATHANASOPOULOS, 1993; GIROUD, 2012; LEE e MANJUNATH, 2000; KHOURY et al., 2011; ANUBHAV e BASUDHAR, 2013; ESMAILI et al., 2014; FERREIRA et al., 2015; HATAMI e ESMAILI, 2015; VIEIRA et al., 2015; FERREIRA e ZORNBERG, 2015; VANGLA e LATHA, 2016).

Tecnicamente, não há dúvidas quanto as vantagens das propriedades geotécnicas que os solos granulares apresentam em relação aos solos finos, sendo que este fato está associado a sua inalterabilidade de comportamento quando reforçados e com o aumento da resistência com a presença de geossintéticos, principalmente quando estes são colocados na direção das deformações de tração do solo (McGOWN et al., 1978; JOTISANKASA e RURGCHISRI, 2018). Entretanto, na prática, dependendo da localidade, poderá ser necessário importá-lo de longe, ocasionando custos adicionais à obra com aquisição e transporte deste material, podendo inviabilizar economicamente o projeto (JONES, 1985; McGOWN et al., 1978; LANZ, 1992; FERREIRA, 2010; JOTISANKASA e RURGCHISRI, 2018). Este cenário pode impor ao projeto as necessidades técnica e econômica de emprego de solos finos ou coesivos reforçados.

Uma das maiores preocupações da área geotécnica nos países da América do Norte, da Europa e do Japão, ao se empregar solos coesivos em estruturas de solo reforçado, é com a baixa permeabilidade na zona reforçada (KOERNER e SOONG, 2001). Com isso, algumas recomendações normativas internacionais (FHWA, 2009; BSI, 2010; AASHTO, 2014) excluem ou limitam a utilização de solos finos em função de sua baixa capacidade de drenagem e, conseqüentemente, pela dificuldade de dissipação do excesso de poropressão gerado no interior dos maciços compactados (JONES, 1985; LESHCHINSKY e PERRY, 1989; ELIAS et al., 2001; CHRISTOPHER, 2005; KOERNER, 2012).

De fato, os solos finos de origem sedimentar, como os frequentemente encontrados nas regiões supracitadas, apresentam elevados grau de saturação e plasticidade, dificultando seu emprego como material de aterros compactados, em razão da sua elevada deformabilidade e baixa resistência. Ademais, se constituídos predominantemente de argilas plásticas, possuem drenagem deficiente e tendem a apresentar movimentações significativas ao longo da vida útil da obra (EHRlich, 1998; PATIAS et al., 2006; BENJAMIM et al., 2007; JOTISANKASA e RURGCHISRI, 2018).

Em contrapartida, os solos tropicais com granulometria fina, além de serem encontrados em abundância em vastas áreas do território brasileiro, têm baixas saturação e plasticidade, e se destacam, muitas vezes, por apresentarem excelentes parâmetros de resistência ao cisalhamento (PATIAS et al., 2006; BENJAMIM et al., 2007). Benjamim (2006) ressalta que a grande experiência acumulada na construção de barragens e aterros rodoviários no Brasil mostrou que, se tomados os devidos cuidados com a drenagem e a compactação, as estruturas reforçadas com solos coesivos e geossintéticos podem apresentar

um comportamento igual ou até mesmo superior àquelas constituídas de solos essencialmente granulares.

É notório que o processo de compactação visa, entre outras vantagens, em termos de propriedades geotécnicas, a redução da permeabilidade e o aumento da resistência ao cisalhamento dos solos (OHU et al., 1986; JIANQIANG e JING, 2000; SIVRIKAYA et al., 2013). Não obstante, estes benefícios dependem fundamentalmente da natureza do solo a ser compactado (TEIXEIRA e GODOY, 1996). Como exemplo disto, na família dos solos tropicais, têm-se os comportamentos distintos, nos estados natural e compactado, dos solos lateríticos e saprolíticos (NOGAMI e VILLIBOR, 1981).

Em estruturas naturais, os solos lateríticos, nas suas variedades granulométricas de argila ou argilosos, possuem agregações muito compactas e resistentes, em virtude da presença de sesquióxidos de ferro/alumínio e minerais secundários (goethita, hematita e gibbsita) em sua composição químico-mineralógica, arranjadas de tal maneira que deixam entre elas um grande espaço poroso, proporcionando a este tipo de solo uma elevada permeabilidade, podendo até ser colapsível (ALEXANDER e CADY, 1962; PINNARD et al., 2014). Entretanto, quando devidamente compactados na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo da energia adotada, adquirem elevada resistência mecânica e baixa permeabilidade (VARGAS, 1985; TEIXEIRA e GODOY, 1996; NETTERBERG, 2014; FREITAS et al., 2017).

Nos solos saprolíticos, por sua vez, em função da grande heterogeneidade herdada da rocha parental, não é possível fazer generalizações sobre a permeabilidade dos mesmos no seu estado natural (GAN e FREDLUND, 1996; AYDIN, 2006). Contudo, em estruturas compactadas, os poucos dados que se têm disponíveis sugerem que essa propriedade obedece, em linhas gerais, ao que se observa para solos não tropicais, variando de acordo com os diferentes graus de intemperização em que se encontram (NOGAMI e VILLIBOR, 1981; CARVALHO et al., 1985; CARVALHO e LEROQUEIL, 2000; CALCATERRA e PARISE, 2010).

Analogamente, em terraplenos com solos tropicais reforçados, apenas a consideração da permeabilidade nas condições ótimas de compactação pode não ser suficiente para explicar muitos dos problemas de movimentação da água, visto que argilas lateríticas, por exemplo, apresentam permeabilidade elevada no ramo seco da curva de compactação, ao passo que areias pouco argilosas tornam-se praticamente impermeáveis nas condições ótimas de compactação (NOGAMI e VILLIBOR, 1981; CARVALHO et al., 1985; CARVALHO e LEROQUEIL, 2000).

Neste sentido, a utilização de materiais geossintéticos que desempenham, entre outras funções, o duplo papel de reforço e drenagem, tais como os geotêxteis, se mostraram eficientes em estruturas reforçadas com solos finos (CARVALHO et al., 1986; TATSUOKA e YAMAUCHI, 1986; MITCHELL e ZORNBERG, 1995; WAYNE et al., 1996; ZORNBERG e KANG, 2005; BENJAMIM et al., 2007; JEON, 2012; YOO, 2012; PORTELINHA e ZORNBERG, 2017).

Os geotêxteis são, dentro da grande família dos geossintéticos, os materiais com maior campo de atuação, possuindo uma vasta gama de aplicações em toda a engenharia civil, não somente na geotécnica, como também em outras áreas, como ambiental, hidráulica e de pavimentação (BENJAMIM et al., 2007; KOERNER, 2012; VERTEMATTI, 2015). Como reforço em obras de terra, a popularidade dos geotêxteis decorre da sua menor rigidez quando comparados a outros materiais usados como reforço, tornando-os compatíveis com vários tipos de solos em termos de deformabilidade, do aumento da resistência ao cisalhamento, da maior ductilidade proporcionada ao sistema solo-reforço e da sua maior capacidade de drenagem tanto através do plano quanto ao longo do mesmo (GRAY e OHASHI, 1983; TATSUOKA e YAMAUCHI, 1986; HAERI et al., 2000; ELIAS et al., 2001; PALMEIRA, 2009; TUNA e ALTUN, 2012).

Todas as propriedades dos geossintéticos, exceto a resistência ao cisalhamento de interface, podem ser controladas durante o processo de fabricação (PUNETHA et al., 2017). Diante de tal afirmação, salvo uma pesquisa realizada por Ferreira e Zornberg (2015), utilizando o equipamento de arracamento, solos e geogrelhas transparentes, até o momento não são conhecidos outros métodos de observação visual de interação entre solos e geotêxteis durante os ensaios de cisalhamento.

Entretanto, existe um esforço da comunidade científica no sentido de interpretar este mecanismo em amostras deformadas de geossintéticos após ensaio de cisalhamento direto, sob diferentes aspectos e por meio de modernas técnicas de análise microestrutural, como abordam os trabalhos mais recentes de Vangla e Latha (2014, 2015, 2016, 2017), Afazali-Nejad et al. (2017) e Punetha et al. (2017).

Neste contexto, a presente pesquisa tem como objetivo principal caracterizar os mecanismos de interação solo-reforço geossintético considerando-se as particularidades granulométricas, morfológicas dos solos tropicais compactados e as propriedades dos geossintéticos de reforço. Para isso, foi realizado um amplo trabalho experimental de investigação da interação entre solos de comportamentos geotécnicos distintos e geotêxteis

tecidos e não tecido, por meio de ensaios de cisalhamento direto, em um equipamento convencional (pequeno porte).

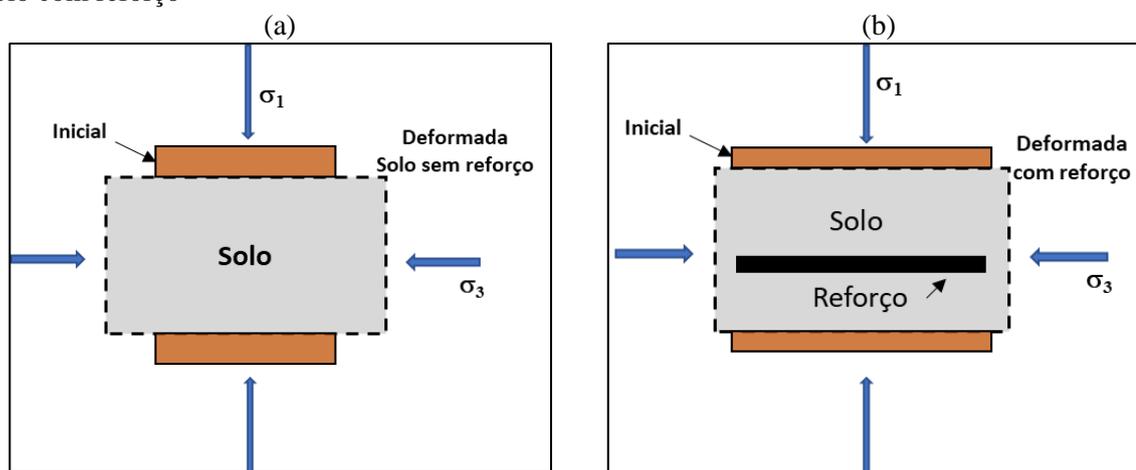
Os parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces solo-geossintéticos foram avaliados sob a perspectiva dos aspectos estruturais dos geotêxteis, utilizando-se, para tal, as técnicas de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) e de perfilometria nas análises da influência das propriedades dos solos e dos efeitos da aplicação de energias de compactação distintas. Com este estudo, pretende-se aderir conhecimento a respeito do desempenho da interação solo-geotêxteis, no intuito de difundir o uso de solos tropicais em estruturas de solos reforçados.

4.2 Referencial teórico básico

4.2.1 Mecanismos de interação solo – geossintéticos

O estudo da interação solo-geossintéticos tem se mostrado bastante complexo devido à grande variabilidade nas características dos materiais constituintes e dos modos de interação entre eles (SAYEED et al., 2014). Contudo, de maneira geral, os principais objetivos das inclusões geossintéticas como reforço são os de garantir que as resistências à tração e ao cisalhamento do solo possam ser mobilizadas e de restringir os movimentos da estrutura, limitando os deslocamentos horizontais e os recalques, quando a mesma é carregada verticalmente (TUNA e ALTUN, 2012) (Figura 4.1).

Figura 4.1 - Elementos de solo com e sem reforço: (a) elemento de solo sem reforço; (b) elemento de solo com reforço



Fonte: Abramento, 1988, p. 20.

Para os geotêxteis, o mecanismo de atrito é puramente friccional, tendo sua resistência ao cisalhamento de interface muito influenciada pela extensibilidade desses materiais. Em outros termos, as tensões desenvolvidas na estrutura são em função das deformações do solo imediatamente adjacente ao reforço e do deslizamento que se origina do contato entre ambos. Com isso, tem-se a formação de planos de ruptura paralelos à direção do reforço à medida que o deslizamento ocorre (CASTRO, 1999; AGUIAR, 2003). É relevante destacar que os geotêxteis são mantas planares contínuas, que possuem uma área de interação com o solo elevada, permitindo, assim, que toda a transferência de esforços nas estruturas reforçadas se dê exclusivamente por atrito (SIEIRA e SAYÃO, 2009).

Diante disso, a interação entre interfaces solo-geotêxtil é muito influenciada pela tensão normal confinante, pela rugosidade do material utilizado, pela granulometria do solo e, ainda, pelas condições em que ocorre o contato entre os materiais. Acrescenta-se, também, que a rigidez à tração dos reforços é responsável pelo nível de deslocamento relativo necessário para mobilizar todo atrito entre essas inclusões e o solo circundante, sendo esta, juntamente com a densidade do geotêxteis, uma das propriedades de maior importância para o dimensionamento das estruturas de solo reforçado (JEWELL, 1996).

Existem diversos métodos para avaliar a resistência das interfaces solos-geossintéticos, incluindo os ensaios de campo e de laboratório. Os ensaios de campo, evidentemente, representam de forma mais realística os mecanismos de interação, contudo apresentam maiores custos e requerem uma complexa infraestrutura para sua execução. Os ensaios laboratoriais, por outro lado, possuem custos mais acessíveis, porém, dependendo da geometria da estrutura reforçada que se pretende projetar ou, ainda, do tipo de solo e/ou do reforço, podem não representar adequadamente os parâmetros de resistência (FERREIRA, 2009).

A escolha por um ou outro método de análise é em função, sobretudo, do tipo de reforço e do movimento relativo entre a massa de solo e o geossintético. Para a estimativa dos parâmetros de interação solo-geossintéticos, vários ensaios e equipamentos podem ser utilizados, sendo os seguintes mais corriqueiros: i) o ensaio de cisalhamento direto de interface (PALMEIRA, 2009; VIEIRA et al., 2015; VANGLA e LATHA, 2015, 2016, 2017; AFZALINEJAD et al., 2016; PUNETHA et al., 2017; HAN et al., 2018; JOTISANKASA e RURGHAISRI, 2018); ii) o ensaio de plano inclinado (PALMEIRA, 2009; PITANGA et al., 2009, 2011; BRIANÇON et al., 2011; VIEIRA et al., 2015) e; iii) ensaios de arrancamento de geossintéticos (CAZZUFFI et al., 2011; MORACI e CARDILE, 2012; MORACI et al.,

2014; FERREIRA e ZORNBERG, 2015; PINHO-LOPES et al., 2015; CARDILE et al., 2016).

Destaca-se, ainda, o emprego de ensaios alternativos, tais como os ensaios com o reforço inclinado ou na vertical (ATHANASOPOULOS, 1993; INFANTE et al., 2016), de cisalhamento direto com carregamento cíclico (MARTINS, 2014), de tração confinada (MASSIMINO, 2014) e ring shear (JONES e DIXON, 1998; REBELO, 2003; WINGLER e VILAR, 2005).

4.2.2 Ensaio de cisalhamento direto de interfaces

Os ensaios de cisalhamento direto de interfaces solo-geossintético não oferecem grandes dificuldades de interpretação, assumindo as principais vantagens do seu emprego em relação a outros métodos: o baixo custo e a rapidez de execução; a possibilidade da avaliação dos parâmetros de cisalhamento em amostras de pequenas dimensões e/ou indeformadas; o domínio técnico da preparação das amostras para o ensaio e; a aplicação de elevadas tensões normais (PITANGA, 2002; BOUAZZA et al., 2002a; PALMEIRA, 2009; SÁNCHEZ, 2018).

Em compensação, o procedimento apresenta uma série de limitações, como exemplos: a de superestimar os ângulos de atrito de interface a reduzidos níveis de tensões normais (abaixo de 25kPa), conduzindo a erros grosseiros e a condições desfavoráveis à segurança da estrutura; a de dificultar a manutenção da fixação dos geossintéticos durante o ensaio; a de supervalorizar os fatores de resistência pelo contato entre as caixas superior e; a de permitir que os solos finos escoam no espaço entre as caixas de cisalhamento (PITANGA, 2002; BOUAZZA et al., 2002; SÁNCHEZ, 2018). Stark e Poeppel (1994) acrescentam ainda que, apesar de fornecer uma boa análise da resistência de pico, o ensaio apresenta restrições quando empregado para estudos da resistência residual na interface, uma vez que as amostras são submetidas a pequenos deslocamentos.

Os parâmetros da resistência ao cisalhamento de interface são expressos por meio de parcelas de adesão e atrito, podendo ser obtidos em termos de tensões totais ou efetivas, dependendo do tipo de análise desejada (PALMEIRA, 1999). A determinação é feita utilizando-se a Equação 4.1, semelhante à descrita por Mohr-Coulomb (LIMA JUNIOR, 2000; AGUIAR, 2003; BENJAMIM, 2006; VIANA e PALMEIRA, 2009; KOERNER, 2012; VERTEMATTI, 2015).

$$\tau = a + \sigma \cdot \tan\delta \quad (4.1)$$

Em que “ τ ” corresponde à resistência ao cisalhamento da interface solo-reforço, “ a ” corresponde à adesão entre o solo e o reforço, “ σ ” à tensão normal no plano do reforço e “ δ ” ao ângulo de atrito entre o solo e o reforço.

Koerner (2012) propõe, ainda, a comparação dos valores de adesão e ângulo de atrito da interface solo-geossintético com aqueles obtidos para o solo puro, calculando-se, para isso, os coeficientes de eficiência da resistência pela aderência e pelo ângulo de atrito, de acordo com as Equações 4.2 e 4.3.

$$\lambda = \frac{a}{c} \quad (4.2)$$

$$f = \frac{\tan\delta}{\tan\phi} \quad (4.3)$$

Em que λ corresponde ao coeficiente de eficiência da resistência por adesão do solo-reforço, f ao coeficiente de eficiência por atrito do solo-reforço, c à coesão efetiva do solo e ϕ ao ângulo de atrito efetivo do solo.

Em linhas gerais, o valor de f tende a 1,0 para os casos de interfaces entre reforços planares contínuos (geotêxteis tecidos e não tecidos, por exemplo) e solos granulares, ou mesmo com solos mais finos, sob condições drenadas de cisalhamento (TUPA e PALMEIRA, 1995). Já os resultados de λ apresentaram significativa variabilidade quando obtidos para interfaces de areias e argilas com geotêxteis tecidos e não tecidos, conforme relata Gomes (2002) em sua pesquisa. Percebe-se que os valores do coeficiente de resistência por atrito do solo-reforço são dependentes diretamente da granulometria do solo e do tipo de geossintético, oscilando de 0,6 a 1,0 como mostra a Tabela 4.1 (ABRAMENTO, 1988). Além disso, fatores como o grau de saturação do solo, a massa específica seca do solo e a plasticidade da argila também devem ser considerados ao se analisar este índice.

Tabela 4.1 - Valores de atrito de interface solo-reforço em termos de $f = (\tan\delta/\tan\phi)$ usualmente empregados em muros de solo reforçado

Tipo de Reforço	Tipo de solo		
	Solos finos	Solos arenosos	Grosseiros
Geotêxtil tecido	0,70 – 0,75	0,65 – 0,70	0,60 – 0,70
Geotêxtil não tecido	0,80	0,75	0,70
Geogrelhas tecidas	0,90	0,85	0,80
Geogrelhas rígidas	1,00	0,90	0,80
Geocélula	1,00	1,00	1,00
Geobarras (lisas)	0,50 – 0,60	0,50 – 0,60	0,50

Fonte: Abramento, 1998, p.28.

4.3 Materiais e métodos

4.3.1 Materiais de interface

4.3.1.1 Solos

A microrregião de Viçosa, município de Minas Gerais, situa-se no domínio do Complexo Cristalino Brasileiro e está geograficamente localizada entre as latitudes 20°41'20" S a 20°49'35" S e entre as longitudes de 42°49'36" W a 42°54'27" W, a uma altitude média de 650 metros. A geologia da região apresenta rochas do Embasamento Granito-Gnáissico Indiviso referentes ao período Pré-cambriano, constituídas de gnaisses moderadamente indiferenciados bastante alterados, exibindo níveis quartzosos intercalados a micáceos (REIS, 2004).

Os solos considerados neste estudo fazem parte de perfis desenvolvidos de gnaisses e anfibolitos, correspondendo a duas ocorrências de maior relevância na referida microrregião, sendo identificados como solo VS e solo BR. As particularidades e características desses materiais são detalhadas adiante.

4.3.1.1.1 Solo VS

A amostra do solo VS foi coletada no horizonte C de um talude localizado dentro do campus Viçosa da Universidade Federal de Viçosa (UFV), nas proximidades da Vila Secundino, com coordenadas geográficas de Latitude 20°45'47.82" S e Longitude 42°51'29.76" O. Trata-se de um solo residual jovem (saprolítico), de coloração acinzentada

(Figura 4.2), sendo classificado pedologicamente como Argissolo Câmbico e texturalmente como areia fina siltosa com um pouco de argila [NBR 6502 (ABNT, 1995)]. Nos sistemas tradicionais de classificações rodoviárias, o solo VS se enquadrou nos grupos A-4 (4), de acordo com o Transportation Research Board -TRB [M 145 - 91 (AASHTO, 2008)], e ML, conforme o Sistema Unificado de Classificação dos Solos - SUCS [D 2487 - 11 (ASTM, 2011)]. De acordo com a metodologia MCT [CLA 259 (DNER, 1996), ME 258 (DNER, 1994a) e ME 256 (DNER, 1994) b], foi identificado como um solo não laterítico arenoso (NA').

Figura 4.2 - Localização do talude selecionado para a coleta de amostras do solo VS

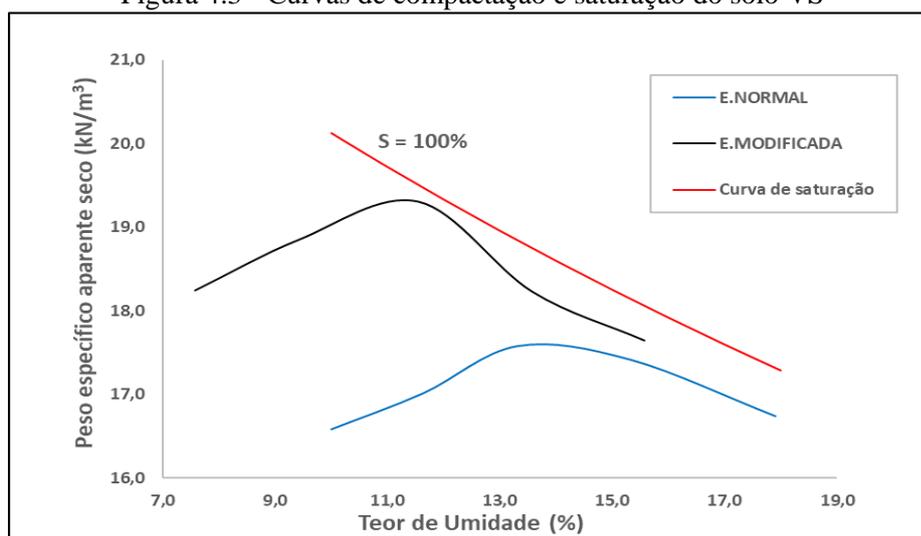


Fonte: Google Earth, 2020

Na análise química deste solo (realizada por meio dos ensaios de Espectrometria de Energia Dispersiva e Fluorescência de Raios-X), foram encontrados, predominantemente, óxidos de silício (52,25%) e alumínio (40,18%) e uma pequena porcentagem de óxidos de ferro (2,54%) e titânio (0,226%). A sua composição mineralógica (obtida por meio de Difração de Raios-X) apresentou preponderância de picos dos minerais quartzo, feldspatos potássicos (microclínio), micas (biotita) e a presença exclusiva dos argilominerais do grupo das caulinitas.

A Figura 4.3 ilustra as curvas de compactação para as energias normal e modificada do solo VS, e na Tabela 4.2 encontram-se os correspondentes resultados dos parâmetros de umidade ótima ($W_{ót}$) e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dmáx}$).

Figura 4.3 - Curvas de compactação e saturação do solo VS



Fonte: A autora.

Tabela 4.2 - Parâmetros ótimos de compactação para o solo VS

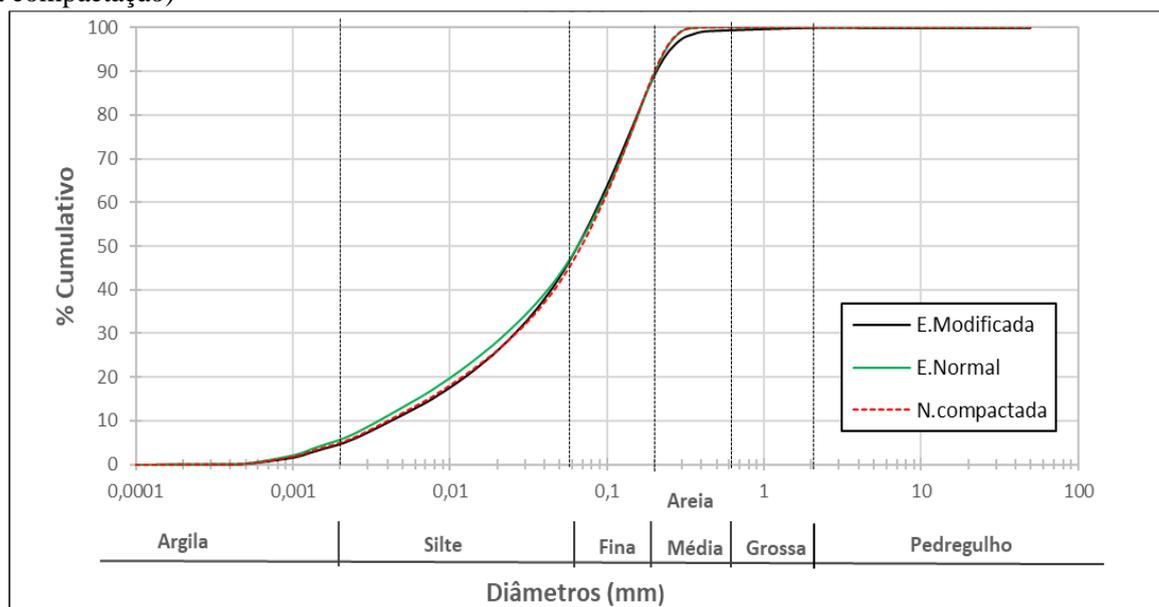
Energia de compactação	Parâmetros obtidos	
	W _{ót} (%)	γ _{dmáx} (kN/m ³)
Normal	14,04	17,63
Modificada	11,55	19,33

Fonte: A autora.

As análises granulométricas, obtidas pelo método de difração a laser (sem defloculante), foram realizadas nas amostras do solo antes e após a compactação a fim de se verificar se ocorreu a alteração na granulometria das partículas do solo VS. Na Figura 4.4, exibem-se as curvas granulométricas, e na Tabela 4.3, apresentam-se as distribuições granulométricas bem como outras características geotécnicas deste solo.

Com o objetivo similar ao das análises granulométricas por difração a laser, realizou-se um estudo da influência da energia de compactação no tamanho, na forma e na textura superficial das partículas do solo VS, por meio das técnicas de imageamento digital e morfoscopia, seguindo as recomendações dos trabalhos de Tristão (2005), Vangla e Latha (2016), Araújo et al. (2017) e Punetha et al. (2017). Assim, na Tabela 4.4, apresentam-se os parâmetros morfológicos (arredondamento e circularidade) e morfoscópico (rugosidade) dos grãos do solo em questão, antes da compactação e após a aplicação das energias de compactação do Proctor normal e modificado.

Figura 4.4 - Curvas granulométricas do solo VS obtidas pelo método de difração a laser (antes e após a compactação)



Fonte: A autora.

Tabela 4.3 - Características físicas do solo VS (antes e após a compactação)

Propriedades geotécnicas				
Frações granulométricas (%)		Energias de compactação		
		N. Compactada	E. Normal	E. Modificada
Areia	Grossa $0,6 \leq \varnothing < 2,0$ mm	0	0	0
	Média $0,2 \leq \varnothing < 0,6$ mm	11	11	12
	Fina $0,06 \leq \varnothing < 0,2$ mm	42	40	40
Silte	$0,002 \leq \varnothing < 0,06$ mm	41	43	43
Argila	$\varnothing < 0,002$ mm	6	6	5
Peso específico dos sólidos, γ_s , kN/m ³			25,32	
Limites de Atterberg				
Limite de Liquidez, LL, %			26	
Limite de Plasticidade, LP, %			23	
Índice de Plasticidade, IP, %			3	
Parâmetros do tamanho dos grãos				
D ₁₀ , mm		0,0041	0,0035	0,0043
D ₃₀ , mm		0,0262	0,0227	0,0258
D ₅₀ , mm		0,0687	0,0652	0,065
D ₆₀ , mm		0,0943	0,0921	0,0894
Coeficiente de uniformidade, C _u		23,19	26,08	20,98
Coeficiente de curvatura, C _c		1,79	1,58	1,75

Fonte: A autora.

Tabela 4.4 - Parâmetros morfológicos e morfoscópicos do solo VS (antes e após a compactação)

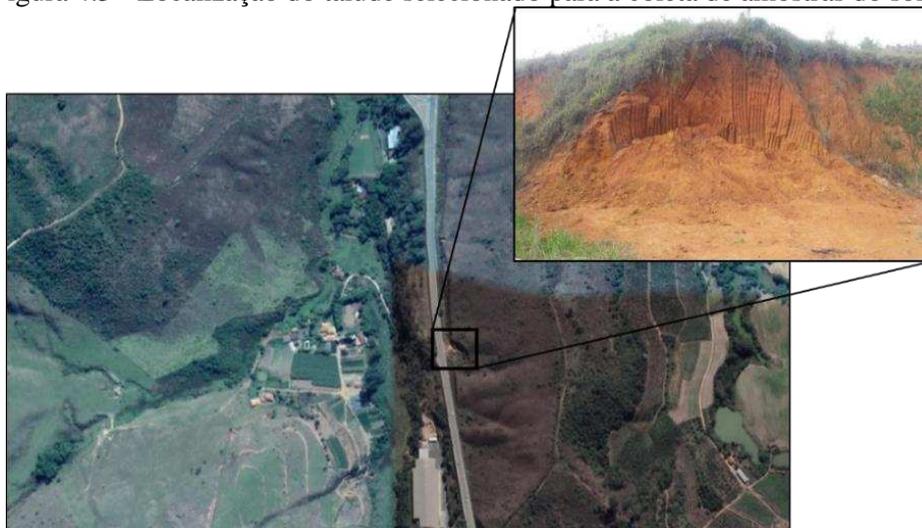
Descritores morfológicos			Energia de compactação		
	Equação	Referência	N. Compactada	E. Normal	E. Modificada
Arredondamento	$\frac{4\pi A}{P^2}$	Cox (1927)	0,650	0,648	0,666
Circularidade	$\frac{4A}{\pi(d_{m\acute{a}x})^2}$	Pentland (1927)	0,667	0,665	0,671
Classificação	-	Arasan et al. (2011)	Muito angular	Muito Angular	Angular
Parâmetros morfoscópicos					
Lisos (%)			20,0	37,33	26,67
Rugosos (%)		(Powers, 1953)	80,0	72,67	73,33

Fonte: A autora

4.3.1.1.2 Solo BR

A amostra do solo BR foi extraída do horizonte B de um talude de corte localizado à margem da Rodovia BR 120 (km 640), com coordenadas geográficas de Latitude 20°47'31.74" S e Longitude 42°50'17.96" W (Figura 4.5). Trata-se de um solo de grande expressão territorial no relevo de Viçosa, bastante intemperizado e lixiviado, classificado pedologicamente por sua coloração vermelho-amarelada e pelas suas características macroestruturais como um Latossolo Vermelho-Amarelo – LV (REIS e AZEVEDO, 1998, 1999; AZEVEDO, 1999; REIS, 2004). De acordo com os sistemas classificatórios da NBR 6502 (ABNT, 1995), TRB (AASHTO, 2008) e SUCS (ASTM, 2011), o solo BR foi identificado como um silte argilo-arenoso, pertencente aos grupos A-7-5 (20) e MH, respectivamente. Na classificação MCT, por sua vez, enquadrou-se no grupo dos solos de comportamento Laterítico Argiloso (LG'), conforme as recomendações das normas CLA 259 (DNER, 1996), com leituras complementares aos métodos de ensaio ME 258 (DNER, 1994) e ME 256 (DNER, 1994).

Figura 4.5 - Localização do talude selecionado para a coleta de amostras do solo BR

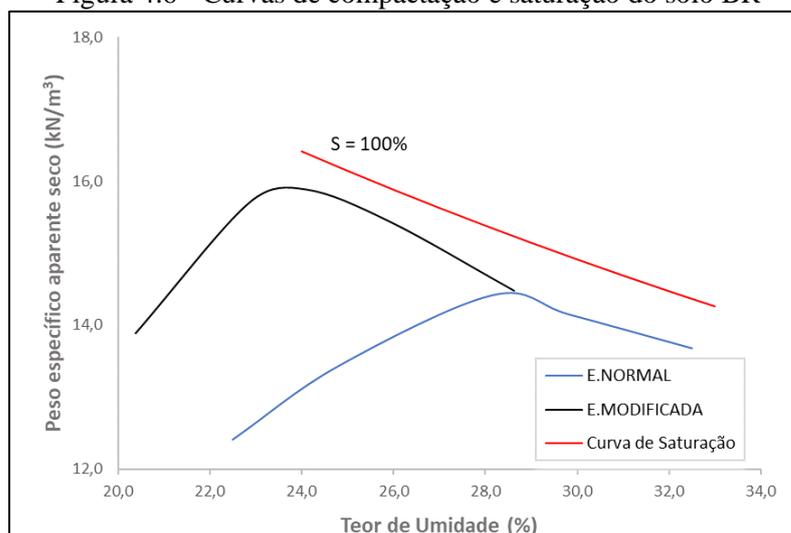


Fonte: Google Earth, 2020.

Na composição química deste solo constam, basicamente, elementos de silício (32,93%), de alumínio (36,39%), de ferro (32,98%) e de titânio (3,306%) em forma de óxidos. Sua composição mineralógica é constituída predominantemente de quartzo, gibbsita, goethita e argilominerais caulíníticos, revestidos por óxi-hidróxidos de ferro e alumínio, responsáveis por sua coloração vermelho-amarelada e pela formação de agregações muito compactas e estáveis.

Na Figura 4.6 apresentam-se as curvas de compactação para o solo BR, compactados nas energias do Proctor normal e modificado. Na Tabela 4.5, encontram-se os correspondentes resultados dos parâmetros de umidade ótima (W_{ot}) e peso específico aparente seco máximo ($\gamma_{dm\acute{a}x}$).

Figura 4.6 - Curvas de compactação e saturação do solo BR



Fonte: A autora

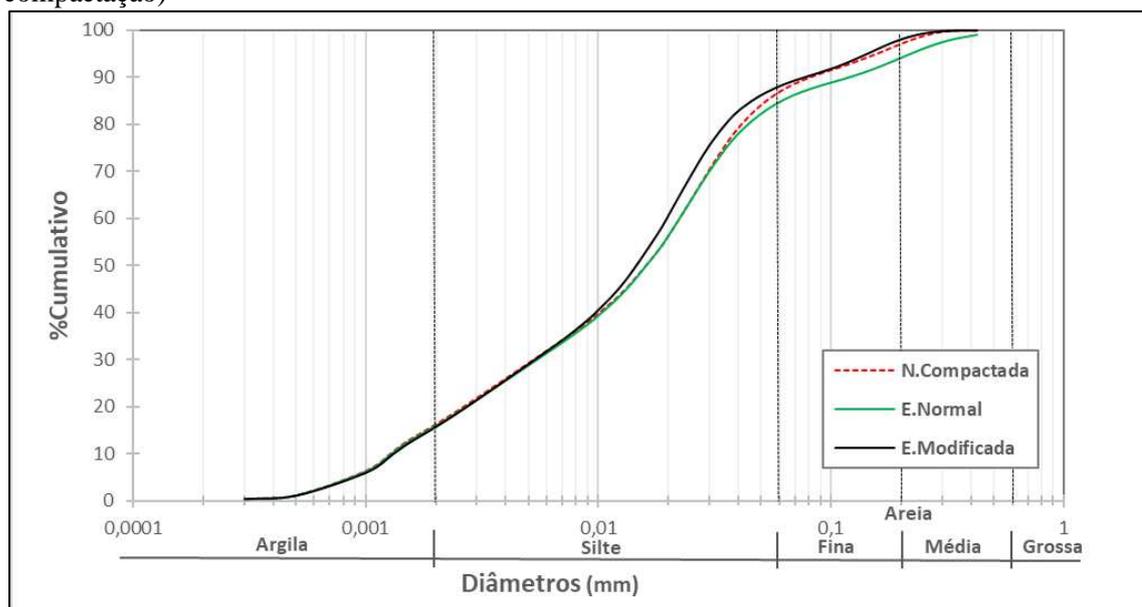
Tabela 4.5 - Parâmetros ótimos de compactação do solo BR

Solo	Energia	Parâmetros obtidos	
		$W_{ót}$ (%)	$\gamma_{d_{máx}}$ (kN/m ³)
BR	Normal	27,73	14,46
	Modificada	23,68	15,92

Fonte: A autora.

Com o intuito de caracterizar o solo BR, foram realizadas análises granulométricas das amostras antes e após o processo de compactação, por meio da técnica de difração a laser e sem defloculante, a fim de se verificar a ocorrência de desagregação das concreções argilosas e a consequente variação da granulometria deste solo, em virtude da aplicação do esforço de compactação. As curvas granulométricas do solo BR são apresentadas na Figura 4.7, e na Tabela 4.6, apresentam-se as percentagens correspondentes a cada uma das frações granulométricas bem como outras características geotécnicas deste solo.

Figura 4.7 - Curvas granulométricas do solo BR obtidas pelo método de difração a laser (antes e após a compactação)



Fonte: A autora.

Tabela 4.6 - Características físicas do solo BR (antes e após a compactação)

Propriedades geotécnicas				
Frações granulométricas (%)		Energias de compactação		
		N. Compactada	E. Normal	E. Modificada
Areia	Grossa $0,6 \leq \varnothing < 2,0$ mm	0	0	0
	Média $0,2 \leq \varnothing < 0,6$ mm	2	6	2
	Fina $0,06 \leq \varnothing < 0,2$ mm	10	8	10
Silte $0,002 \leq \varnothing < 0,06$ mm		72	70	72
Argila $\varnothing < 0,002$ mm		16	16	16
Peso específico dos sólidos, γ_s , kN/m ³			27,43	
Limites de Atterberg				
Limite de Liquidez, LL, %			66	
Limite de Plasticidade, LP, %			37	
Índice de Plasticidade, IP, %			29	
Parâmetros do tamanho dos grãos				
D ₁₀ , mm		0,0013	0,0013	0,0013
D ₃₀ , mm		0,006	0,0052	0,005
D ₅₀ , mm		0,016	0,016	0,015
D ₆₀ , mm		0,034	0,022	0,02
Coeficiente de uniformidade, C _u		26,94	17,21	15,23
Coeficiente de curvatura, C _c		0,84	0,96	0,95

Fonte: A autora.

3.1.2 Geossintéticos

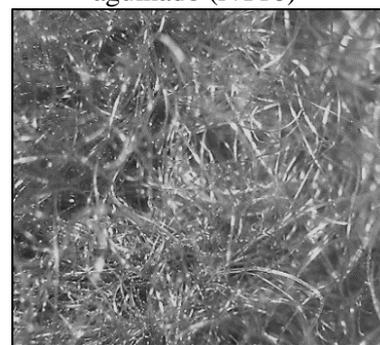
Para a avaliação dos parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces solos - geossintéticos foram utilizados dois geotêxteis tecidos biaxiais constituídos de laminetes de polipropileno (Figura 4.8), sendo referenciados neste estudo por meio das siglas T55 e T25, e um geotêxtil não tecido agulhado (Figura 4.8c) de poliéster, representado pela sigla NT10. As principais propriedades desses materiais são apresentadas na Tabela 4.7.

Figura 4.8 - Geotêxteis empregados na pesquisa (aumento 10x)

(a) Geotêxtil tecido (T55)

(b) Geotêxtil tecido (T25)

(c) Geotêxtil não tecido agulhado (NT10)



Fonte: A autora.

Tabela 4.7 - Propriedades dos geotêxteis empregados na pesquisa

Propriedades	T55	T25	NT10
Espessura nominal (e), mm*	0,93	0,66	1,99
Massa por unidade de área, g/m ² *	244	117	210
Resistência à tração nominal, kN/m **	D. longitudinal	25	10
	D. transversal	25	9
Deformação na resistência nominal, % **	D. longitudinal	≤ 15	> 50
	D. transversal	≤ 15	> 50
Abertura aparente dos poros, O ₉₀ , mm**	0,20	0,25	0,13

* Ensaio realizado no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos/ EESC-USP;

**Dados fornecidos pelos fabricantes.

Fonte: A autora.

4.3.2 Métodos

4.3.2.1 Ensaio de cisalhamento direto

Os ensaios de cisalhamento direto foram realizados em um equipamento com capacidade de 500kgf e sensibilidade de 0,001mm. Todo o procedimento de ensaio para os solos puros (sem geotêxteis) e das interfaces solos-geotêxteis foi conduzido de acordo com a norma D3080 (ASTM, 2011). Embora a norma D5321 (ASTM, 2017), que é referente ao ensaio de cisalhamento de interfaces, recomende a utilização de caixas de cisalhamento com dimensões mínimas de 300mm x 300mm para os ensaios (TUNA e ALTUN, 2012; KOERNER, 2012; SAYEED et al., 2014; CHOUNDHARY e KRISHNA, 2016; PUNETHA et al., 2017; JOTISANKASA e RURGHAISRI, 2018), neste estudo foi utilizado o aparato de dimensões de 100mm x 100mm.

Corroboram para tal escolha as pesquisas de diversos autores, as quais afirmam que, nos estudos de interfaces cujos materiais são predominantemente constituídos de areias, siltes ou argilas, como é o caso dos solos investigados, e de geossintéticos de malhas fechadas, tal como os geotêxteis, os equipamentos de menor porte podem ser utilizados para avaliações comparativas de parâmetros de influência na resistência de interface (INGOLD, 1988; TAKASUMI et al., 1991; ATHANASOPOULOS, 1993; JEWELL e WROTH, 1997; PALMEIRA, 2009; KHOURY et al., 2011; KOERNER, 2012; ANUBHAV e BASUDHAR, 2013; DEB e KUNAI, 2014; ESMALI et al., 2014; HATAMI e ESMALI, 2015; AFZALI-NEJAD et al., 2017).

Com o intuito de obter as amostras a serem ensaiadas, os solos foram compactados nas energias correspondentes ao Proctor normal e modificado no cilindro grande (molde CBR), com teores de umidade ótima e peso específico aparente seco máximo determinados no ensaio de compactação. Subsequentemente, os corpos de prova foram moldados em um anel de 100 mm x 100 mm x 20 mm, a partir dos cilindros compactados, como ilustra a Figura 4.9. Optou-se por essa prática para garantir que as amostras apresentariam os mesmos parâmetros de compactação definidos na pesquisa.

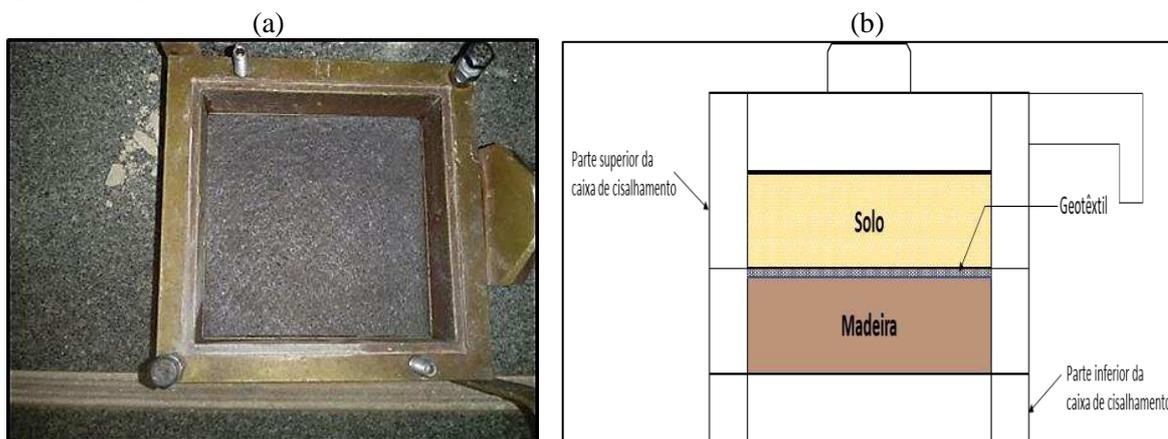
Figura 4.9 - Moldagem do corpo de prova para o ensaio de cisalhamento direto



Fonte: A autora.

Para os solos puros (sem geotêxteis), a montagem da caixa de cisalhamento e a execução do ensaio seguiram os procedimentos padrões. Na análise do cisalhamento de interfaces, o material geossintético foi cortado aproximadamente nas dimensões da caixa de cisalhamento e instalado sobre um bloco de madeira. Nas laterais da face do bloco, espalhou-se uma resina acrílica à base de cianoacrilato, de secagem rápida, cuidando-se para que o geotêxtil fosse fixado apenas nas extremidades, com intuito de minimizar quaisquer efeitos do adesivo na resistência ao cisalhamento do sistema e seguindo as recomendações do trabalho de Tupa (1994). Na sequência, inseriu-se o conjunto (bloco + geotêxtil) na metade inferior da caixa do aparato, de modo que o geotêxtil ficasse no limite do plano de cisalhamento (Figura 4.10a). Após a colocação do conjunto, a parte superior do equipamento foi preenchida com o corpo de prova compactado, como mostra o esquema da Figura 4.10b.

Figura 4.10 - Preparação das interfaces de solos e geotêxteis empregados na pesquisa: (a) inserção do bloco de madeira com o geotêxtil fixado; (b) esquema ilustrativo da montagem da caixa de cisalhamento direto



Fonte: A autora.

Os procedimentos foram realizados em condições drenadas, com consolidação no período mínimo de 30 minutos, dependendo da tensão normal aplicada e dos tempos necessários à estabilização dos deslocamentos verticais. As tensões normais utilizadas foram de 50, 100 e 200kPa, sendo realizadas no mínimo duas repetições de ensaio para cada uma delas. O deslocamento horizontal máximo medido foi de 19mm (deslocamento máximo do equipamento). Antes do início do carregamento, o sistema foi inundado com tempos de duração distintos para cada tipo de solo, a fim de se garantir que os valores de adesão e ângulo de atrito fossem tomados em termos de tensões efetivas.

Para o solo VS, o tempo de inundação foi de no mínimo 1 hora e a taxa de carregamento aplicada (velocidade de cisalhamento) foi de 0,75mm/min. Observa-se que este solo possui uma condutividade hidráulica elevada, dado seu caráter não coesivo. Por isso, o excesso de poropressão gerado durante o carregamento (normal ou de cisalhamento) é dissipado rapidamente, independentemente da velocidade do ensaio e da saturação integral da amostra, não afetando os parâmetros de resistência do mesmo (LAMBE e WHITMAN, 1979; HEAD, 1986; MITCHELL e SOGA, 2005; DAS e SOBHAN, 2017).

Em outros termos, prevalecendo as amostras saturadas ou secas, ou ainda, neste estudo, compactadas nas condições ótimas do Proctor normal e modificado, a taxa de carregamento adotada e o tempo de inundação têm pouca influência na resistência do cisalhamento deste solo, a não ser pela possível ocorrência de uma parcela de coesão aparente decorrente da não saturação (gerada pela sucção) (LACERDA e SILVEIRA, 1992; CLEMENTINO e LACERDA, 1992), que tende a desaparecer com a inundação (HIGASHI, 2006).

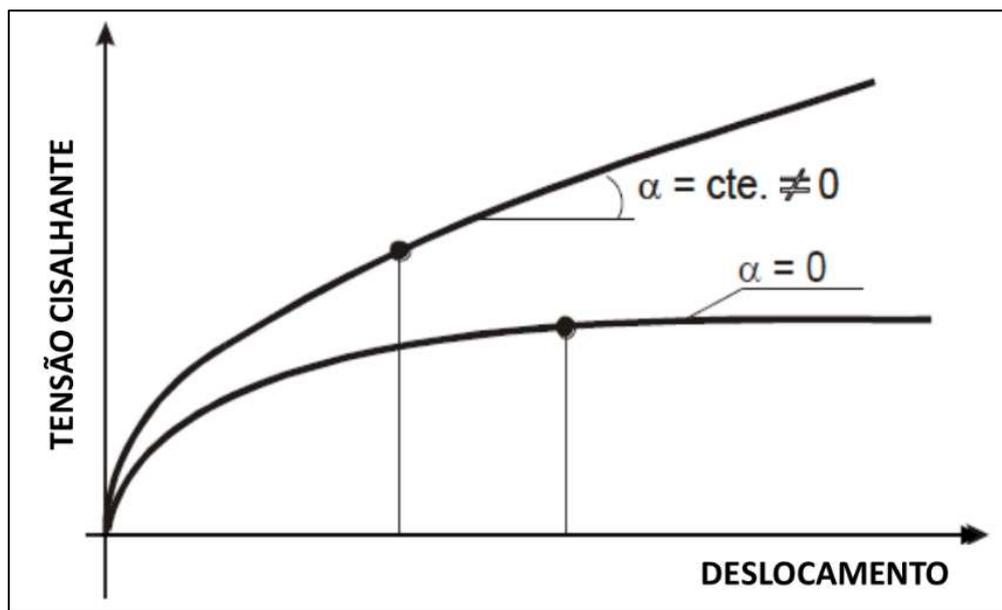
O solo BR, por outro lado, é argiloso, e, neste caso, a mecânica dos solos clássica é bastante conservadora quanto à utilização de velocidades de cisalhamento muito elevadas em ensaios drenados (LAMBE e WHITMAN, 1979; HEAD, 1986; MITCHELL e SOGA, 2005; DAS e SOBHAN, 2017), tal qual a aplicada nesse trabalho. Contudo, a pesquisa de Pitanga (2002) mostrou que, para um latossolo vermelho-amarelo (LV), da mesma região (Viçosa-MG) e com características semelhantes ao solo BR, taxas de cisalhamento da ordem de até 5 mm/min não exerceram grande influência sobre os parâmetros geotécnicos de resistência deste tipo de solo. Similarmente, neste mesmo estudo, o autor constatou que as amostras indeformadas do solo LV apresentaram pouca sensibilidade a tempos de inundação variando de 4 a 24 horas.

Apesar das considerações de Pitanga (2002), para o solo laterítico argiloso (solo BR) fixou-se um tempo de inundação de no mínimo 12 horas, e a velocidade de cisalhamento foi calculada de acordo com as recomendações da D3080 (ASTM, 2011) e de Head (1986), permanecendo a taxa de 0,75mm/min menor do que a obtida segundo tais recomendações.

A partir dos resultados obtidos foi possível traçar as curvas de tensão cisalhante (τ) versus deslocamento horizontal (dh), de deslocamento vertical (dv) versus deslocamento horizontal (dh) e as envoltórias de ruptura para os solos puros e para as interfaces solo-geossintéticos.

Cabe salientar que, nesta pesquisa, os valores da tensão cisalhante máxima ou de ruptura foram obtidos no ponto de pico ou, na maioria das vezes, pelo critério de Campos e Carrillo (1995). A determinação do $\tau_{\text{máx}}$ por este último critério citado foi adotada quando a curva tensão cisalhante-deslocamento horizontal dos solos e das interfaces investigadas não exibiu picos bem definidos, ou seja, quando apresentava um comportamento de enrijecimento progressivo (strain-hardening). De acordo com esses autores, em solos que se comportam com enrijecimento progressivo, a ruptura pode ser assumida quando a curva tensão cisalhante-deslocamento horizontal permanece com uma inclinação constante, e a tensão cisalhante máxima corresponde ao deslocamento no qual esta condição prevalece (Figura 4.11).

Figura 4.11 - Definição da tensão cisalhante máxima ou de ruptura pelo critério de Campos e Carrillo (1995)



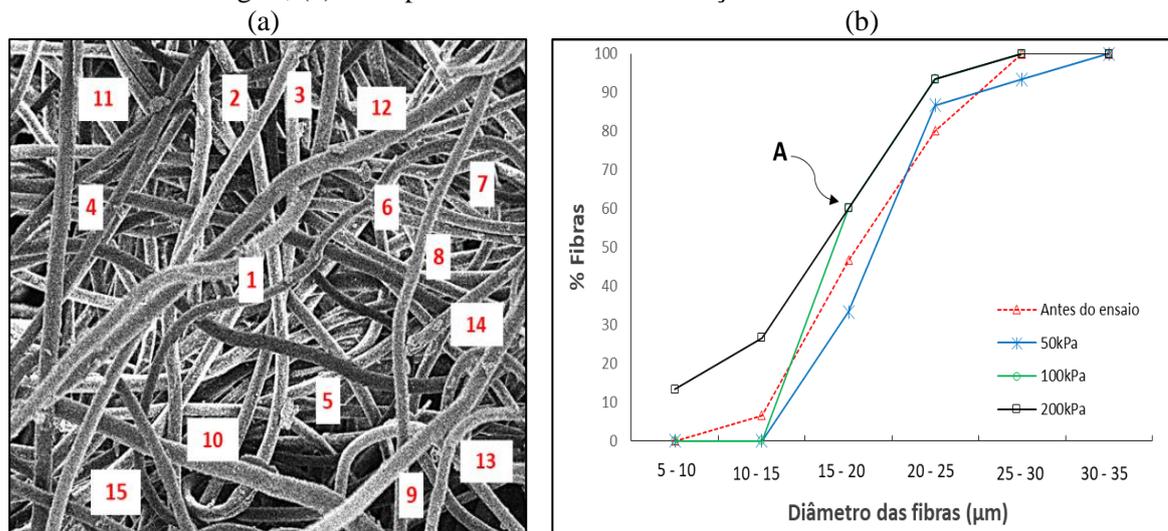
Fonte: Campos e Carrillo, 1995. p. 45.

4.3.2.2 Investigação da estrutura dos geotêxteis

As amostras do geotêxtil não tecido agulhado empregado nesta pesquisa foram avaliadas quanto à extensibilidade de suas fibras com o auxílio de um Microscópio Eletrônico de Varredura (MEV) e do software de análises de imagens ImageJ. Para tal análise, foram tomadas microfotografias digitais das amostras do geotêxtil, antes (amostra de referência) e após o ensaio de cisalhamento direto das interfaces, sob tensões confinantes de 50, 100 e 200kPa. Utilizando-se o programa ImageJ, foi possível medir, nas microfotografias, os diâmetros de 15 fibras, escolhidas aleatoriamente (Figura 4.12a), em três lugares diferentes, e, assim, obter-se o diâmetro médio de cada uma delas.

Em face de tais resultados, foram desenvolvidas as curvas que mostram a distribuição dos diâmetros das fibras, conforme as distintas tensões normais, assim como a referida curva para a amostra de referência (antes do ensaio). Como exemplo, a Figura 4.12b mostra a distribuição de tamanhos de várias fibras geotêxteis, antes e depois do ensaio de cisalhamento direto de interfaces. O eixo das abscissas denota a faixa de diâmetros das fibras e o eixo das ordenadas mostra a porcentagem das fibras. Para se entender a curva, considere o ponto “A”, que representa a condição na qual 60% das fibras se encontram na faixa de valores entre 5 e 20 μm ou 60% das fibras são mais finas que 20 μm . Ademais, ressalta-se que a metodologia usada nesta etapa foi baseada e adaptada do trabalho de Punetha et al. (2017).

Figura 4.12 - Análise dos diâmetros das fibras do geotêxtil não tecido: (a) medidas dos diâmetros da fibras utilizando Image J; (b) exemplo das curvas de distribuição das fibras



Fonte: A autora.

Para avaliar o dano induzido durante o cisalhamento dos geotêxteis tecidos (T55 e T25) pelo Solo VS e auxiliar na compreensão dos mecanismos governantes do cisalhamento de interface, foram utilizados o perfilômetro óptico 3D e também o MEV. A técnica de perfilometria fornece os perfis topográficos das superfícies em duas e três dimensões e permite a obtenção de parâmetros de rugosidade das mesmas (VANGLA e LATHA, 2017; PUNETHA et al., 2017; AFZALI-NEJAD et al., 2017).

4.4 Resultados e discussões

4.4.1 Cisalhamento direto dos solos

Nas Tabelas 4.8 e 4.9 apresentam-se os resultados dos índices físicos iniciais (antes da inundação) de 36 corpos de prova (18 para cada solo investigado) e as tensões cisalhantes obtidas na ruptura para os ensaios de cisalhamento direto realizados sobre os solos puros (VS e BR, respectivamente). Em sequência, em caráter ilustrativo, têm-se nas Figuras 4.13 e 4.14 curvas de tensão cisalhante versus deslocamento horizontal ($\tau \times dh$) e de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal ($dv \times dh$) representativas de dois conjuntos de amostras, referentes a um ensaio completo de cisalhamento direto (3 corpos de prova submetidos às tensões normais de 50, 100 e 200kPa) para cada tipo de solo e para cada energia de compactação.

Tabela 4.8 - Resultados dos índices físicos iniciais e das tensões de cisalhamento máximas para os corpos de prova do solo VS

Energia Normal												
Ensaio	Tensão normal											
	50kPa				100kPa				200kPa			
	E	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)
1	0,509	13,76	69,72	42,22	0,505	13,66	69,82	98,12	0,494	13,28	69,43	168,30
2	0,506	13,46	68,68	37,65	0,505	13,44	68,70	92,42	0,484	13,19	70,31	158,03
3	0,501	13,31	68,51	38,22	0,468	13,44	74,1	86,71	0,576	13,63	61,11	163,16
Média	0,505	13,51	68,97	39,36	0,493	13,51	70,87	92,42	0,518	13,37	66,95	163,16
DV	0,003	0,19	0,53	2,03	0,017	0,10	2,33	4,66	0,041	0,19	4,14	4,19
CV(%)	0,653	1,38	0,77	5,16	3,538	0,76	3,28	5,04	7,957	1,42	6,19	2,57
Energia Modificada												
Ensaio	Tensão normal											
	50kPa				100kPa				200kPa			
	E	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	w(%)	Sr(%)	τ (kPa)
1	0,378	10,88	74,29	62,75	0,394	11,16	73,18	95,84	0,448	11,11	64,07	191,12
2	0,418	11,09	68,46	45,64	0,411	10,95	68,74	88,43	0,461	11,55	64,71	198,53
3	0,386	10,95	73,19	52,49	0,392	11,13	73,23	104,97	0,426	11,3	68,47	205,38
Média	0,394	10,97	71,98	53,62	0,399	11,08	71,71	96,41	0,445	11,32	65,75	198,34
DP	0,017	0,08	2,52	7,03	0,009	0,09	2,10	6,76	0,014	0,18	1,94	5,82
CV(%)	4,386	0,79	3,51	13,11	2,136	0,83	2,93	7,01	3,246	1,59	2,95	2,93

DP: desvio padrão; CV: coeficiente de variância.

Fonte: A autora.

Tabela 4.9 - Resultados dos índices físicos iniciais e das tensões de cisalhamento máximas para os corpos de prova do solo BR

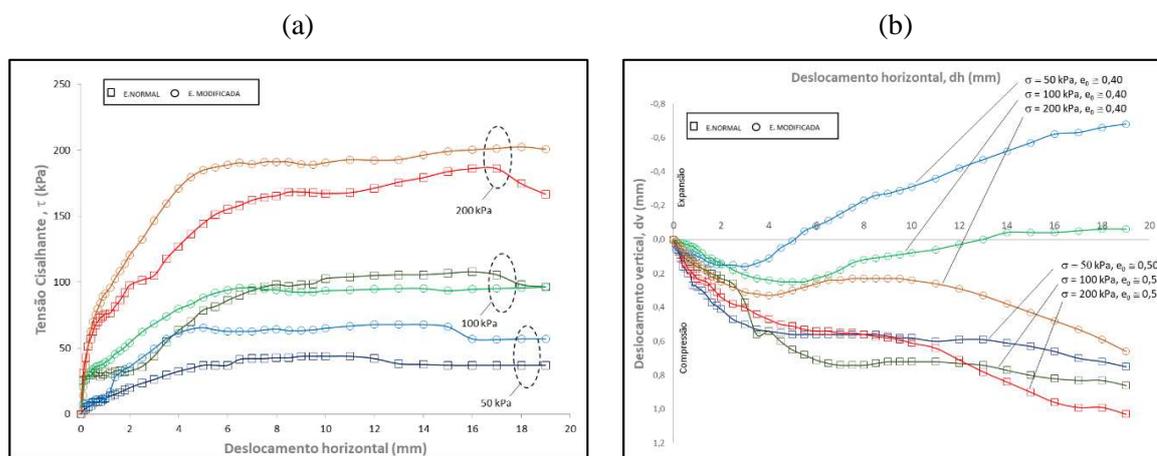
Energia Normal												
Ensaio	Tensão normal											
	50kPa				100kPa				200kPa			
	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)
1	0,873	27,16	87,01	52,20	0,901	27,32	84,80	96,88	0,993	27,25	76,74	152,94
2	0,916	26,83	81,86	51,32	0,893	27,65	86,57	106,34	0,942	27,83	82,63	159,11
3	0,924	28,00	84,70	53,36	0,924	27,96	84,58	92,72	0,909	27,65	85,09	156,27
Média	0,904	27,33	84,52	50,59	0,906	27,64	85,32	96,19	0,948	27,58	81,49	155,83
DP	0,022	0,49	2,11	1,05	0,013	0,26	0,89	3,13	0,035	0,24	3,50	2,87
CV(%)	2,476	1,80	2,49	2,08	1,450	0,945	1,044	3,251	3,645	0,879	4,299	1,842

Energia Modificada												
Ensaio	Tensão normal											
	50kPa				100kPa				200kPa			
	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)	e	W(%)	Sr(%)	τ (kPa)
1	0,712	23,18	91,00	57,66	0,775	23,62	85,19	96,70	0,763	23,45	85,94	176,69
2	0,705	23,42	92,90	48,61	0,837	23,05	77,00	90,68	0,703	22,69	90,27	185,14
3	0,665	23,45	100,0	64,39	0,667	22,91	96,00	97,49	0,738	23,07	87,69	202,52
Média	0,694	23,35	94,63	56,74	0,760	23,19	86,06	94,81	0,735	23,07	87,96	187,63
DP	0,021	0,12	3,87	6,45	0,070	0,30	7,78	2,96	0,025	0,31	1,77	11,27
CV(%)	2,983	0,51	4,09	11,36	9,247	1,32	9,04	3,12	3,350	1,34	2,02	6,01

DP: desvio padrão; CV: coeficiente de variância.

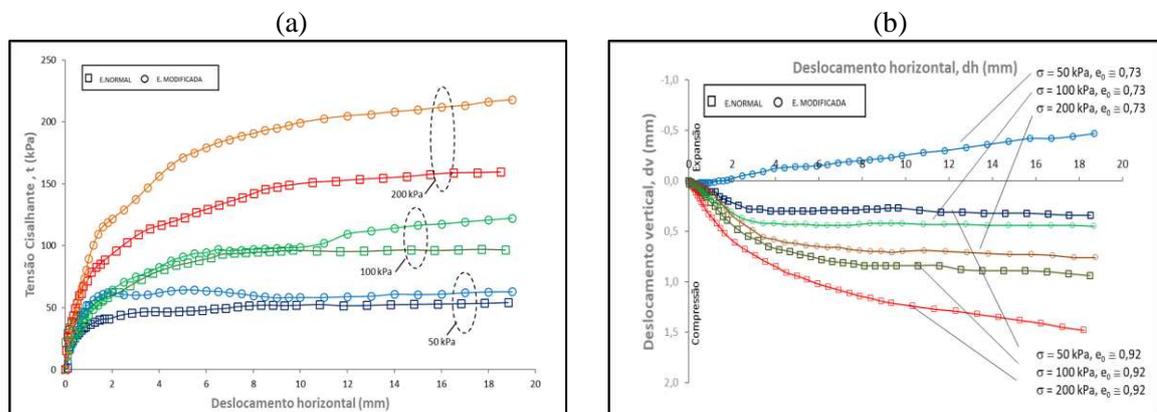
Fonte: A autora.

Figura 4.13 - Curvas obtidas no ensaio de cisalhamento direto para um conjunto de amostras do solo VS: (a) curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; (b) curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal



Fonte: A autora.

Figura 4.14 - Curvas obtidas no ensaio de cisalhamento direto para um conjunto de amostras do solo BR. (a) Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal; (b) Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal



Fonte: A autora

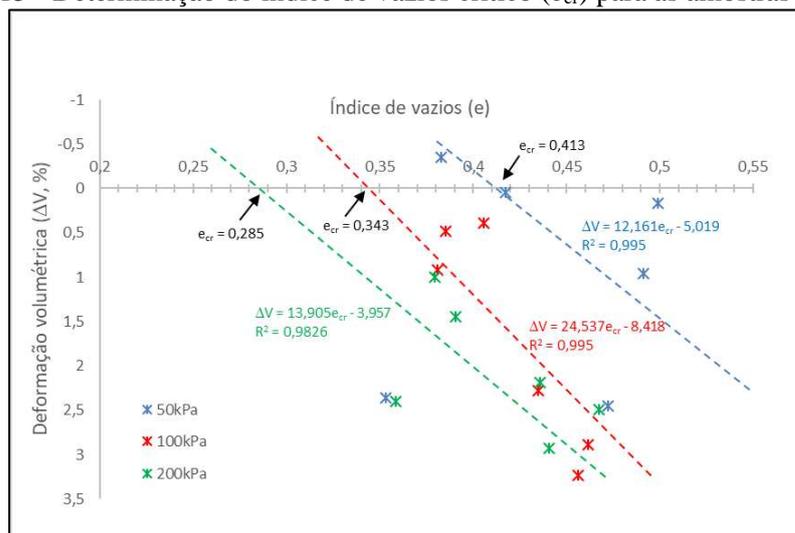
As curvas τ x d_h de ambos os solos não exibiram picos bem definidos, como ilustrado nas Figuras 4.13 e 4.14. Percebe-se que nos deslocamentos iniciais as curvas apresentam trechos retilíneos, referentes ao comportamento elástico dos materiais, seguidos, posteriormente, do crescimento da tensão cisalhante após esses trechos ou sua estabilização, exibindo um comportamento plástico, e tendo então suas tensões cisalhantes máximas ou de ruptura, aqui determinadas pelo critério de Campos e Carrillo (1995). Nas curvas d_h x d_v dos solos investigados, verificou-se a compressão volumétrica em todas as amostras compactadas na energia normal, ao passo que na energia modificada os corpos de prova apresentaram expansão quando submetidos a uma tensão normal mais baixa (50kPa).

Nos solos residuais, diferentemente do que ocorre em solos sedimentares, as propriedades geotécnicas são ditadas por sua natureza particulada e por sua estrutura cimentada e não pelo histórico de tensões a que foram submetidos (VAUGHAN, 1985; OLIVEIRA et al. 2011). Ainda que todos os solos apresentem algum grau de cimentação, alguns autores ressaltam que estas concreções são relativamente fracas em solos residuais tropicais (VAUGHAN, 1985,1988; MACCARINI, 1989; COSTA FILHO et al., 1989; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990; PINTO, 2006). Acredita-se que nos solos residuais jovens ou moderadamente intemperizados alguma cimentação pode ser herdada da rocha matriz, porém, em solos maduros, ela é mais comum devido aos efeitos da cristalização, da alteração mineral e da precipitação de materiais cimentantes decorrentes da ação intempérica (NEWILL, 1961; WALLACE, 1973).

No solo VS, dada sua natureza caulínica e comportamento não coesivo (baixo teor de argila), estas agregações, caso ainda permaneçam após a compactação, são facilmente destituídas devido à saturação ou durante o ensaio de cisalhamento (TOLL, 2003), refletindo na ausência de interceptos coesivos para este solo e exibindo feições estruturais típicas de solos não cimentados. Além de outros fatores, tais como anisotropia, resistência e morfologia dos grãos, este solo tem, principalmente, sua resistência ao cisalhamento governada pela densidade inicial dos corpos de prova (HOWATT e CATER, 1985).

Por tais aspectos, percebe-se que as diferenças de comportamento encontradas entre as amostras compactadas nas energias normal e modificada sob tensão confinante de 50kPa podem ser explicadas pelo estado mais fofo ou compacto que este solo se encontra após a compactação. Distintamente da conceituação de compacidade para solos granulares empregada na prática da engenharia de fundações (PINTO, 2006), as expressões fofo e compacto indicam se as amostras compactadas se encontram com os índices de vazios iniciais (e_0) maiores ou menores que o crítico (e_{cr}).

Posto que o ensaio de cisalhamento direto não é o mais adequado para a obtenção do e_{cr} , devido ao limitado deslocamento horizontal permitido (CASTRO, 1969), neste estudo, foram desenvolvidos os gráficos apresentados na Figura 4.15, dos quais foi possível obter, por meio de interpolação linear, os índices de vazios críticos do solo VS em função das tensões normais aplicadas.

Figura 4.15 - Determinação do índice de vazios crítico (e_{cr}) para as amostras do solo VS

Fonte: A autora.

Conforme os gráficos ilustrados na Figura 4.15 e os resultados da Tabela 4.8, os corpos de prova compactados na energia normal exibiram valores de índices de vazios iniciais superiores ao crítico (estado fofo). Nesta situação ($e_0 > e_{cr}$), as partículas vão se alojando entre os vazios existentes e se acomodando dentro da massa do solo, promovendo a diminuição do índice de vazios ao longo do carregamento, o que conduz a uma contração volumétrica (redução de volume). Após esse estágio, os grãos do solo passam a escorregar e rolar entre si, mantendo-se, na média, o mesmo índice de vazios.

As amostras compactadas na energia modificada, ao contrário, encontram-se no estado compacto (em alguns corpos de prova), correspondente a um e_0 menor que o crítico. Neste caso, as partículas necessitam de um trabalho adicional para superar o imbricamento, provocando a expansão volumétrica dos corpos de prova e consequentemente resultando num acréscimo de resistência. Identificou-se, na Figura 4.13b, que inicialmente há uma redução volumétrica do corpo de prova, porém, ainda antes de ser atingida a resistência máxima, o volume da amostra começa a crescer, acarretando o efeito conhecido nos estudos geotécnicos como dilatância (BUENO e VILLAR, 1979). Atentou-se também para o fato de que os pontos das curvas em que os corpos de prova não sofrem variação volumétrica ($\Delta d_h = 0$) correspondem, aproximadamente, à tensão cisalhante para qual as amostras tendem a ser rompidas (tensão cisalhante máxima), sendo este estágio considerado para a obtenção dos índices de vazios críticos do solo VS.

Nota-se ainda na Figura 4.15 que as tensões normais distintas conduzem a diferentes valores de índices de vazios críticos, destacando-se que o e_{cr} de um solo não é uma característica própria do material (GERSCOVICH, 2010), mas depende da magnitude do

carregamento a que ele está submetido. Portanto, quando as amostras que se encontram nas condições de maiores densidades (energia modificada) estão sob tensões normais de 100 e 200kPa, não ocorre expansão, pois elevadas tensões normais reduzem a capacidade de dilatação do solo.

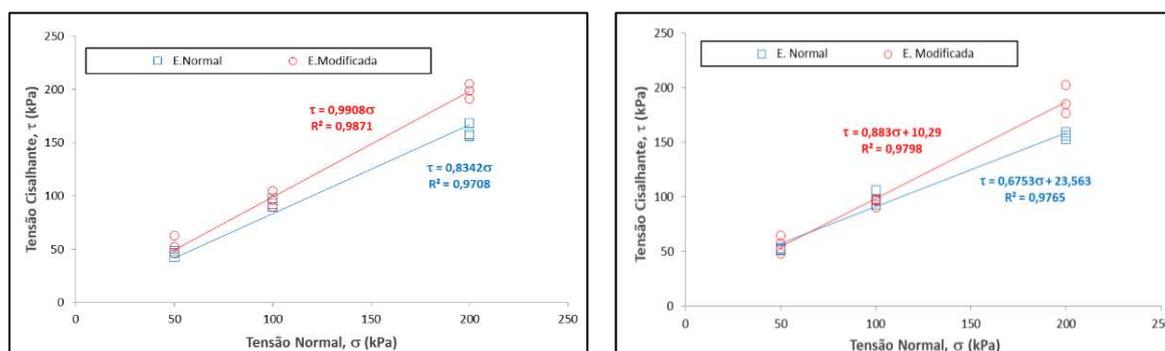
Na Tabela 4.10 e na Figura 4.16 apresentam-se os parâmetros e envoltórias de resistência ao cisalhamento para os solos investigados. Ressalta-se que coeficiente R^2 foi utilizado como critério para avaliar os modelos, já que este parâmetro é adequado para estimar a acurácia do ajuste estatístico alcançado pelo modelo usado.

Tabela 4.10 - Resultados dos parâmetros de resistência ao cisalhamento para os solos da pesquisa

Interface	Energia normal			Energia Modificada		
	ϕ ($^\circ$)	c (kPa)	R^2	ϕ ($^\circ$)	c (kPa)	R^2
Solo VS	40	0	0,9708	45	0	0,9871
Solo BR	34	24	0,9765	41	10	0,9798

Fonte: A autora.

Figura 4.16- Envoltórias de ruptura dos solos investigados. (a) Solo VS; (b) solo BR

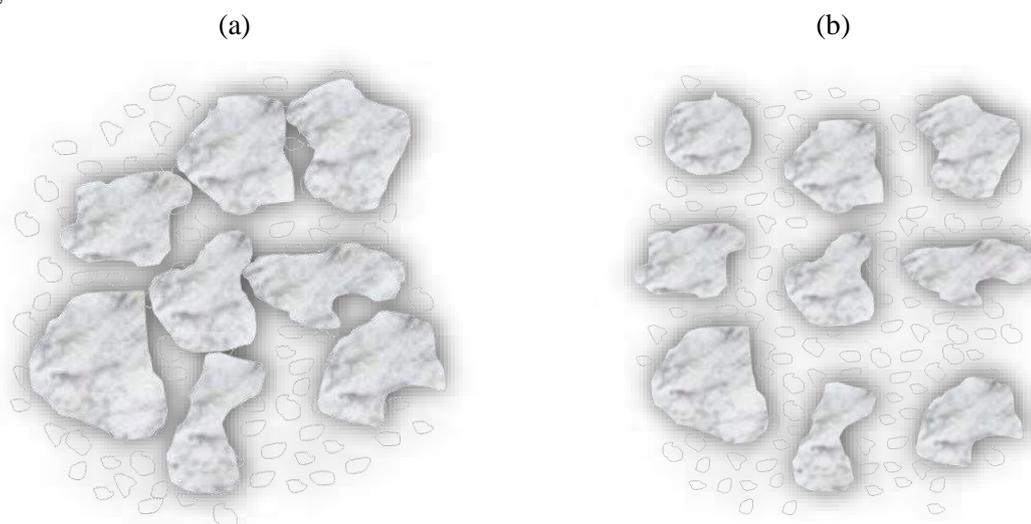


Fonte: A autora.

Comparando-se os parâmetros de resistência obtidos para os dois solos, observou-se que as amostras do solo VS apresentaram ângulos de atrito (ϕ) cerca de 18% (energia normal) e 10% (energia modificada) maiores que no solo BR, não exibindo coesão. Estes resultados corroboram o que é descrito pela literatura, a qual demonstra que solos arenosos possuem ângulos de atrito maiores que os argilosos, devido às tensões de contato mais elevadas entre suas partículas, ao arranjo estrutural (compacidade), à morfologia e à resistência dos grãos. Por outro lado, os solos argilosos possuem grãos lamelares e componentes minerais que favorecem a cimentação entre suas partículas, o que acarreta interceptos coesivos maiores (LAMBE e WHITMAN, 1979; HEAD, 1986; MITCHELL e SOGA, 2005; DAS e SOBHAN, 2017).

O solo VS possui uma porcentagem significativa de finos (silte e argila), sendo seu comportamento regido pelas partículas de silte que envolvem os grãos de areia, que pouco colaboram no entrosamento entre elas na massa de solo. Em contrapartida, ele é bem graduado (Tabela 4.3) e não apresenta coesão, permitindo concluir que os maiores ângulos de atrito mostrados na Tabela 4.10, principalmente quando compactado na energia modificada (condição de maior densidade), são em virtude do melhor arranjo entre as partículas grossas e finas, como mostra a Figura 4.17.

Figura 4.17 - Entrosamento das partículas granulares e finos na massa de solo. (a) situação em que o solo possui maior quantidade de partículas granulares e poucos finos: maior contato intergranular; (b) situação em que o solo possui maior quantidade de finos do que partículas granulares: melhor arranjo intergranular



Fonte: Adaptado de Pinto, 2006, p.13

Além de disso, contribuem para uma maior resistência ao cisalhamento deste solo os parâmetros morfológicos e morfoscópicos de suas partículas (Tabela 4.4). Os grãos do solo VS foram classificados como muito angulares (não compactado e energia normal) e como angulares (energia modificada), tendo entre 20% (não compactado) a 37% (energia normal) dos seus grãos considerados lisos. Verifica-se que os valores dos ângulos de atrito de 40° (energia normal) e 45° (energia modificada) estão consoantes com os resultados encontrados na literatura, que geralmente variam de 39° a 45°, para areias com grãos angulares, nos estados fofo e compacto, respectivamente (LAMBE e WHITMAN, 1979; HEAD, 1986; MITCHELL e SOGA, 2005; DAS e SOBHAN, 2017).

Convergente com tais pressupostos, percebe-se que a resistência dos grãos é uma propriedade muito difícil de mensurar, sendo dependente da composição mineralógica do solo e da tensão confinante aplicada (PINTO, 2006). Solos tropicais, em especial os saprolíticos

jovens, apresentam-se com grãos parcialmente intemperizados e de variada mineralogia, com tendência à quebra e desarranjo quando submetidos a carregamentos (NOGAMI e VILLIBOR, 1981; CARVALHO e SIMMONS, 1997; REIS, 2004; IBAÑEZ, 2008), como os da compactação ou da tensão normal aplicada durante o cisalhamento, por exemplo. Nesta pesquisa, constatou-se, por meio de análises granulométricas realizadas por difração a laser (Tabela 4.3) nas amostras antes e depois do processo de compactação, que a aplicação e/ou o aumento do esforço de compactação não ocasionou a quebra significativa das partículas do solo VS.

Sob outra perspectiva, embora não tenham sido realizadas análises granulométricas nas amostras após o ensaio de cisalhamento direto neste estudo, existe a possibilidade da fragmentação do microclínio, mineral encontrado em grandes quantidades no solo VS, quando solicitado a maiores tensões normais, em função deste ser muito alterado e friável. Sandroni (1975) demonstrou, por meio de ensaios de cisalhamento direto de um solo residual feldspático, que o diâmetro efetivo D_{10} diminui com o aumento da tensão normal de ruptura. Desse fato se extrai que este efeito também pode ter sido responsável pelo aumento da resistência nas amostras compactadas na energia modificada, devido à parcela de atrito adicional gerada durante a quebra desses minerais e da tentativa de vencer o imbricamento interpartículas do solo no seu estado mais compacto.

Em relação ao efeito da energia de compactação nos parâmetros de resistência dos solos estudados, observou-se que o incremento do esforço de compactação no solo BR foi mais efetivo, apresentando acréscimos de 17,5% no ângulo de atrito das amostras compactadas na energia modificada comparativamente à energia normal, enquanto nas amostras do solo VS esse aumento foi de 12,5%.

Leão e Fortes (2011), ao comparar a resistência ao cisalhamento de amostras de solos tropicais compactadas nas energias do Proctor normal e intermediário, verificaram que os solos de caráter não laterítico (NS' e NG') não apresentaram ganhos de resistência com a elevação do esforço de compactação, exibindo redução do ângulo de atrito para as amostras do solo NS' e não variando significativamente este parâmetro para o solo NG'. Por outro lado, as amostras do solo LG', mesma classe do solo BR, desenvolveram ganhos na resistência de pico com a variação da energia de compactação, destacando-se, portanto, a maior sensibilidade nos parâmetros de atrito de solos lateríticos em função do aumento da energia de compactação aplicada.

Reconhecendo tais argumentos, Toll (2003) compactou amostras de um solo pedregulhoso laterítico usando três esforços de compactação. Em seus experimentos,

verificou-se que a sucção dos corpos de prova moldados nas condições ótimas do Proctor normal não é suficiente para a formação de agregações, visto que elas são facilmente destruídas pelos esforços de compactação. Ao contrário, no Proctor modificado, a sucção do corpo de prova moldado na umidade ótima passa a ser maior, possibilitando assim a formação de agregações. O autor aludido enfatiza também que, quanto maior o grau de saturação das amostras, menor é a suscetibilidade à formação de agregações.

Assim como no solo VS, foram realizadas análises granulométricas nas amostras do solo BR antes e após a compactação nas energias normal e modificada, constatando-se que, pelo menos a nível macroscópico, não houve desagregação das concreções argilosas decorrente da aplicação ou do aumento do esforço de compactação. Colaborando com isso, os graus de saturação deste solo, antes da inundação, são, em média, da ordem de 84% para as amostras compactadas na energia normal e de 90% nas amostras compactadas na energia modificada. Embora os resultados deste índice tenham apresentado alguma variabilidade, certamente em função da metodologia de moldagem dos corpos de prova empregada nesta pesquisa, de acordo com a argumentação de Toll (2003), as amostras compactadas na energia modificada deveriam exibir menores ângulos de atrito e as amostras compactadas na energia normal, menores interceptos coesivos.

Neste contexto, Wesley (1990) questiona se o valor real da coesão efetiva está necessariamente relacionado com a presença de ligações ou cimentações entre partículas. Este pesquisador testou amostras de solos residuais, tanto indeformadas quanto reconstituídas, e verificou significantes valores de coesão. Na aplicação desses materiais em terraços nos campos de arroz da Indonésia, formados parte por solo indeformado e parte por solo recompactado, constatou-se a improbabilidade da contribuição da sucção, uma vez que este solo se encontrava permanentemente saturado. Em face de tais alegações, o referido autor concluiu que as propriedades distintas de alguns solos residuais parecem refletir mais sua mineralogia do que qualquer efeito estrutural, ressaltando a importância de se conhecer a composição mineralógica destes solos para o entendimento do seu comportamento geotécnico.

Em contraste com tais argumentos, outros autores evidenciam que os solos argilosos, quando compactados, não se apresentam como uma massa uniforme, como é o caso dos solos arenosos, mas com agregações de argila que, mesmo na condição saturada, são mantidas unidas por sucção, tendo os vazios entre elas preenchidos com ar (CRONEY et al., 1952; BRACLEY, 1973). Estas afirmações corroboram com os elevados índices de vazios iniciais

encontrados para as amostras compactadas do solo BR, quando comparados aos obtidos para o solo VS.

Comprova-se que existe uma dificuldade em reconhecer os efeitos da estrutura cimentada no solo BR, principalmente por se tratar de amostras compactadas (reconstituídas) e inundadas. Contudo, algumas particularidades encontradas neste solo e também amplamente discutidas na literatura (VAUGHAM, 1985; MACCARINI, 1989; LEROUEIL e VAUGHAN, 1990) levam a concluir que este solo possui feições estruturadas.

A expansão volumétrica observada no corpo de prova compactado na energia modificada, sob tensão normal de 50kPa (Figura 4.14b), é uma dessas particularidades. No caso do solo BR, a dilatância é fruto da atuação das concreções ainda presentes neste material, ou seja, daquelas não destituídas pela compactação e/ou por saturação, e não do trabalho requerido para sobrepor o intertravamento das partículas durante o cisalhamento (MACCARINI, 1987), como ocorreu no solo VS (no estado compacto). Além disso, os deslocamentos entre as partículas são resistidos por essas ligações aglomerantes, para depois mobilizar o atrito entre grãos (VAUGHAM, 1985; VAUGHAM et al., 1988; MACCARINI, 1989; COSTA FILHO et al., 1989; LEROUEIL e VAUGHAM, 1990; BRENNER et al., 1997; PINTO, 2006; DAS e SOBHAN, 2017), sendo esta parcela de resistência adicional responsável pela existência de interceptos coesivos verificada nas envoltórias de ruptura das amostras desse solo (Figura 4.16b).

Outro aspecto que confirma a presença de cimentação é a existência de uma pseudo tensão de pré adensamento ou, usando um termo mais atual, tensão de cedência (VARGAS, 1953; CAMPOS, 1980; MACCARINI, 1987; VAUGHAM, 1988; PINTO et al., 1993; PINTO, 2006), na qual há uma brusca redução do índice de vazios decorrente da superação dessas ligações aglomerantes que o solo BR apresenta. Ainda que este efeito seja mais bem avaliado por meio de ensaios de compressão triaxial ou edométrica (MELLO, 1956; SANGREY, 1972; MACCARINI, 1989; REIS, 2004), por analogia, foi possível observar que, nas curvas τ x d_h das amostras sob tensões normais menores (50kPa e 100kPa), ocorre uma mudança na inclinação das mesmas quando a cimentação é destruída. Nesta situação, as tensões normais ainda se encontram abaixo da tensão de cedência e as curvas tensão cisalhante-deslocamento horizontal exibem um comportamento rígido (VAUGHAM, 1988; PINTO, 2006). As curvas das amostras submetidas à tensão normal de 200kPa se distinguem das demais por apresentar um comportamento mais plástico, típico de materiais não estruturados, pois o próprio confinamento destruiu a cimentação. Neste caso, a tensão normal é superior à tensão de cedência.

Ademais, o solo BR possui em sua composição químico-mineralógica materiais cimentantes amorfos (óxidos de alumínio, sílica e ferro) e cristalinos (goethita e gibbsita) que influenciam a resistência ao cisalhamento. Os elementos de ferro e alumínio revestem os grãos de quartzo e colaboram na formação de esferolitos de goethita e gibbsita, implicando na diminuição dos vazios e no preenchimento das fissuras dos grãos deste mineral. Os sesquióxidos de ferro, por sua vez, envolvem os argilominerais (caulinita) e promovem concreções entre os mesmos, atribuindo características granulares a este solo, tal como expresso na análise granulométrica por difração a laser (sem defloculante). Sintetizando, na condição inundada, a presença dos óxidos no estado cristalino, principalmente o ferro, auxilia na elevação da rugosidade e no intertravamento entre partículas, ao passo que, no estado amorfo, cria pontes entre os grãos, agregações de partículas menores, preenchimento dos vazios e uma estabilidade dos microagregados (CARVALHO, 1981, 1985, 1991; CARVALHO e SIMMONS, 1997; MARTINEZ, 2003). Estes fatores, em conjunto, contribuem na elevação dos parâmetros de resistência e na diminuição da compressibilidade do solo BR.

4.4.2 Cisalhamento direto de interfaces solos-geotêxteis

4.4.2.1 Parâmetros de resistência das interfaces solos-geotêxteis

Nas Tabelas 4.11 e 4.12 apresentam-se os parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces solos-geotêxteis (energias normal e modificada) investigadas neste estudo, bem como os respectivos coeficientes de eficiência por atrito e por adesão. Na sequência, têm-se, nas Figuras 4.18 e 4.19, as respectivas envoltórias de ruptura correspondentes às interfaces investigadas.

Tabela 4.11 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces solo VS – geotêxteis

Energia normal							
Parâmetros							
Interfaces	ϕ (°)	δ (°)	c (kPa)	a (kPa)	R ²	λ	F
Solo VS	40	-	0	-	0,9708	-	-
Solo VS x T55	-	33	-	0	0,9856	0	0,77
Solo VS x T25	-	29	-	0	0,9749	0	0,65
Solo VS x NT10	-	34	-	0	0,9807	0	0,82

Tabela 4.11 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces solo VS – geotêxteis (continuação)

Energia Modificada							
Parâmetros							
Interfaces	ϕ (°)	δ (°)	c (kPa)	a (kPa)	R ²	λ	F
Solo VS	45	-	0	-	0,9871	-	-
Solo VS x T55	-	31	-	0	0,9916	0	0,60
Solo VS x T25	-	30	-	0	0,9737	0	0,57
Solo VS x NT10	-	32	-	0	0,9964	0	0,64

Fonte: A autora.

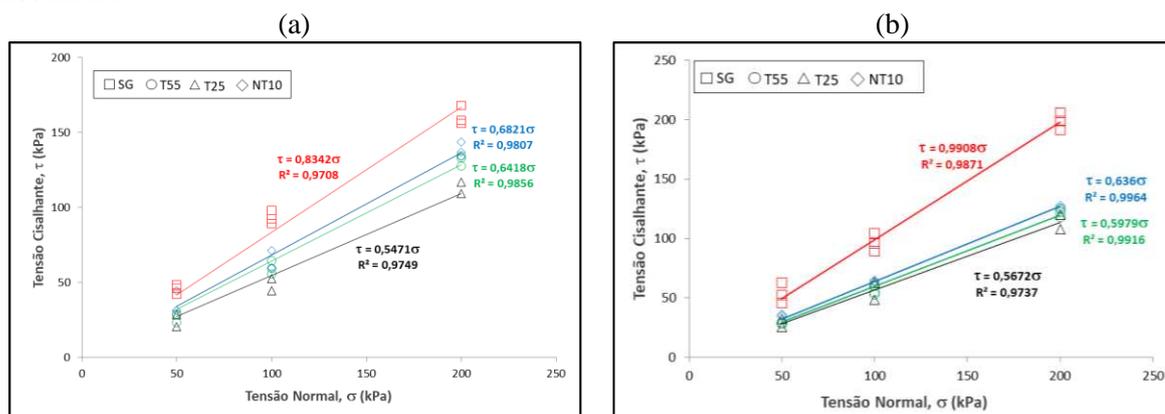
Tabela 4.12 - Parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces solo BR – geotêxteis

Energia normal							
Parâmetros							
Interfaces	ϕ (°)	δ (°)	c (kPa)	a (kPa)	R ²	λ	F
Solo BR	34	-	24	-	0,9765	-	-
Solo BR x T55	-	34	-	1,06	0,9958	0,04	1,02
Solo BR x T25	-	32	-	0	0,995	0	0,92
Solo BR x NT10	-	35	-	11,19	0,9795	0,47	1,04

Energia Modificada							
Parâmetros							
Interfaces	ϕ (°)	δ (°)	c (kPa)	a (kPa)	R ²	λ	F
Solo BR	41	-	10,29	-	0,9798	-	-
Solo BR x T55	-	32	-	0,27	0,9952	0,03	0,72
Solo BR x T25	-	30	-	4,45	0,9913	0,43	0,65
Solo BR x NT10	-	35	-	0	0,9795	0	0,80

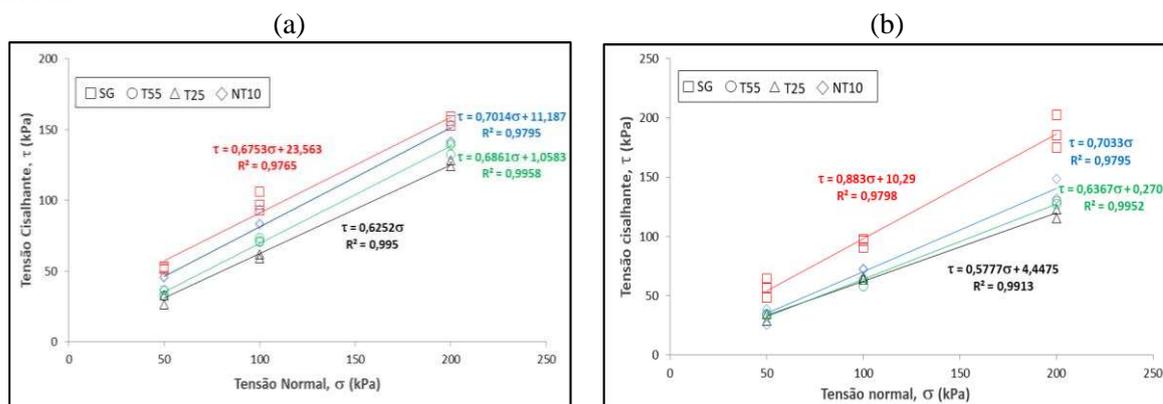
Fonte: A autora.

Figura 4.18 - Envoltórias de ruptura das interfaces solo VS – geotêxteis: (a) energia normal; (b) energia modificada



Fonte: A autora.

Figura 4.19 - Envoltórias de ruptura das interfaces solo BR-geotêxteis: (a) energia normal; (b) energia modificada



Fonte: A autora.

Observa-se na Tabela 4.11 que os ângulos de atrito do Solo VS (energias normal e modificada) foram maiores que os ângulos de atrito das interfaces Solo VS-geotêxteis, sendo que os melhores resultados foram obtidos para as interfaces compostas pelo geotêxtil não tecido (NT10), quando comparadas às demais. Nas interfaces com o Solo BR (Tabela 4.12), com as amostras compactadas na energia normal, os ângulos de atrito foram ligeiramente maiores para as interfaces Solo BR-T55 e Solo BR-NT10, com uma certa adesão ao geotêxtil. As interfaces desse solo compactadas na energia modificada exibiram ângulos de atrito menores que a do solo puro e reduzidos valores de adesão, sendo a interface com a inclusão do geotêxtil não tecido (NT10) aquela que apresentou os melhores resultados em relação às demais interfaces.

Palmeira (1987) e Tupa (1994), com base em uma extensa coletânea de dados de diversas pesquisas na área, destacaram que, em grande parte dos casos em que se têm sistemas do tipo solos arenosos-geotêxteis tecidos/não tecidos, os resultados dos ângulos de atrito de interfaces apontam para as relações $0,75\phi < \delta < \phi$ (PALMEIRA, 1987) e $\delta \geq 0,8\phi$ (TUPA, 1994). Nota-se então que, com exceção da interface Solo VS - T25, todas as amostras compactadas na energia normal seguiram estas relações, ao passo que, nas interfaces cujas amostras do solo foram compactadas na energia modificada, o mesmo não ocorreu.

Já para os sistemas constituídos de solos coesivos, tal como o solo BR e geotêxteis tecidos/não tecidos, a literatura descreve que, para as interfaces ensaiadas sob condições drenadas, na maioria dos casos, os ângulos de atrito das interfaces seguem a relação $\delta \geq 2/3 \phi$ (TUPA, 1994). Sendo assim, todos os ângulos de atrito das interfaces nas amostras do solo BR, compactadas nas energias do Proctor normal e modificado, e os geotêxteis empregados neste estudo se apresentaram coerentes com esta relação.

O coeficiente de eficiência da adesão mobilizada (λ) para as interfaces Solo VS - geotêxteis foram nulos, uma vez que as envoltórias de ruptura não exibiram intercepto adesivo, indicando, desse modo, a baixa resistência por aderência entre estes materiais. No solo BR, por sua vez, apesar da grande variabilidade deste índice, constata-se a mobilização da resistência por aderência, principalmente nas interfaces solo BR-NT10 (energia normal) e solo BR - T25 (energia modificada), quando comparados aos sistemas solo VS e reforços.

Quanto à eficiência do atrito mobilizado (f), nota-se que os resultados deste coeficiente para as interfaces Solo VS - geotêxteis encontram-se próximos à faixa de valores apresentados na Tabela 4.1 para solos arenosos e geotêxteis tecidos/não tecidos. Nas interfaces Solo BR - geotêxteis, foram encontrados valores levemente superiores à unidade, como nos casos dos sistemas compostos pelo solo BR, compactado na energia normal, e pelos geotêxteis tecidos T55 e T25.

Embora alguns autores descrevam que valores do coeficiente “ f ” maiores que 1 sejam irrealistas (KOERNER, 2012) ou, ainda, atribuídos a dispersões naturais do ensaio (TUPA e PALMEIRA, 1995; VIDAL, 1998), fisicamente isso significa que, nas referidas interfaces, o plano de ruptura ocorre dentro da massa do solo. Isto demonstra que a interface tem maior resistência ao cisalhamento que o solo puro, fazendo com que a superfície de ruptura se desloque para dentro do corpo do solo. Ademais, é possível inferir que os valores deste coeficiente superiores à unidade denotem uma drenagem mais efetiva do solo próximo ao geotêxtil, como descreve Vidal (1998), aumentando a resistência do solo BR adjacente à interface e, com isso, conduzindo a um aumento da relação $\tan\delta/\tan\phi$.

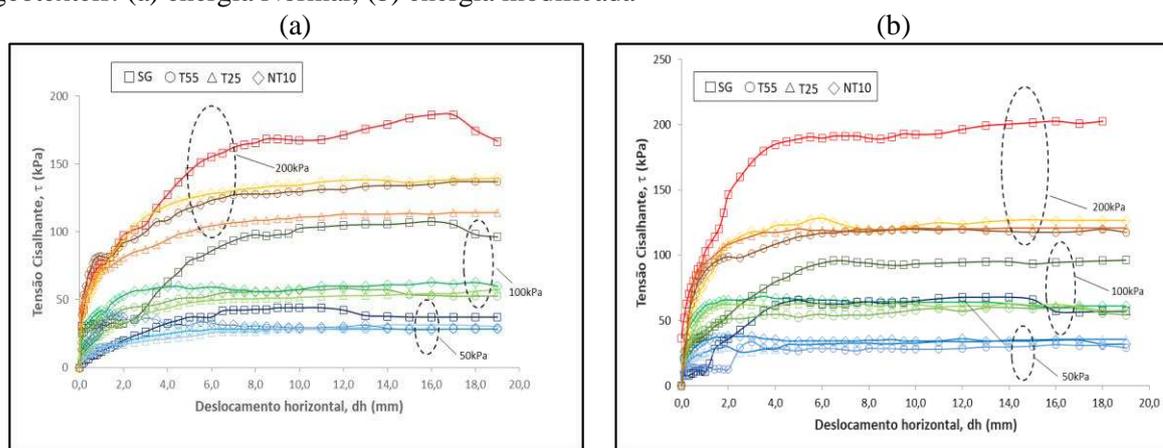
Na literatura, encontra-se uma extensa quantidade de resultados de ensaios para a estimativa dos parâmetros de resistência de interfaces solos-reforços, principalmente aqueles auferidos por meio de ensaios de cisalhamento direto e de arrancamento. Embora a comparação entre os resultados aqui obtidos e os dados recolhidos de outras pesquisas não tenha nenhum valor científico, é possível observar uma tendência de que as interfaces compostas por geotêxteis não tecidos apontam valores do coeficiente de atrito ligeiramente maiores que 1 (BUENO e CARVALHO, 1986; GARBULEWSKI, 1991; KOUTSOURAIS et al., 1991, 1998).

Na realidade, os parâmetros de resistência das interfaces são intimamente relacionados com as propriedades vinculadas às condições de fabricação dos geotêxteis tecidos e não tecidos, assim como às particularidades dos solos tropicais e às magnitudes das energias de compactação empregadas neste estudo. Considerando-se que estes aspectos são de grande importância na interação solo-reforço, os mesmos requerem uma discussão mais detalhada.

4.4.2.2 Efeito da estrutura dos geotêxteis

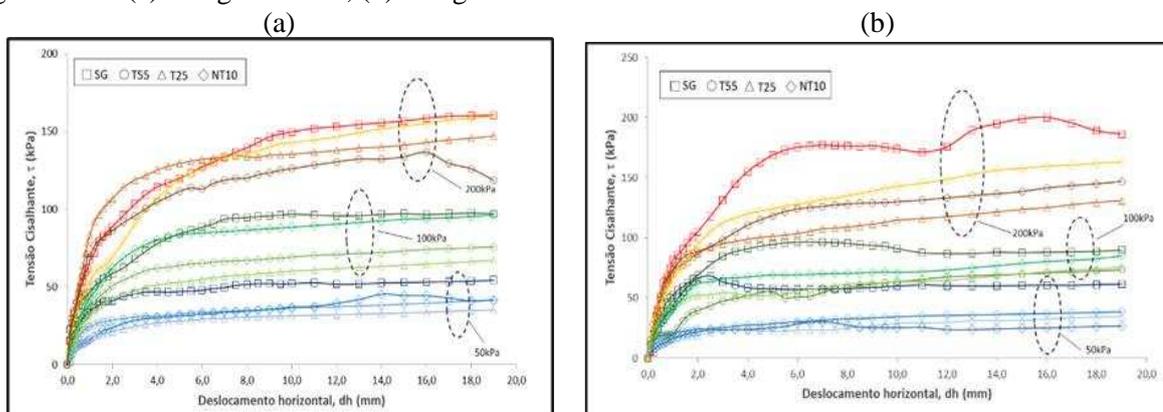
Nas Figuras 4.20 e 4.21 apresentam-se, para fins ilustrativos, curvas representativas da tensão cisalhante versus deslocamento horizontal derivadas de um ensaio completo de cisalhamento direto de interfaces solos-geotêxteis para cada tipo de solo e energia de compactação aplicada.

Figura 4.20 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das interfaces Solo VS-geotêxteis: (a) energia Normal; (b) energia modificada



Fonte: A autora

Figura 4.21 - Curvas tensão cisalhante versus deslocamento horizontal das interfaces Solo BR-geotêxteis: (a) energia normal; (b) energia modificada



Fonte: A autora.

As curvas tensão cisalhante-deslocamento horizontal ilustradas nas Figuras 4.20 e 4.21 mostram que ocorre uma mudança sensível da rigidez dos solos com as inclusões geossintéticas, conferindo aos mesmos a característica de maior ductilidade. Observa-se também nessas curvas que as interfaces solos-geotêxtil não tecido (NT 10) apresentaram

tensões cisalhantes máximas e deslocamentos horizontais de ruptura superiores às interfaces solos-geotêxteis tecidos (T55 e T25), o que confirma os maiores resultados dos ângulos de atrito mostrados nas Tabelas 4.11 e 4.12 para estas interfaces.

Nas Tabelas 4.13 e 4.14 apresentam-se os resultados das tensões cisalhantes máximas e os deslocamentos horizontais na ruptura referentes às curvas apresentadas nas Figuras 4.20 e 4.21.

Tabela 4.13 - Resultados da tensão cisalhante máxima ($\tau_{\text{máx}}$) e do deslocamento horizontal na ruptura (dh_r) para as interfaces Solo VS – geotêxteis

Tensões Normais	Interfaces	Energia de Compactação			
		Normal		Modificada	
		$\tau_{\text{máx}}$ (kPa)	dh_r (mm)	$\tau_{\text{máx}}$ (kPa)	dh_r (mm)
50 kPa	Solo VS	42,22	7,0	62,75	6,0
	Solo VS x T55	28,52	6,5	28,52	5,5
	Solo VS x T25	28,52	9,0	32,52	7,0
	Solo VS x NT10	31,38	7,0	34,23	7,0
100 kPa	Solo VS	98,12	8,0	95,84	7,0
	Solo VS x T55	55,91	8,0	54,77	6,0
	Solo VS x T25	52,49	11,0	62,75	9,0
	Solo VS x NT10	59,90	11,0	64,47	8,5
200 kPa	Solo VS	168,30	8,5	191,12	6,5
	Solo VS x T55	127,79	7,5	118,09	7,0
	Solo VS x T25	109,53	9,0	119,80	7,5
	Solo VS x NT10	134,07	9,0	127,22	8,5

Fonte: A autora.

Tabela 4.14 - Resultados da tensão cisalhante máxima ($\tau_{\text{máx}}$) e do deslocamento horizontal na ruptura (dh_r) para as interfaces Solo BR – geotêxteis

Tensões Normais	Interfaces	Energia de Compactação			
		Normal		Modificada	
		$\tau_{\text{máx}}$ (kPa)	dh_r (mm)	$\tau_{\text{máx}}$ (kPa)	dh_r (mm)
50 kPa	Solo BR	52,20	8,5	57,66	8,0
	Solo BR x T55	36,45	10,0	34,58	10,0
	Solo BR x T25	32,90	14,0	28,89	10,0
	Solo BR x NT10	45,15	14,0	25,57	11,0
100 kPa	Solo BR	96,88	10,0	96,70	6,5
	Solo BR x T55	70,64	11,0	63,85	10,0
	Solo BR x T25	61,93	12,0	63,57	10,0
	Solo BR x NT10	93,66	15,0	71,93	11,0
200 kPa	Solo BR	152,94	12,0	176,69	9,0
	Solo BR x T55	139,40	13,0	129,90	10,0
	Solo BR x T25	128,47	11,0	115,90	11,0
	Solo BR x NT10	153,48	15,0	148,41	12,0

Fonte: A autora.

Com os dados obtidos nas Tabelas 4.13 e 4.14, nota-se que, independentemente do tipo de solo empregado e das energias de compactação aplicadas nas amostras do solo, os sistemas com a inclusão não tecida apresentaram uma tendência a deslocamentos horizontais de ruptura similares ou superiores aos dos solos e das interfaces solos-geotêxteis tecidos.

Identifica-se também que, em alguns casos, quanto maior a tensão normal do ensaio, maior é o deslocamento horizontal para a tensão de cisalhamento máxima das interfaces solos-reforços, sendo, contudo, sempre maiores nas interfaces com geotêxtil não tecido. A partir desses resultados, entende-se que a magnitude dos deslocamentos horizontais de ruptura apresenta uma relação direta com a tensão normal aplicada e com a rigidez à tração dos geotêxteis.

Na prática, a ação do confinamento tende a restringir a movimentação das fibras têxteis, evitando o alinhamento das mesmas na direção da aplicação do esforço, sendo que esta limitação é tanto maior quanto mais rígido é o elemento de reforço. De outra forma, a influência da rigidez do reforço se manifesta na magnitude dos deslocamentos horizontais de ruptura, de maneira que, quanto mais rígido é o reforço, menor é o deslocamento que ele precisa sofrer para atingir a tensão de cisalhamento máxima na interface (KABIR, 1984; ADIB et al., 1990; GOMES, 1993; ROWE e HO, 1996; JEWELL e WROTH, 1997; MSOUTI et al., 1997; LIMA JUNIOR, 2000; PENHA et al., 2015).

Diante dos argumentos expostos anteriormente e da pluralidade de respostas encontradas nos ensaios de cisalhamento direto de interfaces, percebe-se, primeiramente, que os geotêxteis tecidos empregados neste estudo possuem maior rigidez que o geotêxtil não tecido, em razão dos seus menores deslocamentos horizontais de ruptura. Na sequência, verifica-se que os efeitos do confinamento sobre o comportamento mecânico das interfaces são majorados no geotêxtil não tecido, tendo pouca influência sobre os geotêxteis tecidos.

Isto acontece porque a constituição interna da manta não tecida, isto é, a disposição de suas fibras, permite que as interfaces com esta inclusão tenham um ganho de resistência adicional em função da movimentação relativa dos seus fios nos estágios iniciais do ensaio de cisalhamento direto (deslocamentos horizontais). Somado a isto, sua elevada rugosidade favorece um maior imbricamento das partículas dos solos nos interstícios da matriz têxtil (Figura 4.22), implicando na transferência de tensões cisalhantes para o solo circundante e uma conseqüente caracterização da zona de ruptura adjacente à interface, resultando em valores mais elevados para os parâmetros de atrito solos-geotêxtil NT10, quando comparados aos das interfaces com geotêxteis T55 e T25.

Ademais, em decorrência da maior extensibilidade de suas fibras, promove-se maior ductilidade ao sistema solo-reforço e conclui-se que a estrutura interna dos geotêxteis não tecidos pode ser um fator dominante de alterações substanciais deste tipo de geossintético, quando ensaiado sob condições de confinamento.

Figura 4.22 - Microfotografia da superfície do geotêxtil não tecido impregnada pelo solo VS (aumento 370 vezes): detalhe da partícula de mica aderida à fibra do geotêxtil



Fonte: A autora.

Em contrapartida, nos geotêxteis tecidos, as propriedades dos laminetes constituintes (espessura, densidade, textura superficial, tipo de polímero) podem governar o comportamento global da estrutura reforçada. As mantas tecidas possuem uma matriz que não permite um rearranjo relevante de suas fibras durante o cisalhamento, uma vez que estas estão orientadas de modo que se mantêm esticadas, não sendo, portanto, um elemento tão extensível quanto os fios dos geotêxteis não tecidos. Por esse motivo, a magnitude dos deslocamentos horizontais de ruptura é menor nas interfaces solos-geotêxteis tecidos (Tabelas 4.13 e 4.14).

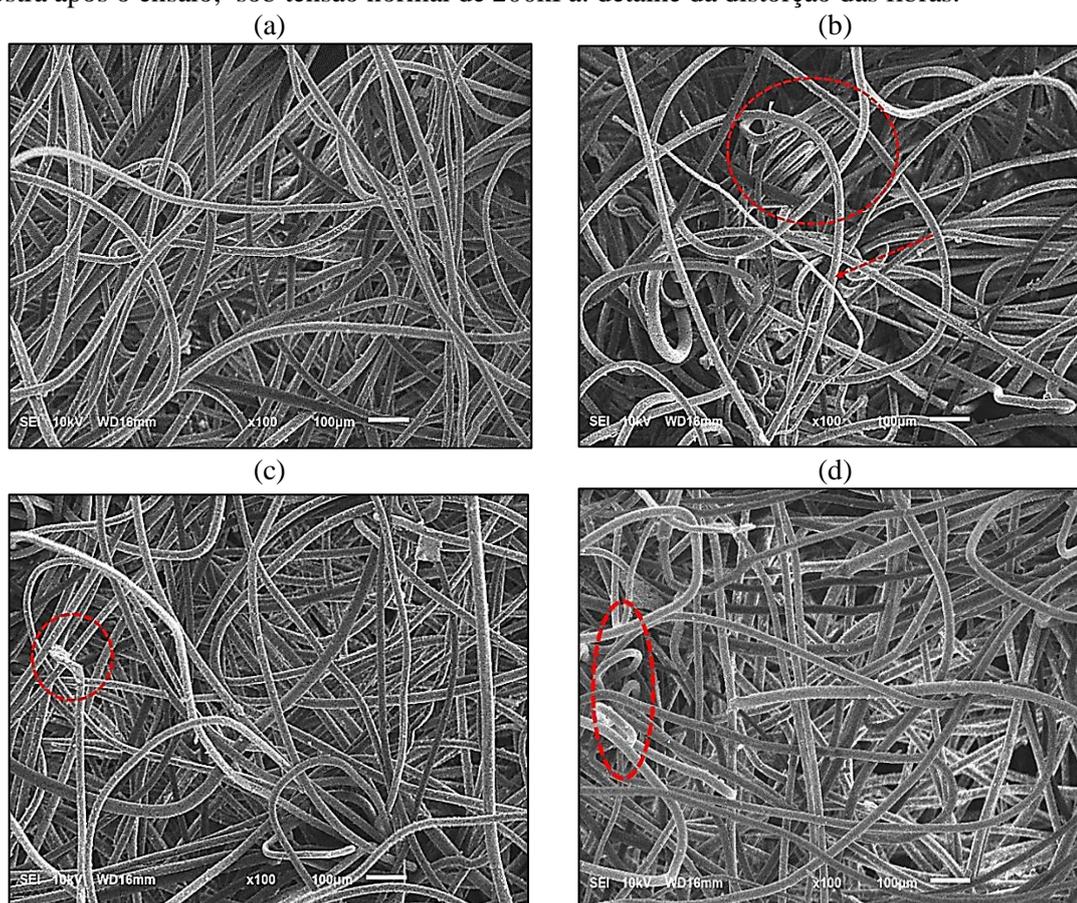
Similarmente, os valores mais baixos nos parâmetros de resistência, acusados nos ensaios de cisalhamento direto para essas interfaces (Tabela 4.11 e 4.12), são resultantes da superfície mais lisa dos geotêxteis tecidos, que dificulta a aderência das partículas do solo confinante, condicionando que o mecanismo básico de ruptura ocorra por deslizamento e rolamento dos grãos do solo ao longo da interface.

Com o objetivo de ilustrar tais afirmações, a superfície das amostras do geotêxtil não tecido foram microfotografadas por meio da técnica do MEV, antes e após serem submetidas ao ensaio de cisalhamento direto das interfaces com os dois solos investigados, sob tensões

normais de 50, 100 e 200kPa. Na Figura 4.23, referente às interfaces com as amostras do solo VS, observa-se que, sob a tensão normal de 50kPa, há uma maior disposição dos fios do geotêxtil em saltarem ou, ainda, romperem, para permitir o deslocamento relativo entre as caixas do equipamento. Entretanto, para tensões normais mais elevadas (Figura 4.23c e d), pelo menos visualmente, este efeito não é tão perceptível. Isto evidencia que a mobilização do atrito é causada, a princípio (menores deslocamentos horizontais), pela distorção do geotêxtil, e que, findado esse processo, tem-se início o deslocamento relativo propriamente dito entre os grãos do solo e os reforços.

Ao analisar-se as imagens da Figura 4.23, deduz-se que as maiores tensões normais de 100 kPa e 200kPa aumentam o atrito entre as fibras, mas, ao mesmo tempo, promovem uma maior impregnação do solo na manta geotêxtil, diminuindo, assim, a possibilidade de deslizamento e estiramento dos fios.

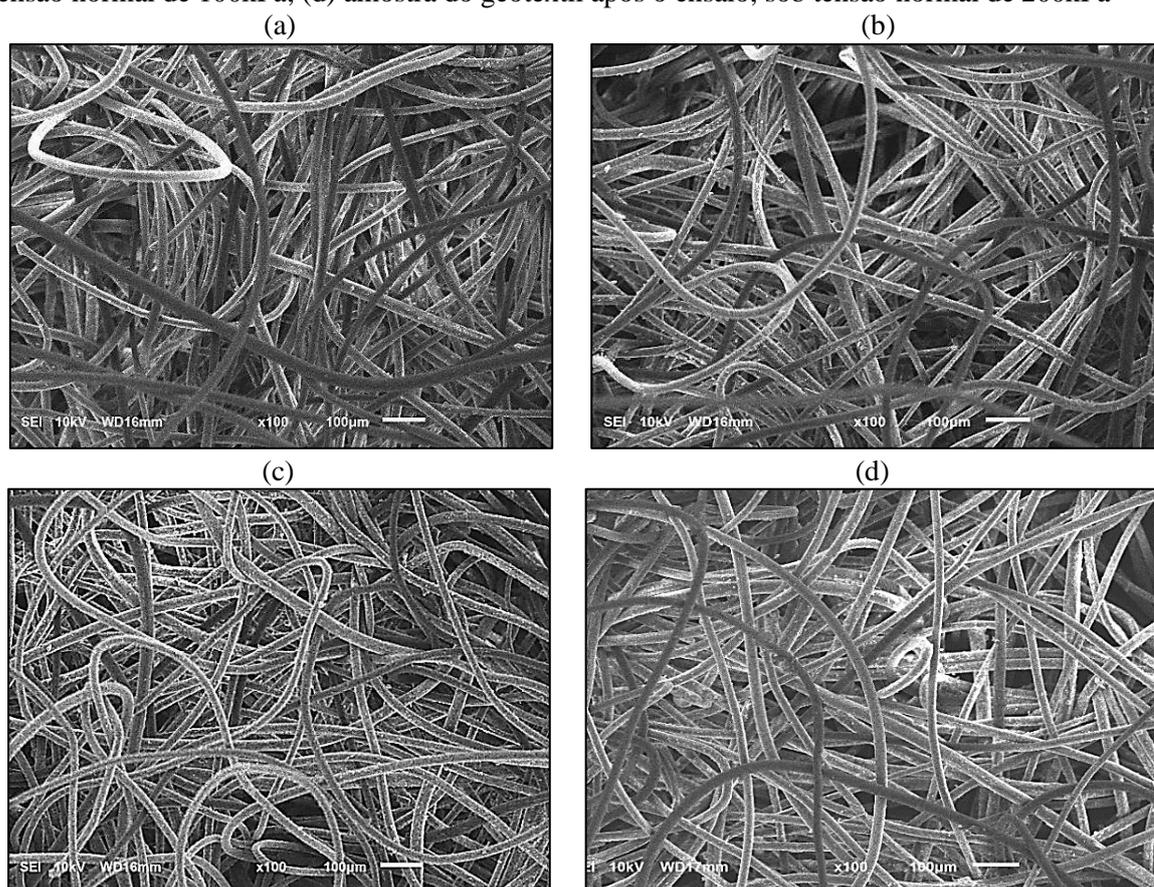
Figura 4.23 - Imagens obtidas por meio de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) das amostras de geotêxtil não tecido antes e após os ensaios de cisalhamento direto das interfaces com o solo VS (aumento de 100 vezes): (a) disposição das fibras antes do ensaio de cisalhamento direto; (b) amostra do geotêxtil após o ensaio, sob tensão normal de 50kPa: detalhe da distorção e estricção das fibras; (c) amostra após o ensaio, sob tensão normal de 100kPa: detalhe do rompimento da fibra do geotêxtil; (d) amostra após o ensaio, sob tensão normal de 200kPa: detalhe da distorção das fibras.



Fonte: A autora.

Para as amostras com o solo BR, observa-se, nas microfotografias da Figura 4.24, que o mesmo efeito não acontece, ou seja, há uma clara tendência de que, para estas interfaces, a mobilização do atrito seja exclusivamente em virtude da movimentação de suas concreções argilosas mais resistentes ao confinamento e da maior impregnação deste solo na manta geotêxtil, devido à granulometria mais fina deste solo.

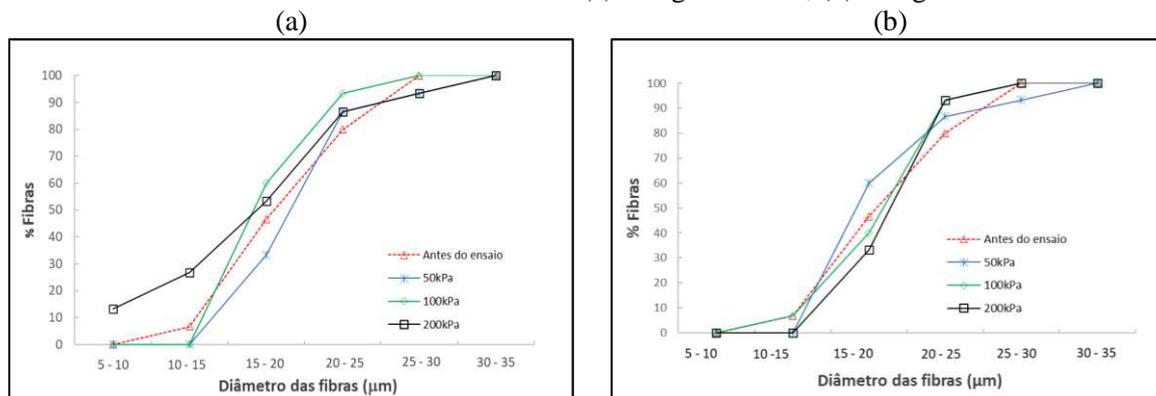
Figura 4.24 - Imagens obtidas por meio de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) das amostras de geotêxtil não tecido antes e após os ensaios de cisalhamento direto das interfaces com o solo BR (aumento de 100 vezes): (a) disposição das fibras antes do ensaio de cisalhamento direto; (b) amostra do geotêxtil após o ensaio, sob tensão normal de 50kPa; (c) amostra do geotêxtil após o ensaio, sob tensão normal de 100kPa; (d) amostra do geotêxtil após o ensaio, sob tensão normal de 200kPa



Fonte: A autora.

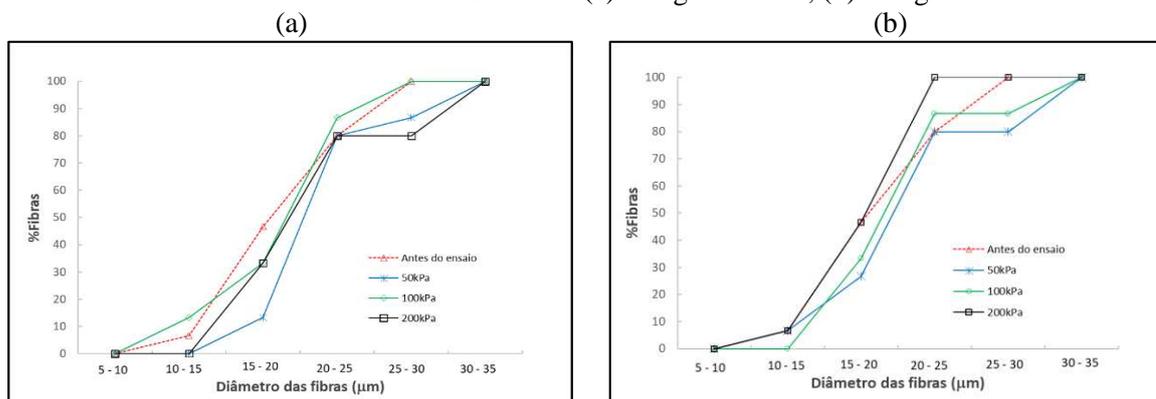
Com o intuito de quantificar numericamente as considerações feitas previamente, foram desenvolvidas as curvas da Figuras 4.25 e 4.26, com o objetivo de avaliar a deformação longitudinal das fibras do geotêxtil não tecido (antes e depois do ensaio de cisalhamento direto de interfaces), diante das diferentes tensões normais aplicadas e das características de cada solo empregado neste estudo.

Figura 4.25 - Curvas de distribuição das fibras do geotêxtil não tecido antes e após o ensaio de cisalhamento direto de interfaces com o Solo VS: (a) energia Normal; (b) energia modificada



Fonte: A autora.

Figura 4.26 - Curvas de distribuição das fibras do geotêxtil não tecido antes e após o ensaio de cisalhamento direto de interfaces com o Solo BR: (a) energia Normal; (b) energia modificada



Fonte: A autora.

Tomando-se como referência, nas Figuras 4.25 e 4.26, a faixa de diâmetros de 20-25 μm , percebe-se que, antes do ensaio, 20% dos fios se encontram acima deste valor. Após os ensaios, as amostras do geotêxtil interfaceado com solo VS, sob tensão normal de 50kPa (nas energias normal e modificada), exibiram aproximadamente 13% das fibras com diâmetros superiores a esta faixa. Para os carregamentos normais de 100kPa, com o solo compactado em ambas as energias, houve uma redução igualmente de cerca de 7% dos diâmetros das fibras acima da faixa de valores de referência, ao passo que, quando submetidos à tensão normal de 200kPa, as porcentagens dos diâmetros das fibras foram de aproximadamente 13% e 7%, para as energias normal e modificada, respectivamente.

Para as amostras cujo solo envolvente foi o solo BR, observou-se um comportamento distinto daquelas com o solo VS (Figura 4.26). Para a tensão normal de 50kPa, tanto para as amostras interfaceadas com este solo compactado na energia normal quanto na modificada, não ocorreram alongamentos das fibras, uma vez que estas se encontraram com a mesma

porcentagem de fibras superiores à faixa de 20-25 μ m (20%) que a amostra do geotêxtil apresentava antes do ensaio. Similarmente, para a tensão normal de 100kPa, os teores de fibras acima da faixa de valores de referência passaram a ser da ordem de 13%, para ambas as energias de compactação, enquanto para a tensão normal de 200kPa não ocorreram mudanças nos diâmetros dos fios na energia normal (20%), e na energia modificada, nenhuma das fibras selecionadas se apresentaram com diâmetros acima de 25 μ m.

As diferentes respostas encontradas na resistência ao cisalhamento entre as interfaces compostas por geotêxteis tecidos e não tecidos justificam-se pelo método de fabricação destes geossintéticos. Contudo, ao comparar-se apenas os geotêxteis tecidos, fica mais evidente a influência da estrutura destes na mobilização do atrito.

Embora ambos sejam constituídos de laminetes de polipropileno, polímero que lhes confere uma maior rigidez (KOERNER, 2012; VERTEMATTI, 2015) quando comparado ao poliéster (não tecido), o geotêxtil T55 possui densidade, espessura e resistência à tração nominal relativamente superiores aos do geotêxtil T25. Devido a estes fatores, além do geotêxtil T55 apresentar uma superfície mais rugosa e estrutura menos flexível que o geotêxtil T25, possui uma matriz têxtil mais fechada, oferecendo maior resistência ao deslizamento dos grãos ao longo das interfaces.

De acordo com as microtopografias das amostras dos geotêxteis tecidos (antes do ensaio de cisalhamento) ilustradas na Figura 4.27, é possível constatar, por meio do padrão de cores, que o T25 é mais liso que o T55 (maior altura da trama). Em consequência disto, o trabalho adicional necessário para os grãos dos solos vencerem as asperezas do geotêxtil T55 implica em maiores ângulos de atrito para as amostras reforçadas com este geossintético quando comparadas às interfaces compostas pelo geotêxtil tecido T25.

Figura 4.27 - Microtopografias dos geotêxteis tecidos, avaliadas por meio da técnica de perfilometria: (a) geotêxtil tecido T25 (perfil em 2D); (b) geotextil tecido T25 (perfil em 3D); (c) geotêxtil tecido T55 (perfil em 2D); (d) geotêxtil tecido T55 (perfil em 3D)

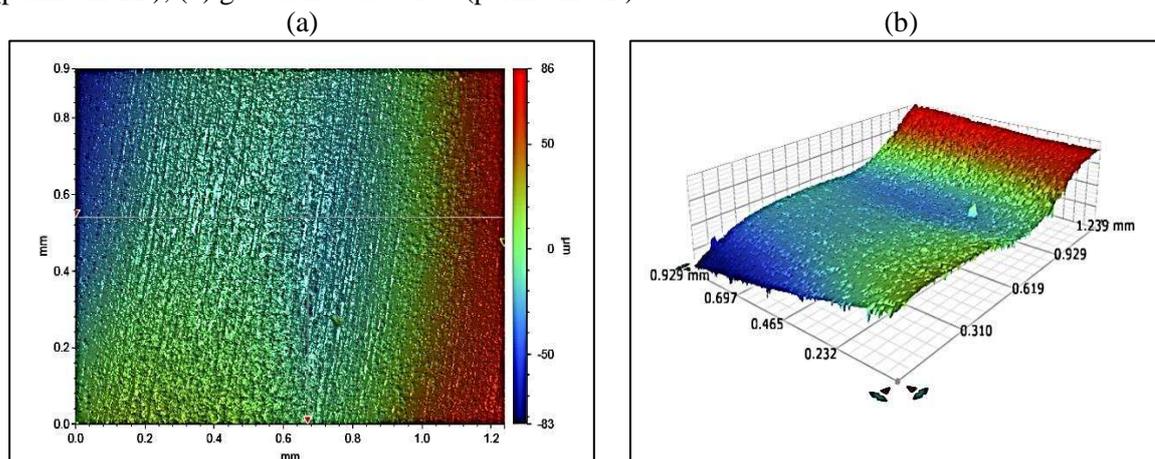
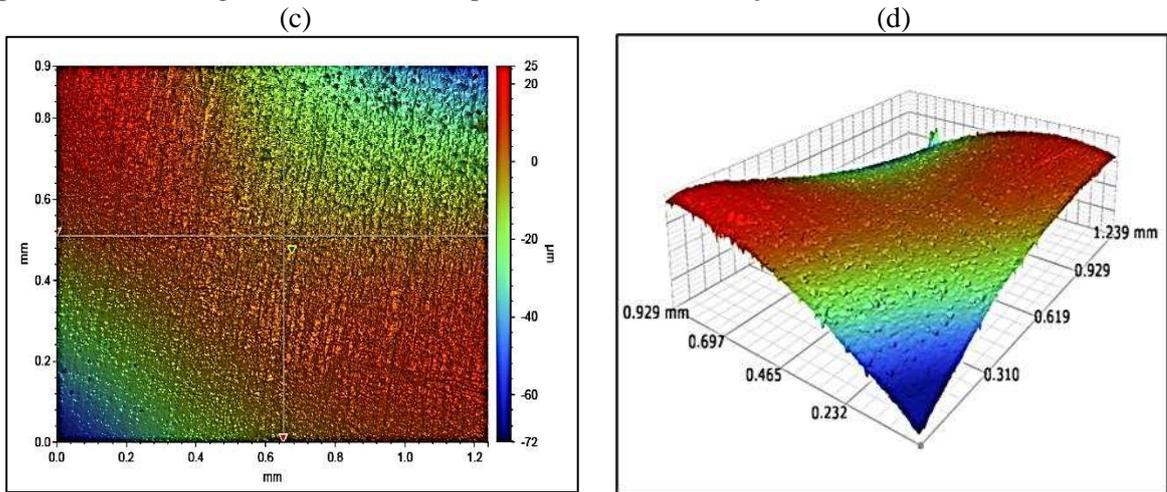


Figura 4.27 - Microtopografias dos geotêxteis tecidos, avaliadas por meio da técnica de perfilometria: (a) geotêxtil tecido T25 (perfil em 2D); (b) geotextil tecido T25 (perfil em 3D); (c) geotêxtil tecido T55 (perfil em 2D); (d) geotêxtil tecido T55 (perfil em 3D) (continuação)



Fonte: A autora.

4.4.2.3 Efeito do tipo de solo

Com o objetivo de verificar, comparativamente, o comportamento mecânico dos solos investigados reforçados por cada um dos geossintéticos empregados nesta pesquisa, apresentam-se, na Figura 4.28, as respectivas envoltórias de ruptura das interfaces.

Figura 4.28 - Envoltórias de ruptura das interfaces solos – geotêxteis em função do tipo de solo: (a) interfaces solos – T55; (b) interfaces solos – T25; (c) interfaces solos – NT10

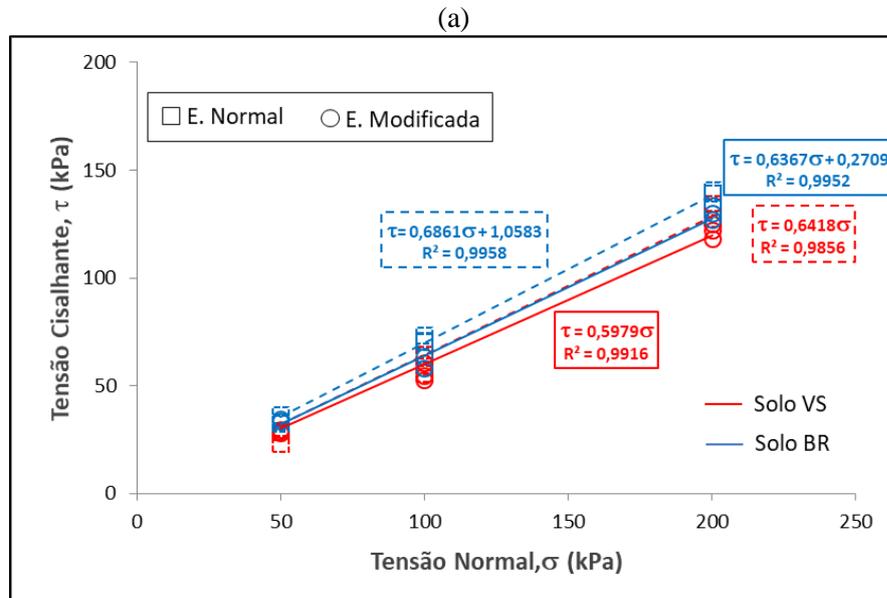
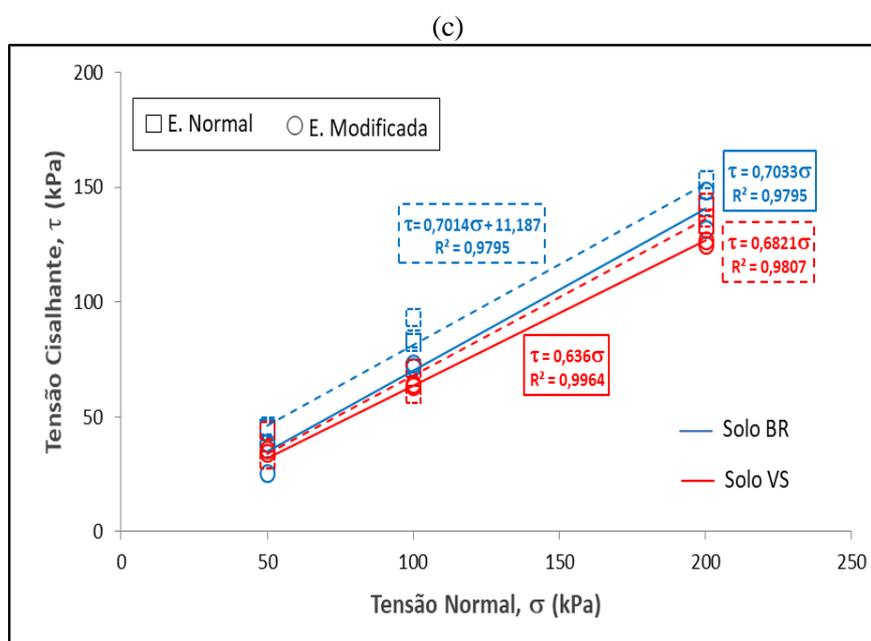
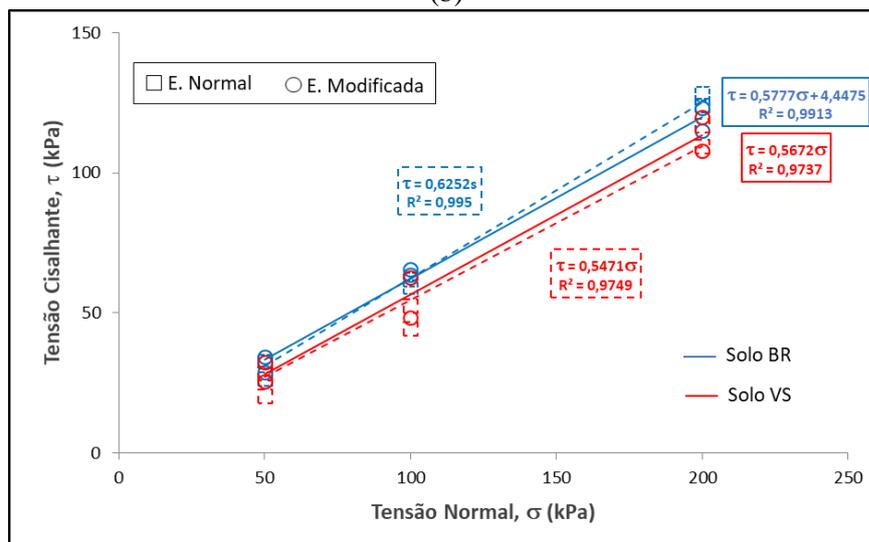


Figura 4.28 - Envoltórias de ruptura das interfaces solos – geotêxteis em função do tipo de solo: (a) interfaces solos – T55; (b) interfaces solos – T25; (c) interfaces solos – NT10 (continuação)



Fonte: A autora.

Embora ocorra um consenso na literatura de que solos predominantemente arenosos, tal como o solo VS, conduzem a um acréscimo de resistência na interface (COSTA e LOPES, 2000), os resultados mostrados na Figura 4.28 não corroboram com esta afirmação. De fato, os ângulos de atrito do solo VS puro foram maiores do que o solo BR, conforme apresentados nas Tabelas 4.11 e 4.12, no entanto, com a inclusão dos geotêxteis, as resistências ao cisalhamento de interface são ligeiramente menores comparativamente àquelas do solo BR.

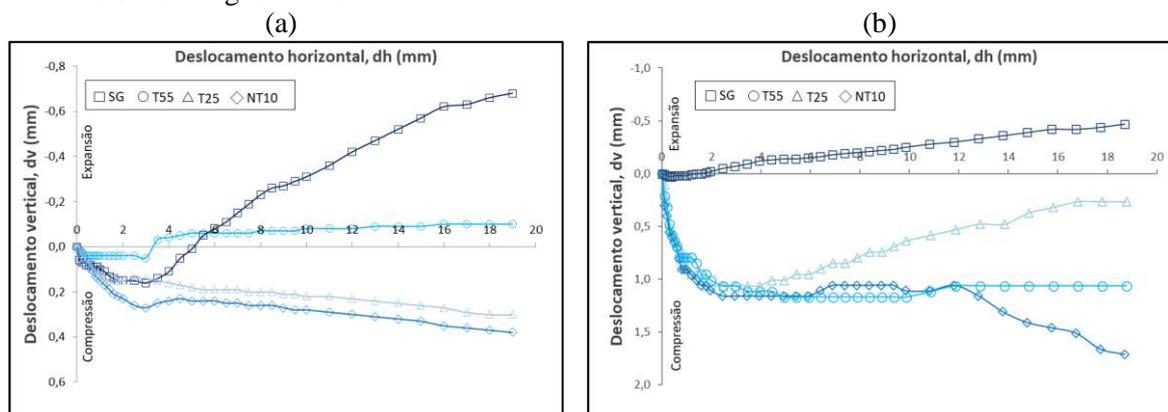
Nota-se, portanto, que a granulometria do Solo VS não tem grande influência nos parâmetros de resistência ao cisalhamento, quando é realizado o ensaio de cisalhamento direto do solo puro, no qual as diferenças nos valores dos ângulos de atrito encontradas entre as energias de compactação empregadas e quando comparados aos ângulos de atrito do Solo BR, estão muito mais ligadas ao seu grau de compacidade quando compactado e à sua mineralogia. Contudo, destaca-se a importância de sua composição granulométrica no que se refere à interação entre este solo e os geossintéticos, uma vez que se constatou a maior influência do Solo VS com o geotêxtil T25, de textura mais lisa.

Em comparação com as amostras não reforçadas, observa-se, na Tabela 4.11, que houve uma redução de cerca de 28%, na energia normal, e de 40%, na energia modificada, nos ângulos de atrito das interfaces solo VS-T25, ao passo que, para a interface Solo VS-T55, esses decréscimos foram em torno de 18% e 31%, e, para a interface Solo VS-NT10, foram de aproximadamente 14% e 27%, nas respectivas energias de compactação. Logo, é possível inferir que a influência do tamanho das partículas do solo VS é tanto maior quanto mais lisas são as superfícies dos geotêxteis.

Nas interfaces compostas pelo solo BR, compactado na energia do Proctor normal, tem-se a manutenção dos ângulos de atrito para as interfaces solo-geotêxteis (Tabela 4.12) e uma redução nos interceptos adesivos. Por outro lado, nas amostras compactadas na energia modificada, houve uma diminuição deste parâmetro em ordem crescente nas interfaces solo BR-NT10 (15%), solo BR – T55 (22%) e solo BR – T25 (28%), indicando, assim como nas interfaces com o solo VS, a maior sensibilidade dos geotêxteis tecidos à granulometria do solo.

Por meio das curvas de deslocamento vertical versus deslocamento horizontal dos sistemas solos-reforços investigados (Figura 4.29), também é possível constatar uma clara diferença no comportamento das interfaces com cada solo. Para a interface Solo VS-T55, por exemplo, ocorre o efeito da dilatância, semelhante ao que acontece na amostra do solo VS não reforçado, no seu estado mais compacto, entretanto, em menor magnitude. Por outro lado, para as interfaces com o Solo BR, a expansão volumétrica é restringida pelas inclusões geossintéticas incorporadas ao solo.

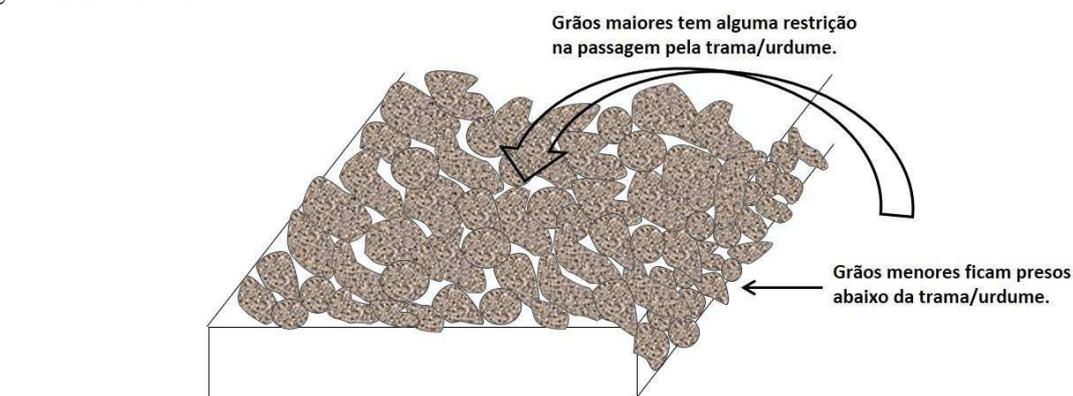
Figura 4.29 - Curvas deslocamento vertical versus deslocamento horizontal para as interfaces solos - geotêxteis (energia modificada), sob tensão normal de 50kPa: (a) interfaces Solo VS-geotêxteis; (b) interfaces Solo BR-geotêxteis



Fonte: A autora.

A ocorrência de expansão volumétrica (dilatância) para a interface Solo VS- T55 e seus parâmetros de resistência ligeiramente maiores que os da interface composta pelo geotêxtil T25, de características similares, são provenientes em parte das parcelas de atrito geradas pelo trabalho adicional do imbricamento entre os grãos no seu estado mais compacto (energia modificada) e, em parte, pela resistência ao deslizamento e/ou rolamento das partículas de maiores dimensões do Solo VS, resultantes da passagem destes grãos pelas tramas e urdumes mais robustos do geotêxtil T55, durante o ensaio de cisalhamento direto, como ilustrado na Figura 4.30. No solo BR, em virtude de sua moderada plasticidade, permite-se a formação de uma massa de solo coesa que facilita a interpenetração de suas partículas na manta tecida, não havendo, portanto, restrições adicionais que possam ocasionar a dilatância (Figura 4.29b).

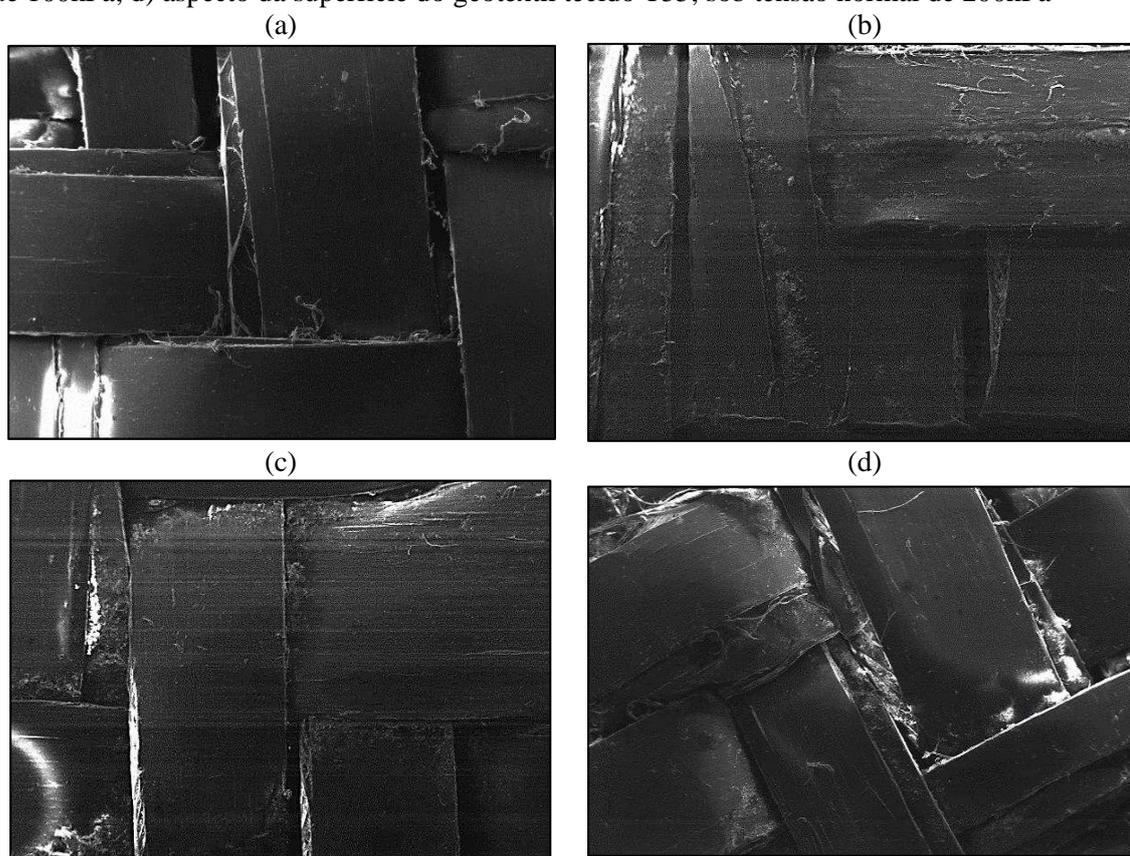
Figura 4.30 - Esquema ilustrativo da movimentação das partículas do solo VS ao longo da superfície do geotêxtil tecido T55



Fonte: A autora.

Outro aspecto importante a ser abordado é a degradação dos geotêxteis tecidos, sob condições confinadas, e sua relação com os parâmetros morfológicos das partículas do solo VS. Embora tenha-se mencionado que, para os geotêxteis tecidos, a ação do confinamento tem menor influência na resistência ao cisalhamento que nas mantas não tecidas, as microfotografias apresentadas na Figura 4.31 evidenciam que a forma e a textura superficial dos grãos do solo VS acarretam maiores danos à matriz têxtil conforme aumenta-se a tensão normal aplicada no ensaio de cisalhamento direto de interfaces.

Figura 4.31 - Microfotografias (obtidas no MEV) da superfície do geotêxtil tecido T55, antes e após o ensaio de cisalhamento direto de interfaces (aumento de 22 vezes): (a) aspecto da superfície do geotêxtil tecido T55, antes do ensaio de cisalhamento; (b) aspecto da superfície do geotêxtil tecido T55, sob tensão normal de 50kPa; (c) aspecto da superfície do geotêxtil tecido T55, sob tensão normal de 100kPa; d) aspecto da superfície do geotêxtil tecido T55, sob tensão normal de 200kPa

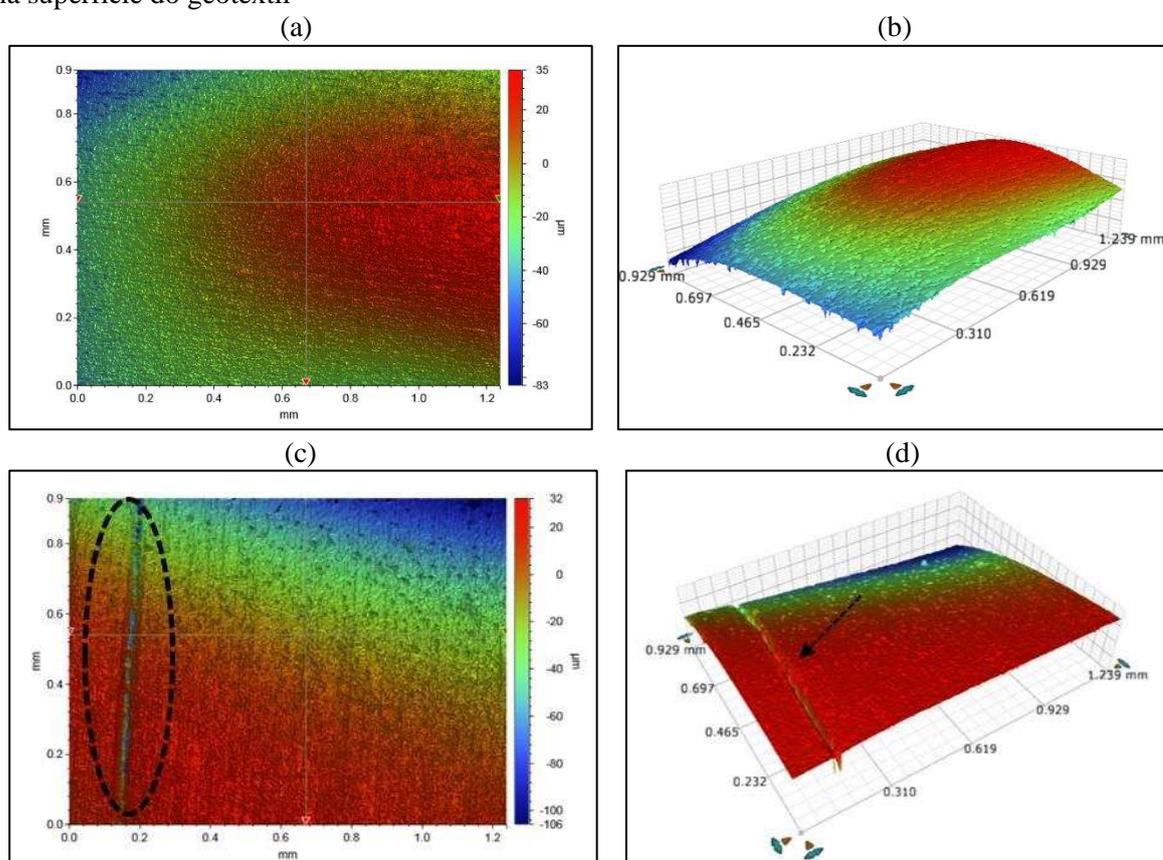


Fonte: A autora.

As maiores angulosidade e rugosidade das partículas granulares do solo VS (Tabela 4.4) são responsáveis pelas avarias por risco na superfície do geotêxtil tecido T55, e, conforme a interação entre a manta e os grãos do solo aumenta, maior é a danificação do reforço, produzindo sulcos na superfície do mesmo.

Na Figura 4.32, é possível visualizar os perfis microtopográficos (2D e 3D) das amostras dos geotêxteis tecidos após o ensaio de cisalhamento direto de interfaces. Nota-se que a superfície do geotêxtil T25 não apresentou irregularidades, ao passo que, no geotêxtil tecido T55, o sulco proveniente do contato grão-reforço é bem evidente. Este efeito sugere que os ângulos de atrito ligeiramente maiores das interfaces Solo VS-T55, em relação às interfaces Solo VS-T25, podem ser decorrentes da formação destes sulcos na manta tecida deste geossintético.

Figura 4.32 - Microtopografias das superfícies dos geotêxteis tecidos após o ensaio de cisalhamento direto de interfaces com o Solo VS, avaliadas por meio da técnica de perfilometria: (a) geotêxtil tecido T25 (perfil em 2D); (b) geotêxtil tecido T25 (perfil em 3D); (c) geotêxtil tecido T55 (perfil em 2D): detalhe do sulco na superfície do geotêxtil; (d) geotêxtil tecido T55 (perfil em 3D): detalhe do sulco na superfície do geotêxtil



Fonte: A autora.

Ainda que, os parâmetros de degradação dos geotêxteis tecidos não tenham sido quantificados neste estudo, destaca-se a relevância das análises microestruturais (MEV e perfilometria) realizadas em laboratório como uma contribuição na avaliação da durabilidade dos geossintéticos, não somente na fase de serviço (manuseio, instalação, compactação do

solo adjacente, entre outros), mas, sobretudo, em função dos níveis de tensão a que são submetidas as estruturas de solo reforçado com esses materiais ao longo de sua vida útil.

Outro ponto a ser avaliado na interação solos-reforços corresponde à influência das características pedogenéticas dos solos estudados. Por ser um solo residual jovem, o solo VS traz consigo muitos dos componentes minerais oriundos da rocha parental. Um desses componentes, de especial atenção na avaliação das interfaces compostas por este solo, é a biotita (família das micas), encontrada em grande quantidade em sua composição mineralógica. Tupa (1994) aponta em sua pesquisa que as micas atuam como agentes lubrificantes nos contatos intergranulares, o que leva a uma suavização dos picos nas curvas tensão cisalhante-deslocamento horizontal dos solos, mesmo com uma diminuta porcentagem deste mineral (entre 2 e 5%).

Assim, durante o cisalhamento, a ação das micas mitiga os contatos grão-grão e grãos-geotêxteis, sendo mais considerável este efeito nas mantas tecidas, de superfície mais lisa e cujo imbricamento das partículas do solo VS é dificultado. Isso faz com que o mecanismo de ruptura se dê exclusivamente por rolamento das partículas entre si e por deslizamento das mesmas ao longo da matriz tecida, conduzindo a parâmetros mais baixos de resistência ao cisalhamento para estas interfaces.

No Solo BR, mais intemperizado, são aspectos de maior relevância a sua porcentagem de finos, que lhe confere moderada plasticidade, e a ocorrência de agentes cimentantes na sua composição químico-mineralógica, tais como os sesquióxidos (Fe e Al) e os minerais gibbsita e goethita, que têm influência direta da resistência ao cisalhamento deste solo e, conseqüentemente, nas interações das inclusões geossintéticas com o mesmo.

Assim como acontece nos solos com um certo teor de mica, as interfaces com solos mais plásticos apresentam-se com deslocamentos horizontais de ruptura superiores e ângulos de atrito menores, devido ao efeito lubrificante dos finos nas interfaces solo-reforço (TUPA, 1994). Contudo, salvo os deslocamentos horizontais de ruptura mais elevados mostrados na Tabela 4.14, os parâmetros de resistências das interfaces Solo BR tanto com geotêxteis tecidos quanto com o geotêxtil não tecido foram maiores, quando comparados aos das interfaces solo VS-geotêxteis.

Se por um lado a moderada quantidade de finos do solo BR é responsável pela maior superfície de contato com as mantas tecidas, por outro proporciona a melhor impregnação nos interstícios do geotêxtil não tecido. Adicionalmente, tem-se que suas concreções argilosas, mesmo sob condições de inundação, são resistentes e estáveis, atuando de maneira similar a

partículas de solos granulares e, portanto, resultando em maiores valores de ângulos de atrito para estas interfaces.

4.4.2.4 Efeito da energia de compactação

Nas Figuras 4.33 e 4.34, apresentam-se as envoltórias de ruptura das interfaces solos-geotêxteis investigadas nesta pesquisa em função da energia de compactação.

Figura 4.33 - Envoltórias de ruptura das interfaces solo VS-geotêxteis em função da energia de compactação: (a) interfaces Solo VS – T55; (b) interfaces Solo VS – T25; (c) interfaces Solo VS – NT10

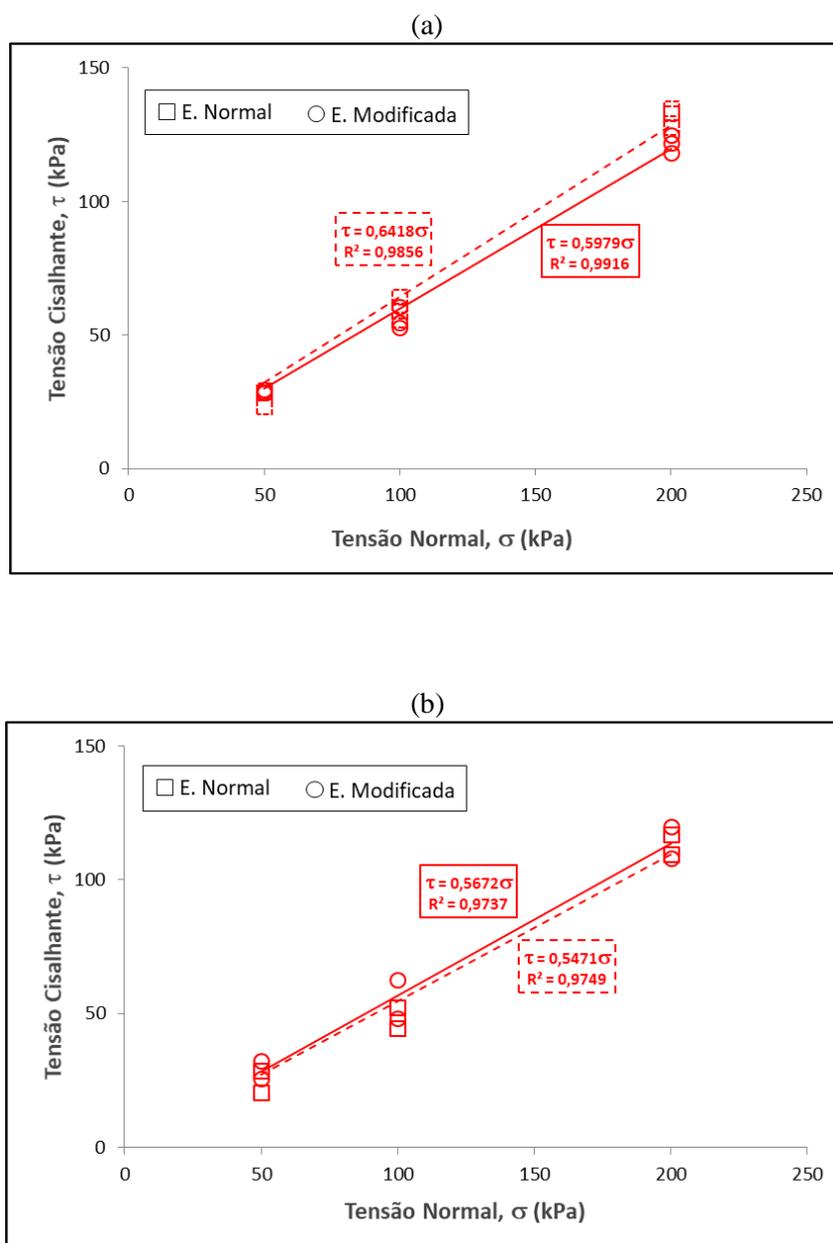


Figura 4.33 - Envoltórias de ruptura das interfaces solo VS-geotêxteis em função da energia de compactação. (a) interfaces Solo VS – T55; (b) interfaces Solo VS – T25; (c) interfaces Solo VS – NT10 (continuação)

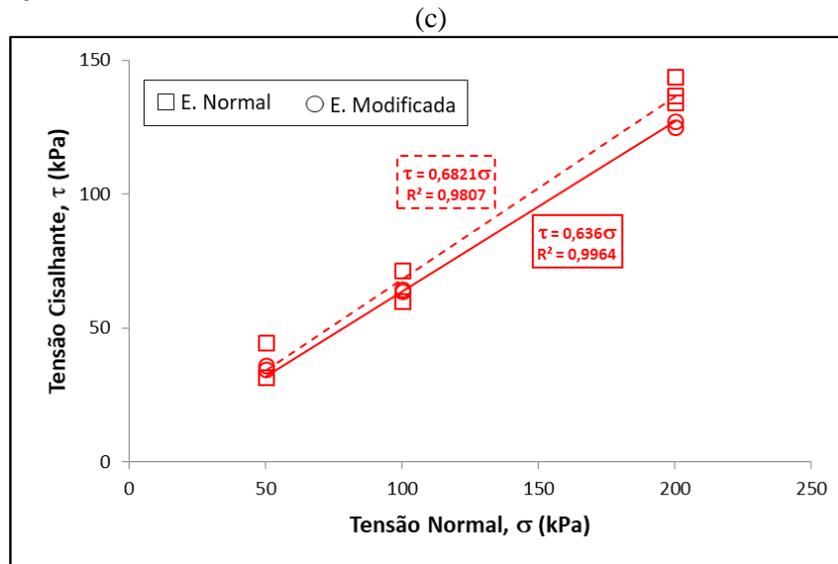


Figura 4.34 - Envoltórias de ruptura das interfaces solo BR - geotêxteis em função da energia de compactação: (a) interfaces Solo BR – T55; (b) interfaces Solo BR – T25; (c) interfaces Solo BR – NT10

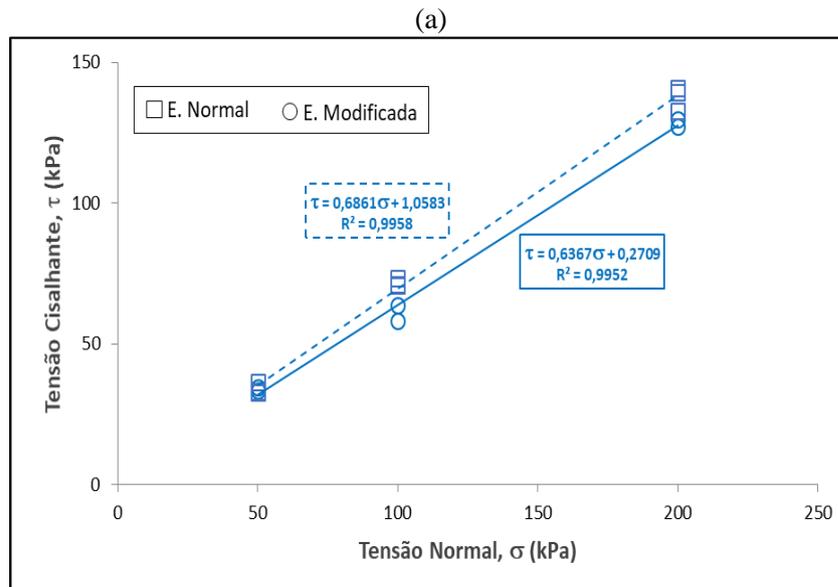
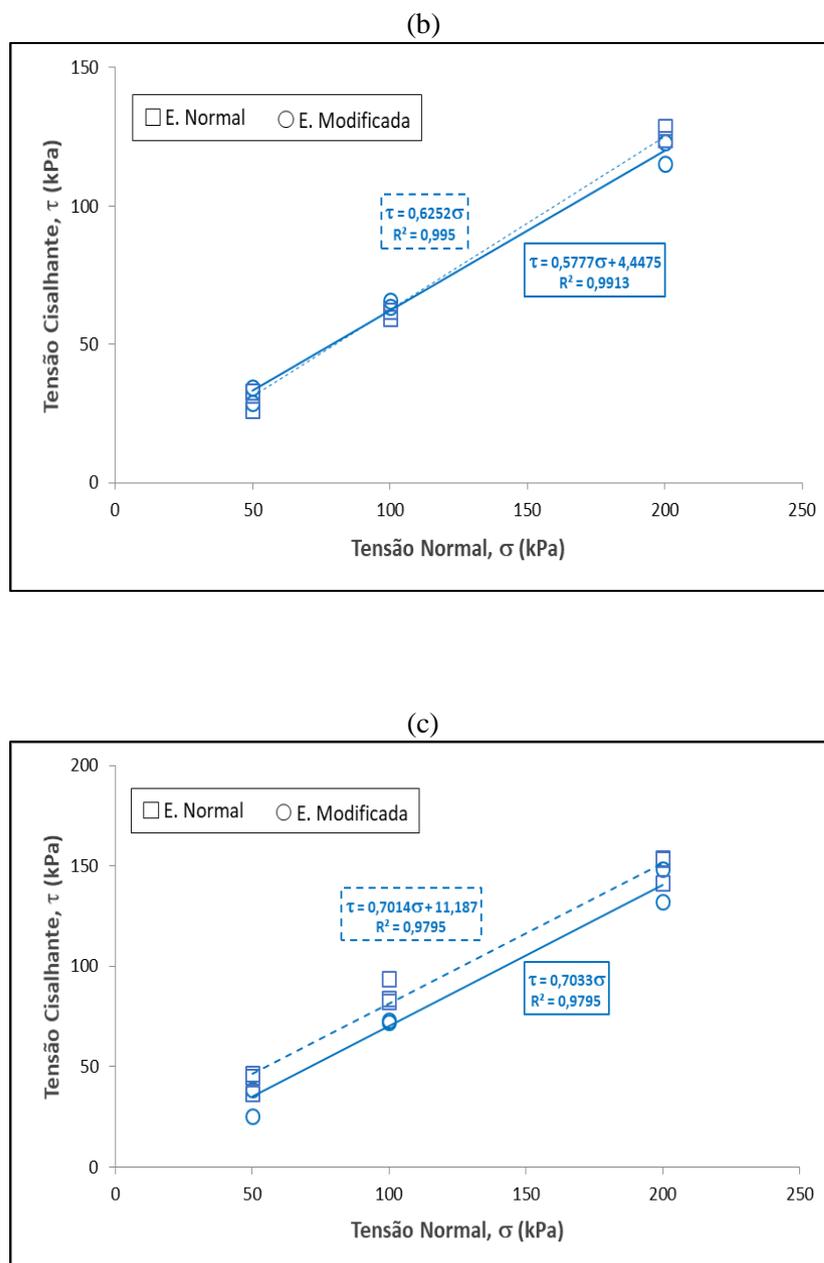


Figura 4.34 - Envolvórias de ruptura das interfaces solo BR - geotêxteis em função da energia de compactação: (a) interfaces Solo BR – T55; (b) interfaces Solo BR – T25; (c) interfaces Solo BR – NT10 (continuação)



Fonte: A autora.

Com as envoltórias de ruptura previamente apresentadas e os resultados das Tabelas 4.11 e 4.13, observou-se que as interfaces Solo VS-geotêxteis, cujos corpos de prova foram compactados na energia modificada, apresentaram ângulos de atrito em torno de 6% menores quando interfaciados com os geotêxteis T55 e NT10, enquanto ocorreu um incremento de aproximadamente 3% com o geotêxtil T25, em relação às interfaces com o solo compactado na energia normal, com os respectivos materiais geossintéticos. Os ensaios com as interfaces

compostas pelo Solo BR, compactado na energia modificada, acusaram uma redução de aproximadamente 6% nos ângulos de atrito nas interfaces com as mantas tecidas (T55 e T25) e nenhum incremento ou diminuição do δ na interface Solo BR-NT10, quando comparadas às interfaces com este solo, compactado na energia normal. Percebem-se também, nas Tabelas 4.12 e 4.14, maiores deslocamentos horizontais de ruptura para as interfaces cujas amostras do solo circundante foram compactadas na energia normal, sendo que, em geral, esses acréscimos foram maiores nas interfaces com o Solo BR.

As diferentes respostas encontradas para as interfaces com os solos compactados nas energias do Proctor normal e modificado sugerem, em um primeiro momento, que o aumento do esforço de compactação do solo adjacente aos geotêxteis empregados neste estudo pode ser um fator desfavorável à segurança em estruturas de solos reforçados, em razão dos seus menores parâmetros de atrito. Em segundo lugar, denotam que a elevação da energia de compactação aumenta também a rigidez do sistema solo-reforço, sendo que a ductilidade adquirida nas interfaces é tanto maior quando mais extensível é o geotêxtil, como no caso das interfaces compostas pela manta não tecida. Nota-se, também, que nos geotêxteis tecidos, caracterizados por sua matriz mais fechada e, por natureza, mais rígida, os deslocamentos horizontais de ruptura são, em geral, menores em ambas as energias de compactação.

Por fim, os resultados sugerem que as maiores tensões cisalhantes geradas no solo em função da energia de compactação aplicada, tal como ocorre nas amostras não reforçadas, são melhor absorvidas pelos geossintéticos interfaciados com o solo BR, tanto compactado na energia normal quanto na modificada, como indicam os maiores ângulos de atrito para estas interfaces, quando comparadas às interfaces Solo VS-geotêxteis.

De acordo com Ferreira (2010), o comportamento de solos granulares, reforçados ou não, é extremamente dependente do seu índice de compactidade. Para um solo arenoso com uma pequena porcentagem de argila, como no caso do solo VS, a maior magnitude de energia de compactação aplicada no Proctor modificado torna-o mais denso (menor índice de vazios) e, conseqüentemente, mais rígido e mais resistente (OOI e PU, 2002) do que quando se encontra na sua condição menos compacta (energia normal).

Contudo este solo compactado na energia modificada tem suas partículas mais firmemente empacotadas, de forma que dificultam a maior impregnação do solo na manta não tecida e reduzem o contato dos grãos com os filamentos dos geotêxteis tecidos, condicionando que a mobilização do atrito nas interfaces se dê em maior grau pelo rearranjo dos grãos na massa de solo (imbricamento) do que pela resistência mobilizada na interação entre os materiais.

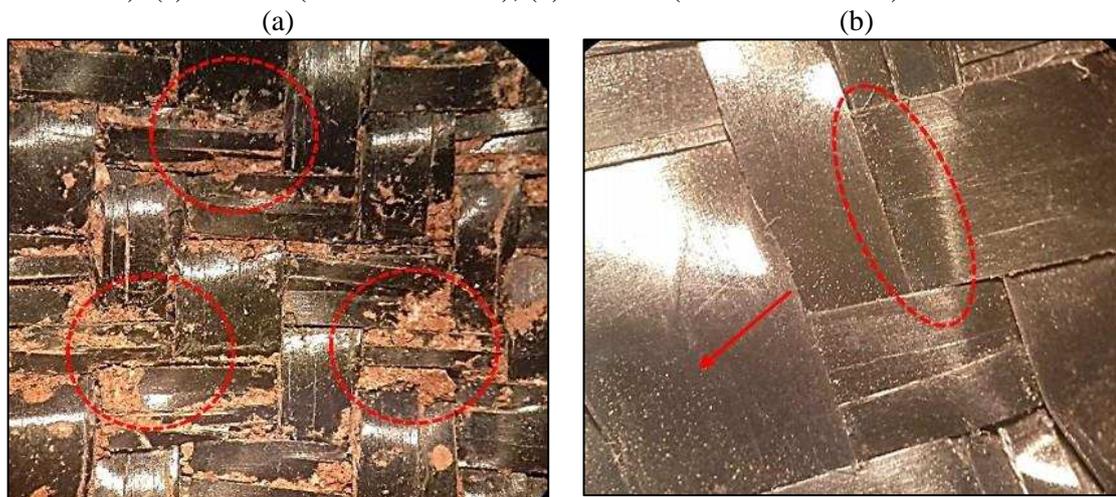
Para as interfaces com o Solo BR, nas quais as amostras estão compactadas na energia modificada, a redução do coeficiente de aderência (a) reflete o mesmo princípio.

Nesta mesma perspectiva, procurou-se avaliar, neste estudo, os efeitos da aplicação e/ou aumento do esforço de compactação na granulometria dos solos investigados e sua influência no comportamento carga-alongamento das mantas têxteis, em função do maior ou menor grau de impregnação e imbricamento dos grãos dos mesmos nas aberturas aparentes dos poros dos geotêxteis.

De acordo com Azambuja (1994, 1999), em solos de granulometria fina, tal como o solo BR, predomina o efeito do atrito entre os filamentos dos geotêxteis em função da tensão confinante, enquanto, em solos grossos, cujos contatos intergranulares são pontuais, existe uma descontinuidade da área de contato entre o solo e o reforço, onde o efeito do imbricamento se sobressai sobre o confinamento.

De fato, a interpenetração das partículas dos solos na matriz do geotêxtil não tecido é mais efetiva do que nas mantas tecidas, pelos motivos já discutidos anteriormente. Entretanto, percebe-se, na Figura 4.35a, que ocorre também uma maior impregnação das partículas do solo BR nos geotêxteis tecidos quando comparados ao solo VS (Figura 4.35b).

Figura 4.35 - Impregnação da manta tecida pelos grãos dos solos (imagens obtidas em lupa convencional): (a) solo BR (aumento 6 vezes); (b) solo VS (aumento 10 vezes)



Fonte: A autora.

Este efeito sugere, por um lado, que, na matriz tecida interfaciada com ambos os solos, seus grãos intrusos entre as aberturas da manta funcionam como um tipo a mais de restrição ao estiramento dos laminetes dos geotêxteis tecidos durante a solicitação de tração, implicando em uma maior rigidez dos sistemas observada para este tipo de geossintético. Por

outro lado, sugere que a maior impregnação da manta tecida pelas partículas do solo BR conduz a uma melhoria dos mecanismos de travamento, bloqueio e imbricamento das partículas do solo BR com as fibras dos geotêxteis tecidos, que leva aos maiores parâmetros de atrito para as interfaces Solo BR-geotêxteis tecidos, quando comparados aos das interfaces Solo VS-geotêxteis tecidos.

Quanto à alteração do solo BR pelo efeito do esforço de compactação, observou-se, nas curvas granulométricas antes e após a compactação nas energias do Proctor normal e modificado, que a maior parte da fração fina deste solo manteve-se unida em forma de silte (70 a 72%), não havendo, portanto, nenhuma redução em sua granulometria que possa ter sido fator de influência nos parâmetros de resistência das interfaces.

Goulart (2018) afirma que o alongamento dos filamentos/laminetes da manta tecida é similar à deformação que ocorre nas barras de uma geogrelha. Com base nesta consideração, supôs-se, por analogia, que os geotêxteis tecidos empregados nesta pesquisa são geogrelhas com aberturas muito diminutas. Com isso, é possível utilizar o critério proposto por Jewell (1984) para interfaces solos granulares-geogrelhas, segundo o qual a relação entre a abertura aparente dos poros do geotêxtil (O_{90}) e a dimensão média dos grãos do Solo VS (D_{50}) deve ser maior ou igual a três, para que ocorra uma efetiva mobilização do atrito nos filamentos do reforço. Na Tabela 4.15, têm-se os resultados obtidos por meio desta relação nos sistemas com as amostras compactadas (energias do Proctor normal e modificado) e dos geotêxteis tecidos (T55 e T25).

Tabela 4.15 - Relação O_{90}/D_{50} para o Solo VS (energias normal e modificada) e geotêxteis tecidos

Geotêxtil Tecido	Não compactada* ($D_{50}=0,0687\text{mm}$)	Energias de Compactação	
		Normal ($D_{50}=0,0652\text{mm}$)	Modificada ($D_{50}=0,065\text{mm}$)
T55 ($O_{90}=0,20\text{mm}$)	2,91	3,07	3,08
T25 ($O_{90}=0,25\text{mm}$)	3,64	3,83	3,85

* Valores utilizados para efeitos comparativos, pois não foram efetuados, neste estudo, ensaios de cisalhamento direto de interfaces com amostras indeformadas.

Fonte: A autora.

Na Tabela 4.15, nota-se que foram obtidas razões O_{90}/D_{50} maiores que 3 para todas as interfaces investigadas, indicando a possibilidade de que uma parcela de atrito possa ter sido gerada pela interação entre os filamentos dos reforços e o solo VS. A respeito da influência da energia de compactação na alteração das dimensões das partículas do Solo VS e a consequente relação desta sobre os parâmetros de atrito, observou-se que não houve quebra

dos grãos durante o processo de compactação na aplicação das referidas energias (Tabela 4.3) e, portanto, este também não foi considerado um fator capaz de comprometer a interação entre o solo e os geotêxteis tecidos.

Perante a perspectiva da variação volumétrica nas interfaces, observa-se que, com exceção da interface Solo VS-T55 (energia modificada) pelos motivos já discutidos anteriormente, há uma nítida propensão à contração de cisalhamento, como mostrada na Figura 4.28a. Chen et al. (2014) descrevem a existência de duas tendências principais de aumento de tensão nas estruturas de solo reforçado, especialmente em solos granulares: a expansão volumétrica (dilatância), provavelmente em razão da rotação e do movimento dos grãos de menor dimensão, associada à perturbação devida à deformação e; a contração volumétrica (compressão), indicando que ocorre uma trituração de grãos grossos e o rearranjo dos grãos finos, relacionando este efeito, potencialmente, ao adensamento por deformação.

Na literatura geotécnica, os estudos de variação volumétrica de interfaces entre solos arenosos e geossintéticos são bastante escassos. Entretanto, destacam-se os trabalhos recentes de Afzali-Nejad et al. (2017), que avaliaram a influência da forma das partículas de areia na dilatância de interfaces areia-geotêxtil tecido, por meio de ensaios de cisalhamento direto, e de Rodriguez (2018), que pesquisou a relação entre a sucção e dilatância na resistência ao arrancamento de interfaces areia-geossintéticos (geogrelhas e geotêxtil tecido).

4.5. Conclusões

Os ensaios de cisalhamento direto realizados neste estudo não tiveram por objetivo a simulação exata de um determinado caso real, mas sim da investigação e compreensão de vários mecanismos que interferem em uma estrutura de solo reforçado sob condições controladas. Diante do exposto, foi avaliado o comportamento mecânico de interfaces compostas por amostras compactadas de dois solos tropicais oriundos de uma mesma região (cada um com suas particularidades geotécnicas) e geossintéticos com propriedades estruturais distintas. Com base nos resultados obtidos em um amplo programa experimental, tornou-se possível tecer considerações sobre vários aspectos da interação solo-reforço, levando às importantes conclusões descritas a seguir:

a) A maioria dos resultados obtidos para os ângulos de atrito das interfaces (δ) mostrou-se menor que os ângulos de atrito dos solos puros (ϕ), sendo exceções as interfaces Solo BR-T55 e Solo BR-NT10, com amostras compactadas na energia do Proctor normal;

b) As inclusões geotêxteis conduziram à maior ductilidade dos sistemas solo-reforço, uma vez que os deslocamentos horizontais de ruptura foram, em geral, maiores para interfaces compostas com ambos os solos e os geotêxteis, quando comparadas aos dos solos puros. Ressalta-se que, no termo “deslocamento”, estão incluídas as parcelas de deslocamento relativo entre os solos e os geossintéticos e de alongamento das fibras/laminetes das matrizes têxteis durante o ensaio de cisalhamento direto, e que, embora neste estudo não foi possível contabilizar o deslocamento individual de cada uma dessas parcelas;

c) A partir dos resultados dos ensaios de cisalhamento direto de interfaces e da avaliação microestrutural, chegou-se à conclusão de que o geotêxtil não tecido é mais rugoso que os geotêxteis tecidos, permitindo o imbricamento mais significativo dos grãos dos solos nas reentrâncias da manta não tecida;

d) Os materiais geossintético categorizam-se em ordem T55, T25 e NT10, dos mais rígidos para o mais extensível. Concluiu-se, com isso, que a ação básica do reforço é condicionada por sua rigidez à tração, de modo que, quanto mais rígido o reforço, menor será o deslocamento de interface necessário para mobilizar as tensões de cisalhamento. Assim, uma das formas de projetar estruturas mais dúcteis é a utilização de geossintéticos mais extensíveis, evitando, desse modo, rupturas catastróficas;

e) Os ângulos de atrito das interfaces nas quais as amostras foram compactadas na energia modificada sofrem, em geral, um pequeno decréscimo em relação aos solos puros e às interfaces compostas por amostras compactadas na energia normal. Isto sugere que a aplicação de maiores magnitudes de energia de compactação nos solos investigados pode ser um fator prejudicial em maciços reforçados.

4.6 Referências Bibliográficas

ABBASI, O.; GHANBARI, A.; HOSSEINI, A.A. Analytical method for calculating the natural frequency of reinforced retaining walls with soil-structure interaction effect. **Geosynthetics Internacional**. v.21. n.1. London, England, 2014.

ABRAMENTO, M. **Resistencia ao cisalhamento de solos não saturados. Considerações teóricas e estudo experimental**. 1988. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Escola politécnica da USP. São Paulo – SP.1988.

ADIB, M.; MITCHELL, J.K.; CHRISTOPHER, B. Finite element modelling of reinforced soil walls and embankments. Design and Performance of Earth retaining structures. **Geotechnical Special Publication**, ASCE, v.25, p.409-423.

AFZALI-NEJAD, A.; LASHKARI, A.; SHOURIJEH, P.T. Influence of particle shape on the shear strength and dilation of sand-woven geotextile interfaces. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, v..45, p.54-66, 2017.

AGUIAR, V.R. **Ensaio de rampa para estudo da resistência de interfaces solo-geossintético**. 2003. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

ALEXANDER, L.T. CADY, J.G. **Genesis and hardening of laterite in soils**. Department of Agriculture tech. Bull. U.S.1962.

AMBAUEN, S.; LESHECHINSKY, B.; XIE, Y. RAYAMAIJHI, D. Service-state behavior of reinforced soil walls supporting finite-element analysis. **Geosynthetics International**. v.23. n.3 London, England, 2016.

AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. **D 2487 - 11**: Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System). West Conshohocken, PA, ASTM International: 2011a. 11p.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. **M 145 - 91**: Standard Specification for Classification of Soil sand Soil-Aggregate Mixtures for Highway Construction Purposes. AASHTO, Washington, D.C., 2008. 9p.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION(AASHTO). **LRFD bridge design specifications**. American Association of State Highway and Transportation Official, 7 th ed. Washington, DC. 2014.

AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. **D5321/D5321-17**: Standard Test Methods for Determining the Shear Strength of Soil-geosynthetic and Geosynthetic-geosynthetic Interfaces by Direct Shear. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2017. 9p.

AMERICAN SOCIETY OF TESTING MATERIALS. **D3080 / D3080M-11**: Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions. West Conshohocken, PA: ASTM International, 2011. 7p.

ANUBHAV, S.; BASUDHAR, P.K. Inteface Behavior of Woven Geotextile with Rounded and Angular Particle Sand. **Journal of Materials in Civil Engineering**. ASCE Library, v.25. n.12.p. 1970-1974. 2013.

ARASAN, S.; AKBULUT, S.; HASILOGLU, A.S. The relationship between the fractal dimension and shape properties of particles. **KSCE Journal of Civil Engineering**. V.15. n.7. p. 1219 – 1225. 2011.

ASHA, M.N.; MADHAVI, L.G. Modified CBR Tests on Geosynthetic Reinforced Soil aggregate Systems. **In**: Indian Geotechnical Conference, Mumbai, Índia, 2010. **Proceedings...**Mumbai: GEOrendz, 2010, p.1-4.

ARIYARATHNE, P.; LIYANAPATHIRANA, D.S.; LEO, C.J. Effect of geosynthetic creep on reinforced pile-supported embankment systems. **Geosynthetics International**. v.20. n.6. London, England, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6502**: Rochas e solos. Rio de Janeiro: ABNT, 1995. 18p.

ARAÚJO, G.S., BICALHO, K.V., TRISTÃO, F.A.M. Use of digital image analysis combined with fractal theory to determine particle morphology and surface texture of quartz sands. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**. V. 3. P. 1-9.2017

ATHANASOPOULOS, G.A. Effect of Particle Size on the Mechanical Behaviour of Sand-Geotextile Composites. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.12, p.255-273.1993.

AVESANI NETO, J.O.; BUENO, B.S.; FUTAI, M.M. Evaluation of a calculation method for embankments reinforced with geocells over soft soils using finite-elemente analysis. **Geosynthetics International**. v.22. n.6. London, England, 2015.

AZEVEDO, M.A.A. **Contribuição ao estudo geotécnico de solos de Viçosa – MG**. 1999. Dissertação (Mestrado em Geotécnica) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1999.

AYDIN, A. **Stabilit of saqprolitic slopes: nature and role of field scale heterogeneities**. Natural Hazards and Earth System Science, Copernics Publications and behalf of the European Geosciences Union.v.6 . n.1.p.89 -96. Hong Kong, China.2006.

AZAMBUJA, E. **Investigação do dano mecânico e mecânica em geotêxtis não tecidos**. 1994. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS.1994.

AZAMBUJA, E. A influência do dano mecânico na tensão admissível dos geossintéticos em estruturas de solo reforçado. **In: 3º Congresso Brasileiro de Geossintéticos**. Rio de Janeiro, RJ. p. 157 -165.1999.

BHATTACHERJEE, D.; VISWANADHAM, B.V.S. Numerical studies on the performance-hybrid - geosynthetic-reinforced soil slopes subjected to rainfall. **Geosynthetics International**. v.22. n.6. p. 411 -427. London, England, 2015.

BACAS, B.M.; CANIZAL, J. KONIETZKY, H. Frictional behavior of three critical geosynthetic interfaces. **Geosynthetics International**. v.22. n.5. London, England, 2015.

BENJAMIM, C.V.S. **Avaliação experimental de protótipos de estruturas de contenção em solos reforçados com geotêxtil**. 2006. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, São Paulo, 2006.

BENJAMIM, C.V.S.; BUENO, B.S.; ZORNBERG, J.G. Field monitoring evaluation of geotextile-reinforced soli-retaining walls. **Geosynthetics International**, v.14. n.2. p.100-118. 2007.

BIWAS, A.; KRISHNA, A.M.; DASH, S.K.; Influence of subgrade strength on the performance of geocell-reinforced foundation systems. **Geosynthetics International**. v.20. n.6. London, England, 2013.

BOUAZZA, A.; ZORNEBERG, J.G.; ADAM, D. Geosynthetics in waste containment facilities: recent advances. **Geosynthetics**. v.2 n. 7.p. 445 – 507.2002(a)

BOUAZZA, A.; VANGPAISAL, T.; RAHMAN, F. Gas migration through needle punched geosynthetic clay liners. **Clay Geosynthetic Barriers**. v.2 n. 9. p 165 – 176. 2002(b).

BRACLEY, I.J.A. Swell Pressure and Free Swell in a Compacted Clay. **Proceedings...3rd Int. Conf. Expansive Soils, Haifa, v.1, p.169-176, Jerusalem: Academic Press, 1973.**

BRENNER, R. P.; GARGA, V.K.; BLIGHT, G.E., Shear Strength Behavior and Measurement of shear Strength in Residual Soils. In. **Mechanics of Residual Soils Blight**(ed). Rotterdam: Balkema, Chapter 9, p.155 -220.1992.

BRIANÇON, L.; GIRARD, H.; GOURC, J.P. A new procedure for measuring geosynthetic friction with and inclined plane. **Geotextiles and Geomembranes**, v. 29 n.5, p.472- 482, 2011.

BRITISH STANDARDS INSTITUTION (BS). BS 8006: **Code of practice for strengthened/Reinforced soils and other fills**. British Standard Institution, 2010.

BUENO, B. S.; BENJAMIM, C.V. S.; ZORNBERG, J. G. Field Performance of a Full-Scale Retaining Wall Reinforced with Non-Woven Geotextiles. In: **ASCE Geofrontiers**. 2005.

BUENO, B.S.; VILLAR, O. M. **Mecânica dos Solos**. v.1 USP – São Carlos, SP. 1979.

BUENO, B.S.; CARVALHO, C.A.B. **Estudo Comparativo da Aderência Solo-Geotêxtil Medida em Ensaios de Cisalhamento Direto e Arrancamento**. 6°. CBGE/IX – COBRAMSEF, v.2. p.139 -145. Salvador, 1986.

CALCATERRA, D.; PARISE, M. **Weathering as a Predisposing Factor to Slope Movements**. Published by The Geological Society London. Geological society engineering geology special publication. n. 23. 2010.248p.

CAMPOS, T.M.P.; CARRILLO, C.W. **Direct Shear Testing on an unsaturated soil from Rio de Janeiro**. Unsaturated Soils, Alonso & Delage eds, p.31-38, 1995.

CAMPOS, T.M.P. **Testes de laboratório e testes de carregamento de placa instrumentados em um solo residual de gnaise**. 1980. Tese (Doutorado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1980.

CARDILE, G.L.S.; MORACI, N.; CALVARANO, D. Geogrid pullout behavior according to the experimental evaluation of the active length. **Geosynthetics International**. International Geosynthetics Society IGS, v.23, n.3. p.194-205. 2016.

CARVALHO, P.A.S.; PEDROSA, J.A.B.A; WOLLE, C. M. Geotextile reinforced embankment and alternative to geotechnical engineering. **In Proceedings of Brazilian Conference on Soil Mechanics and Foundations**. n. 8. Porto Alegre, RS, Brasil, p. 169 - 178.1986.

CARVALHO, J.C.; LEROUEIL,S. Normalizing models for soil retention curves. **Proceedings** of 32nd pavimentos meetin. Brazilian Pavements Association, Brasilia, DF. p.96 -106.2000.

CARVALHO, J.B.Q.; MEDINA, J.; NOGAMI, J.S. Geotechnical classification. In: **Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical and Lateritic and Saprolitic soils**. Committee on Tripicla Soils of the ISSMFE, Brazilian Society for soils Mechanics, Progress Report, p.21 -43. 1985.

CARVALHO, J.B.Q. Study of the microstructure of lateritic soils using scanning electron microscope. In: International Seminar on Lateritization Processes. **Proceedings...** São Paulo, p. 563-568, 1981.

CARVALHO, J.B.Q. Effects of deferation and removal of amorphous silica and alumina on select properties of Brazilian lateritic soils. In: International Seminar on Laterite, **Proceedings...**Tokyo, p. 559-567, 1985.

CARVALHO, J.B.Q. Microstruture of concretionary lateritic soils. In: Pan American Conference of Soil Mechanics and Foundation Engineering, 9th, **Proceedings...**p.117-128, 1991.

CARVALHO, J. B. Q.; SIMMONS, J.V. Mineralogy and microstructure. In: **Mechanics of Residual of Residual Soils**. Blight (ed) Rotterdam: Balkema, cap.3. p. 31 -40. 1997.

CASTRO, G. **Liquefaction of sands**. 1969 Ph.D (Thesis).Harvard University, Cambridge, Massachusetts. 1969.

CASTRO, D.C. **Ensaio de Arrancamento de Geogrelhas no Campo e no Laboratório**. 1999. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Departamento de Engenharia Civil, Pontíficia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1999.

CAZZUFFI, C. McKAY, A.; LUU, K.D.; NGUYEN, T.L. THUY, D.M.; **Constraints to market participation in agriculture** in Vietnam. CIEM Working Paper. Hanoi. 2011.

CHEN, X.; WANG, W.; LUO, G.; YE, H. **Can soil respiration estimate neglect contribution of abiotic exchange**: Journal Arid Land. v.6. n.2 p.129 -135. 2014.

CHOUNDHARY, A.K.; KRISHNA, A.M. Experimental Investigation of Interface Behavior of Different Types of Granular Soil/Geosynthetics. **International Journal Geosynthetics and Ground Engineering**. Springer International Publishing AG. v.2.n.4 p.1-11. 2016.

CHRISTOPHER, C. **Reinforced Soil Structures: Design methods, Issues and Innovations**. Notes for Short Course at Geo- Frontiers in Austin. Texas, EUA. 2005.

CLEMENTINO, R.V. LACERDA, W.A. Shear strength of colluvial and residual granitic soils of Licurgo St. landslide. **In: Proceedings of 1st Brazilian Conference on Slope Stability.** Rio de Janeiro. v. 2. p. 463 -478. 1992.

CORBELLA, S.; STRETCH, D.D. Geotextile sand filled containers as coastal defense: South African experience. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.35, p.120- 130. 2012.

CRISTELO, N., FELIX, C.; LOPES, DIAS, M. Mentoring an numerical modelling of an instrumented mechanically stabilized earth wall. **Geosynthetics International.** v.23. n.1. London, England, 2015.

COSTA FILHO, L.; DOBEREINER, L.; CAMPOS, T.M.; VARGAS JR., E.A; Engineering Properties and Design Assessment of Tropical Soils: Fabric and Engineering Properties. In: XII ICSMFE, INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATIONS ENGINEERING. **Proceedings...**Rio de Janeiro, 1989.

COX, E.A. A method for assigning numerical and percentage values to degree of roundness of sand grains. **Journal of Paleontology**, 1: 179 -183.1927.

CRONEY, D. The Movement and Distribution of Water in Soils. **Geotechnique**, v.3, p. 1-6. 1952.

DAS, B, M. D.; SOBHAN, K. **Principles Geotechnical Engineering**. 9. Ed. Boston: Cengage Learning. 2017. 784 p.

DEB, K.; KUNAI, S. Bearing capacity of geotextile-reinforced sand with varying fine fraction. **Geomechanics and Engineering**. v.6.n.31. p. 2005 -2037. 2014.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 258:** Solos – compactados com equipamentos miniatura-determinação da pedra de massa por imersão. Rio de Janeiro: DNER, 1994b.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **ME 256:** Solos – compactados com equipamentos miniatura. Rio de Janeiro: DNER, 1994 c.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. **CLA ME 259:** Classificação de solos tropicais para finalidades rodoviárias utilizando corpos de prova compactados em equipamento miniatura. Rio de Janeiro: DNER, 1996.

DIAZ, A.H. Beach Restoration of Costal Town and Shoreline Buildings Protection to Increase Tourism Using Geotextile Tubes as Breakwaters. **In: 3rd Pan American Conference on Geosynthetics**, Minerva, Florida, p; 576 -584. 2016.

EHRlich, M. **Geossintéticos em estruturas de contenção e taludes íngremes**. II Curso sobre aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente. Instituto de Engenharia, p. 18-18. São Paulo, SP,1998.

ELIAS, V.; CHRISTOPHER, B.R.; BERG, R.R. **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design & Construction Guidelines**. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. n. FHWA-NHI-00-043. 394p. 2001.

ELSHAKANKERY, M.H.; ALMETWALLY, A.A.; TAWFIK, K.A.; Experimental Study of Bearing Capacity for Egyptian Soils Reinforced by Geotextiles. **Journal of Applied Sciences Research**, Egypt, v.3, n.9, p.2378-2385, 2013.

ESMAILI, D.; HATAMI, K.; MILLER, G.A. Influence of matric suction on geotextile reinforcement- marginal soil interface strength. **Geotextiles and Geomembranes**. Elsevier. v. 42. n. 2. p. 139-153.2014.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION (FHWA). **Mechanically Stabilized Earth Walls and Reinforced Soil Slopes Design and Construction Guidelines**. v.1 FHWA/NHI 10-025. Authored BYBERG. R.R. CHRISTOPHER, B.R., SANTANI.N.C. 2009.

FERREIRA, F.B.; VIEIRA, C.S.; LOPES, M.L. Direct shear behavior of residual soil-geosynthetic interfaces – influence of soil moisture content, soil density and geosynthetic type. **Geosynthetics International**, International Geosynthetics Society IGS, 22, n.3, p. 257-272. 2015.

FERREIRA, J.A.Z.; ZORNBERG, J. A Transparent Pullout Testing Device for 3D Evaluation of Soil – Geogrid Interaction. **Geotechnical Testing Journal**. v.38. n.5. doi: 10.1520/GTJ20140198. 2015.

FERREIRA, L. H. T.; SIEIRA, A. C. C. F. E GERSCOVICH, D. M. S. Numerical analysis of the factors that influence geotextile response under pullout condition **Proceedings** of 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil, p. 725-728. 2010.

FREITAS, C.M.; TSUHA, C.H.C.; VILAR, O.M. **Briefing: Compacted soil columns for collapsible lateritic soil improvement**. ICE PUBLISHING. 2017.

GAN, J.K.M.; FREDLUNG, D.G. Shear strength characteristics of two saprolitic soils. Canadian **Geotechnical Journal**. v. 33. p. 595 -609. Canada, 1996.

GARBULEWSKI, K. A Laboratory Assessment of The Interaction Between Peat and Geosynthetics **Geotextiles and Geomembranes**. Elsevier. v. 10. n. 2. p. 269- 284.1991.

GIROUD, J. P. Geosynthetics: a remarkable discipline with great achievements in the past and exciting challenges for bright future. **Proceedings** Keynote Lectures & Educational Session. 5 th European Geosynthetics Congress.p. 25 -28. Valencia, 2012.

GOULART, J.M.H. **Deformações ao longo do tempo geossintéticos aplicados a uma estrutura de solo reforçada instrumentada**. 2018. Dissertação (Mestrado em Estruturas e Construção Civil) – Departamento em Engenharia Civil. Universidade de São Carlos, São Carlos, SP,2018.

GRAY, D.H.; OHASHI, H. Mechanics of fibers reinforced in sand. **Journal of Geotechnical Engineering**, v. 109, n. 3, p. 335-353, 1983.

GERSCOVICH, D. M. S. **Apostila Estruturas de Contenção, Empuxos de Terra**. Faculdade de Engenharia/UERJ. Departamento de Estruturas e Fundações. Rio de Janeiro, Rio de Janeiro. 2010.

GOMES, R.C.; MARTINS, C.C. Design and analysis of geotextile – reinforced soil structure in highway applications in Brazil. **In: Internacional Conference on Geosynthetics**. Nice, Franca, p. 293 -286. 2002.

GOMES, R.C. **Interação Solo-Reforço e Mecanismo de Ruptura em Solos Reforçados com Geotêxteis**. 1993. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 1993.

GU, M.; ZHAO, M.; ZHANG, L.; HAN, J. Effects of geogrid encasement on lateral and vertical deformations of stone columns in model tests. **Geosynthetics International**. v.23. n.2. London, England, 2016.

HAERI, S.H.; NOORZAD, R.; OSKOOROCHI, A.M. Effect of geotextile reinforced on the mechanical behavior of sand. **Geotextiles and Geomembres**.v.18. p.385 -402. 2000.

HAN, B. LING, J.; SHU, X.; GONG, H.; HUANG, B. Laboratory investigation of particle size effects on the shear behavior of aggregate-geogrid interface. **Construction and Building Materials**, Elsevier, n.158, p.1015-1025, 2018.

HATAMI, K.; ESMAILI, D. Unsaturated soil-woven geotextile interface strength properties from small-scale pullout and interface tests. **Geosynthetics International**, IGE, n.2, p.161-172. 2015.

HEAD, K.H. **Manual of Soil Laboratory Testing**. New York, John Wiley e Sons. v.1986. 495 p. 1986.

HIGASHI, R.A.R. **Metodologia de uso e ocupação dos solos de cidades costeiras através de SIG com base no comportamento geotécnico e ambiental**. 2006. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil. Universidade Federal de Santa Catarina, Florianopolis, SC, 2006.

HORNSEY, W.P.; CARLEY, J.T.; GOGHLAN, I.R; COX, R.J. Geotextile sand container shoreline protection systems: Design and application. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.12 .p.255-273.2011.

HOSSEINPOUR, I.; ALMEIDA, M.S.S.; RICCIO, M. Full- scale load test and finite-element analysis of soft ground improved by geotextile-encased granular columns. **Geosynthetics International**. v.22. n.6. London, England, 2015.

HUANG, C.C. Vertical acceleration response of horizontally excited reinforced walls. **Geosynthetics International**. v.20. n.1. London, England, 2013.

HOWATT, M.D.; CATER, R.W. Passive strength of completely weathered granite. In: International Conference on Geomechanics. **In Tropical, Lateritic and Saprolitic Soils, 1st . Proceedings.**, Brasília, DF. p. 371 -379. 1985.

IBAÑEZ, J.P. **Modelagem micro-mecânica discreta de solos residuais**. 2008. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2008.

INFANTE, D.J.U.; MARTINEZ, G.M.A.; ARRUA, P.A.; EBERHART, M. Shear Strength Behavior of Different Geosynthetic Reinforced Soil Structure from Direct Shear Test. **International Journal Geosynthetics and Ground Engineering**. Springer International Publishing AG. v.2.n.17 p.1-16. 2016.

INGOLD, T.S.; MILLER, K.S. **Geotextile Handbook**. Thomas Telford. 152 p. London, 1988.

JEON, H.Y. Geosynthetics innovation for sustainable engineering. In: Geosyntec's Asia 2012. **Proc...** 5th. Asian Regional Conference on Geosynthetics, p .69-84. 2012.

JEWELL, R.A. Soil Reinforcement with Geotextiles. **Construction Industry Research and Information**. Special Publication.v.123.1996.

JEWELL, R.A; WHOTH, C.P. Direct shear tests on reinforced sand. **Geotechnique**. v.37. n. 1.p. 53 -68. 1987.

JEWELL, R.A.; MILLIGAN, G.W.E.; SARSBY, R.W.; DUBOIS, D. Interaction between soil and geogrids. **Proceedings...**Conference on Polymer Grid Reinforcement, Thomas Telford ed, p.18-30, 1984.

JIANQIANG, Z.; JING, L. Experimental study on soil compaction characteristics and shearing strength when changing fields into terraced land in South Shaanxi Province, China. **Transactions of the Chinese Society of Agricultural Engineering**. v.16. n.2. p.36-40.China, 2000.

JONES, C.J.F.P. **Earth Reinforcement and soil structures**. Butterworths. London, UK. 1985.

JONES, D.R.V.; DIXON, N. Shear strength properties of geomembrane/geotextile interfaces. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.16, p.45-71, 1998.

JOTISANKASA, A.; RURGHAISRI, N. Shear strength of interfaces between unsaturated soils and composite geotextile with polyester yarn reinforcement. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.46, p.338-353, 2018.

KABIR, N. **In-isolation and in-soil behavior of geotextiles**. 1984.Tese (Doutorado), Université de Strathclyde. 1984.

KOERNER, R.M.; SOONG, T. Geosynthetic reinforced segmental retaining wall. **Geotextiles and Geomembranes**, Barking Essex. v.19. p; 359 -386. 2001.

KOERNER, R.M. **Designing with Geosynthetics**. 6. ed.. Drexel: Xlibris, v. 1.2012.

KHOURY, C.N.; MILLER, G. A. , HATAMI, K,. Unsaturated soil – geotextile interface behavior . **Geotextiles and Geomembranes**.v. 1. N.1 p.17 -28.2011.

KOUTSOURAIS, M.M.; SPRAGUE, C. J.; PUCETAS, R.C.; Interfacial friction study of cap and liner components for landfill design. **Geotextiles and Geomembranes**.v.10.n.5-6. p.531 – 548.1991.

KOUTSAURAS, M.; SANDRI, D. SWAN, R. Soil Interaction Characteristics of Geotextiles and Geogrids.**In:** Sixth International Conference on Geosynthetics. p. 739 -743. 1998.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics, SI version**. Singapore: John Wiley and Sons. 1979.

LACERDA, W.A.; SILVEIRA, G.C. Shear strength and compressibility characteristics of residual and colluvium soils of Soberbo Slope. In: Ist Brazilian conference on slope stability. **Proc....** Rio de Janeiro, RJ.1992.

LANZ, D. **Estudo de Deformabilidade e Tensões em Estruturas de Arrimo em Solo Reforçado com Geotêxtis**. 1992. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia - Universidade de Brasília, Brasília, DF, 1992.

LEE, K.M, MANJUNATH, V. R. Experimental and numerical studies of geosynthetic reinforced sand slopes loaded with a footing. **Canadian Geotechnical Journal**, v.37. p.828 - 842. 2000.

LEROUEIL, S.; VAUGHAN, P.R. The general and congruent effects of structure in natural soils and weak rocks. **Geotechnique**. v.40. n.3. p.467-488. 1990.

LESHCHINSKY, D.; PERRY, E.B. On the design of geosynthetic- reinforced walls. **Geotextile and Gemembranes**. Barking Essex. v.8.n.4. p.311-323. 1989.

LEÃO, L. A.; FORTES, R. M., **Estudo da variabilidade da resistencia ao cilhamento de alguns solos classificados segunto a MC para niveis de energia: Normal e intermediaria**. Macjenizie. 2011.

LIMA JUNIOR, RODRIGUES, N. **Estudo da interação entre solo e geossintético em obras de proteção ambiental com uso do equipamento de Plano Inclinado**. 2000. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Tecnologia, Universidade de Brasília, Brasília, Distrito Federal, 2000.

MACCARINI, M. **Laboratory studies of a weakly bonded artificial soil**. **Ph.D.**(Thesis) - Imperial College of Science and Technology. London, 1987.

MACCARINI, M. Estudo da quebra de cimentações de um solo artificial. Uma Tentativa de Modelo para Solos Residuais. **In:** II Colóquio de solos tropicais e subtropicais e suas aplicações em Engenharia Civil, Porto Alegre, RS, p. 82 -95.1989.

McCARTNEY, J.S.; COX, B.R. Role of strain magnitude on the deformation response of geosynthetic-reinforced soil layers. **Geosynthetics International**. v.20. n.3. London, England, 2013.

McGOWN, A. et al. Effect of Inclusion Properties on the Behavior of Sand. **Geotechnique**. v.28. n.3. p.327 -346. 1978.

MARTINS, J.C.A. **Caraterização de interfaces entre geossintéticos através de ensaios de corte direto cíclico**. 2014. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.

MARTINEZ, G.S.S. **Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação de Barreira**. 2003.Tese (Doutorado em Engenharia Civil). Escola de Engenharia-Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

MASSIMINO, B. **Equipamento para realização de ensaios de tração confinada e aquecimento e aquecida em geossintéticos**. 2014. Dissertação (Mestrado) – Engenharia de Ilha Solteira, Universidade Estadual Paulista. Ilha Solteira, 2014.

MIAO, L.; WANG, F.; L.W. Benefits of geosynthetic reinforcement in widening of embankments subjected to foundation differential settlement. **Geosynthetics International**. v.21. n.5. London, England, 2014.

MIYATA, Y.; BATHURST, R.J.; MIYATAKE, H. Performance of three geogrid-reinforced soil walls before and after foundation failure. **Geosynthetics International**. v.22. n.4. London, England, 2015.

MSOUTI, M.F.; BLIVET, J.C.; LEVACHER, D. **Comportement au fluage des géotextiles en renforcement mécanique**. Études et recherches des laboratoires des Ponts et Chaussées, GT n. 63, 1997.

MITCHELL, J.K.; ZORNEBERG, J. G. Reinforced soil structures with poorly draining backfills, Part II. **Geosynthetics International**. v .2. n. 1. p. 265-307.1995.

MITCHEL, J.; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3 rd. edition. Soil (Civil Engineering). 2005. 592 p.

MOGHADDAS, S.M.; KHALAJ, O. DAWSON, A.R. Pilot-scale load tests of a combined multilayered geocell and rubber- reinforced foundation. **Geosynthetics International**. v.20.n.3.2013.

MORACI, N.; CARDILE, G. Deformative behavior of different geogrids embedded in granular soil under monotonic and cyclic pullout loads. **Geotextiles and Geomembranes**. v.32. p.104 – 110. 2012.

MORACI, N.; CARDILE, G.; GIOFFRÉ.D.; MANDAGLIO, M.C.; CALVARANO, L.S.; CALVARANO, L.S.; CARBONE, L. Soil geosynthetic interaction design parameters and theoretical analysis. **Transportation Geotchnology**.v.1 n.2.p.165 -227. 2014.

NEWILL, D. A laboratory investigation of two red clays from Kenya. **Geotechnique**, v.11, p.302-318, 1961.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Additional Considerations About a New Geotechnical Classification for Tropical Soils**. I. Int. Conf. Geom. Trop. and. Sapr. Soils. v. 1 p. 165- 174. São Paulo, SP.1985.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. A new soil classification for road engineering purposes. **In: Proceedings of Brazilian Symposium on Tropical Soils**. COOPE/UFRJ/ABMS, Rio de Janeiro, RJ. p. 30-40. 1981.

NETTERBERG, F. **Review of Specifications for the Use of Laterite in Road Pavements**. Council for Scientific & Industrial Research, ASANDRA, South Africa, 2014.

OHU, J. O.; RAGHAVAN, G.S.V.; MICKYES, E.; MEHUYS, G. Shear strength prediction of compacted soils with varying added organic matter contents. **American Society of Agricultural Engineers**. Transactions of the ASAE, v. 29. n.2.p.351-360. St. Joseph, Michigan. 1986.

OLIVEIRA, C.P.; AZEVEDO, R.F.; DE CAMPOS, T.M.P. Experimental and Theoretical Study of a Gneiss Young Residual Soil. **The Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v.3. 2011.

OOI, P.S.; PU, J. **Use of Stiffness for Evaluating Compactness of Cohesive Pavement Geomaterials**. Transportation Research Board – TRB 2003, Annual Meeting, p.03-4052, 2002.

OYEGBILE, B.O.; OYEGNILE, B. A. Applications of geosynthetic membranes in soil stabilization and coastal defense structures. **International Journal of Sustainable Built Environment**. n. 6. p. 636 -662. 2017.

PALMEIRA, E.M. Solo Reforçado – **Manual Técnico Huesker**. São José dos Campos, SP, 1999.

PALMEIRA, E. M. Soil-geosynthetic interaction: modelling and analysis. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, v. 2.7 n.5, p.368- 390, 2009.

PALMEIRA, E.M. **The Study of Soil Reinforcement Interaction by Means of Large-Scale Laboratory Test**. 1987. P.HD.(Thesis), University Oxford. 1987.

PATIAS, J.; BUENO, B. S. ; ZORNBERG, J. G . **Evaluation of mechanical behavior of a Brazilian marginal soil for reinforced soil structures**. In: 8th International Conference on Geosynthetics, Yokohama. 2006.

PEDROSO, E.; BUENO, B. S.; ZORNBERG, J. G.; BENJAMIM, C. V. S. Field Monitoring and Numerical Prediction of the Response of a Non-woven Geotextile-Reinforced Wall. **In: 8th International Conference on Geosynthetics**, 2006, Yokohama. Proceedings of the 8th International Conference on Geosynthetics, 2006.

PENTLAND, A. A method of measuring the angularity of sands. **Roy. Soc. Canada Proc. Trans.** (Ser. 3) 21, xciii. 1927.

PENHA, J.A.Z.; FERNANDES JUNIOR, J.L.; BISCONSINI, D.R.; SERAPHIM, L.A. Estudo da resistência ao cisalhamento na interface geotêxtil não tecido – solo argiloso. In: 44ª. REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO/ 18º. ENCONTRO NACIONAL DE CONSERVAÇÃO RODOVIÁRIA/ 4ª. EXPOPAVIMENTAÇÃO, 2015, Foz do Iguaçu. **Anais...** Foz do Iguaçu: ABPv, 12p. 2015.

PINNARD, I.M.; NETTERBERG, E.; PAIGE – GREEN, P. **Review of specification for use of laterite in road pavements.** Final Report of Contract AFCAP/GEN/124: Association of Southern Africa National Road Agency, UK Department of international development. 2014.

PINHO-LOPES, M. PAULA, M.; LOPES, M.L. Pollout response of geogrids after installation. **Geosynthetics International.** International Geosynthetics Society IGS, v.22, n.15. p. 339-354.2015.

PINTO, C.S. **Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 aulas.** São Paulo: Oficina de textos, 247 p. 2000.

PITANGA, H. N. **Influência da Velocidade de carregamento e tempo de Inundação na Resistência ao Cisalhamento de Solos Estruturados.** 2002. Tese (Doutorado em Geotécnica) – Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG. 2002.

PITANGA, H.N.; GOURC. J.P.; MONJE VILAR, O. Enhanced measurement of geosynthetic interface shear strength using a modified inclined plane device. **ASTM Geotechnical testing journal.**v.36. n.6.p. 643-652. 2011.

PITANGA, H. N.; GOURC, J.P.; MONJE VILAR, O. Interface shear strength of geosynthetics: Evaluation and analysis of inclined plane tests. Geotextiles and analysis of inclined plane test. **Geotextiles and Geomembranes.**v.27. n. 6. P. 435 -446. 2009.

PORTELINHA, F.H.M.; BUENO,B.S.; ZORNBERG, J.G. Performace of nowoven geotextile-reinforced walls under wetting conditions: laboratory and field investigations. **Geosynthetics International.** v.20. n.2. London, England, 2013.

PORTELINHA, F.H.M.; ZORNEBERG, J. Effect of infiltration on the performance of an unsaturated geotextile -reinforce soil wall. **Geotextiles and Geomembranes.** v.45.n.3.2017.

POWERS, M.C. A new roundness scale for sedimentary particles. **Journal of Sedimentary Research,** v.23, n.2.p. 117 – 119. 1953.

PUNETHA, P.; MOHANTY, P. SAMANTA, M. Microstructural investigation on mechanical behavior of soil-geosynthetic interface in direct shear test. **Geotextiles and Geomembranes,** Elsevier, n.45, p.197-210. 2017.

RAJABIAN, A.; VISWANADHAM, V.S. Behavior of anchored geosynthetic-reinforced slopes subjected to seepage in geotechnical centrifuge. **Geosynthetics International.** v.23. n.1. London, England, 2016.

REBELO, K.M.W. **Resistência de interface entre geomembranas e solos através do ensaio de Ring shear**. 2003. Tese (Doutorado em Geotecnia) - Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

REIS, R.M.; AZEVEDO, R. F. Características de deformabilidade e resistência de um solo residual de Gnaisse da Região Metropolitana da cidade de Viçosa. **Anais do XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos solos e Engenharia Geotécnica**. Brasília, DF. v.1.p. 213 -220. 1998.

REIS, R.M.; AZEVEDO, R. F. Anisotropy Study of residual soil based on cubical triaxial test results. **In**. Pan American Conference. Foz do Iguaçu, 1999.

REIS, R.M. **Comportamento tensão- deformação de dois horizontes de um solo residual gnaisse**. 2004. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia Civil- EESC/USP. São Paulo, SP. 2004

RODRIGUEZ, M.G.G. **Estudo da relação entre sucção, dilatância e resistência ao arrancamento de interfaces areia-geossintético**. 2018. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil, Universidade Federal de São Carlos, São Carlos, 2018.

ROWE, R.K. & HO, S.K. Effect of wall geometry on the behavior of reinforced soil walls. **Geotextiles and Geomembranes**, Barking Essex, v.14, p.521-541.1996.

SANDRONI, S.S. **The Shear Strength of Young Residual Soils**. 1975. Thesis (Master of Science). Imperial College of Science & Technology, London. 1975.

SÁNCHEZ, N.P. **Estudo de alguns aspectos que influenciam a aderência entre geossintético e diferentes materiais**. 2018. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental. Universidade Nacional de Brasília, Brasília, DF. 2018.

SANGREY, D.A. Naturally cemented sensitive soils. **Geotechnique**, v.22, n.1, p. 139-152, 1972.

SANTOS, E.C.G.; PALMEIRA, E. M., BATHURT, R, J. Performance of two geosynthetic reinforced walls with recycled construction waste backfill and constructed on collapsible ground. **Geosynthetics International**. v.21. n.4. London, England, 2014.

SAYEED, M. M. A.; RAMAIAH, B.J; RAWAL, A. Interface shear characteristic of jute/polypropylene hybrid nonwoven geotextiles and sand using large size direct shear test. **Geotextiles and Geomembranes**. Elsevier. v. 42. n. 2.p. 63-68. 2014.

SIEIRA, A. C. C. F.; SAYÃO, A.S. F. J. **Experimental Investigation of Mechanical Damage in Geogrids**. Soils & rocks, v. 32, p. 19-30, 2009.

SIVRIKAYA, O.; KAYADELEN, C.; CECEN, E. Prediction of the compaction parameters for coarse-grained soils with fines content by mlr and gep. **Acta geotchnica slovenica**. 2013.

STARK, T.D.; POEPEL, A.R. Landfill liner interface strengths from torsional-ring- shear tests. **Civil and Environmental Engineering**. v.120.n. 19. 1994.

TAHA, A.; NAGGAR, M.H. E.; TURAN, A. Experimental na numerical study on lateral behavior of geosynthetic-reinforced pile foundation system. **Geosynthetics International**. v.21. n.6. London, England, 2014.

TAKASUMI, D. L. GREEN, K.R. HOLTZ, R. Soil – geosynthetic interface strength characteristics: a review of state-of the art testing procedures. **In: Geosynthetics '91 Conference**. p. 87-100. Atlanta, USA, 1991.

TANYU, B.F.; AYDILEK, A.H., LAU, A.W., EDIL, T.B., BENSON, C.H. Laboratory evaluation of geocell-reinforced gravel subbase over poor subgrades. **Geosynthetics International**. v.20. n.2. London, England, 2013.

TATSUOKA, F.; YAMAUCHI, H.A. A reinforcing method for steep clay slopes using a nonwoven geotextile. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 4. n. 3-4. p. 241 – 268. 1986.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. Análise e execução de fundações rasas. In: HACHICH, W. et al.(ed), **Fundações: Teoria e prática**. São Paulo, SP: Pini. Cap. 7. P. 227 -264. 1996.

TOLL, D.G.; ONG, B.H. Critical- State parameters for an unsaturated residual sandy clay. **Geotechnique**.v.53. n.1. p.93-103. 2003.

TRISTÃO, F.A. **Influência dos parâmetros texturais das areias nas propriedades das argamassas mistas de revestimento**. 2005. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade de Santa Catarina, Florianópolis, 2005.

TUNA, S.C.; ALTUN, S. **Mechanical behaviour of sand-geotextile interface**. Scientica Iranica Transact. A; Civil Eng. v. 19. p. 1044 - 1051.2012.

TUPA, N. **Estudo da Aderência e Interação Solo- Geossintético**. 1994. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) - Departamento de Engenharia Civil – Universidade de Brasília, Brasília, DF. 1994.

TUPA, N.; PALMEIRA, E.M. Estudo da interação entre geossintéticos e entre diferentes tipos de geossintéticos. **Revista Solos e Rochas**, ABMS, v.18. p. 31 -41. 1995.

VANGLA, P.; LATHA, G.M.Effect of particle size of sand and surface asperities of reinforcement on their interface shear behavior. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.44, p.254-268. 2016.

VANGLA, P.; LATHA, G.M.; Surface topographical analysis of geomembranes and sands using a 3D optical profilometer. **Geosynthetics International**, International Geosynthetics Society, v.24, n.2, p.151-166. 2017.

VANGLA, P.; LATHA, G.M. Influence of particle size on the friction and interfacial shear strength of sands of similar morphology. **International Journal Geosynthetics and Ground Engineering**. Springer International Publishing AG. v.1.n.6, p.1-12. 2015.

VANGLA, P.; LATHA, G.M. Image-Segmentation Technique to Analyze Deformation Profiles in Different Direct Shear Tests. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM INTERNATIONAL, v.37, n.5, p.1-12. 2014.

VARGAS, M. **The concept of tropical soils**. I. Int. Conf. Geom.Trop. and. Sapr. Soils. v. 3 p. 101- 174. São Paulo, SP. 1985.

VAUGHAN, P. R. Mechanical and Hydraulic Properties of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, particularly as related to their Structure and Mineral Components. In: **First International Conference on Geomechanics in Topical Lateritic and Saprolitic Soils**. Brazil, p.231 -263. 1985

VAUGHAN, P. R. Characterizing the Mechanical Properties of in-situ Residual Soils. In: **Second International Conference on Geomechanics Tropical Soils**. Singapore, p. 20-37.1988.

VAUGHAN, P.R. MACCARINI, M.; MOKTHAR, S.M. Indexing the engineering properties soils. **Quartely Journal Engeniens Geology**, London.v.34. p.69 -84.1990.

VERTEMATTI, J.C. Aplicações em Reforço de Solos. In: _____. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2ª. Ed. São Paulo: Edgard Bluncher, cap. 4, p. 84 – 93. 2015.

VIANA, H.N.L.; PALMEIRA, E. M. Influence of Geogrid Geometrical and Mechanical Properties on the Performance of Reinforced Veneers. **Soils & Rocks**, v. 32, p. 1-18, 2009.

VIDAL, D. Propriedades Físicas, Mecânicas e Hidráulicas dos Geossintéticos. **In: Curso sobre Aplicações de Geossintéticos em Geotecnia e Meio Ambiente**, Instituto de Engenharia, São Paulo, SP. 1998.

VIEIRA, C.S.; PEREIRA, P.M., LOPES, M.L. Recycled Construction and Demolition Wates as filling material for geosynthetic reinforce structures. Interface properties. **Journal of Cleaner Production**. v. 124. 2015.

WALLACE, K. B. Structural behavior of residual soils of the continually wet Higlands of Papua New Guinea. **Geotechnique**. v. 23. n. 2. P .203-218,1973.

WAYNE, M.H. PERASIC, K.W.; WILCOSKY, E.; RAFTER, T.J. An Innovative use of a nonwoven geotextile in the restoration of pennsylvania. In: Geofilter. **Proceedings...** Montreal, Canadá. P.513 – 521.1996.

WESLEY, L.D. Influence of Structure and Composition on Residuals Soils. **Journal of Geotechnical Engenieering**, v. 116, n.4, p. 589-603, 1990.

WINGLER, K.M.R.; VILAR, O.M. Estudo da resistência de interface entre solos e geomembranas através do ensaio ring shear. **Revista Minerva – Pesquisa e Tecnologia**. FIPAI, v. 2 n. 1. p. 45-51. 2005.

YOO, C., Performance of geosynthetic reinforced soil walls under extreme weather conditions. In: Geosynthetics Asia 2012. **Proc...** 5 th. Asian Regional Conference on Geosynthetics, p .95 -106. 2012.

ZORNBERG, J.G.; KANG, Y. **Pullout of Geosynthetic reinforcement with in-plane drainage capability**. Geosynthetics Research and Development in progress. Eighteenth Geosynthetic Research Institute Conference (GRI -18), Austin, Texas – CD –ROM, 2005.

ZORNBERG, J. G. Sistemas de pavimentos reforzados con geosintéticos. **Ingeniería Civil**, v.5.n.25.2013.

5 ABORDAGEM EXPERIMENTAL DA CAPACIDADE DE SUPORTE DE SOLOS TROPICAIS REFORÇADOS COM GEOTÊXTEIS

RESUMO

Este estudo apresenta os resultados de uma série de ensaios CBR com o objetivo de investigar os parâmetros de resistência e expansibilidade de três solos tropicais, com graus de evolução distintos, reforçados com dois geotêxteis tecidos biaxiais, constituídos de laminetes de polipropileno, e com um geotêxtil não tecido agulhado, fabricado com poliéster. As amostras de solos utilizadas no estudo fazem parte dos perfis desenvolvidos de gnaiss e anfíbolitos da região de Viçosa, Zona da Mata mineira, sendo identificados como Solo VS, Solo BR e Solo AERO e classificados de acordo com a metodologia MCT como de comportamentos não laterítico arenoso (NA'), laterítico argiloso (LG') e não laterítico argiloso (NG'). Os geotêxteis foram identificados conforme a sua constituição estrutural e resistência à tração nominal como: T55 (tecido com resistência à tração de 55kN/m); T25 (tecido com resistência à tração de 25kN/m); e NT10 (não tecido com resistência à tração máxima de 10kN/m). A metodologia de investigação envolveu a realização de ensaios Proctor normal e modificado para a determinação dos parâmetros ótimos de compactação, ensaios CBR nas amostras não reforçadas (referência) e reforçadas, com as inclusões posicionadas à H/2 e 1/4H do topo dos corpos de prova, compactadas nas energias do Proctor normal e modificado, além de uma análise estatística das variáveis em estudo, aplicando-se a análise de variância (ANOVA) e o teste de Tukey. As principais conclusões da pesquisa foram: i) os mecanismos de reforço somente foram verificados para algumas amostras reforçadas dos Solos VS e BR; ii) os geotêxteis tecidos mostraram-se mais efetivos no aumento da capacidade de suporte dos solos do que o geotêxtil não tecido, iii) o ensaio CBR pode não ser o procedimento mais adequado na avaliação da capacidade suporte de solos reforçados por geotêxteis, devido as reduzidas dimensões do molde padrão.

Palavras-chave: geotêxteis, solos tropicais, CBR, expansão, compactação

ABSTRACT

This study presents the results of a series of CBR tests with the objective of investigating the resistance and expandability parameters of three tropical soils, with different degrees of evolution, reinforced with two biaxial woven geotextiles, consisting of polypropylene laminates, and with a geotextile non-woven needles, made of polyester. The soil samples used in the study are part of the developed gneiss and amphibolite profiles of the region of Viçosa, Zona da Mata mineira, being identified as Solo VS, Solo BR and Solo AERO and classified according to the MCT methodology as non-lateritic behaviors sandy (NA'), clay lateritic (LG') and non-lateritic clay (NG'). Geotextiles were identified according to their structural constitution and nominal tensile strength as: T55 (fabric with tensile strength of 55kN/m); T25 (fabric with tensile strength of 25kN/m); and NT10 (non-woven with maximum tensile strength of 10kN/m). The research methodology involved performing standard and modified Proctor tests to determine the optimal compaction parameters, CBR tests on non-reinforced (reference) and reinforced samples, with the inclusions positioned at H/2 and 1/4H at the top of the bodies of proof, compressed in the normal and modified Proctor energies, in addition to a statistical analysis of the variables under study, applying the analysis of variance (ANOVA) and the Tukey test. The main conclusions of the research were: i) the reinforcement mechanisms were only verified for some reinforced samples of Soils VS and BR; ii) woven geotextiles proved to be more effective in increasing the carrying capacity of soils than non-

woven geotextiles; iii) the CBR test may not be the most suitable procedure for assessing the carrying capacity of soils reinforced by geotextiles, due to the reduced dimensions of the standard mold.

Keyword: geotextiles, tropical soils, CBR, expansion, compaction

5.1. Introdução

Na atualidade os geossintéticos destacam-se por serem um dos produtos industrializados mais versáteis da construção civil. Dentre a grande variedade destes materiais disponíveis no mercado, os geotêxteis são os que possuem uma vasta gama de aplicações em toda a engenharia, não somente geotécnica, como também em outras áreas, como a rodoviária e a hidráulica (LATHA e SOMWANSHI, 2009; KOERNER, 2012; KUMAR e RAJKUMAR, 2012; CHAKRAVARTHI e JYOTSHNA, 2013; LIU e WON, 2014; PEI e YANG, 2018).

Em muitos projetos rodoviários, a incorporação de um geotêxtil pode ser uma alternativa para suprir os problemas encontrados quando o subleito é constituído por um solo de baixa capacidade de suporte e em situações nas quais a remoção e/ou substituição tanto do solo de fundação quanto do material de aterro são opções pouco viáveis dos pontos de vista econômico e ambiental (MOAYED e NAZARI, 2011; CHOUDHARY et al., 2011; KUMAR e DEVI, 2011; ABDI, 2011; SINGH et al., 2012).

O uso combinado do solo, que possui a característica de elevada resistência à compressão, com o material geossintético, que apresenta alta resistência à tração, contribui para o aumento da resistência do subleito (FLOSS e GOLD, 1994; MEYER e ELIAS, 1999; HUNTINGTON e KSAIBATI, 2000), permitindo-se a redução da camada de aterro (MARTIN, 1988; MIURA et al., 1990; CANCELLI e MONTANELLI, 1999; BLOISE e UCCIARDO, 2000; HUNTINGTON e KSAIBATI, 2000; JENNER e PAUL, 2000) e o prolongamento da vida útil do pavimento (COLLIN et al., 1996; CANCELLI e MONTANELLI, 1999; JENNER e PAUL, 2000; WATTS et al., 2004). Este benefício é particularmente interessante em regiões onde faltam materiais com características mecânicas satisfatórias para aplicação nas camadas dos pavimentos (SARSBY, 2007; RAWAL e ANAANDJIWALA, 2007; CHAUHAN et al., 2008).

A atuação dos geossintéticos como reforço em estradas depende fundamentalmente da qualidade do subleito, do material e da espessura da camada de aterro (ou sub-base e base), da localização da inclusão dentro do solo (CHAN et al., 1989), das propriedades do material

de reforço (PERKINS, 1999), da magnitude da carga aplicada e da natureza da interação entre os materiais envolvidos (GHOSH e MEDHAV, 1994).

A capacidade de suporte dos solos é normalmente relacionada ao Índice de Suporte Califórnia (ISC). De acordo com Neves (2013), recomenda-se a utilização de reforços, em estradas não pavimentadas, apenas quando o solo de fundação apresenta um ISC inferior à 10%. Nestes casos, fundamenta-se a introdução de um geotêxtil com finalidade de aumentar a capacidade de suporte do subleito, minimizando os efeitos dos processos erosivos e dos desgastes pelo tráfego rodoviário. Por outro lado, a inclusão de um geotêxtil na construção de um pavimento asfáltico novo não é muito frequente na prática rodoviária. Justifica-se, economicamente, em situações cuja camada de revestimento for muito espessa e/ou quando tem-se uma base estabilizada quimicamente, onde o geotêxtil trabalhará retardando o aparecimento e a propagação de trincas na rodovia.

Sob a perspectiva da influência das propriedades dos geotêxteis em camadas de um pavimento, são particularmente importantes as condições distintas do seu processo de fabricação. Em outras palavras, as diferenças estruturais dos geotêxteis tecidos e não tecidos irão também manifestar-se no seu desempenho (OGUNDARE et al., 2018). Assim, cada tipo de geotêxtil terá sua aplicação direcionada para as funções cuja sua estrutura seja mais eficiente frente às ações exteriores. O geotêxtil tecido, por exemplo, é composto pelo entrelaçamento perpendicular de filamentos contínuos (ou fibras), de forma a constituir-se em uma manta plana com a distribuição homogênea dos poros. Por isso, no âmbito de um projeto de pavimentação, seu emprego é dirigido às funções de drenagem, de separação e do controle de erosão superficial, enquanto, na função de reforço, o menor alongamento de suas fibras promove uma melhor absorção das tensões oriundas das solicitações do tráfego (DENTON e DANIELS, 2007).

O geotêxtil não tecido, por sua vez, quando fabricado pelo processo de agulhagem, possui uma estrutura relativamente aberta e porosa, com elevada permeabilidade e deformabilidade de suas fibras, condicionando sua aplicabilidade para a drenagem e a filtração, acrescentando a função de estabilização do solo, pela qual poderá constituir-se em uma boa alternativa, caso se trate de um pavimento com baixa capacidade de suporte do subleito, pois poderá ter também a finalidade de reforço do solo (DENTON e DANIELS, 2007; OGUNDARE et al., 2018).

Em termos da capacidade de suporte, deve considerar-se a natureza do solo e sua respectiva compactação. Tecnicamente, não há dúvidas que os materiais granulares, como areias e pedregulhos, são os mais indicados para a construção de um pavimento, uma vez que

favorecem um maior ISC ao solo de fundação (SANTOS et al., 1988). Entretanto, dependendo da localidade, poderá ser necessário importá-los de longe, ocasionando custos adicionais à obra com a aquisição e o transporte deste material, podendo inviabilizar economicamente o projeto (MCGOWN et al., 1978; LANZ, 1992; JONES, 1996; FERREIRA, 2010; JOTISANKASA e RURGCHASRI, 2018).

Em contrapartida, os solos tropicais, sobretudo os de comportamento laterítico, quando devidamente compactados na umidade ótima e peso específico seco máximo da energia adotada, adquirem baixa permeabilidade e elevada capacidade de suporte, mesmo quando em contato com a água (VARGAS et al., 1989; NOGAMI e VILLIBOR, 1995; GODOY et al., 1996; NETTERBERG, 2014; FREITAS et al., 2017). Adicionalmente, a incorporação de um geotêxtil entre a camada de aterro (sub-base ou base) e um subleito com baixa capacidade de suporte pode alterar basicamente a condição de rigidez na interface, o que, aliado ao efeito do confinamento da energia de compactação aplicada, resulta na maior densificação do solo de fundação, permitindo uma compactação mais eficiente do material de aterro, além de implicar em menores variações na espessura final da camada compactada (TURANO et al., 2000; KLEIN et al., 2003).

Nesse contexto, este estudo apresenta os resultados de uma série de ensaios CBR realizados com o objetivo de investigar a influência de vários aspectos envolvidos na interação entre solos tropicais, de características essencialmente distintas, e geotêxteis tecidos e não tecido. Dentre estes aspectos, destacam-se a determinação dos parâmetros de capacidade de suporte/expansibilidade e sua relação com: (i) a origem e formação dos solos; (ii) as propriedades estruturais dos geotêxteis; (iii) a posição dos reforços dentro dos corpos de prova; (iv) a influência da energia de compactação empregada nos solos.

5.2. Referencial teórico básico

5.2.1 Mecanismos que ocorrem durante os ensaios de CBR realizados em amostras de solo reforçado

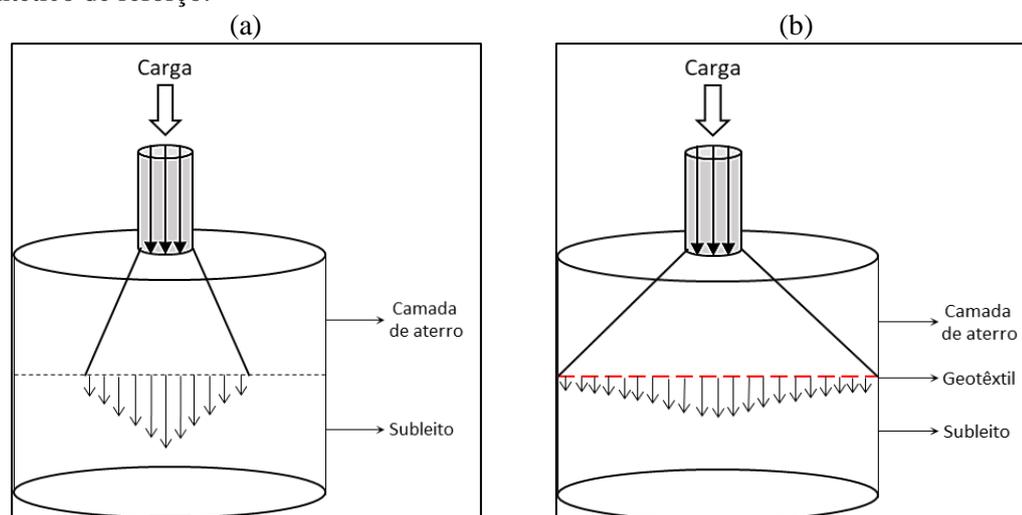
A determinação da capacidade de suporte de solos reforçados com geossintéticos pode ser realizada por meio de ensaios de carga em escala real in situ ou em laboratório (HUFENUS et al., 2006; SUBAIDA et al., 2009; TAFRESHI e DAWSON, 2010; PALMEIRA e ANTUNES, 2010; ORIOKOT e ZANNONI, 2017; NINI, 2019), CBR de campo (GHOSH et al., 2014), ensaios CBR em laboratório em moldes convencionais (CHOUDHARY et al.,

2011; CHEGENIZADEH e NIKRAZ, 2012; ELSHAKANKERY et al., 2013; CARLOS et al., 2016; SRIVASTAVA et al., 2016; RUDRAMURTHY e VIKRAM, 2016; ASHIK, 2017) ou modificados (BERGADO et al., 2001; ASHA e MADHAVI, 2010; GOR et al., 2013) e através de estudos analíticos ou análises numéricas (BERGADO et al., 2001; ROY et al, 2010; MOSALLANEZHAD et al., 2010; PARK e LEE, 2010; YILDIRIM e GUNAYDIN, 2011; PUTRI et al., 2012; CHENG e YAMAMOTO, 2013; NOORZAD e MANAVIRAD, 2014; TANG et al., 2016; GUPTA et al., 2016; RASHIDIAN et al., 2016; OURIA e MAHMOUDI, 2018).

De qualquer modo, o CBR convencional, realizado em laboratório, apesar de apresentar uma série de limitações (que serão discutidas posteriormente), é a medida aferidora da capacidade de carga mais comumente usada no dimensionamento de vias rodoviárias, asfaltadas ou não (LINK et al., 1999; AL-AMOUDI et al., 2002; ATTOH-OKINE, 2004; WILLIAMS e OKINE, 2008; HORPIBULSUK et al., 2008; HORPIBULSUK et al., 2009; TASKIRAN, 2010; YILDIRIM e GUNAYDIN, 2011; MEHRPAZHOUH et al., 2019). Por isso, é possível fazer analogias entre o comportamento dos reforços inseridos nos corpos de prova moldados no cilindro CBR e as camadas de um pavimento genérico.

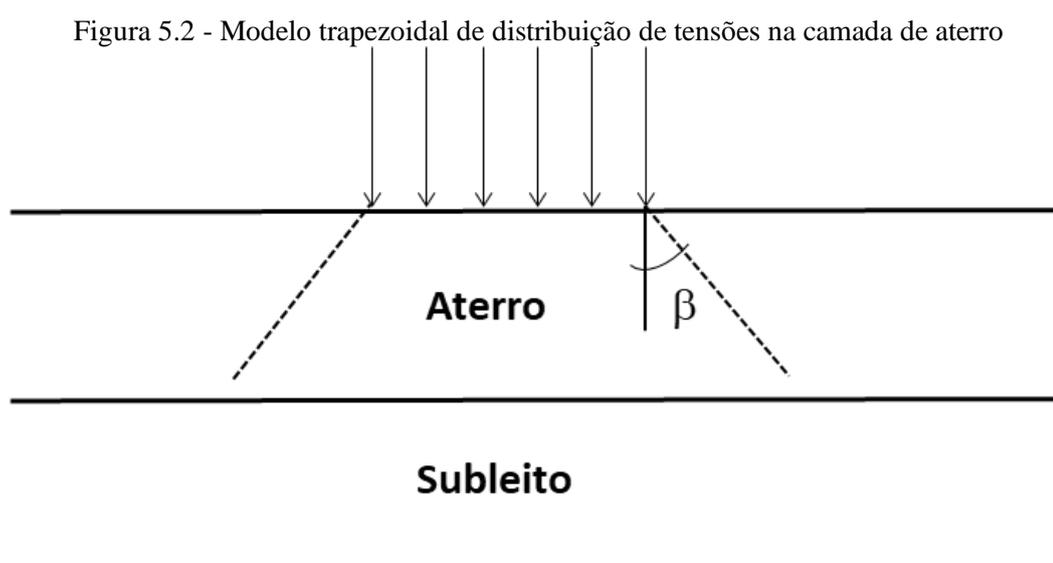
A Figura 5.1 mostra o comportamento de dois corpos de prova compactados sob a solicitação de carga do pistão da prensa CBR. Na primeira situação (corpo de prova sem reforço), nota-se que ocorre uma concentração da carga no seu ponto de aplicação, que reflete em maiores tensões verticais ao subleito, ao passo que na condição reforçada (Figura 5.1b) há uma distribuição mais equilibrada do carregamento que chega ao subleito (GIROUD et al., 1985; LOVE et al., 1987).

Figura 5.1 - Distribuição de tensões nas camadas de solo em um corpo de prova moldado no cilindro CBR (analogia com as camadas de um pavimento genérico): (a) sem geossintético de reforço; (b) com geossintético de reforço.



Fonte: Adaptado de Zornberg, 2013, p.8.

Os efeitos ilustrados na Figura 5.1 traduzem-se pela determinação, quando se adota o modelo trapezoidal de distribuição das tensões na camada de aterro (Figura 5.2), de um ângulo β , definido como ângulo de espraio, que é maior para estruturas reforçadas em comparação com similares não reforçadas. As previsões do comportamento dos solos reforçados baseados no valor do ângulo β são bastante sensíveis às variações das qualidades mecânicas dos materiais de aterro e do subleito (GIROUD et al., 1985; BURD, 2006). De acordo com Burd (2006), a magnitude do ângulo de espraio para um subleito constituído de solo mole é maior do que de um subleito composto por um material mais rígido.



Fonte: A autora.

Uma prática para estimar o valor das tensões a uma certa profundidade nos corpos de prova CBR corresponde à utilização da expressão matemática de Love (1929), conforme a equação 5.1, obtida a partir da integração da solução de Boussinesq e cujo conceito consiste em considerar que as tensões espraiam-se segundo áreas crescentes e de forma uniformemente distribuída ao longo da vertical que passa pelo centro de uma placa circular carregada (DAS e SOBHAN, 2017). Para os pontos que se situam fora da área central do carregamento, o acréscimo de tensão pode ser estimado por meio do ábaco de Love (1929), que fornece as isóbaras σ_z/p em função do afastamento e da profundidade relativos X/R e Z/R , respectivamente. O ábaco de Love (1929) pode ser encontrado na literatura clássica da mecânica dos solos (LOVE, 1929; LAMBE e WHITMAN, 1979; MITCHELL e SOGA, 2005; DAS e SOBHAN, 2017).

$$\sigma_z = \sigma_0 \cdot \left\{ 1 - \left[\frac{1}{1 + \left(\frac{R}{Z}\right)^2} \right]^{\frac{3}{2}} \right\} \quad (5.1)$$

Em que:

σ_z : tensão vertical efetiva;

σ_0 : carregamento;

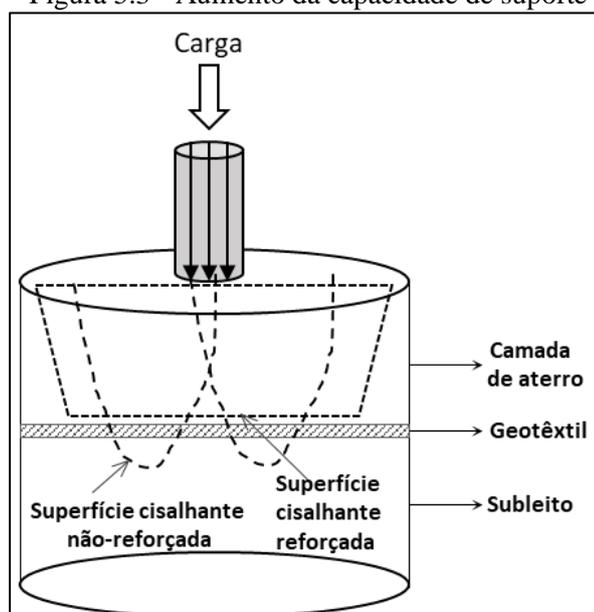
R: raio da área carregada;

Z: profundidade considerada.

Geralmente, o emprego de um geotêxtil como material de reforço tem o objetivo principal de promover uma melhoria considerável da capacidade de suporte do subleito, quando este é constituído de um solo com má qualidade, por meio da distribuição das tensões transmitidas pela camada de aterro ao solo de fundação. No entanto, para que tal benefício ocorra é necessário o desenvolvimento de três importantes mecanismos de interação entre o reforço e o material do subleito, como relatam as pesquisas de Giroud e Noray (1981), Giroud et al.(1985), Perkins e Ismeik (1997), Holtz et al. (1998) e Giroud (2009), Zornberg (2013).

No primeiro mecanismo de reforço, a inclusão do geossintético é responsável por aumentar a resistência do solo de aterro afastando potenciais superfícies de ruptura da camada de fundação. O geotêxtil, com maior resistência à tração que o solo, intercepta o plano de falha, forçando o seu deslocamento para uma posição mais superficial em relação ao reforço, e suporta parte das tensões cisalhantes oriundas do tráfego, de modo a reduzir, simultaneamente, a intensidade do carregamento vertical que chega ao subleito (HOLTZ et al., 1998). Com este mecanismo, garante-se o aumento da capacidade de suporte global das camadas do pavimento, semelhante ao ilustrado na Figura 5.3 para um corpo de prova moldado no cilindro CBR.

Figura 5.3 - Aumento da capacidade de suporte

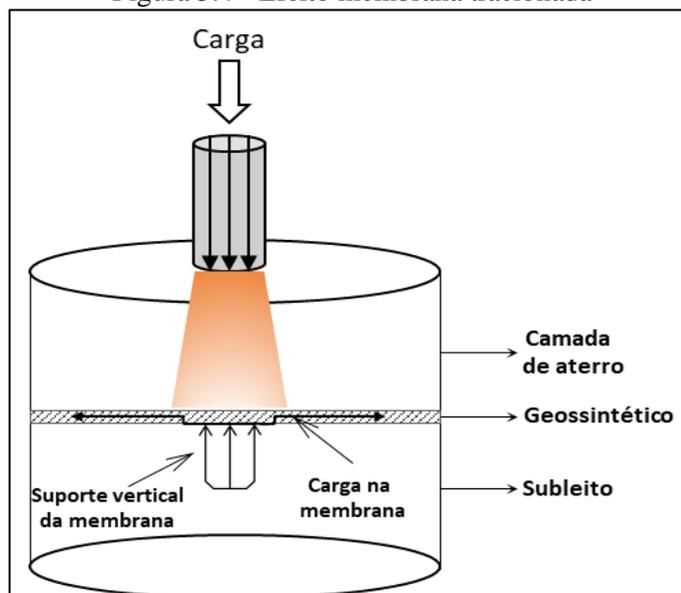


Fonte: Adaptado de Haliburton et al., 1981.

O segundo mecanismo de reforço permite a transferência dos esforços provocados pelas solicitações de tráfego por intermédio do efeito de membrana tracionada. Devido a sua rigidez, o geotêxtil pode exercer uma força ascendente imediatamente abaixo da zona de carregamento e assumir uma configuração côncava, ficando sob tensão (PERKINS et al., 1999) (Figura 5.4). Isto acontece porque as tensões normais aplicadas ao reforço na sua face superior pelo solo do aterro são maiores que as tensões de reação verticais impostas à face inferior do material pelo solo de fundação. Com esta nova configuração, o geossintético contribui para aumentar a capacidade de suporte das camadas da via, em função da diferença nos níveis de tensão observados nos dois lados do reforço, resultante do efeito membrana deste material (GIROUD e NORAY, 1981; HOULSBY et al., 1990).

Contudo, para que este mecanismo ocorra nos sistemas solos-reforço é necessário que a camada de aterro tenha pequena espessura e que a rigidez do solo não seja muito elevada, permitindo, assim, que o subleito sofra apenas deformações plásticas e se formem sulcos em sua superfície (GHOSH e MADHAV, 1994; HOLTZ et al., 1998; KENNY, 1998).

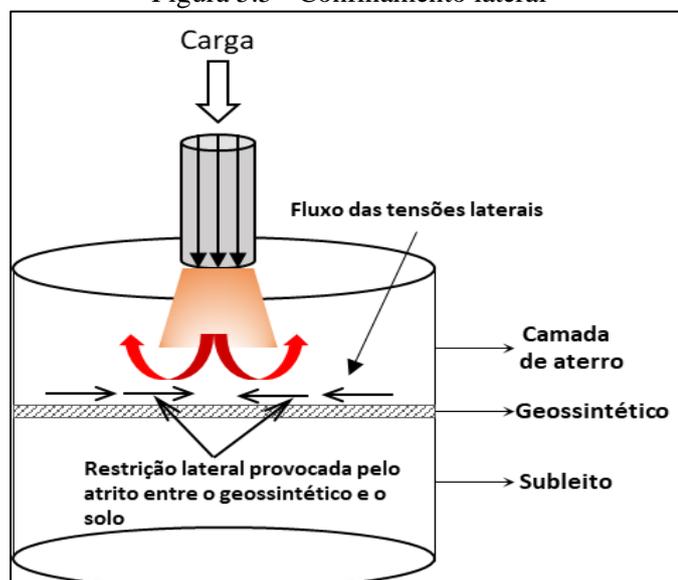
Figura 5.4 - Efeito membrana tracionada



Fonte: Adaptado de Haliburton et al., 1981.

O último mecanismo de reforço consiste no confinamento lateral do solo de aterro provocado pelo geossintético. Quando cargas verticais são aplicadas na superfície do pavimento, as partículas do material de aterro (base ou sub-base) tendem a espalhar-se nos sentidos vertical e horizontal abaixo da zona de solicitação (Figura 5.5), conduzindo a deformações permanentes na camada de aterro. No entanto, este movimento pode ser contrariado com a introdução de uma ou várias camadas de geossintético em razão da mobilização do atrito gerada pelo intertravamento entre as interfaces aterro-reforço e subleito-reforço, contribuindo para o confinamento lateral das camadas de solo (FLOSS e GOLD, 1994; PERKINS, 1999; MEYER e ELIAS, 1999).

Figura 5.5 - Confinamento lateral



Fonte: Adaptado de Haliburton et al., 1981.

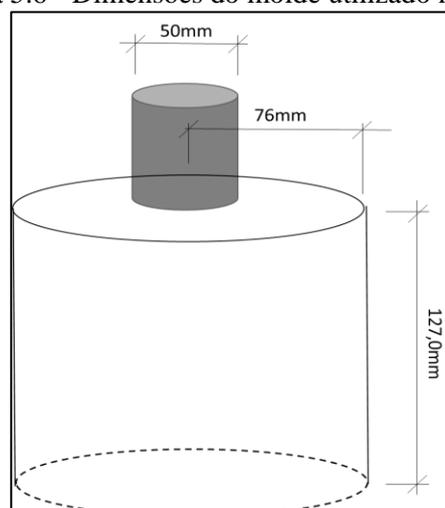
Adicionalmente, alguns autores, como Love et al. (1987) e Perkins (1999), relatam a existência de um quarto mecanismo de reforço, que resulta em uma redução das tensões cisalhantes que chegam ao subleito. Os referidos autores demonstraram, por meio de ensaios usando carregamento monotônico, que as tensões horizontais transmitidas pelas solicitações do tráfego na base (ou na camada de aterro) e no solo de fundação decrescem à medida que o reforço é mobilizado na sua resistência à tração. Menores tensões cisalhantes, concomitantemente com menores tensões verticais, resultam em um estado de carregamento menor que implica em menores deformações verticais do subleito.

5.2.2 Limitações do ensaio CBR em amostras reforçadas

A obtenção do índice de suporte por meio do ensaio CBR proporciona, de forma rápida e empírica, a previsão dos eventuais problemas e rupturas nas vias, comparando a qualidade dos diferentes materiais disponíveis para o projeto de dimensionamento de pavimentos (DNIT, 2006). Apesar das inúmeras vantagens, na sua determinação para avaliar a capacidade de suporte de solos reforçados com os geossintéticos o procedimento apresenta uma série de limitações.

A primeira delas diz respeito aos efeitos de borda provenientes das dimensões do cilindro CBR de tamanho padrão (Figura 5.6). Vários pesquisadores (NAEINI e MIRZAKLANLARI, 2008) ressaltam que as reduzidas dimensões do molde CBR limitam a largura dos geossintéticos, limitando o desenvolvimento dos mecanismos de reforço.

Figura 5.6 - Dimensões do molde utilizado no ensaio CBR



Fonte: Adaptado da NBR 9895 (ABNT, 2016)⁹.

⁹ ABNT NBR 9895:2016. Versão corrigida: 2017.

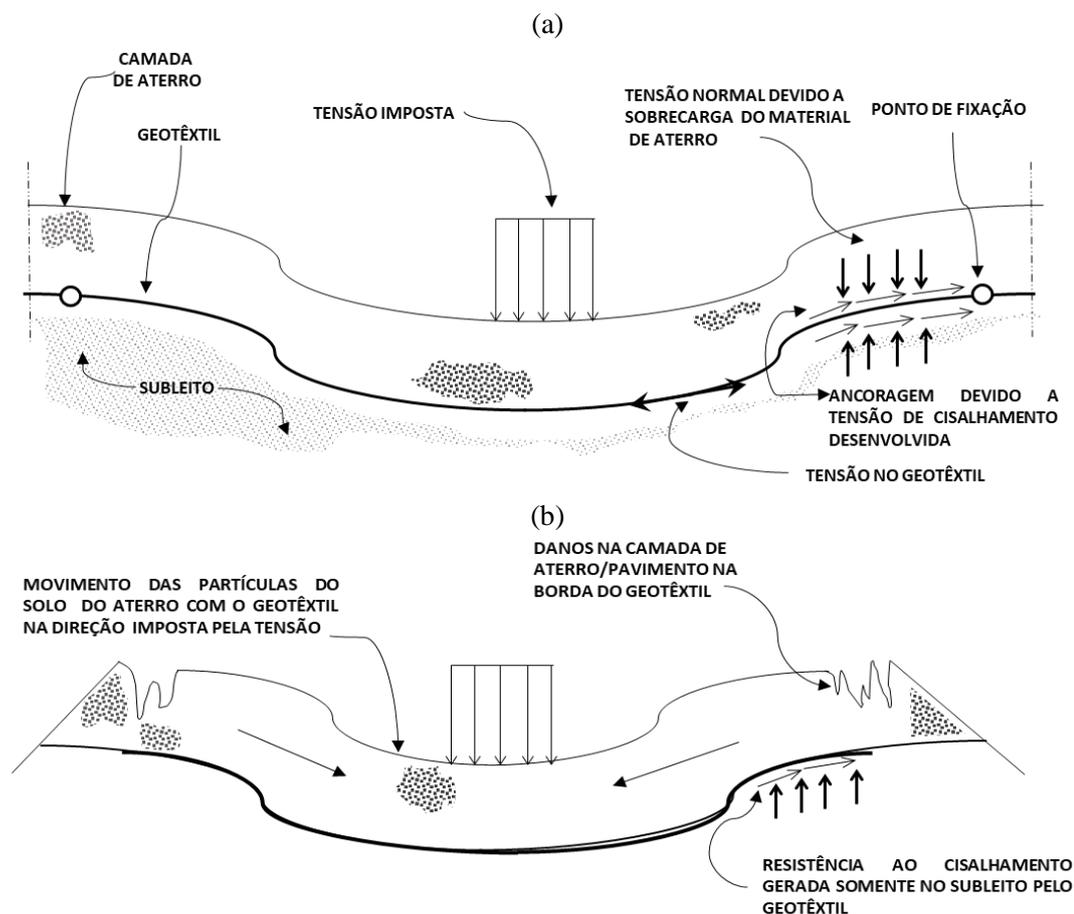
Terzaghi (1943), em seus estudos sobre o mecanismo de capacidade de suporte dos solos, observou que as tensões abaixo de uma carga aplicada por uma fundação ao solo se espalham a uma distância duas vezes maior que o diâmetro da fundação. Analogamente, no ensaio CBR, o pistão de 50mm é correspondente ao diâmetro da “fundação” e o diâmetro do molde (150mm) é a região destinada ao espalhamento das tensões. Assim, de acordo com o referido autor, o cilindro padrão do CBR não fornece espaço suficiente para que o desenvolvimento dos mecanismos de reforço seja completo (GER et al., 2013). Além disso, Patel e Qureshi (1979) verificou que, quando a superfície de falha abaixo do pistão é interceptada por um elemento de reforço, somente o material de reforço contribui para a melhoria global do sistema.

Outro fator importante relaciona-se com a ancoragem do material geossintético nas camadas de solo que compõem uma estrutura reforçada. Segundo Douglas e Kelly (1986), o comprimento de ancoragem disponível para que o geotêxtil exerça seu papel de reforço é aquele que ocorre fora da área carregada. Devido a isto, a largura do reforço deve ser suficientemente maior que a largura da fundação para que as porções de ancoragem, fora da zona de solicitação, possam resistir aos deslocamentos da área imediatamente abaixo da aplicação das cargas.

Geralmente, os projetistas assumem que uma adequada ancoragem do reforço será proporcionada pelo atrito atuando nas superfícies superior e inferior das faces do geotêxtil. No entanto, as bordas de um geotêxtil são tipicamente solicitadas apenas por 0,3 a 0,6m do total da espessura do material de base (ou aterro), resultando no desenvolvimento de tensões de cisalhamento relativamente baixas atuando na manta têxtil (Figura 5.7a). O resultado disso é que o efeito de ancoragem dos geotêxteis na contribuição da função de reforço de uma via deriva somente da resistência ao cisalhamento do subleito, que é provavelmente muito baixa (GIROUD e NORAY, 1981; SELLMEIJER et al., 1982; DOUGLAS et al., 1985; DOUGLAS e KELLY, 1986; BOURDEAU et al., 1988).

A Figura 5.7b ilustra o que ocorre na prática da construção de um trecho de estrada reforçada. Na situação mostrada, o comprimento de ancoragem do geotêxtil é geralmente insuficiente, e, mesmo que possa ser oferecida, a movimentação das partículas do solo da camada de aterro (ou base) sobrejacente ao geotêxtil contribui muito pouco ou nada para a restrição do reforço, ao passo que o material do subleito, quando submetido às tensões cisalhantes oriundas do carregamento do tráfego, tem, frequentemente, baixa resistência mecânica frente a estas solicitações.

Figura 5.7 - Esquema dos mecanismos de ancoragem do geotêxtil: (a) modelo teórico, seção de um pavimento considerando as bordas infinitas; (b) seção típica de um pavimento reforçado, na prática de construção.



Fonte: Douglas e Kelly, 1998.

Similarmente, durante o ensaio CBR, o elemento de reforço não se encontra ancorado lateralmente pelas camadas de solo compactado, tratando-se antes de um elemento rígido em movimento dentro do corpo de prova. Assim, o solo solicitado (acima do geotêxtil) pela carga aplicada pelo pistão empurra o geotêxtil, que não se encontra “preso” nas bordas (fora da área de solicitação), para dentro da camada do subleito (solo abaixo do reforço), ao mesmo tempo que as tensões verticais impostas pelo carregamento arrastam as bordas do material para o centro (JARRETT e BATHURST, 1985; DOUGLAS e KELLY, 1986; BOURDEAU, 1988; DOUGLAS, 1990).

Este efeito pode criar um aparente deslocamento entre as faces superior e inferior do geotêxtil, contudo, de acordo com Douglas e Kelly (1986), a simples observação dos resultados experimentais indica que este deslocamento relativo é insignificante. Sem o movimento relativo entre o geotêxtil e o material de aterro assentado sobre ele, não ocorre

resistência ao cisalhamento adicional e, portanto, nenhuma força de ancoragem é desenvolvida.

A ausência de ancoragem nos geotêxteis tecidos e não tecidos no molde CBR também afeta a variação volumétrica de solos expansivos durante a execução do ensaio. Embora muitos pesquisadores acreditem que os danos causados no pavimento por subleitos expansíveis possam ser minimizados pelas inclusões geossintéticas, a revisão da literatura revela que não existe uma tecnologia estabelecida que vise controlar este efeito sem que se tenha que aumentar a espessura das camadas das vias (REDDY e MOORTHY, 2005).

De fato, alguns estudos vêm se destacando por verificarem que as tensões geradas pela pressão de expansão de um subleito constituído por solo expansivo se desenvolvem igualmente em todas as direções (vertical e horizontal) e mobilizam as forças de atrito entre as camadas do solo e o geossintético. Logo, a componente normal das tensões atuantes no reforço pelo solo de fundação neutraliza a pressão de expansão em uma direção paralela ao reforço e, conseqüentemente, reduz a elevação das camadas da via (SRIDHARAN et al., 1987; AYYAR et al., 1989; SRIDHARAN, 1999; STALIN e JEAPRIYA, 2001; REDDY e MOORTHY, 2002; REDDY e MOORTHY, 2005; CHOUDHARY et al., 2011).

Entretanto, a restrição da pressão de expansão observada em corpos de prova do ensaio CBR é limitada pela ausência de forças de ancoragem nos materiais geossintéticos. Gor et al. (2013) conduziram trabalhos experimentais, cujos geotêxteis tecidos e não tecidos foram fixados em várias posições dentro do cilindro CBR (molde modificado), permitindo-se a ancoragem dos reforços e a comparação com amostras reforçadas não ancoradas. Estes autores constataram que o índice de expansão sofre um decréscimo em até 96% (cinza volante e solo expansível) para os sistemas com geotêxteis tecidos ancorados, ao passo que, para os corpos de prova (cinza volante e solo expansível) com mantas não tecidas também fixadas, obtiveram-se reduções de aproximadamente 87%.

Reddy e Moorthy (2005), em um estudo similar, verificaram que a inclusão de geotêxtil tecido promoveu a redução da expansão em cerca de 83,4%, enquanto em corpos de prova com geotêxtil não tecido o decréscimo do parâmetro foi de 74,6%. Contudo, os autores aludidos concluíram que o efeito restritivo do molde CBR nas medidas de expansão realizadas em laboratório (pequena escala) não refletem exatamente o potencial expansivo dos solos reforçados em campo.

Williams e Okine (2008) também expõem alguns problemas observados durante os ensaios CBR quanto ao posicionamento exato na localização pretendida dentro dos corpos de

prova e ao alongamento do geossintético em razão da compressão induzida pelo processo de compactação.

5.3. Materiais e métodos

5.3.1. Materiais

5.3.1.1. Solos

Utilizaram-se três solos típicos da microrregião de Viçosa, situados no domínio chamado de Complexo Cristalino Brasileiro. O município de Viçosa, que está geograficamente localizado entre as latitudes 20°41'20" S a 20°49'35" S e entre as longitudes 42°49'36" W a 42°54'27" W, a uma altitude média de 650 metros, se encontra no norte da região conhecida como Zona da Mata Mineira, no estado de Minas Gerais (MG), Brasil. Os solos formados nesta região têm sua origem na alteração de rochas gnáissicas e de anfibólitos e tendem a apresentar expressivas ocorrências dos tipos latossolos e saprolíticos (AZEVEDO, 1999).

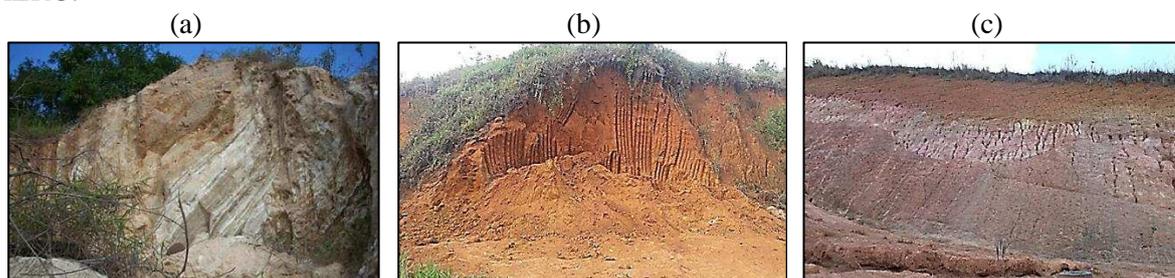
Nesta pesquisa, as amostras de solos investigadas são referidas como:

- Solo VS: é um solo residual jovem, oriundo de um perfil de intemperismo de solos desenvolvidos de gnaiss do Pré-Cambriano (TRINDADE, 2006; CRISPIM et al., 2011). Ele apresenta coloração acinzentada, classificado texturalmente como uma areia média siltosa com vestígios de argila e pelos sistemas TRB (AASHTO, 2008) e SUCS (ASTM, 2011) como pertencente aos grupos A-2-4 (0) e SM (areia siltosa), respectivamente. De acordo com a metodologia MCT, enquadra-se no subgrupo de solos não lateríticos arenosos (NA'), conforme mostrado na Tabela 5.1 e Figura 5.10. Em sua mineralogia, determinada por Difração de Raios-X (DRX), foram encontrados os minerais quartzo, feldspatos potássicos (microclínio), a presença da caulinita, como argilomineral exclusivo, micas (biotita) e outros minerais com menores concentrações, como a dolomita e a wallostonita (Figura 5.9a). O local de coleta da amostra foi um talude de corte localizado na Vila Secundino, no campus Viçosa da Universidade Federal de Viçosa (UFV), como se visualiza na Figura 5.8;
- Solo BR: é um solo residual maduro, de grande expressão territorial no Brasil e que apresenta um horizonte B latossólico de tonalidade vermelho-amarelada, estrutura granular forte em blocos bem individualizados e aspecto muito poroso. Foi

classificado texturalmente como uma argila arenosa com um pouco de silte, e, pelos sistemas classificatórios da AASHTO (TRB) e ASTM (SUCS), como pertencente aos grupos A-7-5 (17) e CH (argila gorda “com areia), respectivamente. Segundo a metodologia MCT, categoriza-se como do subgrupo dos solos lateríticos argilosos (LG’) (Tabela 5.1 e Figura 5.10). Sua composição químico-mineralógica apresenta quartzo, caulinita, gibbsita e goethita, sendo estes dois últimos minerais responsáveis por agregações muito resistentes e estáveis, além de sesquióxidos de Ferro/Alumínio que conferem a este solo um aspecto de “pipoca” ou “esponja” (Figura 5.9b). O local de coleta da amostra foi um talude de corte localizado à margem da rodovia BR 120, nas proximidades do trevo de acesso ao campus Viçosa da UFV, conforme ilustra a Figura 5.8b;

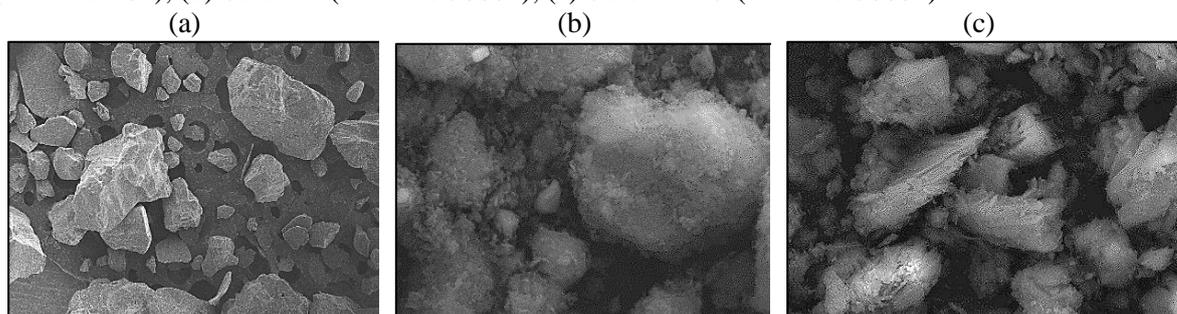
- Solo AERO: trata-se de um solo residual com características transicionais entre solos maduros e jovens. É proveniente do horizonte C de um perfil de solos típicos da região, de tonalidade rosada (Figura 5.8c) e com flocos grandes de caulinita (PINTO et al., 1993; AZEVEDO, 1999). Apresenta preponderância de silte, como também uma porcentagem significativa de argila (Tabela 5.2), caracterizando-se como um silte argilo-arenoso. De acordo com as classificações TRB e SUCS, enquadra-se como A-7-5(20) e MH, respectivamente. Pela metodologia MCT, foi classificado como não laterítico argiloso (NG’) (Tabela 5.1 e Figura 5.10). Na sua mineralogia, coexistem minerais primários (quartzo e ilmenita) e secundários (caulinita, goethita e hematita) que reforçam o seu caráter intermediário de alteração (Figura 5.9c). Além disso, possui materiais micáceos (biotita) na sua forma isolada ou em camadas oclusas no interior da caulinita, e, ainda, caulinita pseudomorfa de biotita. Observam-se, também neste solo, indícios do argilomineral illita. O local de coleta da amostra foi um talude de corte localizado à margem da Rodovia BR120, nas proximidades do Aeroporto de Viçosa-MG (Figura 5.8c).

Figura 5.8 - Taludes de coleta dos solos investigados na pesquisa: (a) Solo VS; (b) Solo BR; (c) Solo AERO.



Fonte: A autora.

Figura 5.9 - Microfotografias obtidas no MEV dos solos empregados na pesquisa: (a) Solo VS (aumento 40x); (b) Solo BR (aumento 5000x); (c) Solo AERO (aumento 3000x).



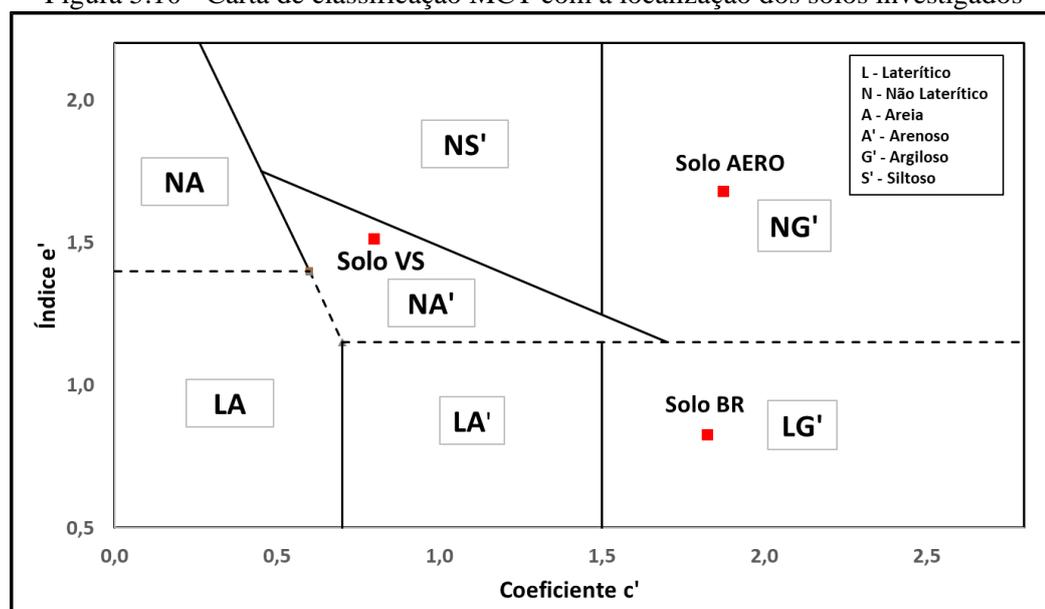
Fonte: A autora.

Tabela 5.1 - Resultados dos índices e classificação MCT para os solos da pesquisa

Solos	Resultados MCV				Classificação MCT
	Índice c'	Índice d'	Índice P_i (%)	Índice e'	
VS	0,80	34,11	288,63	1,51	NA' (Não-Laterítico Arenoso)
BR	1,82	35,54	29,0	0,826	LG' (Laterítico Argiloso)
AERO	1,874	16,70	354,0	1,679	NG' (Não - Laterítico Argiloso)

Fonte: A autora.

Figura 5.10 - Carta de classificação MCT com a localização dos solos investigados



Fonte: A autora

Na Tabela 5.2, apresenta-se a caracterização geotécnica dos solos, e na Figura 5.11, as respectivas curvas granulométricas pelo método convencional.

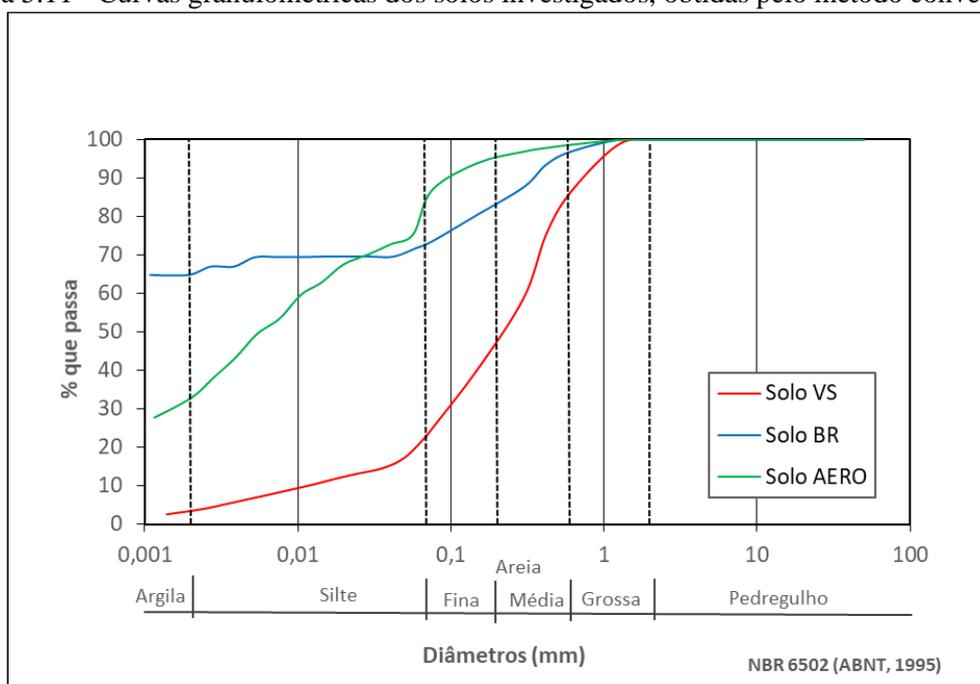
Tabela 5.2 - Caracterização geotécnica dos solos pesquisados

Propriedades geotécnicas		Solos		
Frações granulométricas (%)		VS	BR	AERO
Areia	Grossa $0,6 \leq \varnothing < 2,0$ mm	15	3	1
	Média $0,2 \leq \varnothing < 0,6$ mm	40	16	5
	Fina $0,06 \leq \varnothing < 0,2$ mm	26	9	19
Silte $0,002 \leq \varnothing < 0,06$ mm		16	7	42
Argila $\varnothing < 0,002$ mm		3	65	33
Peso específico dos sólidos, γ_s , kN/m ³		25,32	27,43	29,53
Limites de Atterberg				
Limite de Liquidez, LL, %		26	66	70
Limite de Plasticidade, LP, %		23	37	35
Índice de Plasticidade, IP, %		3	29	35
Atividade da fração argila (Skempton, 1953)				
% inferior a 0,002 mm,		3	65	33
Índice de Atividade, A_t		1,0	0,44	1,06

\varnothing : diâmetro das partículas.

Fonte: A autora.

Figura 5.11 - Curvas granulométricas dos solos investigados, obtidas pelo método convencional



Fonte: A autora.

5.3.1.2. Geossintéticos

Para a avaliação dos parâmetros de capacidade de suporte e expansibilidade das amostras reforçadas foram utilizados dois geotêxteis tecidos biaxiais constituídos de laminetes de polipropileno, sendo referenciados neste estudo por meio das siglas T55 e T25, e um geotêxtil não tecido agulhado de poliéster, representado pela sigla NT10. As principais propriedades desses materiais são apresentadas na Tabela 5.3.

Tabela 5.3 - Propriedades dos geotêxteis empregados na pesquisa.

Propriedades	T55	T25	NT10
Espessura nominal (e), mm*	0,93	0,66	1,99
Massa por unidade de área, g/m ² *	244	117	210
Resistência à tração nominal, kN/m **	D. longitudinal	55	25
	D. transversal	55	25
Deformação na resistência à tração nominal, %**	D. longitudinal	≤ 15	≤ 15
	D. transversal	≤ 15	≤ 15
Abertura aparente dos poros, O ₉₀ , mm**	0,20	0,25	0,13
Permissividade, s ⁻¹	0,28*	0,21*	2,15**
Permeabilidade, mm/s***	0,26	0,14	4,28

* Ensaios realizados no Laboratório de Geossintéticos da Escola de Engenharia de São Carlos -USP;

**Dados fornecidos pelos fabricantes.

*** Dados calculados pela autora.

5.3.2. Métodos

5.3.2.1. Ensaios de compactação

Para determinar os parâmetros ótimos de compactação (teor ótimo de umidade – $W_{ót}$ e peso específico aparente seco máximo - $\gamma_{dmáx}$), nas energias correspondentes aos Proctor normal e modificado, foram realizados os ensaios de compactação dos solos de acordo com a NBR 7182 (ABNT, 2016)¹⁰.

¹⁰ ABNT NBR 7182:2016. Versão corrigida: 2020.

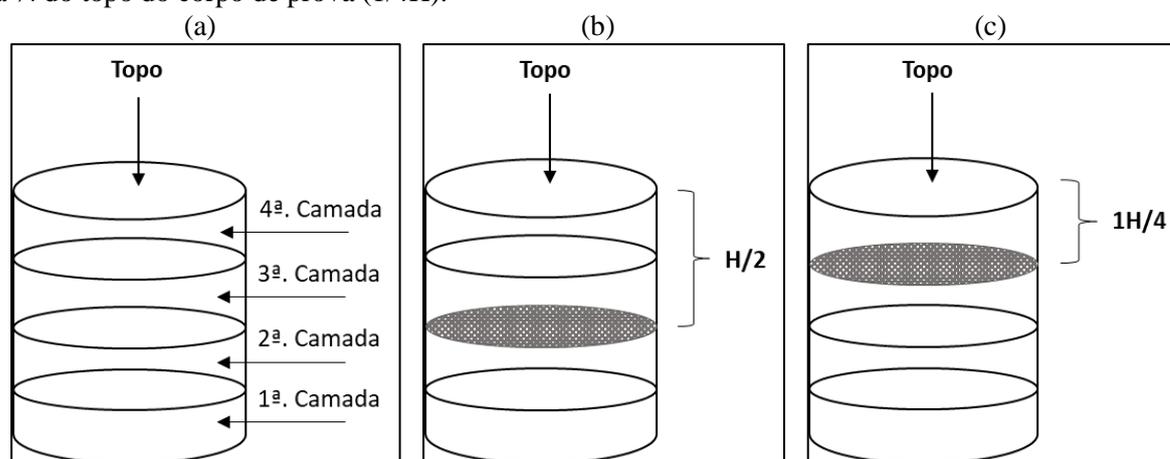
5.3.2.2. Ensaio de Índice de Suporte Califórnia (ISC) e expansibilidade (amostras não reforçadas e reforçadas)

Nas respectivas condições de ótimo das curvas de compactação dos solos, foram realizados os ensaios CBR, seguindo as prescrições da NBR 9895 (ABNT, 2016)¹¹, para a obtenção do Índice de Suporte Califórnia (ISC) e da $Expansão_{CBR}$.

Tanto as amostras sem inclusões (Figura 5.12a) como as amostras reforçadas foram compactadas em quatro camadas (para o posicionamento dos geotêxteis), e não em cinco camadas como preconiza a referida norma, mantendo-se, evidentemente, a mesma energia total de compactação empregada nos solos. Para a energia do Proctor normal (560 kN.m/m^3), aplicaram-se 15 golpes por camada, e na energia do Proctor modificado (2.690 kN.m/m^3), aplicaram-se 69 golpes por camada.

Os geotêxteis foram cortados no diâmetro do cilindro CBR (Figura 5.13) e inseridos entre as camadas compactadas em duas configurações distintas, a saber: após a segunda camada compactada (Figura 5.12b), isto é, no meio do corpo de prova ($H/2$), e após a terceira camada compactada (Figura 5.12c), localizado à $1/4$ do topo do corpo de prova ($1/4H$).

Figura 5.12 - Posicionamento do geotêxtil no interior dos corpos de prova: (a) corpo de prova sem geotêxtil; (b) geotêxtil posicionado no meio do topo do corpo de prova ($H/2$); (c) Geotêxtil posicionado à $1/4$ do topo do corpo de prova ($1/4H$).



Fonte: A autora.

¹¹ ABNT NBR 9895:2016. Versão corrigida: 2017.

Figura 5.13 - Preparação e compactação dos corpos de prova reforçados



Fonte: A autora.

3.2.3. Análises estatísticas

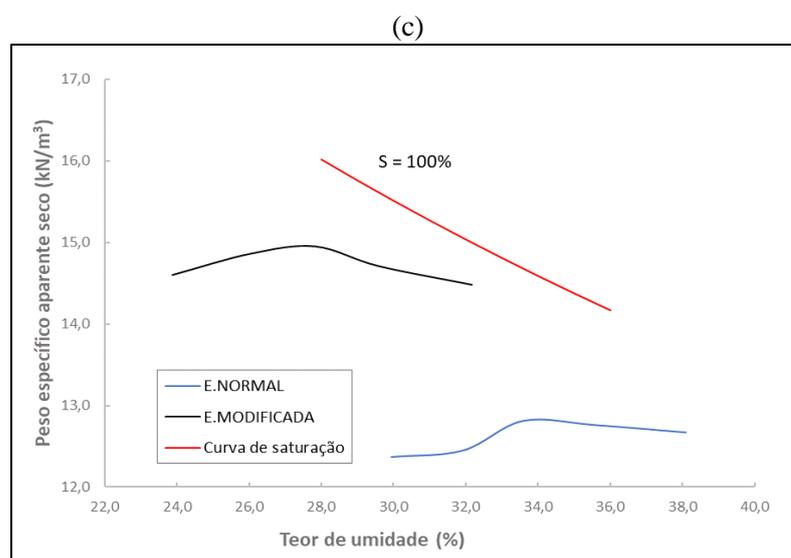
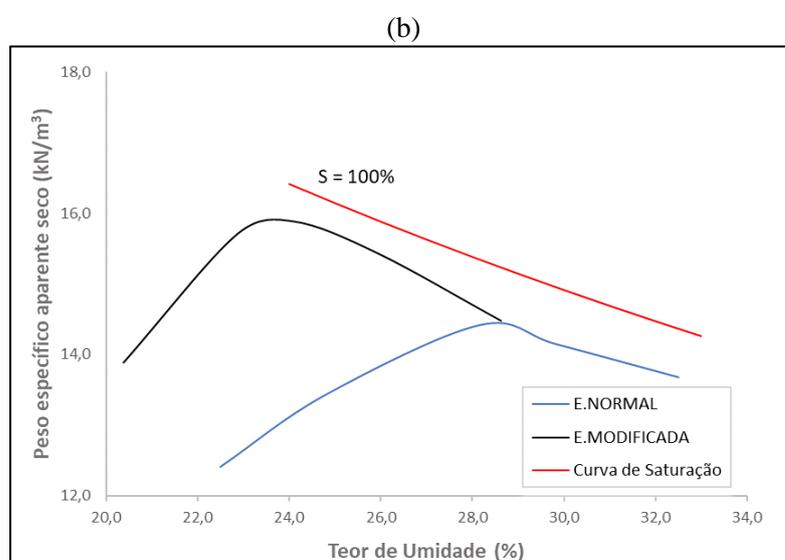
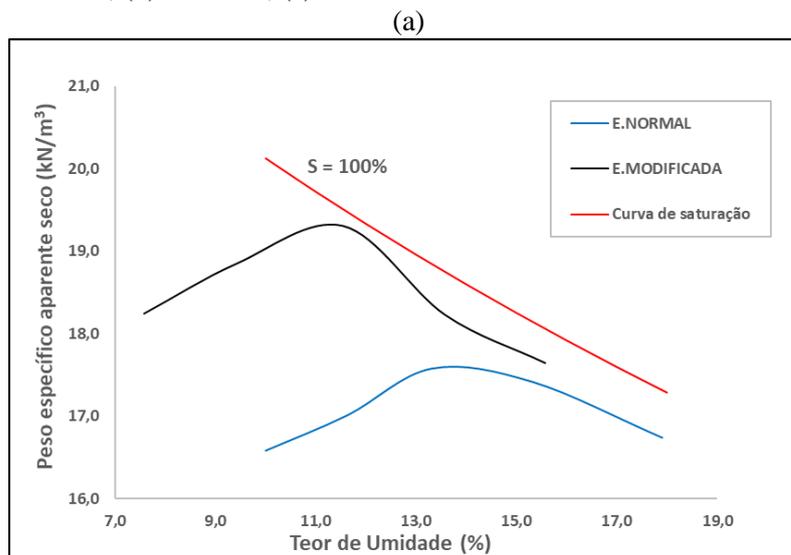
Neste trabalho, utilizou-se a técnica de análise de variância (ANOVA) para verificar se houve diferença significativa entre as médias dos diversos parâmetros analisados, tais como o tipo de geossintético empregado, a posição que ele ocupa no corpo de prova e a energia de compactação aplicada aos solos, sendo que, para as comparações múltiplas nas ANOVA's, foi utilizado o teste de Tukey. As análises foram realizadas utilizando o software R. Destaca-se que foi adotado um nível de 5% de probabilidade em todas as análises.

5.4. Resultados e discussões

5.4.1. Considerações sobre a compactação, a capacidade de suporte e a expansibilidade das amostras não reforçadas

A Figura 5.14 representa as curvas de compactação e de saturação para os solos investigados, e a Tabela 5.4 exhibe os resultados dos correspondentes parâmetros ótimos de compactação obtidos.

Figura 5.14 - Curvas de compactação e saturação dos solos investigados (energia normal e modificada): (a) Solo VS; (b) Solo BR; (c) Solo AERO



Fonte: A autora.

Tabela 5.4 - Parâmetros de ótimo de compactação para os solos da pesquisa.

Solo	Energia	Parâmetros de ótimo	
		W _{ót} (%)	γ _{dmáx} (kN/m ³)
VS	Normal	14,04	17,63
	Modificada	11,55	19,33
BR	Normal	27,73	14,46
	Modificada	23,68	15,92
AERO	Normal	33,82	12,82
	Modificada	27,69	14,96

Fonte: A autora.

Para todos os solos investigados, os pesos específicos aparentes secos máximos aumentaram e as umidades ótimas diminuíram com o acréscimo da energia de compactação. Entretanto, para os solos VS e BR, com o aumento da energia de compactação, ocorreu um incremento no $\gamma_{dmáx}$ de aproximadamente 10%, ao passo que, para o solo AERO, este aumento foi de 16,70%.

Nota-se que, embora os acréscimos do peso específico aparente seco máximo tenham sido semelhantes para os solos VS e BR, a redução do teor de umidade ótimo entre as energias de compactação não foi igualmente proporcional a este aumento. No solo VS, a diminuição do teor de umidade ótimo foi de 2,49%, enquanto no solo BR esse decréscimo foi de 4,4%, sendo que este efeito também pode ser observado nas diferentes configurações das curvas de compactação destes dois solos. Além disso, o solo VS apresentou os maiores $\gamma_{dmáx}$ quando comparados aos dos demais solos empregados (Solos BR e AERO), tanto na energia normal quanto na modificada, destacando-se por possuir melhores respostas na sua densificação durante o processo de compactação.

De acordo com Vargas (1977), ao compactar-se um solo, o esforço de compactação será mais ou menos efetivo conforme a sua granulometria e plasticidade. Em geral, para solos arenosos, tal como o solo VS, atingem-se maiores valores de peso específico aparente seco máximo sob menores teores de umidade ótima quando comparados a solos argilosos finos, como os solos BR e AERO, e sob a mesma energia de compactação.

Observam-se também as diferenças de configurações nas curvas de compactação dos solos investigados. Os solos de comportamento não laterítico (Solos VS e AERO) apresentaram curvas de compactação mais abatidas que as curvas do solo BR, sendo este efeito muito mais acentuado no solo AERO, que não exhibe picos bem definidos e exhibe curvas bastante afastadas uma da outra, indicando, também, a maior sensibilidade deste solo à elevação do esforço de compactação. Por outro lado, o Solo BR apresenta curvas de

compactação (energia normal e modificada) com picos bem definidos no peso específico aparente seco máximo e grande inclinação no ramo seco da curva, características que, segundo Bernucci (1995), estão diretamente ligadas ao comportamento laterítico deste solo.

A origem e o grau de intemperização das partículas de um solo são condições fundamentais para explicar seu comportamento quando compactado (VARGAS, 1978; GODOY et al., 1996). De fato, as estruturas de solos arenosos e argilosos são, na maioria das vezes, diferentes entre si. A estrutura dos solos finos é mais complexa que a dos solos arenosos, cujas tensões de contato intergranulares e o predomínio das forças capilares são mais pronunciados durante o processo de compactação (RICO RODRIGUEZ e DEL CASTILLO, 1992). Nos solos argilosos, o mecanismo de junção entre os grãos, durante a compactação, se deve à energia adsorviva, e esta, por sua vez, tem relação direta com a configuração lamelar das partículas destes solos, tendo seu comportamento influenciado pela ação da água nos seus componentes químico-minerais (OLMOS et al., 1981).

Carvalho et al. (1987) esclarecem que em solos saprolíticos, tais como os solos VS e AERO, se avaliada a estrutura de acordo com as propriedades físico-químicas e mineralógicas e considerada a quantidade de água presente, observa-se a influência marcante da ação das forças de atração ou repulsão entre suas partículas, conduzindo-os, respectivamente, a uma estrutura floculada ou dispersa, seguindo a teoria de compactação para solos sedimentares proposta por Lambe (1958).

Observa-se, tanto para o solo VS como para o solo AERO, que no ramo seco da curva de compactação, isto é, na condição de menor umidade, ocorre o aumento do peso específico aparente seco (γ_d) devido às forças de repulsão osmótica entre as partículas. Nesta situação, a estrutura do solo se apresenta na forma floculada, resultando provavelmente em maior resistência, menor compressibilidade e maior permeabilidade (LAMBE e WHITMAN, 1979). Em contrapartida, com o acréscimo do teor de água nos solos (ramo úmido) e a conseqüente diminuição da concentração eletrolítica, permite-se o desenvolvimento de uma dupla camada difusa, situação na qual há um afastamento entre as partículas do solo. Com esta nova configuração, surgem as estruturas dispersas, contribuindo para a diminuição do γ_d (menor densidade) e provavelmente maior deformabilidade (MEDINA e MOTTA, 1989).

Embora tenham sido classificados em um mesmo grupo da metodologia MCT, estes solos apresentam granulometrias e graus de alteração bastante distintos. O solo VS é considerado um solo tipicamente residual jovem, exibindo granulometria predominantemente arenosa, baixa plasticidade e, conseqüentemente, maior condutividade hidráulica, mesmo ao ser compactado. Neste solo, com pequena porcentagem de argila, existe pouca interação entre

os componentes químicos e mineralógicos, e suas partículas equidimensionais são responsáveis pela maior eficiência no processo de compactação (OLMOS et al., 1981).

No solo AERO, por outro lado, deve-se considerar as condições impostas na sua formação (ARAKI, 1997), tais como a presença de materiais derivados das micas (biotita e caulinita pseudomorfa de biotita) na sua mineralogia, o menor grau de agregação de suas partículas e sua maior plasticidade, como fatores que interferem diretamente na sua compactação e na aplicação da teoria de Lambe quanto à influência da umidade e da energia de compactação em sua estrutura quando compactado.

No solo BR, observou-se que as variações da umidade e da energia de compactação são muito menos marcantes que nos demais solos empregados, em razão de seu elevado grau de intemperização. Como neste solo a maioria das partículas de argila encontra-se formando agregações altamente estáveis, não ocorre a formação de estruturas floculadas ou dispersas (CETIN et al., 2007; FERNER e YESILLER, 2013), aproximando sua configuração estrutural à de forma simples ou alveolar, como nos solos granulares. Diante deste fato, a teoria de Lambe (1958) não mais se aplica a tal configuração, pois praticamente não ocorre orientação das partículas neste solo.

É notório que o processo de compactação visa, entre outras vantagens, em termos de propriedades geotécnicas, a redução da permeabilidade e o aumento da resistência ao cisalhamento dos solos (OHU et al., 1986; JIANQIANG e JING, 2000; SIVRIKAYA et al., 2013). Não obstante, o incremento do esforço de compactação pode trazer sérios problemas na execução da compactação dos solos, como a expansão/contração deletéria destes, quando em contato com água e a conseqüente redução da sua resistência mecânica (MENDES, 1973; ZICA, 2010).

Estes aspectos da compactação de solos tropicais estão intimamente associados com a sua pedogênese e podem ser correlacionados com sua capacidade de suporte e expansibilidade. Diante do exposto, nas Tabelas 5.5, 5.6 e 5.7, apresentam-se os resultados correspondentes à média de três determinações do índice de suporte Califórnia (ISC) e da $Expansão_{CBR}$ para os solos VS, BR e AERO, respectivamente.

Tabela 5.5 - Resultados dos ensaios CBR para o solo VS (não reforçado)

Parâmetros avaliados	Estatísticas		Energia de Compactação	
			Normal	Modificada
	Média	%	13,67	11,50
	DP	%	0,19	0,16
	CV	%	1,42	1,39
γ_d	Média	kN/m ³	17,55	19,02
	DP	kN/m ³	4,78	0,13
	CV	%	0,27	0,71
ISC	Média	%	13,00	33,84
	DP	%	0,55	0,67
	CV	%	4,24	1,98
Expansão _{CBR}	Média	%	0,21	0,36
	DP	%	0,01	0,03
	CV	%	6,73	9,53

W: umidade ótima; γ_s : peso específico seco aparente máximo; ISC: índice de expansão Califórnia; Expansão_{CBR}: expansão obtida do ensaio CBR.

Fonte: A autora.

Tabela 5.6 - Resultados dos ensaios CBR para o solo BR (não reforçado)

Parâmetros avaliados	Estatísticas		Energia de Compactação	
			Normal	Modificada
W	Média	%	27,48	23,56
	DP	%	0,11	0,26
	CV	%	0,41	1,10
γ_d	Média	kN/m ³	13,99	15,72
	DP	kN/m ³	0,14	0,25
	CV	%	1,03	1,58
ISC	Média	%	9,40	31,53
	DP	%	0,58	1,10
	CV	%	6,18	3,49
Expansão _{CBR}	Média	%	0,16	0,15
	DP	%	0,01	0,01
	CV	%	7,07	7,87

W: teor de umidade; γ_s : peso específico seco aparente; ISC: índice de expansão Califórnia; Expansão_{CBR}: expansão obtida do ensaio CBR.

Fonte: A autora.

Tabela 5.7 - Resultados dos ensaios CBR para o solo AERO (não reforçado)

Parâmetros avaliados	Estatísticas		Energia de Compactação	
			Normal	Modificada
W	Média	%	33,03	27,31
	DP	%	0,23	0,46
	CV	%	0,71	1,68
γ_d	Média	kN/m ³	12,79	15,27
	DP	kN/m ³	0,10	0,07
	CV	%	0,78	0,48
ISC	Média	%	6,33	18,42
	DP	%	0,34	0,50
	CV	%	5,38	2,69

Tabela 5.7 - Resultados dos ensaios CBR para o solo AERO (não reforçado) (continuação)

	Média	%	1,95	1,75
Expansão _{CBR}	DP	%	0,06	0,17
	CV	%	3,20	9,75

W: teor de umidade; γ_s : peso específico seco aparente; ISC: índice de expansão Califórnia;

Expansão_{CBR}: expansão obtida do ensaio CBR.

Fonte: A autora.

Observa-se que houve um aumento nos valores de ISC de todos os solos investigados com a elevação da energia de compactação. Contudo, este acréscimo foi mais efetivo para os solos VS e BR, nos quais a capacidade de suporte aumentou cerca de 21,0% e 22,0%, respectivamente, enquanto no AERO esse incremento foi apenas de 12,0%. Nota-se também que o solo BR não apresentou grandes variações volumétricas, em ambas as energias de compactação. Por outro lado, no solo VS este índice aumentou com o incremento na energia de compactação, ao passo que, no solo AERO, a expansão diminuiu.

O solo VS, em virtude de sua granulometria com maior teor de areia, tem sua resistência à penetração mais elevada devido ao atrito intergranular e ao entrosamento de suas partículas, exibindo os maiores valores de ISC tanto na energia normal como na modificada. Em contrapartida, o aumento do esforço de compactação foi responsável pelo incremento da expansibilidade deste solo, efeito este também observado por vários pesquisadores em solos semelhantes, como Nóbrega (1985), Attom (1997), Azevedo (1999), Sridharan e Gurtug (2004) e Souza Junior (2005).

Acredita-se que a expansão está associada às elevadas proporções de mica (biotita) na fração silte do solo VS. Estes minerais possuem um comportamento “elástico” e, em presença de água, tendem a desfazer os dobramentos de suas placas, expandindo-se (SOWERS, 1963). Além disso, Nóbrega (1985) e Azevedo (1999) abordam que, dependendo da energia aplicada, as partículas desse solo são propensas a ser reorientadas, formando linhas paralelas normais à direção do esforço de compactação, provocando a lamelação e a consequente expansão.

O solo BR teve sua capacidade de suporte aumentada com a elevação do esforço de compactação, igualando-o, em termos de resistência, ao solo VS e a solos granulares, além de exibir baixa expansão volumétrica tanto na energia normal quanto na modificada.

Geralmente, em solos finos coesivos a resistência à penetração tende a ser baixa, pois as partículas são plaquetas com baixo grau de entrosamento (MITCHELL, 1976; DNIT, 2006). Contudo, para solos lateríticos coesivos, grupo no qual está inserido o solo BR, apesar de um ISC menor, podem apresentar melhor desempenho no campo que aqueles essencialmente granulares com maior capacidade de suporte. A elevada resistência e as baixas

expansibilidade e plasticidade, como recomendam as normas rodoviárias internacionais (AASHTO, 2008; ASTM, 2011), não caracterizam o bom comportamento destes solos em campo.

De fato, os solos lateríticos são identificados como aqueles que, no estado natural, possuem elevadas porosidade e permeabilidade, podendo até ser colapsíveis (VARGAS et al., 1973; VILAR et al., 1998; COUTINHO et al., 2010). Porém, quando devidamente compactados na umidade ótima e peso específico aparente seco máximo da energia adotada, adquirem elevada resistência mecânica e baixa permeabilidade, sem perda significativa da sua capacidade de suporte e aumento na expansão quando imersos em água (NOGAMI e VILLIBOR, 1995).

Os aspectos supracitados se devem à combinação dos componentes químico-mineralógicos da fração argila deste solo, que se constitui de materiais cimentantes e de agregações altamente estáveis na presença de água (BAVER, 1972; COLLINS, 1985). No solo BR, assim como em qualquer outro solo laterítico, o processo de laterização contribui para a predominância de argilominerais estáveis, como os da família da caulinita, que, em função da sua pequena superfície específica e baixa capacidade de troca catiônica, resultam em uma menor concentração iônica da dupla camada difusa, quando comparada àquela de argilominerais mais ativos, como a montmorilonita e a vermiculita, apresentando menor tendência à expansão (MITCHELL e SITAR, 1982; BERNUCCI, 1987)

Adicionalmente, os sesquióxidos de Fe/Al, que se encontram recobrando as superfícies desses argilominerais, são carregados positivamente, neutralizando uma parcela das cargas negativas das caulinitas (TOWNSEND et al., 1971). Esta neutralização, mesmo que parcial, contribui para a diminuição da expansão por causa da redução da concentração iônica da dupla camada difusa (BERNUCCI, 1987).

Um outro fator que também auxilia na baixa expansão deste solo é o seu elevado grau de saturação, principalmente quando compactado na energia do Proctor modificado (Figura 5.14). Quanto mais próximo da saturação se encontra este solo, menor é a quantidade de ar e maior é a concentração do líquido intersticial nos poros. Com isso, diminui-se a deficiência de água na dupla camada difusa, em razão da redução da diferença de concentração entre a água dos poros e a da solução aquosa entre as partículas, conduzindo a uma menor pressão de repulsão osmótica e, conseqüentemente, menor expansão (JONG e WARKENTIN, 1975; MOWAFY et al., 1985;).

O solo AERO possui particularidades originárias de seu perfil de intemperismo entre solos jovens e maduros, coexistindo, em sua constituição, minerais primários e neoformados,

tais como a goethita e a hematita, macrocristais de caulinita, micas em estágio inicial de decomposição ou em camadas oclusas em outros minerais, caulinita pseudomorfa de biotita e, ainda, a possibilidade da presença de argilominerais mais ativos que a caulinita, como a illita, por exemplo. Além disso, suas partículas não são revestidas por óxidos de Fe/Al, como nos solos lateríticos, apresentando-se na forma isolada ou constituindo pacotes de argila.

Sendo assim, os menores resultados do índice de suporte e maior expansibilidade deste solo são o reflexo direto das características supracitadas. Ressalta-se, entretanto, que as diferenças apontadas no índice de expansão entre as energias de compactação normal e modificada não têm relação direta com o aumento deste carregamento, como ocorre no solo VS, pois, de acordo com a análise de variância (ANOVA) realizada neste estudo, a variação na expansão não foi estatisticamente significativa ($p=17\%$).

O menor ISC do solo AERO está intimamente ligado à sua maior expansibilidade, pois materiais expansivos perdem capacidade de suporte quando submersos em água (GODOY et al., 1996). Entretanto, a absorção da água não é sempre acompanhada pela expansão, uma vez que, para que ela ocorra, é necessária uma força repulsiva que afaste as partículas umas das outras, o que se dá com argilominerais capazes de adsorver água por hidratação (BERNUCCI, 1987).

Nesta pesquisa, não há comprovação científica da existência de argilominerais expansivos no solo AERO, mas apenas indícios da existência de illita. Contudo, foi simples constatar que a presença de macrocristais de caulinita, micas e suas associações com a caulinita contribuíram para os maiores índices de expansão deste solo. Os microcristais de caulinita são grandes e apresentam assimetrias que possibilitam ligações com a água. Ademais, as micas na sua forma isolada (biotita) ou a caulinita pseudomorfa de biotita possuem placas (“sanfona”) com um significativo espaçamento entre elas, que permite a entrada do líquido intersticial.

Outro aspecto importante relacionado aos solos utilizados neste estudo e às energias de compactação aplicadas a eles é sua resiliência. Embora os ensaios CBR não sejam os mais adequados para avaliar este parâmetro, é possível fazer uma associação da capacidade de suporte dos solos com seu grau de resiliência por meio de um método indireto, como ilustra a Tabela 5.8.

Tabela 5.8 - Estimativa de classificação indiretamente, a partir da percentagem de silte na fração que passa na peneira n° 200, S% e do CBR

CBR (%)	S% ¹²		
	≤ 35	35-65	≥ 65
≤5	III***	III	III
6-9	II**	II	III
≥10	I*	II	III

*Solo Tipo I - solo de bom comportamento quanto à resiliência com subleito e reforço de subleito, podendo ser utilizado como camada de sub-base;

**Solo Tipo II – solo de comportamento regular quanto à resiliência como subleito e reforço do subleito;

***Solo Tipo III – solo de comportamento ruim quanto à resiliência. É vedado seu emprego em camadas do pavimento. Para subleito, requerendo cuidados e estudos especiais.

Fonte: DNIT, 2006.

Segundo a Tabela 5.8, o solo VS se enquadra na categoria Tipo III, correspondente aos solos que apresentam elevado grau de resiliência (SENÇO, 2008; DNIT, 2006). Vários autores (VERTEMATTI, 1988; FRANZOI, 1990; NOGAMI e VILLIBOR, 1995) afirmam que, em geral, os solos de comportamento não laterítico com fração silte constituídas de minerais micáceos e/ou caulínicos apresentam valores baixos de módulo de resiliência, abaixo de 500kgf/cm², independentemente das tensões de confinamento e desvio. Por outro lado, quando são não lateríticos plásticos, tal como o solo AERO (compactado na energia normal), que se enquadra no Tipo II, podem apresentar valores elevados de módulo resiliente, porém perdem considerável resistência por imersão em água, mostrando em geral expansão alta e apreciável queda de módulo resiliente.

O que se observa de fato é que o solo VS, quando compactado na energia do Proctor normal, tem uma deformabilidade elástica elevada, pois suas partículas têm liberdade suficiente para rolarem umas sobre as outras, devido à baixa coesão e à pequena influência das forças de campo eletromagnético em relação ao peso das partículas. Em contrapartida, no solo AERO, a deformabilidade elástica tende a ser baixa, em virtude dos campos eletromagnéticos entre suas partículas, de configuração laminar, se oporem aos deslocamentos relativos, tendo importância devido à reduzida densidade dos grãos.

Além disso, a natureza da fração fina também pode ter sido responsável pelas diferenças entre os graus de resiliência apontadas para estes solos. Segundo Vertematti (1988), os solos arenosos, cuja fração silte contém elevado teor de materiais micáceos, tal como no solo VS, apresentam-se com maiores graus de resiliência, ao passo que, em solos siltosos,

¹² $S = 100 - \left(\frac{\%argila}{\%silte + \%argila} \right) \times 100(\%)$

quanto maior é a porcentagem de silte na fração fina, como ocorre no solo AERO, menor é a sensibilidade do módulo de resiliência a variações da tensão confinante.

O solo BR apresenta uma constituição mineralógica que contribui favoravelmente quanto ao comportamento resiliente, sendo classificado na categoria Tipo I. Os sesquióxidos hidratados de Fe/Al agem com agentes cimentantes, produzindo um efeito de maior resistência e estabilidade e, portanto, menor resiliência. De acordo com Bernucci (1995), as deformações resilientes dos solos lateríticos coesivos compactados, mesmo após a imersão, são pequenas, o que conduz a módulos resilientes elevados.

Diversos estudos mostraram que é possível fazer uma correlação entre a classificação MCT para solos tropicais e seus níveis de resiliência, como ilustra a Tabela 5.9. Os resultados obtidos por Rodrigues (1997) indicaram que um solo laterítico arenoso (LA') possui módulo de resiliência (M_R) maior que um solo não laterítico arenoso (NA'). Corroborando com este estudo, Nogami e Villibor (1995) demonstraram, por meio de ensaios triaxiais cíclicos, que um solo de comportamento laterítico argiloso (LG') apresentou um módulo de resiliência de 5600 kgf/cm^2 , enquanto um solo NS' (não laterítico siltoso), proveniente de um horizonte saprolítico, apresentou um M_R de 1100 kgf/cm^2 .

Tabela 5.9 - Interrelação entre a classificação MCT e a resiliente

MCT	Resiliente	Predominância	Comportamento
NA	III	III	grau de resiliência alto
LA	III	III	grau de resiliência alto
NA'	II – III	II	grau de resiliência médio a alto
NS'	II – III	II	grau de resiliência médio a alto
NG'	II – I	II	grau de resiliência médio a baixo
LA'	II - I	II - I	grau de resiliência médio a baixo
LG'	I - II	I	grau de resiliência baixo

Fonte: DNIT, 2006, p.78.

Comparando-se as classificações MCT obtidas para os solos investigados neste estudo com os graus de resiliência em destaque na Tabela 5.9, estima-se que o solo BR (LG') possui um maior módulo de resiliência médio que o solo AERO (NG'), e este, por sua vez, apresenta maior M_R médio que o solo VS (NA'). Portanto, confirma-se a tendência de que os módulos de resiliência de solos lateríticos sejam maiores que os de solos não lateríticos.

5.4.2 Resultados dos ensaios CBR das amostras reforçadas

5.4.2.1 Comportamento das amostras reforçadas: análises estatísticas

As Tabelas 5.10, 5.11 e 5.12 exibem a média dos valores obtidos para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS, compactadas nas energias do Proctor normal e modificado, com base na análise de variância (ANOVA) realizada neste estudo. Nas Tabelas que seguem, o tratamento corresponde ao tipo de geossintético utilizado, sendo que a amostra não reforçada também é associada a um tipo de tratamento (sem geotêxtil). Na ANOVA, valores de $p > 5\%$ correspondem a diferenças estatisticamente não significativas entre as médias, isto é, o tratamento aplicado à amostra não causa variações estatisticamente significativas entre si. Para os casos cujo p é menor 5%, aplicou-se o teste de comparações múltiplas, teste de Tukey, no qual as letras a, b, c e d representam a ordem de importância do fator, ou seja, a magnitude do resultado de um tratamento em relação aos demais, e quando há igualdade entre estas letras, significa que aqueles tratamentos possuem o mesmo grau de importância dentro da análise.

Para o Solo VS, observou-se na Tabela 5.10 que, independentemente do tipo de geotêxtil utilizado e da posição do reforço dentro dos corpos de prova, todas as amostras reforçadas, compactadas na energia do Proctor normal, exibiram decréscimos estatisticamente significativos na capacidade de suporte traduzida pelos menores valores do ISC, ao passo que, para as amostras com inclusões, compactadas na energia do Proctor modificado, houve um aumento dos valores de ISC para algumas amostras reforçadas, e outras apresentaram resultados estatisticamente similares ao da amostra de referência.

Tabela 5.10 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo VS (energias normal e modificada)

Tratamento	Posição	Médias		Teste de Tukey	
		Energias de compactação		Energias de compactação	
		Normal	Modificada	Normal	Modificada
SG	-	13,0	33,84	a	d
T55	H/2	11,37	41,64	ab	ab
	1/4H	9,80	39,48	ab	abc

Tabela 5.10-Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo VS (energias normal e modificada) (continuação)

T25	H/2	9,32	35,54	ab	cd
	1/4H	7,53	44,49	b	a
NT10	H/2	7,75	36,41	b	bcd
	1/4H	7,58	37,09	b	bcd

Fonte: A autora.

Na Tabela 5.11, têm-se que a amostra do Solo VS, com o geotêxtil T55 localizado na metade do corpo de prova, exibiu os maiores valores de ISC dentre as amostras reforçadas, enquanto os demais sistemas solo-reforço apresentaram valores de capacidade de suporte estatisticamente iguais. Observa-se também que quando o geotêxtil se encontrava posicionado a H/2 do topo dos corpos de prova, os resultados do ISC foram sempre maiores que na posição à 1/4 H.

Tabela 5.11 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo VS compactadas na energia normal

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)			Teste de Tukey	
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição	Tratamento	Posição
T55	H/2	11,37					a
	1/4H	9,80	10,58	0	0,0054	0,1709	a
T25	H/2	9,32					a
	1/4H	7,53	8,42	0	0,0054	0,1709	b
NT10	H/2	7,75					a
	1/4H	7,58	7,66	0	0,0054	0,1709	b

Fonte: A autora.

Para as amostras do Solo VS, compactadas na energia modificada (Tabela 5.12), o valor do índice de suporte apresentou grande variabilidade e, por meio do teste de Tukey, foi possível constatar que, na posição H/2, o geotêxtil T55 teve maior contribuição na elevação da resistência do solo, enquanto, para o geotêxtil não tecido (NT10), a localização não foi um fator de influência dos resultados ($p > 5\%$).

Tabela 5.12 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo VS compactadas na energia modificada

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)				Teste de Tukey		Tratamento x Posição
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição		Tratamento		
					H/2	1/4H	H/2	1/4H	
T55	H/2	41,64							a
	1/4H	39,48	0,0264	0,131	0,319		a	ab	a
T25	H/2	35,54							b
	1/4H	44,49	0,0264	0,131	0,02	0,02	b	a	a
NT10	H/2	36,41							a
	1/4H	37,04	6,72	0,0264	0,131	0,77	ab	b	a

Fonte: A autora.

Nas amostras reforçadas do solo BR (Tabela 5.13) compactadas na energia normal, observou-se um pequeno acréscimo nos valores de ISC, quando comparados ao da amostra não reforçada. No entanto, os resultados de ISC entre as amostras com inclusões, desconsiderando-se o tipo de material geossintético e a posição que eles ocupam dentro dos corpos de prova, não apresentaram diferenças significativas ($p > 5\%$) entre eles. Ao contrário, para as amostras reforçadas e compactadas na energia modificada (Tabela 5.13), alguns sistemas solo-reforço exibiram incrementos significativos na capacidade de suporte, tais como a amostra Solo BR-T25 (H/2), e decréscimo também significativo na amostra Solo BR-T55(H/2). As demais amostras reforçadas, mostraram valores de ISC mais baixos ou equivalentes ao da amostra não reforçada.

Tabela 5.13 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo BR (energias normal e modificada)

Tratamento	Posição	Médias		Teste de Tukey	
		Energias de compactação		Energias de compactação	
		Normal	Modificada	Normal	Modificada
SG	-	9,40	31,53	a	bc
T55	H/2	12,37	26,88	a	d
	1/4H	10,98	33,08	a	bc
T25	H/2	11,57	39,43	a	a
	1/4H	11,20	34,11	a	b
NT10	H/2	11,85	30,00	a	cd
	1/4H	11,14	30,96	a	bc

Fonte: A autora.

Considerando-se a energia de compactação normal (Tabela 5.14) e comparando-se as médias de ISC dos corpos de prova com inclusões, observou-se que não ocorrem diferenças estatisticamente significativas entre os valores obtidos da capacidade de suporte, independentemente do tipo de geotêxtil utilizado e da posição que este ocupa dentro dos corpos de prova ($p > 5\%$).

Tabela 5.14 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo BR compactadas na energia normal

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)		
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição
T55	H/2	12,37			
	1/4H	10,98	11,67	0,878	0,099

Tabela 5.14 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo BR compactadas na energia normal (continuação)

T25	H/2	11,57	11,38	0,878	0,099	0,672
	1/4H	11,20				
NT10	H/2	11,85	11,49	0,878	0,099	0,672
	1/4H	11,14				

Fonte: A autora.

Entre as amostras reforçadas do Solo BR, compactado na energia modificada (Tabela 5.15), apenas a variável tratamento (tipo de geotêxtil) dentro da posição à 1/4H não apresentou diferenças estatisticamente significantes. A amostra Solo BR-T25 (H/2) exibiu valores maiores de índice de suporte que as demais amostras reforçadas, e a posição H/2, com exceção das amostras com o geotêxtil T55, foi a que apresentou os maiores incrementos de ISC quando comparada à posição 1/4H.

Tabela 5.15 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo BR compactadas na energia modificada

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)				Teste de Tukey		
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição		Tratamento x Posição		
					H/2	1/4H	H/2	1/4H	
T55	H/2	26,88	0	0,164	0	0,073	c	a	b
	1/4H	29,98							
T25	H/2	39,43	0	0,164	0	0,073	a	a	a
	1/4H	36,77							
NT10	H/2	30,00	0	0,164	0	0,073	b	a	a
	1/4H	30,48							

Fonte: A autora.

No solo AERO, as amostras reforçadas e compactadas na energia do Proctor normal obtiveram valores de ISC equivalentes ao da amostra de referência, como indica o resultado do teste de Tukey mostrado na Tabela 5.16. As amostras com inclusões e compactadas na energia modificada exibiram reduções nos valores do índice de suporte em relação à amostra não reforçada, independentemente do tipo do geotêxtil empregado e da posição que eles ocupam nos corpos de prova.

Tabela 5.16 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo AERO (energias normal e modificada)

Tratamento	Posição	Médias		Teste de Tukey	
		Energias de compactação		Energias de compactação	
		Normal	Modificada	Normal	Modificada
SG	.	6,33	18,42	a	a
T55	H/2	5,92	15,30	a	bc
	1/4H	5,71	13,43	a	c
T25	H/2	6,13	14,15	a	bc
	1/4H	5,20	11,14	a	d
NT10	H/2	6,03	15,60	a	b
	1/4H	5,39	13,37	a	c

Fonte: A autora.

Entre os sistemas solo-reforço com o Solo AERO compactado na energia normal (Tabela 5.17), houve apenas diferenças significativas nos valores de ISC para estas amostras, quando variou-se a localização do geotêxtil dentro dos corpos de prova, sendo mais uma vez a posição H/2 aquela na qual foram obtidos os maiores resultados de capacidade de suporte entre as amostras reforçadas. As amostras reforçadas, compactadas na energia modificada (Tabela 5.18) e com os geotêxteis T55 e NT10 obtiveram respostas estatisticamente iguais para este índice ($p > 5\%$) e superiores ao geotêxtil T25. O sistema solo AERO-T25, por sua vez, apresentou incrementos de capacidade de suporte quando o material se encontrava na posição H/2.

Tabela 5.17 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo AERO compactadas na energia normal

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)			Teste de Tukey	
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição	Tratamento	Posição
T55	H/2	5,92	5,81	0,745	0,0029	0,236	a
	1/4H	5,71					b
T25	H/2	6,13	5,66	0,745	0,0029	0,236	a
	1/4H	5,20					b
NT10	H/2	6,03	5,71	0,745	0,0029	0,236	a
	1/4H	5,39					b

Fonte: A autora.

Tabela 5.18 - Comparações estatísticas dos valores de ISC entre amostras reforçadas do Solo AERO compactadas na energia modificada

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)			Teste de Tukey	
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição	Tratamento	Posição
T55	H/2	15,30	14,36	0,017	4e ⁻⁰⁴	0,650	a
	1/4H	13,43					b
T25	H/2	14,15	12,64	0,017	4e ⁻⁰⁴	0,650	a
	1/4H	11,14					b
NT10	H/2	15,60	14,48	0,017	4e ⁻⁰⁴	0,650	a
	1/4H	13,37					b

Fonte: A autora.

Quanto ao parâmetro de expansibilidade do Solo VS, observou-se que os corpos de prova reforçados compactados na energia normal (Tabela 5.19) apresentaram aumento significativo ($p < 5\%$) da expansão, quando comparados à amostra de referência, com exceção do conjunto Solo VS-T55 (H/2). Em contraste, nas amostras com as inclusões T25 e NT10 colocadas na metade do molde, este parâmetro foi estatisticamente igual, ao passo que, na posição H/4 do topo, o geotêxtil T25 contribuiu para o maior incremento deste índice. Na energia modificada, a maioria das amostras reforçadas exibiram valores de expansão estatisticamente mais elevados que a amostra não reforçada, com exceção dos sistemas Solo VS-T55 (1/4H) e Solo VS-T25 (1/4H), que apresentaram valores equivalentes aos da amostra de referência.

Tabela 5.19 - Comparações estatísticas nos valores de expansibilidade entre amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS, compactadas nas energias normal e modificada

Tratamento	Posição	Médias		Teste de Tukey	
		Energias de compactação		Energias de compactação	
		Normal	Modificada	Normal	Modificada
SG	-	0,21	0,36	c	c
T55	H/2	0,21	0,68	c	a
	1/4H	0,22	0,49	c	bc
T25	H/2	0,34	0,53	bc	b
	1/4H	0,54	0,49	a	bc
NT10	H/2	0,29	0,62	c	ab
	1/4H	0,46	0,56	ab	ab

Fonte: A autora.

Verifica-se, entre as amostras reforçadas do Solo VS e compactadas na energia normal (Tabela 5.20), que o tratamento, isto é, o tipo de geotêxtil empregado e a posição que o material ocupa dentro dos corpos de prova, condiciona os resultados de expansibilidade, uma vez que os resultados do parâmetro de expansão exibiram diferenças estatisticamente significativas entre si. Em contrapartida, para os sistemas solo-reforço compactados na

energia modificada (Tabela 5.21), o tipo de geossintético utilizado não foi uma variável de influência, enquanto o posicionamento do geotêxtil dentro do molde conduziu a maiores valores de expansibilidade para as amostras reforçadas.

Tabela 5.20 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo VS compactadas na energia normal

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)				Teste de Tukey			
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição		Tratamento	Posição	Tratamento x Posição	
					H/2	1/4H				H/2
T55	H/2	0,21	0	0	0,72	b	c	b	a	
	1/4H	0,22								0,22
T25	H/2	0,34	0	0	0	0	a	a	a	b
	1/4H	0,44								
NT10	H/2	0,29	0	0	0	0	a	b	a	b
	1/4H	0,37								

Fonte: A autora.

Tabela 5.21 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo VS compactadas na energia modificada

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)			Teste de Tukey	
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição	Posição	
T55	H/2	0,68	0,58	0,067	0,004	0,0827	a
	1/4H	0,49					b
T25	H/2	0,53	0,51	0,067	0,004	0,0827	a
	1/4H	0,49					b

Tabela 5.21 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo VS compactadas na energia modificada (continuação)

NT10	H/2	0,62					a
	1/4H	0,56	0,59	0,067	0,004	0,0827	b

Fonte: A autora.

A energia de compactação foi uma variável que condicionou as respostas dos sistemas solo-reforço frente a expansibilidade, assim como ocorreu nas amostras não reforçadas ($p < 5\%$), conforme discutido anteriormente. Comparando-se os resultados do teste de Tukey para as amostras reforçadas (Tabela 5.22), o aumento da magnitude do esforço de compactação promoveu acréscimos significativos ($p < 5\%$) para as amostras Solo VS-T55 nas duas posições do reforço e para os conjuntos Solo VS-T25 (H/2) e Solo VS-NT10 (H/2), ao passo que para os sistemas compostos com os geotêxteis T55 e NT10, posicionados à 1/4H do topo do corpo de prova, a energia de compactação não foi um fator de influência para a variação do parâmetro.

Tabela 5.22 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo VS nas energias normal e modificada

Tratamentos	Posição	Médias		Valor P (significância)		Teste de Tukey	
		Normal	Modificada	Tratamento/Posição x Energia		Tratamento/Posição x Energia	
				Normal	Modificada	Normal	Modificada
SG	-	0,21	0,36	0,0016		b	a
T55	H/2	0,21	0,68	0		b	a
	1/4H	0,22	0,48	0		b	a
T25	H/2	0,34	0,52	0,0017		b	a
	1/4H	0,54	0,49	0,0079		a	b
NT10	H/2	0,29	0,62	0		b	a
	1/4H	0,46	0,72	0		b	a

Fonte: A autora.

Para as amostras reforçadas do solo BR e compactadas na energia normal (Tabela 5.23), a análise de variância (ANOVA) e o teste de Tukey apontaram para valores de expansão, inferiores ao da amostra de referência nos sistemas Solo BR-T25 e Solo BR-NT10, enquanto, para a amostra solo BR-T55, o valor deste parâmetro foi estatisticamente igual. Nas amostras reforçadas e compactadas na energia modificada, houve aumento da expansibilidade (significativo) para quase todos os sistemas solo-reforço em relação à amostra não reforçada, sendo que os maiores valores de expansão foram encontrados na amostra Solo BR-T55, com o geotêxtil localizado tanto à H/2 como à H/4 do topo dos corpos de prova.

Tabela 5.23 - Comparações estatísticas nos valores de expansibilidade entre amostras não reforçadas e reforçadas do Solo BR, compactadas nas energias normal e modificada

Tratamento	Posição	Médias		Teste de Tukey	
		Energias de compactação		Energias de compactação	
		Normal	Modificada	Normal	Modificada
SG	-	0,16	0,15	ab	c
T55	H/2	0,14	0,35	bc	a
	1/4H	0,19	0,37	a	a
T25	H/2	0,07	0,22	d	b
	1/4H	0,15	0,24	ab	b
NT10	H/2	0,10	0,10	cd	c
	1/4H	0,15	0,20	ab	b

Fonte: A autora.

Observa-se na Tabela 5.24 que dentre as amostras reforçadas e compactadas na energia normal, que os maiores valores de expansão foram obtidos para os sistemas Solo BR-T55 (H/2 e 1/4H) e para as demais amostras quando o geotêxtil se encontrava à 1/4H do topo do corpo de prova. Para as amostras com reforços, compactadas na energia modificada (Tabela 5.25), ocorreram incrementos significativos de expansibilidade devido a localização do geotêxtil dentro dos corpos de prova somente para a amostra Solo BR-NT10.

Tabela 5.24 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo BR compactadas na energia normal

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)			Teste de Tukey	
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição	Tratamento	Posição
T55	H/2	0,14					b
	1/4H	0,19	0,16	0	0	0,194	a
T25	H/2	0,07					b
	1/4H	0,15	0,11	0	0	0,194	a
NT10	H/2	0,10					b
	1/4H	0,15	0,12	0	0	0,194	a

Fonte: A autora.

Tabela 5.25 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo BR compactadas na energia modificada

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)				Teste de Tukey			
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição		Tratamento	Posição	Tratamento x Posição	
					H/2	1/4H				H/2
T55	H/2	0,35							a	a
	1/4H	0,37	0,36	0	9e ⁻⁰⁴	0,364	a	a	a	a
T25	H/2	0,22							a	a
	1/4H	0,24	0,23	0	9e ⁻⁰⁴	0,463	b	b	a	a
NT10	H/2	0,10							b	b
	1/4H	0,20	0,15	0	9e ⁻⁰⁴	1e ⁻⁰⁴	1e ⁻⁰⁴	c	b	a

Fonte: A autora.

Na Tabela 5.26 nota-se que o aumento do esforço de compactação também foi responsável pela elevação do parâmetro de expansão, com exceção da amostra Solo BR-NT10 (H/2).

Tabela 5.26 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo BR nas energias normal e modificada

Tratamentos	Posição	Valor P (significância)			Teste Tukey	
		Médias		Tratamento/Posição X Energia	Tratamento/Posição X Energia	
		Normal	Modificada		Normal	Modificada
SG	-	0,16	0,15	0,26	a	a
T55	H/2	0,14	0,35	0	b	a
	1/4H	0,19	0,37	0	b	a
T25	H/2	0,07	0,22	0	b	a
	1/4H	0,15	0,24	0	b	a
NT10	H/2	0,10	0,10	0,82	a	a
	1/4H	0,15	0,20	0,0037	b	a

Fonte: A autora.

A expansão foi maior para as amostras do Solo AERO reforçadas, compactadas na energia normal (Tabela 5.27) quando comparadas à amostra de referência, independentemente do tipo e da posição do reforço dentro dos corpos de prova pois, não ocorreram variações estatisticamente significativas neste parâmetro, como mostram os resultados do Teste Tukey. Observa-se na Tabela 5.27 que, nas amostras reforçadas do Solo AERO e compactadas na energia modificada, o índice de expansão foi, em todas as situações, mais elevado nas amostras com inclusões em relação a amostra não reforçada, compactada nesta mesma energia.

Tabela 5.27 - Comparações estatísticas nos valores de expansibilidade entre amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO, compactadas nas energias normal e modificada

Tratamento	Posição	Médias		Teste Tukey	
		Energias de compactação		Energias de compactação	
		Normal	Modificada	Normal	Modificada
SG	-	1,95	1,75	a	d
T55	H/2	1,94	1,89	a	d
	1/4H	2,22	2,40	a	c
T25	H/2	2,01	3,16	a	ab
	1/4H	2,38	3,47	a	a
NT10	H/2	1,98	2,45	a	c
	1/4H	2,33	2,74	a	bc

Fonte: A autora.

Comparando-se somente as amostras com inclusões, nota-se que os sistemas solo-reforço compostos pelo geotêxtil T25 apresentaram maiores índices de expansão, tanto nas amostras reforçadas compactadas na energia normal (Tabela 5.28) quanto compactadas na energia modificada (Tabela 5.29), ao passo que, para todas as amostras investigadas, a expansibilidade foi maior quando o reforço estava também localizado à 1/4H do topo dos corpos de prova.

Tabela 5.28 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo AERO compactadas na energia normal

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)			Teste Tukey
			Tratamento	Posição	Tratamento x Posição	Posição
T55	H/2	1,94				b
	1/4H	2,22	0,32	1e-04	0,85	a

Tabela 5.28 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo AERO compactadas na energia normal (continuação)

T25	H/2	2,01	2,19	0,32	1e-04	0,85	b
	1/4H	2,38					a
NT10	H/2	1,98	2,15	0,32	1e-04	0,85	b
	1/4H	2,33					a

Fonte: A autora.

Tabela 5.29 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas do Solo AERO compactadas na energia modificada

Tratamentos	Posição	Médias	Valor P (significância)			Teste Tukey	
			Tratamento	Posição	Tratamento X Posição	Tratamento	Posição
T55	H/2	1,89	0	8e-04	0,68	c	b
	1/4H	2,40					a
T25	H/2	3,16	0	8e-04	0,68	a	b
	1/4H	3,47					a
NT10	H/2	2,45	0	8e-04	0,68	b	b
	1/4H	2,74					a

Fonte: A autora.

Na Tabela 5.30 observa-se que, o aumento da magnitude do esforço de compactação somente tem influência no aumento da expansão nos casos das amostras Solo AERO-T25 (H/2 e 1/4H) e Solo AERO-NT10 (H/2 e 1/4H), cujo valores de expansibilidade são estatisticamente maiores para os sistemas compactados na energia modificada.

Tabela 5.30 - Comparações estatísticas dos valores de expansibilidade entre amostras reforçadas e não reforçadas do Solo AERO nas energias normal e modificada

Tratamentos	Posição	Médias		Valor P (significância)		Teste Tukey	
				Tratamento/Posição x Energia		Tratamento/Posição x Energia	
		Normal	Modificada	Normal	Modificada		
SG	-	1,95	1,75	0,17	a	a	
T55	H/2	1,94	1,89	0,72	a	a	
	1/4H	2,22	2,40	0,20	a	a	
T25	H/2	2,01	3,16	0	b	a	
	1/4H	2,38	3,47	0	b	a	
NT10	H/2	1,98	2,45	0,0133	b	a	
	1/4H	2,33	2,74	0,0071	b	a	

Fonte: A autora.

5.4.2.2 Considerações sobre os fatores de influência na capacidade de suporte das amostras reforçadas

Nas Tabelas 5.31, 5.32 e 5.33 e na Figuras 5.15, 5.16 e 5.17 apresentam-se as médias de três determinações dos parâmetros obtidos nos ensaios CBR das amostras de referência (SG) e das amostras reforçadas (T25, T55 e NT10) constituídas pelos solos investigados, considerando-se a compactação nas energias do Proctor normal e modificado.

Tabela 5.31 - Resultados dos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS (energias do Proctor normal e modificado)

Geotêxtil	Posição	Estatísticas	Energias de Compactação							
			Normal				Modificada			
			W (%)	γ_d (kN/m ³)	ISC (%)	E _{CBR} (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	ISC (%)	E _{CBR} (%)
SG		Média	13,67	17,55	13,00	0,21	11,50	19,02	33,84	0,36
		DP	0,19	4,78	0,55	0,01	0,16	0,13	0,67	0,03
		CV (%)	1,42	0,27	4,25	6,73	1,39	0,71	1,98	9,53

Tabela 5.31 - Resultados dos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS (energias do Proctor normal e modificado) (continuação)

T55	H/2	Média	13,52	17,35	11,37	0,21	11,36	18,95	41,64	0,68
		DP	0,06	0,10	0,86	0,02	0,09	0,01	1,07	0,06
		CV (%)	0,41	0,60	7,58	8,84	0,78	0,07	2,56	9,53
	1/4H	Média	13,51	17,27	9,80	0,22	11,36	19,02	39,48	0,49
		DP	0,09	0,10	0,35	0,02	0,03	0,04	2,04	0,05
		CV (%)	0,67	0,57	3,61	9,20	0,29	0,20	5,16	9,83
T25	H/2	Média	13,50	16,96	9,32	0,34	10,94	18,71	35,54	0,53
		DP	0,07	0,04	0,57	0,03	0,38	0,12	5,05	0,08
		CV (%)	0,49	0,24	6,13	9,61	3,43	0,61	14,21	14,29
	1/4H	Média	13,54	17,01	7,53	0,54	11,23	18,92	44,49	0,49
		DP	0,09	0,10	0,73	0,05	0,07	0,07	2,01	0,05
		CV (%)	0,70	0,57	9,68	9,66	0,66	0,35	4,52	9,70
NT10	H/2	Média	13,77	16,85	7,75	0,29	11,17	18,72	36,41	0,62
		DP	0,07	0,16	0,74	0,01	0,07	0,02	0,41	0,03
		CV (%)	0,48	0,98	9,61	4,25	0,62	0,13	1,12	4,75
	1/4H	Média	13,87	16,93	7,58	0,46	11,16	18,75	37,04	0,56
		DP	0,14	0,02	0,34	0,02	0,06	0,08	1,93	0,04
		CV (%)	1,01	0,13	4,48	3,67	0,53	0,43	5,21	7,72

E_{CBR} : expansão obtida no ensaio CBR; DP: desvio padrão; CV: coeficiente de variância.

Fonte: Autora.

Figura 5.15 - Resultados do ISC e expansibilidade para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS: (a) Índice de Suporte Califórnia; b) Índice de expansão (E_{CBR}) (ISC)

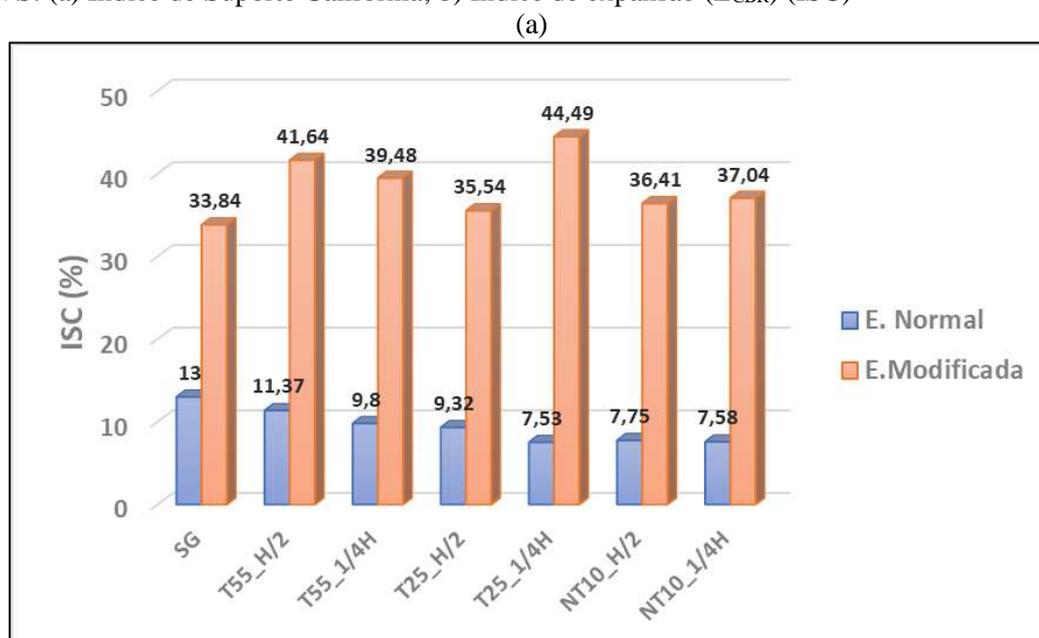
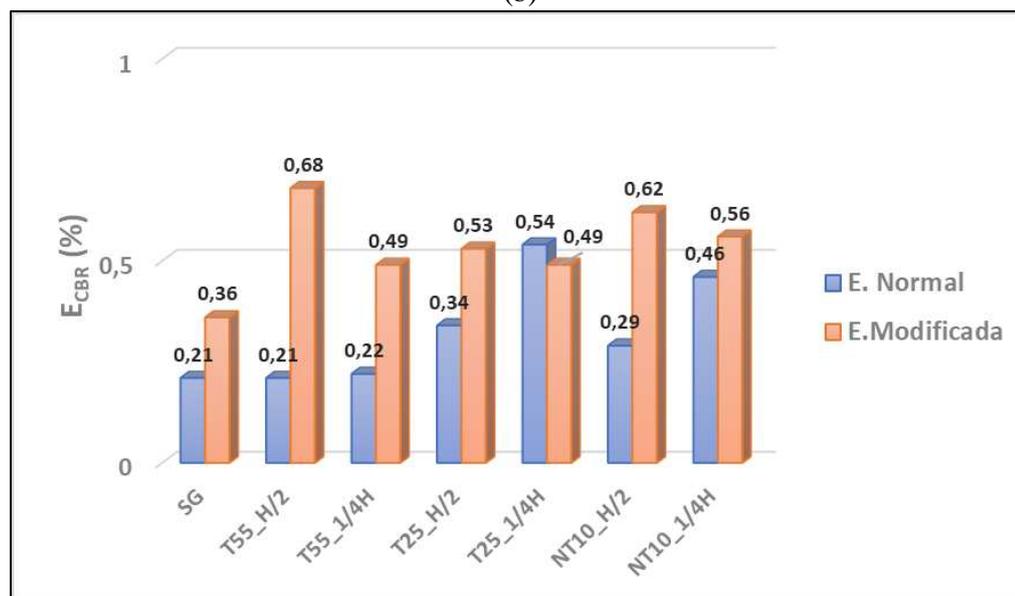


Figura 5.15 - Resultados do ISC e expansibilidade para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS: (a) Índice de Suporte Califórnia; b) Índice de expansão (E_{CBR}) (continuação)



Fonte: A autora.

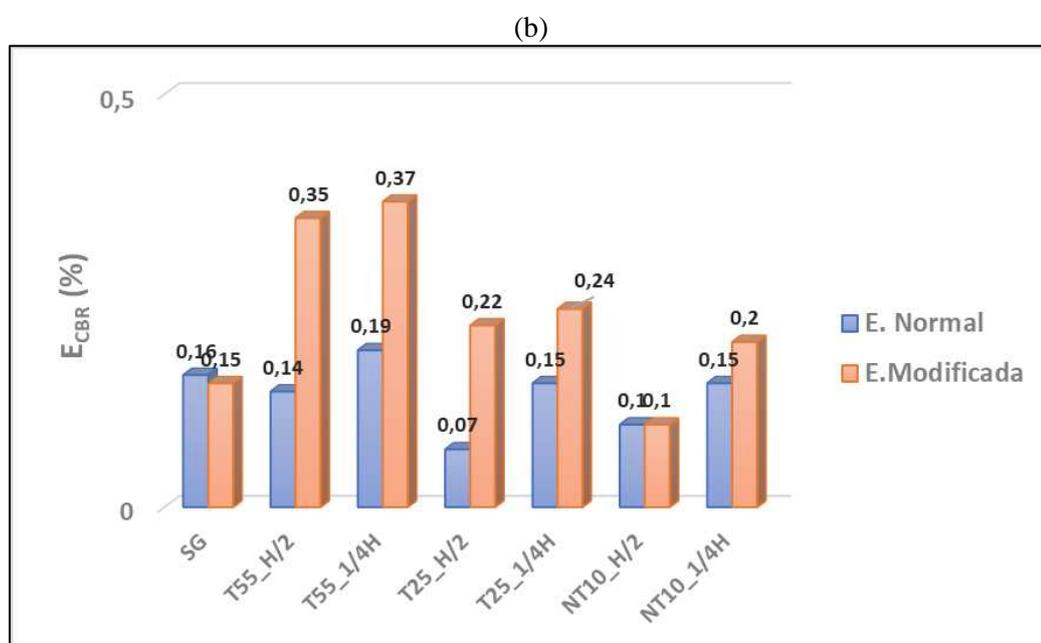
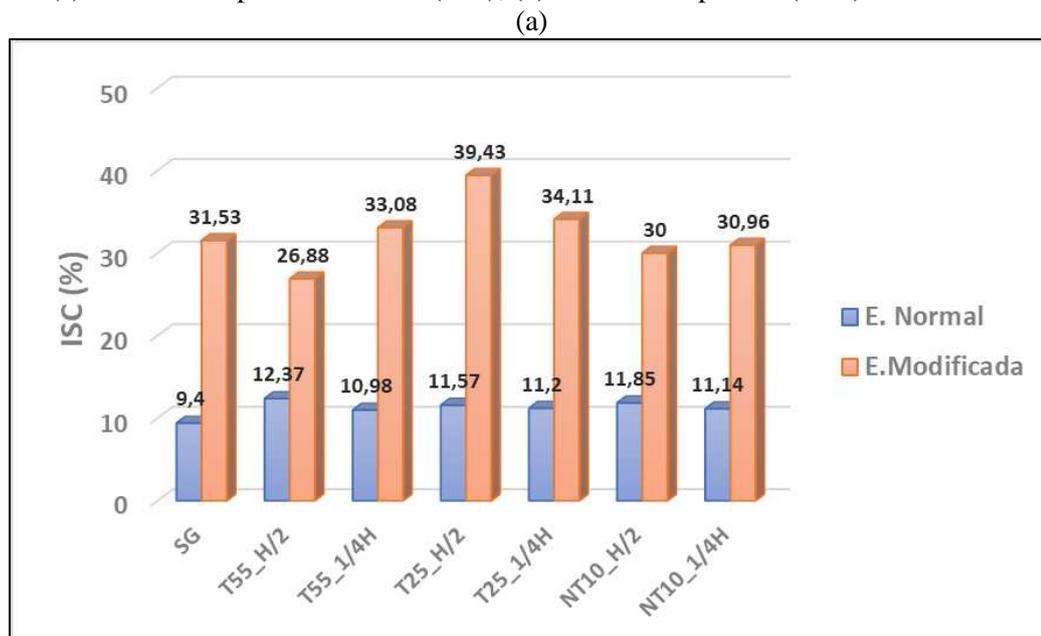
Tabela 5.32 - Resultados do ensaio CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo BR (energias do Proctor normal e modificado)

Geotêxtil	Posição	Estatísticas	Energias de Compactação							
			Normal				Modificada			
			W (%)	γ_d (kN/m ³)	ISC (%)	E_{CBR} (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	ISC (%)	E_{CBR} (%)
SG	—	Média	27,48	13,99	9,40	0,16	23,56	15,72	31,53	0,15
		DP	0,11	0,14	0,58	0,01	0,26	0,25	1,10	0,01
		CV (%)	0,41	1,03	6,18	7,07	1,10	1,58	3,49	7,87
T55	H/2	Média	27,11	13,91	12,37	0,14	23,19	15,44	26,88	0,35
		DP	0,45	0,02	1,08	0,01	0,46	0,21	1,46	0,03
		CV (%)	1,64	0,15	8,74	8,45	2,00	1,36	5,44	9,10
	1/4H	Média	27,31	13,84	10,98	0,19	23,12	15,47	33,08	0,37
		DP	0,38	0,13	0,50	0,02	0,32	0,17	2,35	0,03
		CV (%)	1,38	0,94	4,56	9,12	1,38	1,07	7,11	9,36
T25	H/2	Média	28,06	13,95	11,57	0,07	23,38	15,57	39,43	0,22
		DP	0,31	0,11	1,46	0,01	0,09	0,07	0,35	0,02
		CV (%)	1,12	0,79	12,62	7,87	0,37	0,45	0,88	9,09
	1/4H	Média	27,64	14,00	11,20	0,15	23,35	15,65	34,11	0,24
		DP	0,05	0,06	0,92	0,01	0,25	0,15	2,15	0,02
		CV (%)	0,19	0,39	8,17	6,67	1,09	0,95	6,30	9,03
NT10	H/2	Média	27,11	13,97	11,85	0,10	23,98	15,47	30,00	0,10
		DP	0,08	0,12	1,05	0,01	0,19	0,38	0,98	0,01
		CV (%)	0,31	0,87	8,87	10,00	0,78	2,43	3,26	5,59
	1/4H	Média	27,12	14,03	11,14	0,15	23,74	15,88	30,96	0,20
		DP	0,11	0,06	1,03	0,02	0,15	0,07	1,55	0,02
		CV (%)	0,42	0,43	9,27	9,96	0,63	0,46	5,01	8,66

E_{CBR} : expansão obtida no ensaio CBR; DP: desvio padrão; CV: coeficiente de variância.

Fonte: A autora.

Figura 5.16 - Resultados do ISC e expansibilidade para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo BR: (a) Índice de Suporte Califórnia (ISC); (b) Índice de expansão (E_{CBR})



Fonte: A autora.

Tabela 5.33 - Resultados do ensaio CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO (energias do Proctor normal e modificado)

Geotêxtil	Posição	Estatísticas	Energias de Compactação							
			Normal				Modificada			
			W (%)	γ_d (kN/m ³)	ISC (%)	E_{CBR} (%)	w (%)	γ_d (kN/m ³)	ISC (%)	E_{CBR} (%)
SG		Média	33,03	12,79	6,33	1,95	27,31	15,27	18,42	1,75
		DP	0,23	0,10	0,34	0,06	0,46	0,07	0,50	0,17
		CV (%)	0,71	0,78	5,38	3,20	1,68	0,48	2,69	9,75

Tabela 5.33 - Resultados do ensaio CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO (energias do Proctor normal e modificado) (continuação)

T55	H/2	Média	33,33	12,54	5,92	1,94	27,41	15,03	15,30	1,89
		DP	0,19	0,37	0,44	0,18	0,74	0,08	0,84	0,12
		CV (%)	0,56	2,93	7,44	9,10	2,69	0,54	5,51	6,54
	1/4H	Média	33,18	12,58	5,71	2,22	27,68	14,88	13,43	2,40
		DP	0,16	0,20	0,44	0,04	0,34	0,21	1,28	0,22
		CV (%)	0,48	1,56	7,70	1,80	1,22	1,40	9,50	9,08
T25	H/2	Média	33,77	12,68	6,13	2,01	27,60	14,75	14,15	3,16
		DP	0,35	0,04	0,17	0,20	0,42	0,20	0,67	0,04
		CV (%)	1,03	0,30	2,72	9,86	1,51	1,32	4,75	1,20
	1/4H	Média	33,52	12,66	5,20	2,38	27,83	14,76	11,14	3,47
		DP	0,21	0,24	0,25	0,13	0,18	0,10	1,11	0,29
		CV (%)	0,61	1,90	4,78	5,65	0,65	0,68	9,94	8,43
NT10	H/2	Média	33,27	12,73	6,03	1,98	27,97	14,91	15,60	2,35
		DP	0,24	0,14	0,46	0,08	0,27	0,11	1,53	0,21
		CV (%)	0,73	1,12	7,55	3,78	0,97	0,75	9,79	9,11
	1/4H	Média	33,17	12,75	5,39	2,33	27,95	15,54	13,37	2,74
		DP	0,16	0,06	0,25	0,16	0,40	0,51	1,22	0,24
		CV (%)	0,47	0,48	4,56	7,03	1,45	3,25	9,14	8,77

E_{CBR} : expansão obtida no ensaio CBR; DP: desvio padrão; CV: coeficiente de variância.

Fonte: A autora.

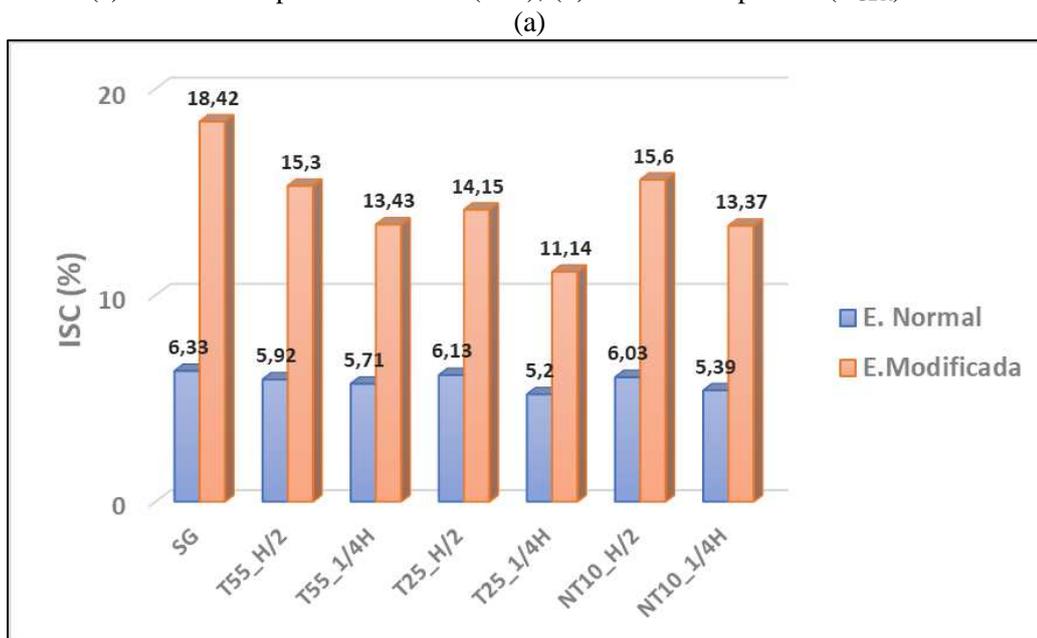
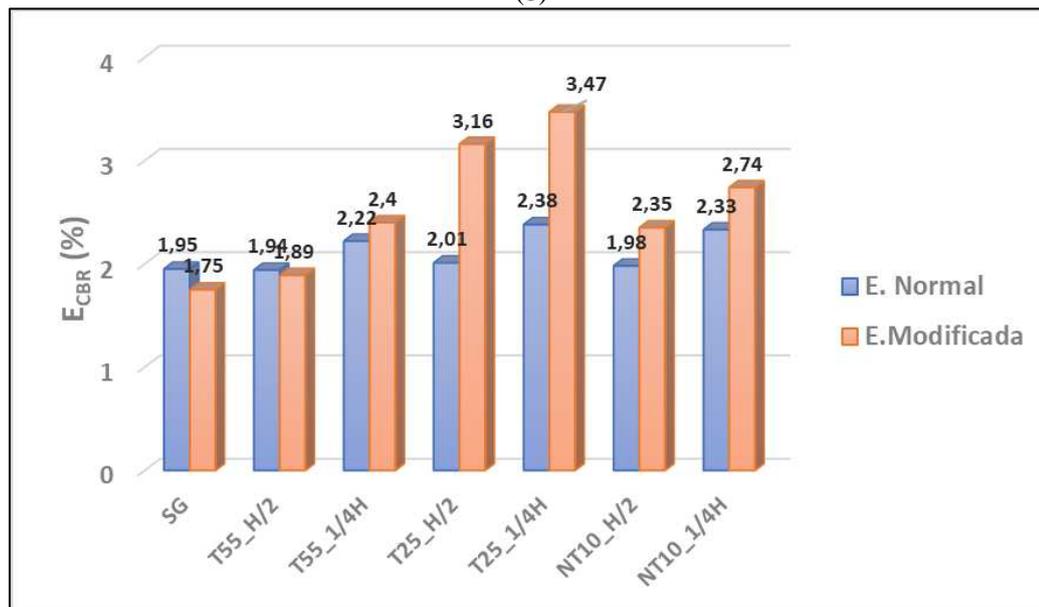
Figura 5.17 - Resultados do ISC e expansibilidade para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO: (a) Índice de Suporte Califórnia (ISC); (b) Índice de expansão (E_{CBR})

Figura 5.17 - Resultados do ISC e expansibilidade para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO: (a) Índice de Suporte Califórnia (ISC); (b) Índice de expansão (E_{CBR}) (continuação)



Fonte: A autora.

Com o objetivo de auxiliar a compreensão das diferentes respostas encontradas nas análises estatísticas dos solos investigados quando reforçados (energia normal e modificada), nas Tabelas 5.34, 5.35 e 5.36 têm-se os resultados da avaliação de vários parâmetros obtidos nos ensaios de capacidade de suporte ISC: o ISC, obtido com a penetração de 2,5mm ou 5mm (em função da força de penetração máxima obtida no ensaio CBR); a variação do valor ISC (Δ ISC) observado para os corpos de prova não reforçados e reforçados, moldados sobre as mesmas condições (umidade ótima e peso específico aparente seco máximo); a força de penetração máxima ($F_{m\acute{a}x}$); a variação do valor da força de penetração máxima observada para os corpos de prova não reforçados e reforçados ($\Delta F_{m\acute{a}x}$) moldados sobre as mesmas condições; o índice de expansão obtido no ensaio CBR (E_{CBR}) e; a variação do valor da expansão C R (ΔE_{CBR}) observado para os corpos de prova não reforçados e reforçados moldados sobre as mesmas condições.

Tabela 5.34 - Análise comparativa dos parâmetros obtidos nos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS (energias normal e modificada)

Geotêxtil	Posição	Energias de Compactação											
		Normal					Modificada						
		ISC (%)	Δ ISC (%)	$F_{m\acute{a}x}$ (kgf)	$\Delta F_{m\acute{a}x}$ (%)	E_{CBR} (%)	ΔE_{CBR} (%)	ISC (%)	Δ ISC (%)	$F_{m\acute{a}x}$ (kgf)	$\Delta F_{m\acute{a}x}$ (%)	E_{CBR} (%)	ΔE_{CBR} (%)
SG	'	13,00	-	267,0	-	0,21	-	33,84	-	694,0	-	0,36	-

Tabela 5.34 - Análise comparativa dos parâmetros obtidos nos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo VS (energias normal e modificada) (continuação)

T55	H/2	11,37	-1,63	233,0	-12,7	0,21	0	41,64	7,80	854,0	23,0	0,68	89,0
	1/4H	9,80	-3,20	201,0	-24,7	0,22	5,0	39,48	5,64	809,0	16,6	0,49	36,0
T25	H/2	9,32	-3,68	191,0	-28,5	0,34	62,0	35,54	1,70	729,0	5,00	0,53	47,0
	1/4H	7,53	-5,47	154,0	-42,3	0,54	157,0	44,49	10,64	912,0	31,4	0,49	36,0
NT10	H/2	7,75	-5,25	159,0	-40,4	0,29	38,0	36,41	2,57	746,0	7,50	0,62	72,0
	1/4H	7,58	-5,42	155,0	-41,9	0,46	119,0	37,04	3,20	759,0	9,40	0,56	56,0

Fonte: A autora.

Tabela 5.35 - Análise comparativa dos parâmetros obtidos nos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo BR (energias normal e modificada)

Geotêxtil	Posição	Energias de Compactação											
		Normal						Modificada					
		ISC (%)	Δ ISC (%)	F _{máx} (kgf)	Δ F _{máx} (%)	E _{CBR} (%)	Δ E _{CBR} (%)	ISC (%)	Δ ISC (%)	F _{máx} (kgf)	Δ F _{máx} (%)	E _{CBR} (%)	Δ E _{CBR} (%)
SG	'	9,40	-	193,0	-	0,16	-	31,53	-	425,0	-	0,15	-
T55	H/2	12,37	2,97	254,0	24,0	0,14	-25,0	26,88	-4,65	363,0	-14,7	0,35	133,0
	1/4H	10,98	1,58	255,0	32,0	0,19	19,0	33,08	1,55	446,0	4,95	0,37	147,0
T25	H/2	11,57	2,17	237,0	23,0	0,07	-56,0	39,43	7,90	532,0	25,1	0,22	47,0
	1/4H	11,20	1,80	230,0	19,0	0,15	-6,0	34,11	2,48	460,0	8,20	0,24	60,0
NT10	H/2	11,85	2,45	243,0	26,0	0,10	-37,0	30,00	-1,53	615,0	45,0	0,10	-33,0
	1/4H	11,14	1,74	228,0	18,0	0,15	-6,0	30,96	-0,57	635,0	49,0	0,20	33,0

Fonte: A autora.

Tabela 5.36 - Análise comparativa dos parâmetros obtidos nos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO (energias normal e modificada)

Geotêxtil	Posição	Energias de Compactação											
		Normal						Modificada					
		ISC (%)	Δ ISC (%)	F _{máx} (kgf)	Δ F _{máx} (%)	E _{CBR} (%)	Δ E _{CBR} (%)	ISC (%)	Δ ISC (%)	F _{máx} (kgf)	Δ F _{máx} (%)	E _{CBR} (%)	Δ E _{CBR} (%)
SG	'	6,33	-	130,0	-	1,95	-	18,42	-	378,0	-	1,75	-

Tabela 5.36 - Análise comparativa dos parâmetros obtidos nos ensaios CBR para as amostras não reforçadas e reforçadas do Solo AERO (energias normal e modificada) (continuação)

T55	H/2	5,92	-0,41	121,0	-7,44	1,94	-0,50	15,30	-3,12	314,0	-17,0	1,89	8,0
	1/4H	5,71	-0,62	117,0	-10,0	2,22	14,0	13,43	-5,00	275,0	-27,2	2,40	37,0
T25	H/2	6,13	-0,20	126,0	-3,10	2,01	3,0	14,15	-3,27	290,0	-23,3	3,16	81,0
	1/4H	5,20	-1,13	107,0	-17,7	2,38	22,0	11,14	-7,28	228,0	-39,7	3,47	98,0
NT10	H/2	6,03	-0,30	124,0	-4,61	1,98	2,0	15,60	-2,82	320,0	-15,3	2,45	34,0
	1/4H	5,39	-0,94	110,0	15,4	2,33	19,0	13,37	-5,05	274,0	-27,5	2,74	57,0

Fonte: A autora.

Com os resultados mostrados nas Tabelas 5.31 e 5.34, fica evidente que a introdução de geotêxteis no Solo VS, compactado na energia normal, não contribuiu para o aumento da resistência na camada do solo abaixo do reforço, ou seja, a mobilização do atrito entre os materiais não foi suficientemente elevada para o surgimento dos mecanismos de reforço. Entretanto, com o aumento da magnitude do esforço de compactação aplicada ao sistema solo-reforço, obtêm-se melhores respostas frente às solicitações de carga, ao mesmo tempo que causa um efeito deletério de maior expansibilidade na maioria das amostras reforçadas.

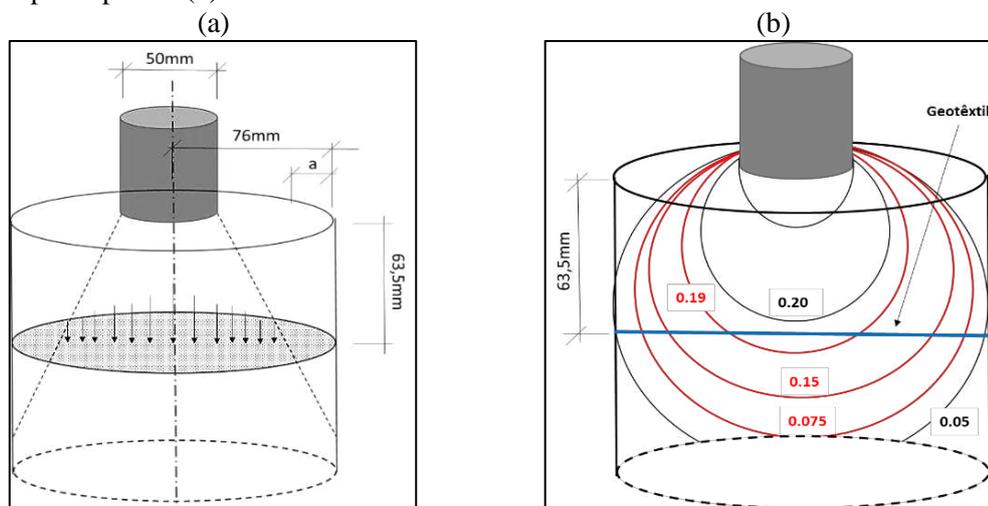
No Solo BR acontece o efeito contrário, como ilustram as Tabelas 5.32 e 5.35. A compactação das amostras reforçadas na energia normal conduziu ao aumento na capacidade de suporte deste solo, ao passo que, quando compactadas no Proctor modificado, o acréscimo da energia de compactação não foi eficiente para mobilizar as tensões necessárias para a melhoria na resistência nas camadas de solo, porém foi responsável por incrementos no valor do índice de expansibilidade.

Nas amostras reforçadas do Solo AERO (Tabelas 5.33 e 5.36), a compactação, seja na energia normal seja na modificada, não promoveu benefícios aos conjuntos solo-reforço, mas, igualmente ao que ocorreu nos demais solos, contribuiu para acréscimos na expansibilidade das amostras.

Diante do exposto, acredita-se que a mobilização dos mecanismos de reforço (aumento da capacidade de suporte, efeito membrana tracionada e confinamento lateral) está muito mais relacionada com a natureza dos solos empregados, com as propriedades estruturais dos geotêxteis e com as posições que eles ocupam dentro dos corpos de prova, do que com a influência da magnitude dos esforços de compactação.

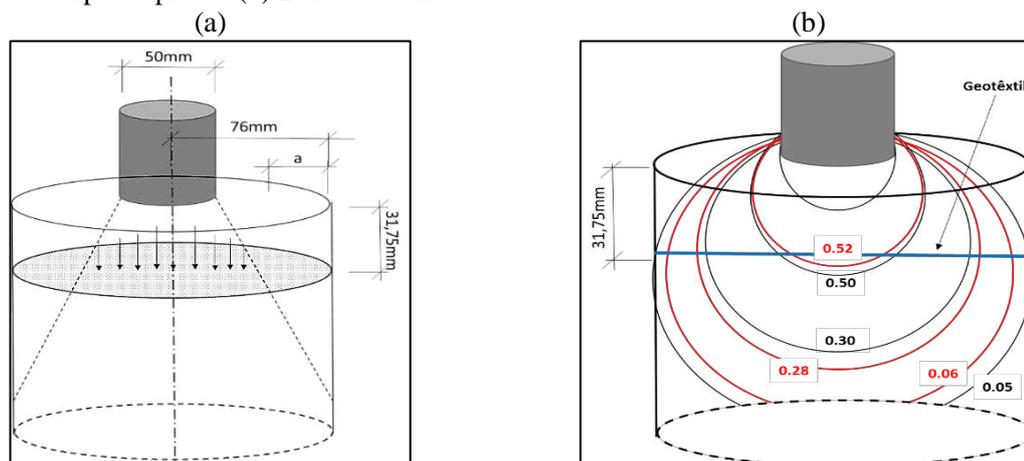
A Figura 5.18 corresponde ao comportamento das amostras reforçadas quanto ao espraio de tensões e a sua relação com a localização dos geotêxteis dentro do corpo de prova. Baseando-se na conceituação de Love (1929), estima-se que, quando o material de reforço está posicionado à meia altura do corpo de prova, a carga aplicada pelo pistão chega ao geotêxtil em uma proporção de aproximadamente 19% (centro da área carregada) (Figura 5.18), ao passo que, quando localizado à $\frac{1}{4} H$, as tensões verticais espraiam-se com cerca de 52% da solitação de carga (centro da área carregada) (Figura 5.19). Nota-se ainda que, à medida que o carregamento vai se aproximando das bordas do geotêxtil, sua intensidade também diminui.

Figura 5.18 - Espraio de tensões no corpo de prova reforçado: (a) Geotêxtil localizado à $H/2$ do topo do corpo de prova. (b) Bulbo de tensões.



Fonte: A autora.

Figura 5.19 - Espraio de tensões no corpo de prova reforçado: (a) Geotêxtil localizado à $1/4H$ do topo do corpo de prova. (b) Bulbo de tensões



Fonte: A autora.

Relacionando-se a capacidade de suporte do Solo VS e a posição que cada tipo de geotêxtil ocupa dentro dos corpos de prova, observa-se que, para as amostras reforçadas e compactadas na energia normal, os maiores valores de ISC são para aquelas cujo geotêxtil está localizado à meia altura do corpo de prova. Para a energia modificada, o valor do índice de suporte apresentou grande variabilidade e, por meio do teste de Tukey, foi possível constatar que, na posição H/2, o geotêxtil T55 teve maior contribuição na elevação da resistência do solo, enquanto que, para o geotêxtil não tecido (NT10), a localização não foi um fator de influência dos resultados ($p > 5\%$).

Em contrapartida, o T25 (energia modificada), posicionado à $\frac{1}{4}H$ da aplicação da carga, proporcionou o maior aumento no ISC, quando comparado à amostra de referência e aos demais reforços. Ressalta-se, entretanto, que os valores de ISC para este geotêxtil, quando localizado à H/2 no molde, apresentou um coeficiente de variância muito elevado (14,21%), em virtude da dificuldade de introduzir-se o geotêxtil exatamente na posição pretendida dentro dos corpos de prova, conforme também relatam Williams e Okine (2008) na sua pesquisa. Além disso, Nogami e Villibor (1995) demonstraram, por meio de diversos estudos laboratoriais, que os resultados do ISC obtidos em amostras moldadas sobre as mesmas condições (umidade e densidade) apresentam-se com elevada dispersão, e que os ensaios CBR possuem baixa reprodutibilidade. Em virtude disso, justificam-se as inconstâncias observadas para esta variável.

De acordo com Holtz et al. (1998), o geotêxtil somente tem função estrutural (reforço) quando a capacidade de suporte do subleito é extremamente baixa, com CBR menor que 1%. Logo, o solo VS, com maior resistência à penetração, conforme discutido anteriormente, deveria apresentar igual ou menor ISC que a amostra não reforçada, independentemente da energia de compactação empregada, da estrutura do geotêxtil e/ou da posição que eles ocupam no corpo de prova.

No entanto, ocorre que a compactação na energia normal não contribuiu para o aumento da rigidez do solo VS, tanto na camada abaixo do reforço (neste estudo, considerada o solo de fundação) quanto no solo sobrejacente (camada de aterro ou base), em função da elevada deformabilidade elástica (baixo módulo de resiliência) deste solo. Ademais, as reduzidas dimensões do cilindro CBR não permitem uma efetiva ancoragem das mantas têxteis dentro dos corpos de prova e, por isso, não se desenvolvem tensões cisalhantes suficientemente elevadas para a mobilização dos mecanismos de reforço.

A Figura 5.20 ilustra o que ocorre em um corpo de prova reforçado com o geotêxtil T55 (após o ensaio CBR) e o solo VS com as camadas compactadas na energia do Proctor

normal. Observa-se que as deformações no “solo de fundação” acompanham a deformação do reforço e suas partículas tendem a se deslocar para as bordas do corpo de prova (Figura 5.20 – Detalhe A).

Figura 5.20 - Corpo de prova da amostra reforçada do Solo VS, compactada na energia normal, após o ensaio CBR: Detalhe A – espalhamento das partículas para as bordas

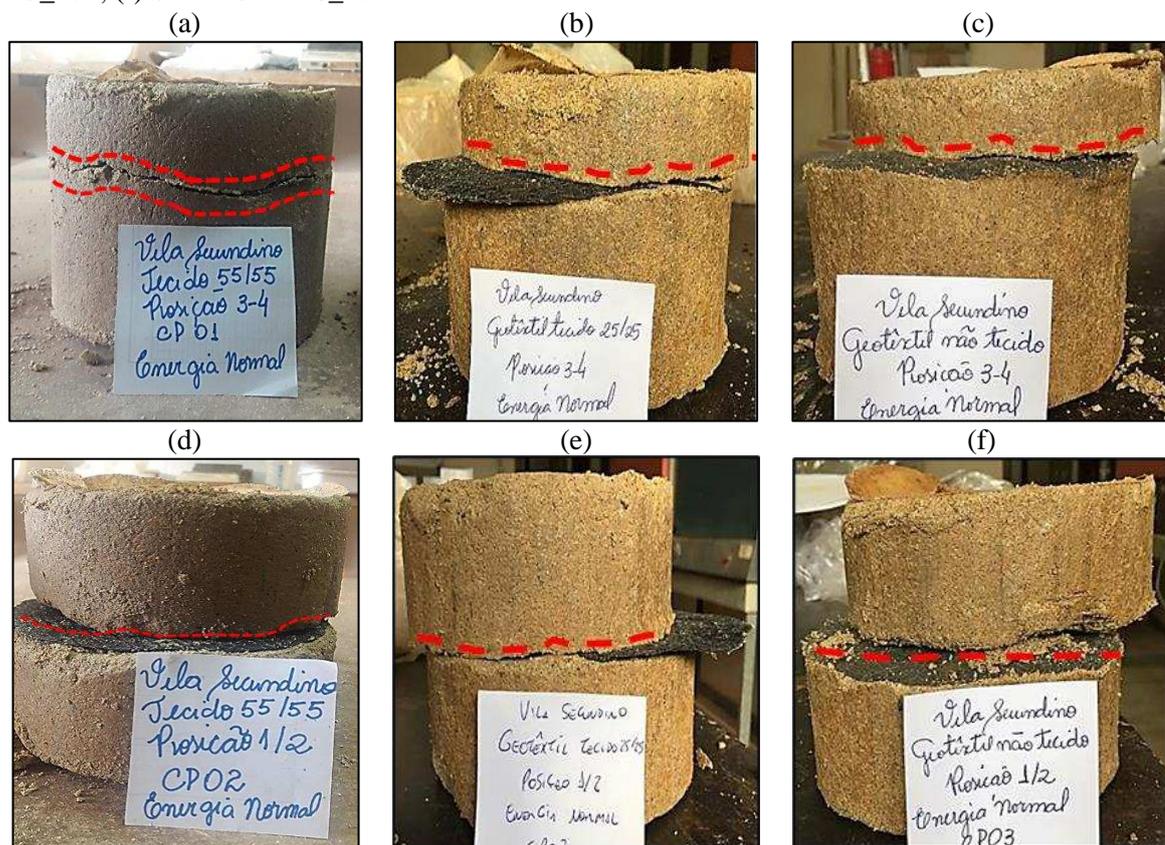


Fonte: A autora.

Apesar do deslocamento relativo entre os materiais, o que poderia sugerir um possível efeito membrana, ele é insignificante (DOUGLAS e KELLY, 1986), pois, quando as solicitações da carga do pistão CBR chegam ao geotêxtil, o material que está solto (sem ancoragem) deforma-se, afundando na região central do corpo de prova e arrastando as bordas para dentro da área de carregamento, mas não na configuração côncava como acontece no mecanismo membrana tracionada. Adicionalmente, também não ocorre o mecanismo de confinamento lateral, como se observa na Figura 5.20 (Detalhe A), uma vez que as partículas do solo VS se concentram fora da zona de atuação do reforço. Na ausência destes dois efeitos, não se verificou o aumento da capacidade de suporte do “subleito” (camada abaixo do geotêxtil).

O aparente deslocamento dos geotêxteis explica a tendência de maior deformação dos materiais e os menores valores de índice de suporte, observados nos corpos de prova compactados na energia normal (após o ensaio CBR), para a condição de posicionamento à $\frac{1}{4}H$. Nota-se, na Figura 5.21, que quanto mais próximo o material está da aplicação da carga, maior é a sua deformação.

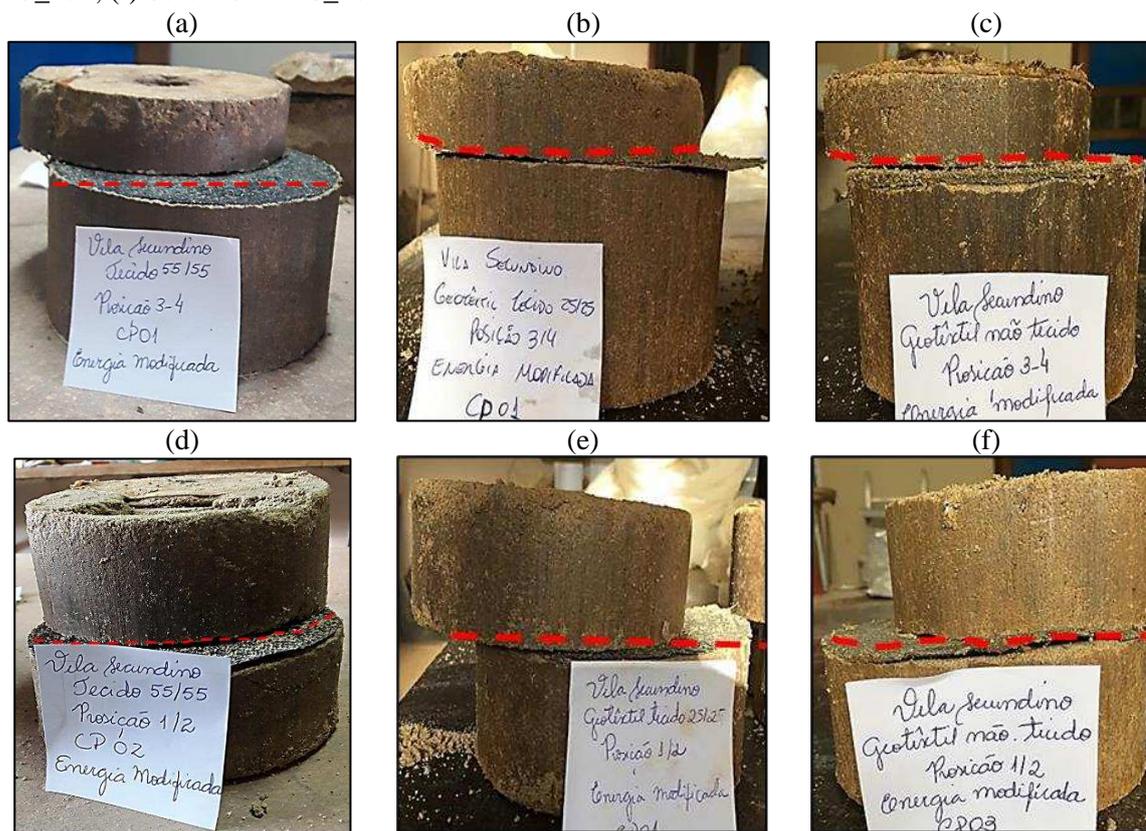
Figura 5.21 - Corpos de provas reforçados do Solo VS, compactados na energia normal: (a) Solo VS-T55_1/4H; (b) Solo VS-T25_1/4H; (c) Solo VS-NT10_1/4H; (d) Solo VS-T55_H/2; (e) Solo VS-T25_H/2; (f) Solo VS-NT10_H/2



Fonte: A autora.

Ao contrário, para os corpos de prova compactados na energia modificada, a deformação é muito menos pronunciada, como ilustrado na Figura 5.22, independentemente da localização e do tipo de geotêxtil. Em virtude da maior rigidez do solo VS, proveniente do aumento do esforço de compactação, o “subleito” (camada abaixo do reforço) torna-se uma “plataforma construtiva”, permitindo uma compactação mais eficiente da camada acima do reforço, conduzindo a maiores densidades de compactação e a maiores tensões residuais (TURANO et al., 2000; KLEIN et al., 2003).

Figura 5.22 - Corpos de provas reforçados do Solo VS, compactados na energia modificada: (a) Solo VS-T55_1/4H; (b) Solo VS-T25_1/4H; (c) Solo VS-NT10_1/4H; (d) Solo VS-T55_H/2; (e) Solo VS-T25_H/2; (f) Solo VS-NT10_H/2



Fonte: A autora.

A compactação das camadas dos corpos de prova não reforçado e reforçados na energia do Proctor modificado resulta no aumento do grau de resiliência do solo VS e, com isso, tem-se um sistema solo-reforço com maior rigidez. Segundo RADA e WITCZAK (1981) e OOI e PU (2002), a elevação da energia de compactação pode ser um recurso aplicável para o aumento de rigidez dos solos.

De fato, percebeu-se neste estudo que, durante a compactação na energia modificada das amostras do solo VS (não reforçada e reforçadas), a partir de um determinado número de golpes e à medida que se preenchia o molde com as camadas do solo, o soquete tinha propensão a “repicar”. Em outros termos, o carregamento oriundo do esforço de compactação aplicado às camadas do solo forneceu um maior módulo de resiliência ao material com o consequente aumento da resistência ao cisalhamento para este solo.

Com as partículas do solo mais firmemente empacotadas, ou seja, na situação de menor índice de vazios (maior densificação), tanto o material do subleito (camada abaixo do reforço) quanto a camada de base/aterro (acima do reforço) tornam-se mais rígidos, e, assim, tem-se uma condição mais favorável para a ancoragem nas bordas das mantas têxteis e para o

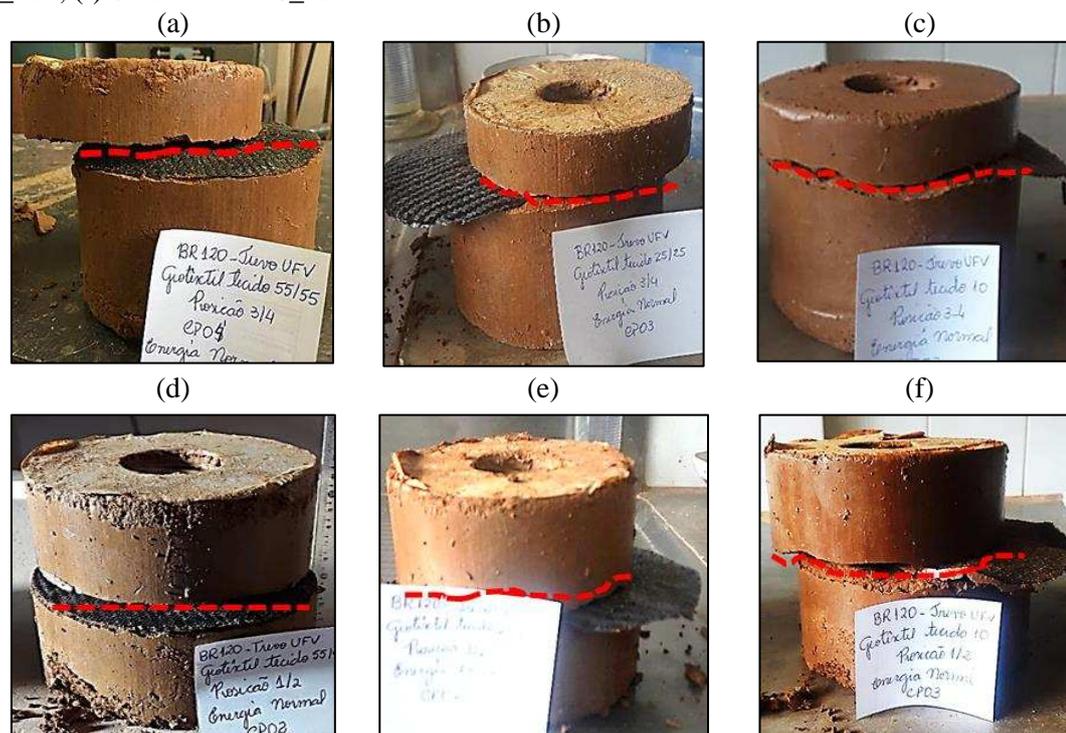
desenvolvimento dos mecanismos de reforço dentro dos corpos de prova. Corrobora com esta afirmação o fato de que, quando o reforço está localizado na posição H/2, embora ele tenha um menor comprimento de ancoragem que o da posição à 1/4H da aplicação da carga (Figura 5.22), a área de espraiamento das tensões é maior e, por isso, não se observa a predisposição do afundamento do material no centro da zona carregada.

No Solo BR, os pequenos incrementos dos valores de ISC nas amostras reforçadas e compactadas na energia normal não foram causados pelo tipo e pela variação da posição do geotêxtil ($p > 5\%$) utilizado, contudo observou-se uma leve tendência de aumento na capacidade deste solo quando em conjunto com os geotêxteis tecidos, principalmente para o sistema Solo BR-T55, com o reforço posicionado na metade do corpo de prova. Em contrapartida, comparando-se apenas as amostras reforçadas e compactadas na energia modificada, não observou-se uma tendência nítida na elevação ou redução do índice de suporte, pois a amostra Solo BR-T55 apresentou capacidade de suporte maior na posição 1/4H (33,08%), a amostra Solo BR-T25 na posição H/2 (39,43%) e na amostra solo BR-NT10 não houve variação significativa deste parâmetro.

Presume-se portanto que, embora o acréscimo do esforço de compactação possa ter contribuído para o aumento do módulo de resiliência do Solo BR, como mostraram Bernucci (1995) e Carmo (1998) para solos lateríticos semelhantes, este efeito tem pouca importância para o aumento da capacidade deste solo quando reforçado, uma vez que o mesmo, sem inclusões, possui uma resistência à penetração comparável ou maior que os demais solos empregados na pesquisa. Não obstante, no caso das amostras Solo BR-T55 (posição H/2 e 1/4H), compactadas na energia modificada, as reduções nos valores de ISC estão associados aos elevados índices de expansão, que chegam a ser 147% vezes maiores, quando comparados à expansibilidade média dos corpos de prova de referência.

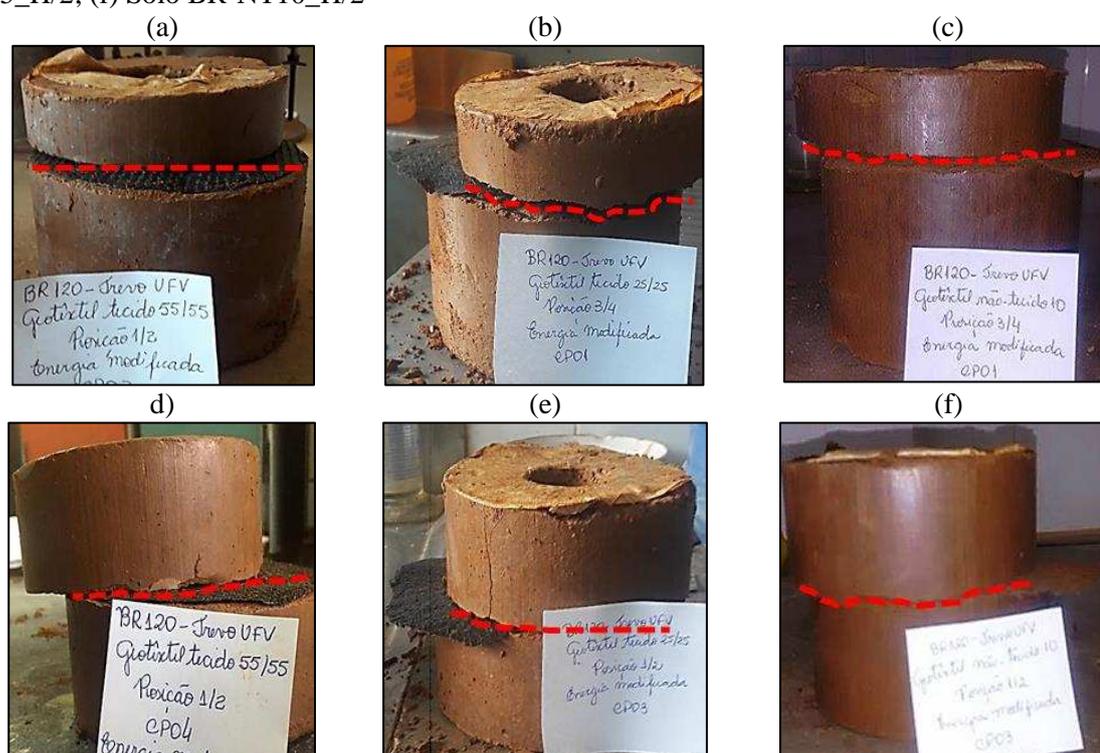
Nas Figuras 5.23 e 5.24, têm-se exemplos das configurações dos corpos de prova após o ensaio CBR, nas quais percebe-se alguma deformação apenas para os sistemas constituídos pelo geotêxtil não tecido (NT10).

Figura 5.23 - Corpos de provas reforçados do Solo BR, compactados na energia normal: (a) Solo BR-T55_1/4H; (b) Solo BR-T25_1/4H; (c) Solo BR-NT10_1/4H; (d) Solo BR-T55_H/2; (e) Solo BR-T25_H/2; (f) Solo BR-NT10_H/2



Fonte: A autora.

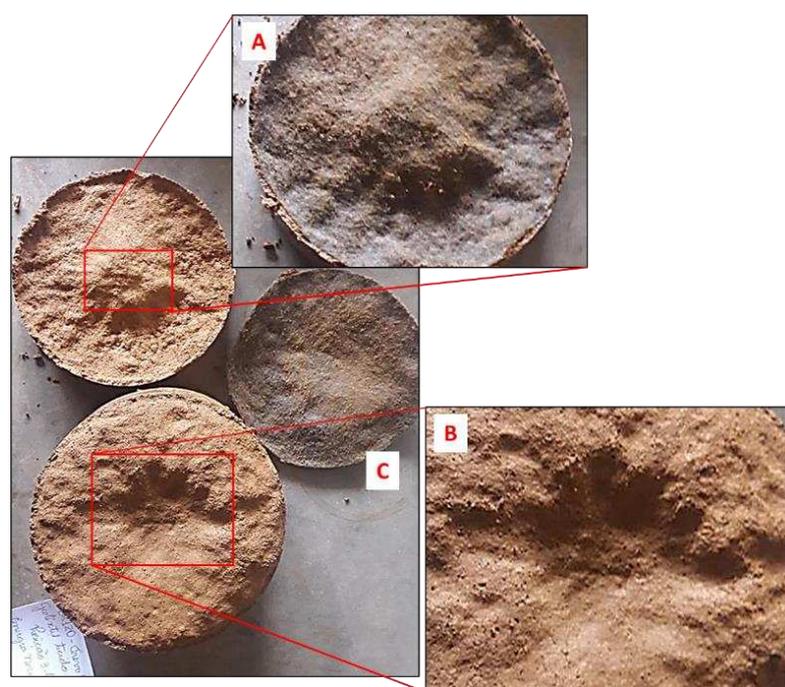
Figura 5.24 - Corpos de provas reforçados do Solo BR, compactados na energia modificada: (a) Solo BR-T55_1/4H; (b) Solo BR-T25_1/4H; (c) Solo BR-NT10_1/4H; (d) Solo BR-T55_H/2; (e) Solo BR-T25_H/2; (f) Solo BR-NT10_H/2



Fonte: Autora.

Em detalhes na Figura 5.25, nota-se que, diferentemente do que ocorre no solo VS, a deformação do solo BR abaixo do geotêxtil NT10 assume uma aparência côncava (deformação plástica), o que pode ter induzido a ocorrência do mecanismo de reforço membrana tracionada e justificar o resultado um pouco mais elevado do ISC para o conjunto Solo BR-NT10 (energia normal) quando comparado à amostra de referência.

Figura 5.25 - Corpo de prova reforçado com o geotêxtil NT10 (energia normal). Detalhe A: deformação do geotêxtil não tecido; Detalhe B: deformação camada de solo abaixo do reforço (possível efeito membrana tracionada); Detalhe C: vista geral do corpo de provas após o ensaio



Fonte: A autora.

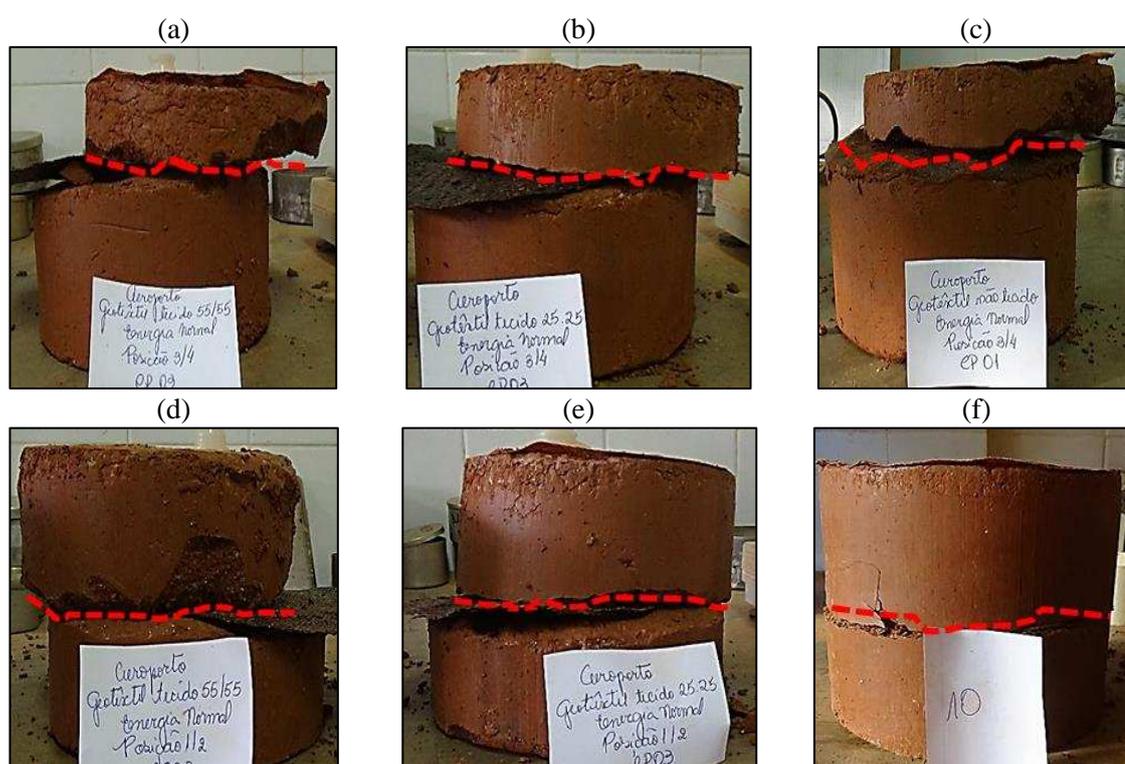
Sequencialmente, o Solo AERO apresentou os menores resultados de ISC dentre todos os sistemas solos-reforços investigados, apesar deste solo exibir índices de suporte Califórnia (energias normal e modificada) relativamente mais baixos que os demais solos empregados no estudo. Acredita-se que este comportamento está essencialmente relacionado aos maiores índices de expansão observados para este solo, sendo dependente das energias de compactação aplicadas às amostras reforçadas, da estrutura do material geossintético e, em menor grau, da posição que os geotêxteis ocupam nos corpos de prova.

Conforme discutido anteriormente, o aumento do esforço de compactação também não ocasionou efeitos benéficos quanto à capacidade de suporte nas amostras reforçadas, quando comparadas às amostras de referência. Contudo, em relação à localização dos reforços, observou-se, para os sistemas compostos por inclusões posicionadas na metade dos corpos de

prova, que os valores de índice de suporte foram, em média, superiores, tanto para as amostras compactadas na energia do Proctor normal quanto do Proctor modificado.

Nas Figuras 5.26 e 5.27 observam-se as configurações dos corpos de prova do solo AERO após o ensaio CBR. Percebe-se também, nestes corpos de prova, que ocorrem maiores deformações quando os geotêxteis estão localizados à $1/4H$ da aplicação da carga do pistão e para as amostras compactadas na energia normal.

Figura 5.26 - Corpos de provas reforçados do Solo AERO, compactados na energia normal: (a) Solo AERO-T55_1/4H; (b) Solo AERO-T25_1/4H; (c) Solo AERO-NT10_1/4H; (d) Solo AERO-T55_H/2; (e) Solo AERO-T25_H/2; (f) Solo AERO-NT10_H/2



Fonte: A autora.

Figura 5.27 - Corpos de provas reforçados do Solo AERO, compactados na energia modificada: (a) Solo AERO-T55_1/4H; (b) Solo AERO-T25_1/4H; (c) Solo AERO-NT10_1/4H; (d) Solo AERO-T55_H/2; (e) Solo AERO-T25_H/2; (f) Solo AERO-NT10_H/2

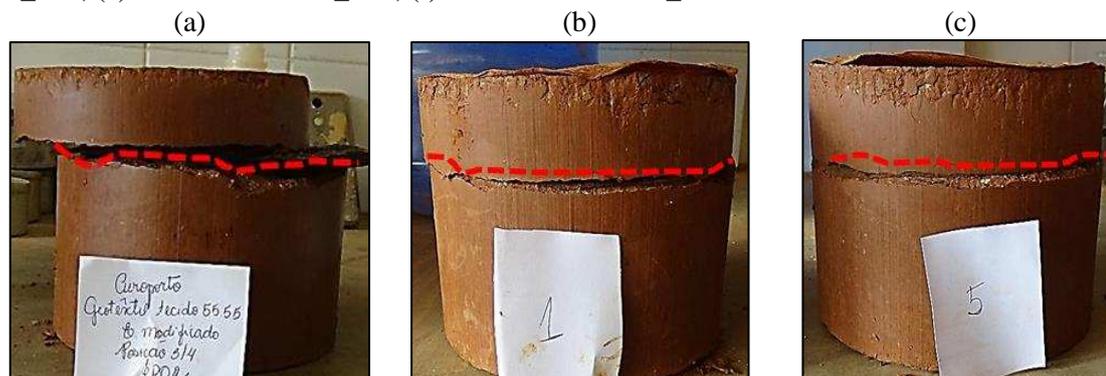
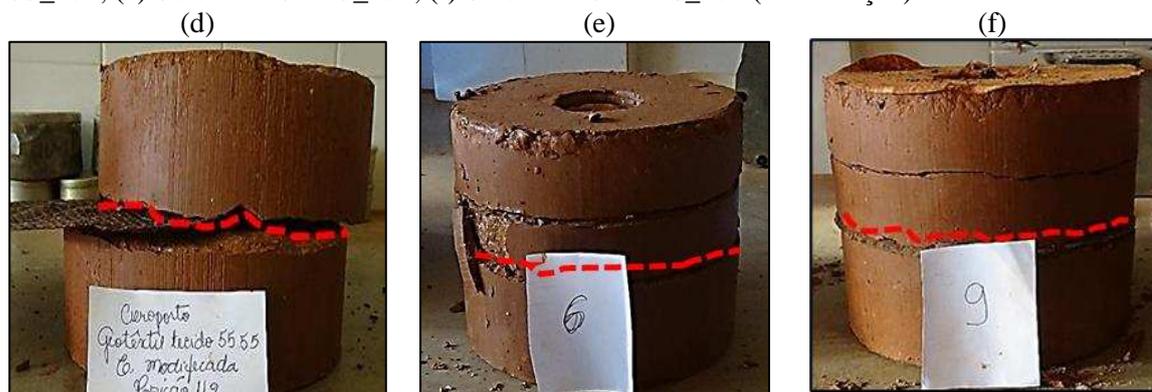


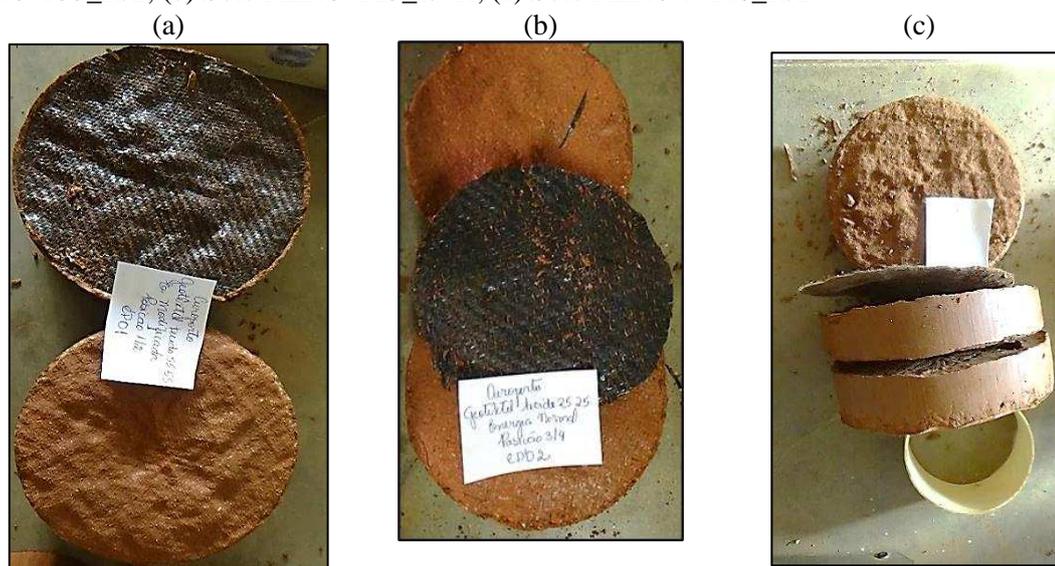
Figura 5.27 - Corpos de provas reforçados do Solo AERO, compactados na energia modificada: (a) Solo AERO-T55_1/4H; (b) Solo AERO-T25_1/4H; (c) Solo AERO-NT10_1/4H; (d) Solo AERO-T55_H/2; (e) Solo AERO-T25_H/2; (f) Solo AERO-NT10_H/2 (continuação)



Fonte: A autora

Na Figura 5.28, exibe-se o aspecto dos geotêxteis empregados no estudo quando utilizados conjuntamente com o solo AERO. Nota-se alguma deformação nos materiais, porém sem nenhum acréscimo nos valores de ISC para as amostras reforçadas.

Figura 5.28 - Corpos de prova reforçados do Solo AERO, compactados na energia normal: (a) Solo AERO-T55_H/2; (b) Solo AERO-T25_1/4H; (c) Solo AERO-NT10_H/2



Fonte: A autora.

Com base nas análises de variância (ANOVA) e na aplicação do teste de Tukey, para todos os sistemas solos-reforços avaliados nesta pesquisa, salvo nas situações cujos resultados da média de ISC exibiram coeficientes de variância muito elevados, tais como nas amostras Solo VS-T25_1/4H (energia normal), Solo VS-T25_H/2 (energia modificada), Solo AERO-T25_1/4H (energia modificada) ou, ainda, nos casos em que a variável “tipo de reforço” não

foi fator de influência, como nas amostras do Solo AERO (energia normal), a incorporação das mantas tecidas foi mais efetiva no aumento da capacidade de suporte dos solos que o geotêxtil não tecido.

A propriedade estrutural mais importante dos geotêxteis utilizados como reforço em estradas é sua rigidez (BLOISE e UCCIARDO, 2000). Em um geossintético mais rígido, as cargas oriundas do tráfego resultam em alongamentos relativamente menores e, portanto, pequenas deformações na camada de aterro reforçado (CHAN et al. 1989; MEYER e ELIAS, 1999; JENNER e PAUL, 2000). Cancelli et al. (1996) e Cancelli e Montanelli (1999) afirmam que a influência da rigidez do reforço decresce com o aumento da capacidade de suporte do subleito, constatando que, para solos de fundação cujo CBR é menor que 3%, os geotêxteis tecidos são comparativamente mais eficientes que os não tecidos. Nesta mesma linha de estudo, Gregory e Bang (1994) e Kelly et al. (1995) concluíram que os geotêxteis tecidos proporcionam maior rigidez às camadas de uma via quando comparados aos geotêxteis não tecidos, sobretudo quando o CBR do subleito é menor que 11%.

Os geotêxteis tecidos (T55 e T25) empregados nesta pesquisa são constituídos de laminetes de polipropileno, polímero que lhes confere uma maior rigidez (KOERNER, 2012; VERTEMATTI, 2015) quando comparado ao poliéster utilizado na fabricação do geotêxtil não tecido (NT10). Além disso, a manta não tecida agulhada caracteriza-se por possuir uma estrutura de fibras dispostas aleatoriamente, as quais, durante a compactação e a aplicação da carga do pistão no ensaio CBR, são mais suscetíveis ao alongamento, à compressibilidade e ao confinamento do que os laminetes dos geotêxteis tecidos (BAUER, 1997; KOERNER, 2012; VERTEMATTI, 2015).

Considerando-se somente as amostras constituídas por geotêxteis tecidos, verificou-se que, apesar dos materiais apresentarem características semelhantes, o T55 possui densidade, espessura e resistência à tração nominal relativamente superiores ao T25 (Tabela 5.2). Em razão destes fatores, além do geotêxtil T55 possuir uma superfície mais rugosa, uma estrutura menos flexível e uma matriz têxtil mais fechada, ele é um geossintético menos deformável, o que favorece o aumento da rigidez das camadas do solo e, também, que se desenvolvam as tensões de cisalhamento nas interfaces solo-reforço.

Com isso, verifica-se, para as amostras de Solo VS-T55 (nas posições H/2 e 1/4H), compactadas nas energias normal e modificada, e de Solo VS-T25 (1/4H), compactadas na energia modificada, o mecanismo de confinamento lateral das camadas do solo e, conseqüentemente, o incremento nos valores (em média) de ISC para estes corpos de prova, quando comparados aos demais sistemas solo-reforços. Ademais, percebem-se maiores

deformações nos conjuntos de amostras de Solo VS-NT10 (Figura 5.18 e 5.19), compactadas tanto na energia normal quanto na modificada, independentemente da posição em que está o reforço, que resultaram em uma menor interação solo-geotêxtil, ou seja, na ausência ou na minimização dos mecanismos de reforço.

Para os Solos BR e AERO, embora a influência da estrutura dos geotêxteis nos valores do ISC tenha sido minorada pela elevação da expansão em algumas amostras reforçadas, verifica-se a mesma tendência, ou seja, a incorporação dos geotêxteis mais rígidos (tecidos) resultou no aumento de capacidade de suporte dos solos.

De fato, alguns mecanismos de reforço somente são mobilizados quando as solicitações pelas cargas aplicadas aos sistemas solo-reforço são mais elevadas. Por isto, nas Figuras 5.29, 5.30 e 5.31 apresentam-se as curvas médias de carregamento versus penetração para as amostras não reforçadas e reforçadas dos solos investigados (energias normal e modificada). Nota-se nas curvas que, à medida que se aumenta a profundidade de penetração do pistão, há uma tendência de aproximação das curvas das amostras reforçadas, compactadas nas energias normal e modificada, e também de que os valores da força de penetração se tornem mais elevados do que os da amostra não reforçada. Além disso, ocorre uma aproximação entre as curvas de um mesmo conjunto solo-reforço cujos geotêxteis estão posicionados em localizações diferentes.

Figura 5.29 - Curvas médias de carregamento versus penetração para amostras do solo VS não reforçada e reforçadas: (a) energia normal; (b) energia modificada

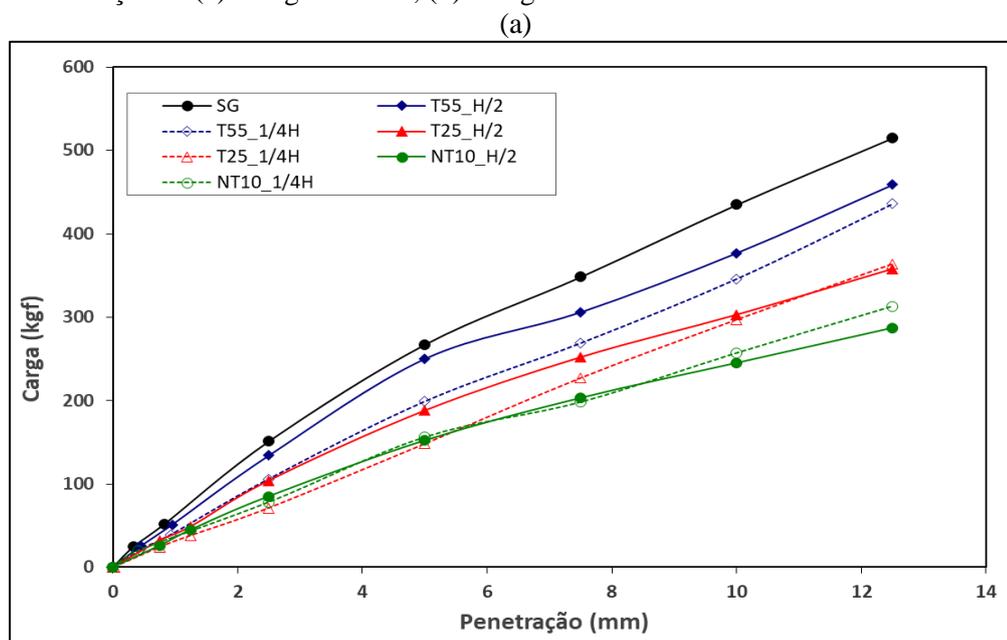
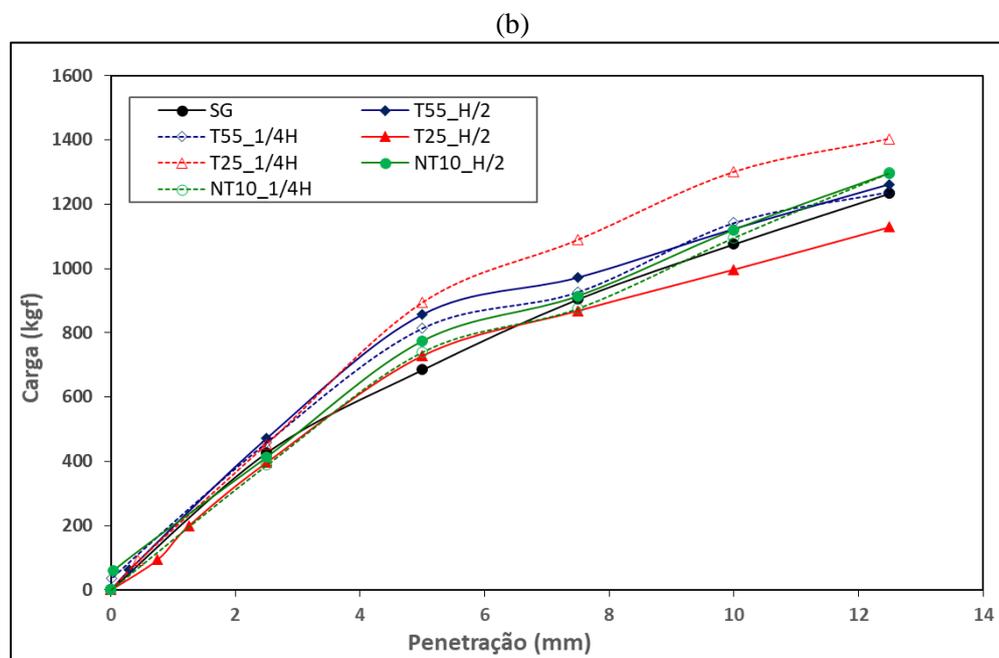


Figura 5.29 - Curvas médias de carregamento versus penetração para amostras do solo VS não reforçada e reforçadas: (a) energia normal; (b) energia modificada (continuação)



A autora.

Figura 5.30 - Curvas médias de carregamento versus penetração para amostras do Solo BR não reforçada e reforçadas: (a) energia normal; (b) energia modificada

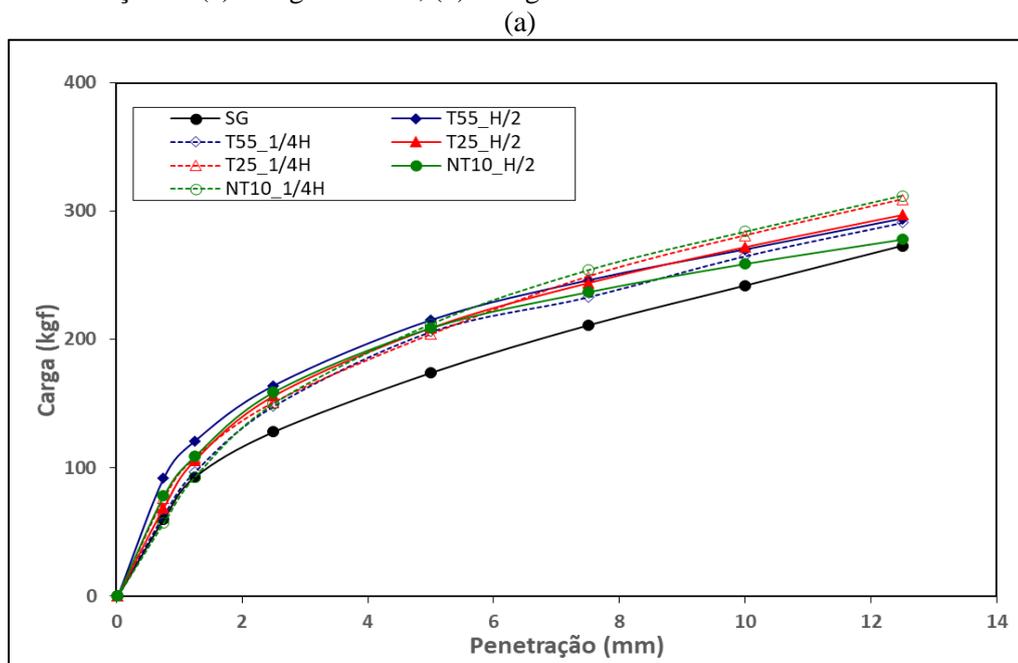
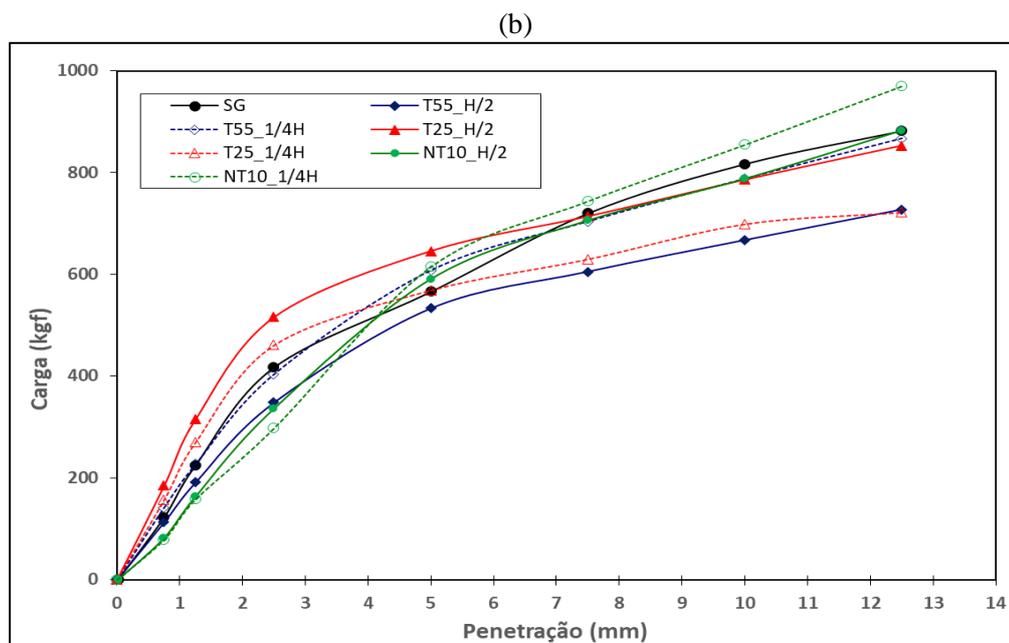


Figura 5.30 – Curvas médias de carregamento versus penetração para amostras do Solo BR não reforçada e reforçadas: (a) energia normal; (b) energia modificada (continuação)



Fonte: A autora.

Figura 5.31 - Curvas médias de carregamento versus penetração para amostras do Solo AERO não reforçada e reforçadas: (a) energia normal; (b) energia modificada

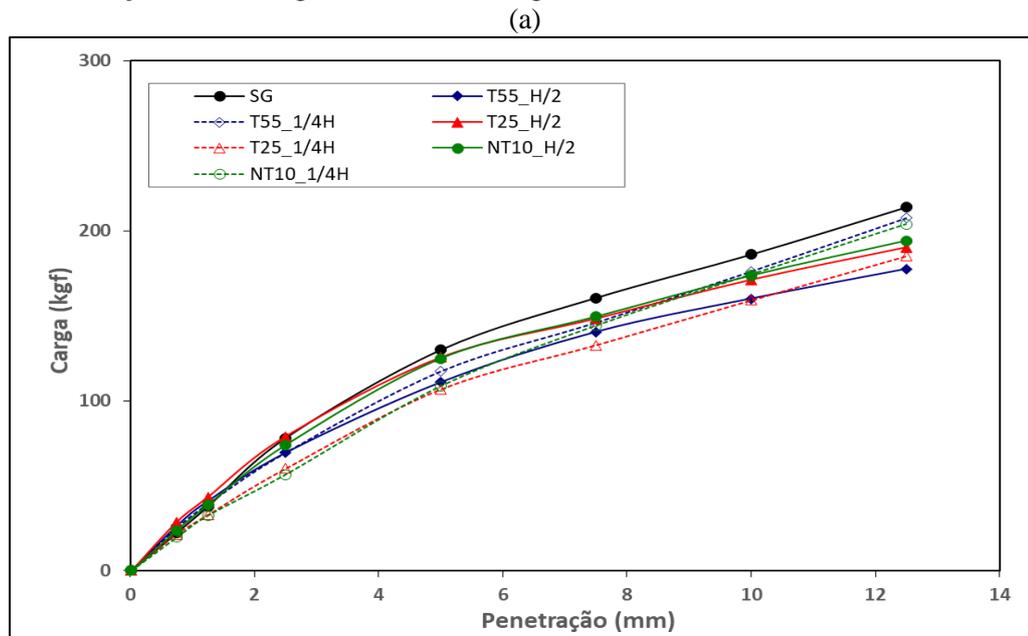
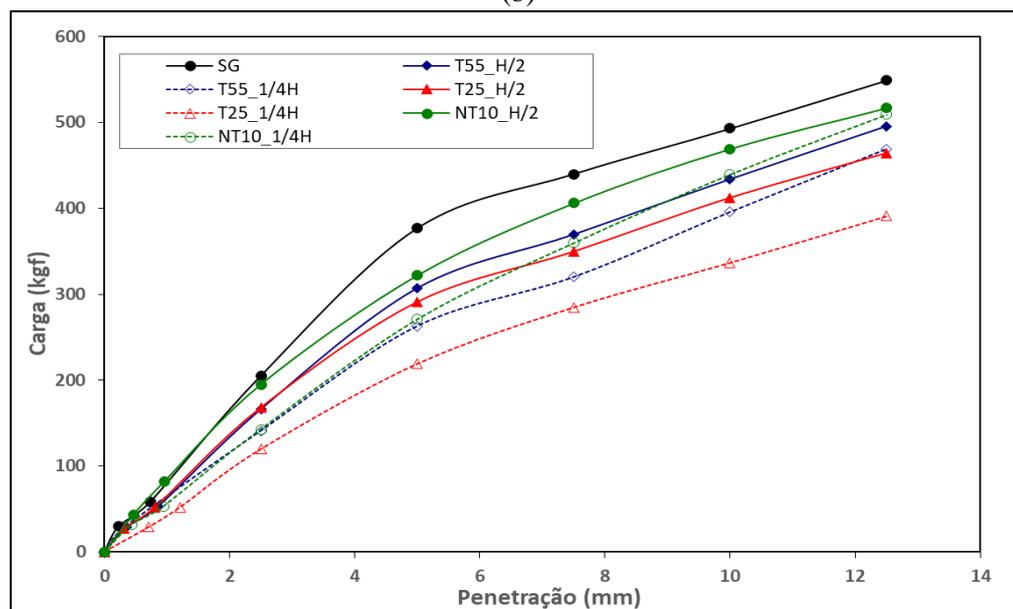


Figura 5.31 -Curvas médias de carregamento versus penetração para amostras do Solo AERO não reforçada e reforçadas: (a) energia normal; (b) energia modificada (continuação)



Fonte: A autora.

Neste sentido, a determinação do valor de ISC medido no início do ensaio, ou seja, com uma deformação de uma ou duas polegadas, não corresponde à força necessária para a mobilização dos geotêxteis, pois o efeito do material começa a ser efetivo com deformações maiores. Com o objetivo de comprovar esta afirmação, realizou-se uma estimativa da força que chega aos geotêxteis com a penetração de 10mm ($F_{10\text{mm}}$), a diferença, em porcentagem, entre $F_{10\text{mm}}$ das amostras reforçadas e não reforçada ($\Delta F_{10\text{mm}}$) e as diferenças entre as amostras com as inclusões localizadas à H/2 e 1/4H do topo do corpo de prova ($\Delta F_{\text{pos.}}$), como ilustrados nas Tabelas 5.37, 5.38 e 5.39.

Tabela 5.37 - Força de penetração com 10mm para as amostras reforçadas do Solo VS (energias normal e modificada)

Geotêxtil	Posição	Energias de compactação					
		Normal			Modificada		
		$F_{10\text{mm}}$ kgf	$\Delta F_{10\text{mm}}$ (%)	$\Delta F_{\text{pos.}}$ (%)	$F_{10\text{mm}}$ kgf	$\Delta F_{10\text{mm}}$ (%)	$\Delta F_{\text{pos.}}$ (%)
SG	-	435,0	-	-	1076,0	-	-
T55	H/2	377,0	-13,33		1123,0	4,37	
	1/4H	346,0	-20,46	-8,22	1142,0	6,13	1,69

Tabela 5.37 - Força de penetração com 10mm para as amostras reforçadas do Solo VS (energias normal e modificada) (continuação)

Geotêxtil	Posição	Energias de compactação					
		Normal			Modificada		
		F _{10mm} kgf	ΔF _{10mm} (%)	ΔF _{pos.} (%)	F _{10mm} kgf	ΔF _{10mm} (%)	ΔF _{pos.} (%)
T25	H/2	303,0	-19,63		1000,0	-7,06	
	1/4H	297,0	-14,16	-1,98	1300,0	20,82	30,00
NT10	H/2	254,0	-16,17		1120,0	4,09	
	1/4H	257,0	-13,47	1,18	1096,0	1,86	2,14

Fonte: A autora.

Tabela 5.38 - Força de penetração com 10mm para as amostras reforçadas do Solo BR (energias normal e modificada)

Geotêxtil	Posição	Energias de compactação					
		Normal			Modificada		
		F _{10mm} kgf	ΔF _{10mm} (%)	ΔF _{pos.} (%)	F _{10mm} kgf	ΔF _{10mm} (%)	ΔF _{pos.} (%)
SG	-	242,0	-	-	817,0	-	-
T55	H/2	270,0	11,57		667,0	11,57	
	1/4H	265,0	9,50	-1,85	788,0	9,50	18,14
T25	H/2	272,0	0,74		699,0	0,74	
	1/4H	281,0	6,04	3,31	788,0	6,04	12,73
NT10	H/2	259,0	-4,78		788,0	-4,78	
	1/4H	284,0	1,07	9,65	855,0	1,07	8,50

Fonte: A autora.

Tabela 5.39 - Força de penetração com 10mm para as amostras reforçadas do Solo AERO (energias normal e modificada)

Geotêxtil	Posição	Energias de compactação					
		Normal			Modificada		
		F _{10mm} kgf	ΔF _{10mm} (%)	ΔF _{pos.} (%)	F _{10mm} kgf	ΔF _{10mm} (%)	ΔF _{pos.} (%)
SG	-	186,0	-	-	493,0	-	-
T55	H/2	160,0	-13,98		434,0	-11,97	
	1/4H	176,0	-5,38	10,00	396,0	-19,68	-8,76

Tabela 5.39 - Força de penetração com 10mm para as amostras reforçadas do Solo AERO (energias normal e modificada) (continuação)

T25	H/2	171,0	6,88	-7,02	412,0	-16,43	-18,20
	1/4H	159,0	-9,66		337,0	-31,64	
NT10	H/2	174,0	1,75	0,00	469,0	-4,87	-6,18
	1/4H	174,0	9,43		440,0	-10,75	

Fonte: A autora

Conforme ilustram as Tabelas, nota-se que à maiores deslocamentos ocorre uma diminuição das diferenças entre a força máxima de penetração que chega aos geotêxteis e nas amostras não reforçadas, quando comparadas aos resultados das Tabelas 5.34, 5.35 e 5.36, cujos valores do ISC foram obtidos com o deslocamento de 2,5mm ou 5,0mm. Observa-se também que as diferenças entre as tensões normais que chegam aos reforços na posição H/2 e 1/4H se reduzem.

5.4.2.3 Considerações sobre os fatores de influência na expansibilidade das amostras reforçadas

A variação nos valores do índice de expansão tem relação direta com as propriedades estruturais dos geotêxteis empregados e com a posição que eles se encontram nos corpos de prova, sendo que, no caso da expansibilidade, a energia de compactação aplicada também se mostrou um fator de grande influência na obtenção deste parâmetro. Percebe-se também que quanto maior é a expansão do sistema solo-reforço menor é seu ISC, o que condiciona a queda da resistência nestes corpos de prova, quando comparados aos de menor expansão.

Dentre as características estruturais dos geotêxteis que afetam o índice de expansão das amostras, têm-se a permissividade e a transmissividade, que correspondem à condutividade hidráulica da água através do plano e à capacidade de permeabilidade planar dos materiais, respectivamente. Além destas, a compressibilidade, sobretudo para o geotêxtil não tecido, é uma propriedade de grande influência na variação do parâmetro de expansibilidade entre as amostras reforçadas (KOERNER et al., 1984; KOERNER, 2012; DAS e SOBHAN, 2017) e que está relacionada com a posição que os reforços ocupam nos

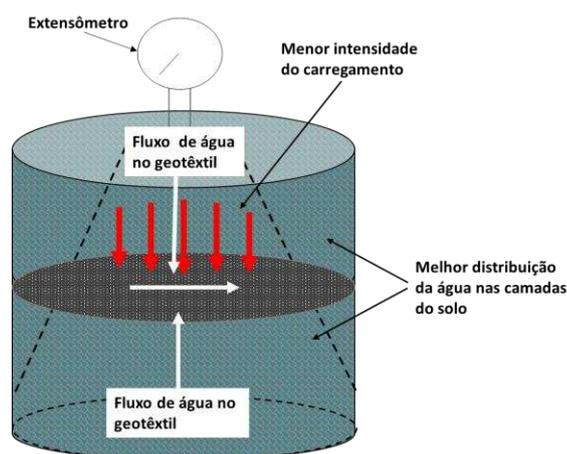
corpos de prova e a energia de compactação aplicada, como reforçam os resultados estatísticos obtidos neste estudo.

A maior ou menor capacidade hidráulica dos geotêxteis, seja na direção perpendicular ou horizontal ao plano da manta, é condicionada pela aplicação dos esforços normais a que são submetidos e, conseqüentemente, por sua suscetibilidade à compressão. Os geotêxteis tecidos são praticamente incompressíveis. Os geotêxteis não tecidos agulhados, por outro lado, possuem elevada compressibilidade, o que leva a maiores deformações e reduções na sua espessura, frente à energia de compactação com maior magnitude (energia modificada) e às cargas aplicadas durante o ensaio CBR (KOERNER, 2012; VERTEMARTTI, 2015).

Nota-se, quando os geotêxteis tecidos estão localizados à $1/4H$ do topo do corpo de prova, uma tendência a maiores valores do índice de expansão para as amostras reforçadas compactadas na energia normal. Em contrapartida, para as amostras reforçadas e compactadas na energia modificada, as análises estatísticas apontaram para uma grande variabilidade deste parâmetro, principalmente no sistema solo VS-T25 ($H/2$) que apresentou um coeficiente de variância de 14,29%.

Contudo, de um modo geral, é possível inferir que, como as cargas aplicadas ao geotêxtil localizado na metade do corpo de prova chegam em menor intensidade e como as mantas tecidas são mais rígidas e menos permeáveis que o geotêxtil não tecido (Tabela 5.2), ocorre que não há uma grande deformabilidade destes materiais e, por isso, suas propriedades de permissividade é reduzida. Além disso, como o volume de solo acima e abaixo do reforço é maior do que na condição à $1/4H$ do topo do corpo de prova, mesmo com menor permeabilidade dos geotêxteis tecidos, o líquido intersticial fica melhor distribuído em partes iguais na massa de solo e há uma redução da expansão (Figura 5.32).

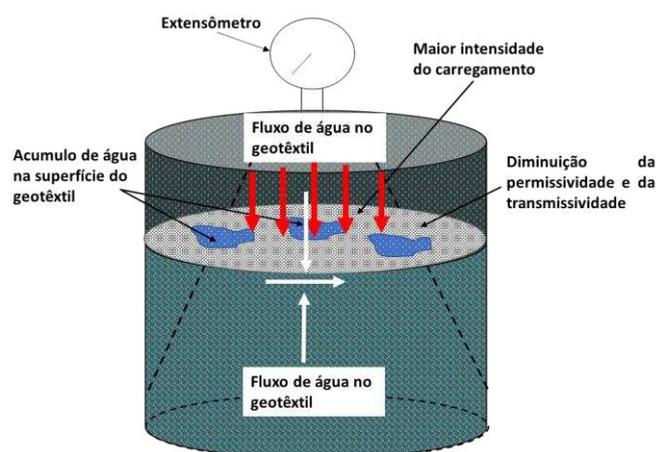
Figura 5.32 - Expansibilidade dos corpos de prova com o geotêxtil localizado à $H/2$ da aplicação da carga



Fonte: A autora.

Na ilustração da Figura 5.33, observa-se que o fluxo da água através do geotêxtil é reduzido em virtude da diminuição da permeabilidade. Devido a isto, a distribuição uniforme do líquido intersticial dentro da massa do solo fica comprometida, resultando na formação de “bolsões” de água na superfície do reforço e, conseqüentemente, na maior expansibilidade para os corpos de provas cujo geotêxtil está localizado à $1/4H$ do topo.

Figura 5.33 - Expansibilidade dos corpos de prova com o geotêxtil localizado à $1/4H$ da aplicação da carga



Fonte: A autora.

No geotêxtil não tecido (NT10), ocorre que, como ele é mais permeável que os demais, permite a livre passagem da água dentro dos corpos de prova reforçados e há uma distribuição mais homogênea do líquido dentro da massa de solo, aproximando mais os valores de expansão das amostras reforçadas do índice de expansão caso não houvesse o reforço. Justifica-se, portanto, o fato de que a posição que a manta não tecida ocupa dentro dos corpos de prova tem menor efeito na expansibilidade do que nas amostras constituídas pelos geotêxteis tecidos. Em contrapartida, o geotêxtil não tecido é muito mais afetado pelo aumento da energia de compactação e pela carga aplicada pelo pistão. Como este material é mais deformável, a sua propriedade de permissividade tende a reduzir-se e, por isso, o fluxo de água dentro dos corpos de provas fica comprometido, conduzindo a valores do índice de expansão mais elevados que os da amostra não reforçada.

No caso do Solo AERO, muito mais expansivo que os demais solos empregados na pesquisa, ocorrem também os efeitos da pressão de expansão que, embora não tenha sido determinada neste estudo, é um fenômeno bastante comum em materiais expansíveis (BERNUCCI, 1995), tal como este solo.

A pressão de de expansão caracteriza-se por gerar tensões na massa do solo que se desenvolvem igualmente em todas as direções e que podem mobilizar as forças de atrito entre as camadas de solo e os materiais geossintéticos. Logo, a inclusão de um geotêxtil pode contribuir para neutralizar a pressão de expansão por meio de uma componente vertical desenvolvida no subleito e reduzir a expansibilidade e a elevação das camadas de solo de uma via, como relatam os trabalhos de Reddy e Moorthy (2005), Stalin et al. (2010), Choudhary et al. (2011), Tailor et al. (2011) e Ger et al. (2013).

Entretanto, de acordo com os autores supracitados, a minimização da expansibilidade ocorre mais efetivamente quando os geotêxteis encontram-se ancorados no solo. Por isso, observa-se que, para as amostras reforçadas do Solo AERO com os distintos geotêxteis e com a inclusão localizada na posição à H/2 ou à 1/4H do topo do corpo de prova, não há grandes variações nos valores do índice de expansão entre as amostras, pois, em todos os casos, a dimensão do cilindro CBR limita o comprimento de borda destinado à efetiva ancoragem das mantas têxteis entre as camadas de solo nos corpos de prova.

Para avaliar o comportamento dos geotêxteis que compõem as amostras reforçadas do Solo AERO, foi realizado, adicionalmente, um experimento no qual as espessuras dos materiais geossintéticos foram auferidas antes e após a aplicação dos carregamentos de compactação e do pistão no ensaio CBR, como ilustra a Tabela 5.40.

Tabela 5.40 - Espessura dos geotêxteis antes e após o ensaio CBR

Geotêxtil	Posição	Antes do ensaio		Depois do ensaio		
		Espessura (mm)	Energias de Compactação		Espessura (mm)	Expansão _{CBR} (%)
			Normal	Modificada		
			Expansão _{CBR} (%)			
T55	H/2	0,93	0,91	1,94	1,04	1,89
	1/4H		0,93	2,22	0,94	2,40
T25	H/2	0,66	0,77	2,01	0,77	3,16
	1/4H		0,83	2,38	0,73	3,47
NT10	H/2	1,99	1,71	1,98	1,62	2,35
	1/4H		1,60	2,33	1,51	2,74

Fonte: A autora.

O geotêxtil não tecido (NT10) sofre reduções em sua espessura de aproximadamente 14% (H/2) e 20% (1/4H) nas amostras compactadas na energia normal, ao passo que, para as amostras compactadas na energia modificada, esse decréscimo é de 19% (H/2) e 24%(1/4H), respectivamente. Por outro lado, não se observa a diminuição da espessura nos geotêxteis tecidos empregados no estudo. Estes resultados corroboram com as considerações feitas anteriormente de que o geotêxtil não tecido possui maior compressibilidade e que, quando introduzido à 1/4H do topo do corpo de prova, tem sua permeabilidade tanto no plano vertical quanto no plano horizontal reduzida, e, por isso, valores um pouco mais elevados do índice de expansibilidade nesta posição.

5.5 Conclusões

Na presente pesquisa, procurou-se correlacionar os resultados de capacidade de suporte e expansibilidade de solos tropicais reforçados com geotêxteis, em amostras moldadas em um cilindro CBR de dimensões padrão, com os possíveis comportamentos destes materiais geossintéticos quando utilizados como camadas compactadas de uma via. As principais conclusões obtidas foram:

a) para o Solo VS, de constituição arenosa, verificou-se o mecanismo de reforço “confinamento lateral” em algumas amostras reforçadas e compactadas na energia do Proctor modificado. Para as amostras reforçadas do Solo BR, constituídas com geotêxtil não tecido, observaram-se indícios do mecanismo de reforço membrana tracionada. Para o Solo AERO, não se constatou, nas amostras reforçadas compactadas nas energias normal e modificada, a ocorrência dos mecanismos de reforço;

b) quanto à posição que os geotêxteis ocupam dentro dos corpos de prova, as análises estatísticas mostraram que, a maioria dos sistemas solos-reforços investigados, a localização dos geotêxteis à H/2 do topo do corpo de prova exibiu valores mais elevados de ISC e menores expansões, em função da menor perturbação (ou deformação) das mantas têxteis após a compactação;

c) os valores de ISC obtidos para todos os sistemas solos-reforços são condicionados pelas reduzidas dimensões do cilindro CBR padrão, que não permitem a efetiva ancoragem dos geotêxteis dentro dos corpos de prova. Diante disso, infere-se que o ensaio CBR pode não ser o procedimento mais adequado para avaliar a capacidade de suporte de solos com

inclusões, por não refletir as condições reais dos solos e dos materiais geossintéticos nas camadas de uma via reforçada;

d) as amostras reforçadas do Solo AERO exibiram os maiores valores de expansão entre todos os sistemas solos-reforços investigados, independentemente da energia de compactação aplicada e da posição do reforço nos corpos de prova;

e) em geral, os geotêxteis tecidos mostraram-se mais efetivos para o aumento da capacidade de suporte e na redução da expansibilidade para todos os solos empregados na pesquisa. Este fato se deve à maior rigidez destes materiais em comparação com o geotêxtil não tecido.

5.6 Referências bibliográficas

ABDI M.R., ARJOMAND M.A. Pullout tests conducted on clay reinforced with geogrid encapsulated in thin layers of sand. **Geotextiles and Geomembranes** v.29 p.588-595. 2011.

AL-AMOUDI, O.S.B.; ASI, I.M.; WAHHAB, H.I.A. et al. Clegg Hammer-California-bearing ratio correlations. **Journal of Materials in Civil Engineering**. v. 14 n.6. p. 512-523. 2002.

ARAKI, M.S. **Aspectos relativos às propriedades dos solos porosos colapsíveis do Distrito Federal**. 1997. Dissertação (Mestrado) - Publicação G.DM-040A/97, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 121p. 1997.

ASHA, M.N.; MADHAVI, L.G. Modified CBR tests on geosynthetic reinforced soil-aggregate systems. **In: Indian Geotechnical Conference. Geo trends. IGS Mumbai Chapter & ITT Bombay. Department of Civil Engineering, IISc. Bangalore, 2010.**

ASHIK, M.M. Stabilization of soft subgrade soil with non-woven coir geotextiles. **International Journal of Emerging trends in science and technology**. Impact Factor: 4 v.219. 2017.

ATTOH-OKINE, N.O. Application of genetic-based neural network to lateritic soil strength modeling. **Construction and Building Materials** v.18, n.8, p. 619 - 623.2004.

AYYAR, R.T.S.; KRISHNASWAMY, N.R.; VISWANADHAM, B.V.S. Geosynthetics for Foundations on a Swelling Clay. **Proc...** International Workshops on Geotextiles. p.176-180. 1989.

ATTOM, M. F. The effect of compactive energy level on some soil properties. **Applied Clay Science** v. 12. p.61-72.1997.

AZEVEDO, M.A.A. **Contribuição ao estudo geotécnico de solos de Viçosa – MG**. 1999. Dissertação (Mestrado em Geotécnica) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, MG, 1999.

BAVER, L.D.; GARDNER, W.H.; GARDNER, W.R. **Soil Physics**. New York:John Wiley and Sons, Inc. 1972.

BERNUCCI, L.B. **Considerações sobre o dimensionamento de pavimentos utilizando solos lateríticos para rodovias de baixo volume de tráfego** .1995. 237p. Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP. São Paulo

BERNUCCI, L.B. **Expansão e Contração de Solos Tropicais Compactados e sua aplicação às Obras Viárias. Classificação de Solos com base na Expansão e na Contração**. 1987. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes). Departamento de Engenharia de Transportes da Escola Politécnica da USP. São Paulo. 1987.

BERGADO, D.T.; YOUWAI, S.; HAI, C.N.; VOOTTIPRUEX, P. Interaction of nonwoven needle-punched geotextiles under axisymmetric loading conditions. **Geotextiles and Geomembranes**. v.19. p.299 – 328. 2001.

BLOISE, N.; UCCIARDO, S. On site test of reinforced freeway with high strength geosynthetics. **In: Second European Geosynthetics Conference**, v. 1. Bologna, p. 369–371. 2000.

BOURDEAU, P.L. CHAPUIS, J.; HOLTZ, R.D. Effect of anchorage and modulus in geotextiles- reinforced unpaved roads. **Geotextiles and Geomembranes**. v.7 n.3. p. 221-230. 1988.

BURD, H. J. **FE in geotechnical engineering. Proceedings of Course Computational Geotechnics**. Noordwijkerhout, Netherlands. 2006.

CANCELLI, A., MONTANELLI, F. In-ground test for geosynthetic reinforced flexible paved roads. **Geosynthetics Conference**, v. 2. p. 863–878. Boston, 1999.

CANCELLI, A.; MONTANELLI, F.; RIMOLDI, P.; ZHAO, A. **Full scale laboratory testing on geosynthetics reinforced paved roads. International Symposium on Earth Reinforcement. Fukuoka**, p. 573–578. 1996.

CARLOS, M.D.; PINHO- LOPES, M.; LOES, M.L. Effect of geosynthetic reinforcement inclusion on the strength parameters and bearing ratio of fine soil. **In: The 3rd International Conference on Transportation Geotechnics**. Advances in Transportation Geotechnics. Elsevier. v.143. 2016.

CARMO, C.A.T. **A avaliação do módulo de resiliência através de ensaios triaxiais dinâmicos de dois solos compactados e a sua estimativa a partir de ensaios rotineiros**. 1998. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, 1998.

CARVALHO, J.C.; CRISPEL, J.J.; MIEUSSENS, C.; NARDONE, A. **La Reconstitution des éprouvettes en laboratoire: Théorie et pratique opératoire**. Rapport de recherche LPC No145. Paris: Laboratoire Central de Ponts et Chaussées. 1987. 54p.

CETIN, H.; FERNER, M.; SOYLEMEZ, M.; GUNAYDIN, O. Soil structure changes during compaction of a cohesive soil. **Eng. Geol.**, v.92, p.38–48. 2007.

CHAN, F., BARKSDALE, R.D., BROWN, S.F., 1989. Aggregate base reinforcement of surfaced pavements. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 8.n.3. p. 165–189.1989.

CHAKRAVARTHI, V.K.; JYOTSHNA, B. Efficacy overlying coarse aggregate and geosynthetic separator on CBR value for soft subgrade of varying plasticity – a lab study. **International Journal of Research in Engineering Technology**, v.2, n.12, p. 749-755. 2013.

CHAUHAN, M.S. Performance evaluation of silty sand subgrade reinforced with fly ash and fibre. **Geotextiles and Geomembranes**, v.26, n.5, p.429-435, 2008.

CHENG, H.; YAMAMOTO, H. Modeling microscopic behavior of geotextile-wrapped soil by discrete element method. **In: The 15th Asian Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering**. Japanese Geotechnical Society Publication. 2013.

CHEGENIZADEH, A.; NIKRAZ, H. CBR test on fibre reinforced silty sand. **International Journal of Structural and Civil Engineering**. v.1. n.4. ISSN: 2277-7032. 2012.

CHOUDHARY, A.K.; GILL, K.S.; JHA, J.N. Improvement in CBR of expansive soil subgrades using geosynthetics. **Proceedings of Indian Geotechnical Conference**. Kochi - Paper n. J-233. 2011.

COUTINHO, R. Q.; CASTRO, B. P. F.; DOURADO, K. C. A. Identification, characterization and analysis of deep foundation in collapsible soil – Regional Prison of Eunápolis, Bahia/ Brazil. **Proceedings of the Fifth International Conference on Unsaturated Soils**, Barcelona Spain. 6-8 September 2010. **Proceedings ...** p. 1161- 1167. 2010.

COLLIN, J.G.; KINNEY, T.C.; FU, X. Full scale highway load test of flexible pavement systems with geogrid reinforced base courses. **Geosynthetics International**. v. 3.n. 4, p.537–549.1996.

COLLINS, K. **Towards Characterizations of Tropical Soil Microstructure. First Int. Conf. on Geomechanics in Tropical Lateritic and Saprolitic Soils**. Session 1, Brasilia, Brasil. ABMS. 1985.

CRISPIM, F.A.; LIMA, D.C.; SCHAEFER, C.E.G.R; SILVA, C.H.C.; CARVALHO, C.A.B.; BARBOSA, P.S.A.; BRANDÃO, B. The Influence of Laboratory Compaction Methods in Soils Structure: Mechanical and Micromorphological Analyses. **Soils and rocks**. v..34. n..1. p. 91 -98. São Paulo, 2011.

DENTON, M.J.; DANIELS, P.N. **Textile terms and definitions**, 11th edition. (The Textile Institute, Manchester, U.K). 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. **Manual de Pavimentação**. 3ed. Rio de Janeiro: DNIT, 2006. 274p.

DOUGLAS, R.A. KELLY, M.A. Geotextile reinforced unpaved logging roads the effects of anchorage. **Geotextiles and Geomembranes**. v.4. p. 93 -106. 1986.

DUNCAN-WILLIAMS, E., ATTOH-OKINE, N.O. Effect of geogrid in granular base strength an experimental investigation. **Construction and Building Materials**. v.22. n.11.p. 2180- 2184. 2008.

DAS, B, M. D.; SOBHAN, K. **Principles Geotechnical Engineering**. 9. eds. Boaton: Cengage Learning, 2017. 784 p.

DOUGLAS, R.A. BESSEY, R.B. SMALL, R.P. The use of geotextiles in forest road contruction. **Geotextiles and Geomembranes**.v.1. p. 88 – 96. Edmonton Canada.. 1985.

ELSHAKANKERY, M.H.; ALMETWALLY, A.A.; TAWFIK, K.A. Experimental Study of Bearing capacity for Egyptian soils reinforced by geotextiles. **Journal of Applied Sciences Research**. v.9.n.3.p. 2378- 2385. 2013.

FERNER, M.; YESILLER, N. Vertical pore structure profile of a compacted clayey soil. **Eng. Geol.**, v. 166, p. 204–215. 2013.

FERREIRA, L. H. T.; SIEIRA, A. C. C. F. E GERSCOVICH, D. M. S. Numerical analysis of the factors that influence geotextile response under pullout condition. **Proceedings** of 9th International Conference on Geosynthetics, Guarujá, Brazil, p. 725-728. 2010.

FLOSS, R., GOLD, G., 1994. Causes for the improved bearing behavior of the reinforced two-layer system. **In: Fifth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products**, v. 1. p. 147–150. Singapore,1994.

FRANZOI, S. Algumas Peculiaridades Resilientes de Solos Lateríticos e Saprolíticos. 1990. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, 1990.

GHOSH, B.; RAMESH, V.; VIBHUTI, R.B. Improvement of soil characteristics using jute geo-textile. **International Journal of Science**. Engineering and technology research. v.3. n.7. 2014.

GHOSH, C., MADHAV, M.R. Reinforced granular fill—soft soil system—membrane effect. **Geotextiles and Geomembranes**. v. 13.n. 11. p. 743–759. 1994.

GIROUD, J.P., NORAY, L., 1981. Geotextile-reinforced unpaved road design. **Journal of the Geotechnical Engineering Division**, ASCE 107 (GT9), p.1233–1254.1981.

GIROUD, J.P.; AH-LINE, C.; BONAPARTE, R. **Design of unpaved roads and trafficked areas with geogrids**, Polymer Grid Reinforcement Thomas Telford, p. 116-127. 1985.

GIROUD, J.P. An assessment of the use of geogrids in unpaved roads and unpaved areas, **Proceedings** of the Jubilee Symposium on Polymer Geogrid Reinforcement, London, 14 p.2009.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. B.; NOGAMI, J. S. Diretrizes para a identificação expedita de solos lateríticos para o uso em obras viárias. **Proceedings...30^a Reunião Anual de Pavimentação**. Salvador, BA. p.557-568.1996.

GOR, V.S.; THAKUR, L.S.; BIYANI, K.R. Study of typical characteristic of expansive subgrade with geotextiles and cushion materials. **Proceedings...Seventh International Conference on Case Histories in Geotechnical Engineering**. 2013.

GREGORY, G.H; BANG, S. Design of flexible pavement subgrades with geosynthetics. **Proceedings... 30 Symposium on Engineering geology and geotechnical engineering**, Idaho, 1994.

GUPTA, R.; MISHRA, D.; MELO, L. Analysis of geogrid- reinforced flexible pavement systems using confined stiffens approach. **In: 3rd Pan-American Conference on Geosynthetics**. Geo Americas, Miami Beach, USA, 2016.

HALIBURTON, T.A.; LAWMASTER, J.D.; McGUFFEY. V.C. **Use of Engineering Fabrics in Transportation Related Applications**. FHWA. DTFH61 -80-C-00094. 1981.

HOLTZ, R.D, CHRISTOPHER, B.R. & BERG, R.R. **Geosynthetic design and construction guidelines**. Federal Highway Administration, Washington, DC, FHWA-HI-98-038, 1998. 460 p.

HOULSBY, G.T; JEWELL, R.A. Design of reinforced unpaved roads for small rut depths. Fourth International Conference on Geotextiles, Geomembranes and Related Products, vol. 1. Den Haag, pp. 171–176.1990.

HORPIBULSUK, S.; KATKAN, W.; APICHA TVULLOP, A. An approach for assessment of compaction curves of fine-grained soils at various energies using a one-point test. **Soils and Foundations**. v.48. n.2. p. 115–126. 2008.

HORPIBULSUK, S.; KATKAN, W.; NARAMITKORNBUREE, A. Modified Ohio's curves: a rapid estimation of compaction curves for coarse- and fine-grained soils. **Geotechnical Testing Journal**, ASTM. V.32. n.1, 64–75. 2009.

HUFENUS, R., RUEEGGER, R., BANJAC, R., MAYOR, P., SPRINGMAN, S.M., BRÖNNIMANN, R., 2006. Full-scale field tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. **Geotextiles and Geomembranes**. v.24. n.1. p. 21-37. 2006.

HUNTINGTON, G.; KSAIBATI, K. Evaluation of geogrid-reinforced granular base. **Geotechnical Fabrics Report**. p. 22–28.2000.

JARRETT, P.M.; BATHURST, R.J. Frictional development at a gravel-geosynthetic-peat interface. **In: Proceedings Second Canadian Symposium on Geotextiles and Geomembranes**. Edmonton. p-1-6. 1985.

JENNER, C.G.; PAUL, J. Lessons learned from 20 years' experience of geosynthetic reinforcement on pavement foundations. **In: Second European Geosynthetics Conference**, v. 1. Bologna, pp. 421–425. 2000.

JIANQIANG Z.; JING, L. Experimental study on soil compaction characteristics and shearing strength when changing sloping fields into terraced land in South Shaanxi Province, China. **Transactions of the Chinese Society of Agricultural Engineering**, 16 (2): 36-40.2000.

JONG, E.; WARKENTIN, B.P. Shrinkage of soil samples with varying clay concentration. **Canadian Geotechnical Journal**. v. 11, n.1, p. 16-22. 1965.

JOTISANKASA, A.; RURGEHAISRI, N. Shear strength of interfaces between unsaturated soils and composite geotextile with polyester yarn reinforcement. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.46, p.338-353, 2018.

KENNY, M.J. The bearing capacity of a reinforced sand layer overlying a soft clay subgrade. **Proceedings...** Sixth International Conference on Geosynthetics, v. 2. p. 901–904. Atlanta,1998.

KLEIN, R. J.; VIDAL, D. M.; RODRIGUES, R. M. Estudo dos efeitos nas propriedades do material compactado em obras de reforço de base de pavimentos com geossintéticos. In: SIMPÓSIO BRASILEIRO DE GEOSSINTÉTICOS, 4., 2003, Porto Alegre, RS. **Anais...** São Paulo, SP: AMBS, 2003.

KOERNER, R.M.; BOVE, J.A.; MARTIN, J.P. Water and air transmissivity of geotextiles. **Geotextiles and Geomembranes**. v.1 p. 57-73. 1984.

KOERNER, R.M. **Designing with Geosynthetics**. 6ª. Edição. v.1. Drexel: Xlibris, 2012.

KUMAR, P. S. E; RAJKUMAR, R. Effect of geotextile on CBR strength of unpaved road with soft subgrade. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering** v. n.17. p. 1355-1363.2012.

KUMAR, P. S. E DEVI, S. P. Effect of needle punched nonwoven coir and jute geotextiles on CBR strength of soft subgrade. **ARPN Journal of Engineering and Applied Sciences**, V. 6 n. 11, p. 114-116. 2011.

LAMBE, T.W.; WHITMAN, R.V. **Soil mechanics, SI version**. Singapore: John Wiley and Sons. 1979.

LAMBE, W. The engineering behavior of compacted clay. **J. Soil Mech.**, v.84. n.8.p.1-35. 1958.

LATHA, M.; SOMWANSHI, G. Bearing capacity of squares footings on geosynthetic reinforced sand. **Geotextiles and Geomembranes**. p.281-294. 2009.

LANZ, D. **Estudo de Deformabilidade e Tensões em Estruturas de Arrimo em Solo Reforçado com Geotêxtis**. 1992. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Departamento de Engenharia - Universidade de Brasília, Brasília, DF, 1992.

LINK, R.E., PANDIAN, N.S., SRIDHARAN, A., et al. California bearing ratio test simplified. **Journal of Testing and Evaluation**. v. 27. n.1 p. 72e75. 1999.

LIU, H., WON, M.S. Stress dilatancy and reinforcement load of vertical-reinforced soil composite: analytical method. **Journal Engineering Mechanics**. v.140. n.3, p.630–639. 2014.

LOVE, J.P.; BURD, H.J.; MILLIGAN, G.W.E.; HOULSBY, G. T. Analytical and model studies of reinforcement of a layer of granular fill on a soft clay subgrade. **Canada Geotechnical Journal**. v.24. p.611–622. 1987.

LOVE, A.E.H. The stress produced in a semi-infinite solid by pressure on part of the boundary. **Philosophical Transaction of the Royal Society Serie A**, Londres, v.228, p.377-420, 1929.

MARTIN, D. **Die Trennfunktion der Geotextilien in ungebundenen Verkehrswegebefestigungen**. Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, p. 77–86. Hamburg, 1988.

McGOWN, A; ANDRAWES, K.Z.; AL-HASANI, M.M. Effect of Inclusion Properties on the Behavior of Sand. **Geotechnique**. v.28. n.3. p.327 -346. 1978.

MEDINA, J.; MOTTA, L. **Resilient Behavior of Brazilian Tropical Soils in Pavement Design**. 2nd. Int. Symp. on Pavement Evaluation an Overlay Design. vol. I, p.1.1.1 a 1.1.22. September, ABPv. 1989.

MEHRPAZHOUH, A.; TAFRESHI, S.N.M.; MIRZABABAEI, M. Impact of repeated loading on mechanical response of a reinforced sand. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering**, n.11, p.804-814. 2019.

MENDES, J. B. C. **Estudo da Influência da Energia de Compactação nos Solos**. Publicação Técnica 8. Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais - DER/MG, 1973. 83p.1973.

MEYER, N., ELIAS, J.M. **Dimensionierung von Oberbauten von Verkehrsflächen unter Einsatz von multifunktionalen Geogrids zur Stabilisierung des Untergrundes**. Tagung Kunststoffe in der Geotechnik, p. 261–268. Munich, 1999.

MITCHELL, J.K. **Fundamentals of Soil Behavior**. John Wiley and Sons, Inc. New York. 1976.

MITCHELL, J.; SOGA, K. **Fundamentals of Soil Behavior**. 3 rd. edition. Soil(Civil Engineering). 2005. 592 p.

MITCHELL, J.K.; SITAR, N. Engineering Properties of Tropical Residual Soils. Geotechnica Specialty Conf. on Eng. And Cost. **In: Topical and Residual Soils**, Honolulu, Hawaii, ASCE. 1982.

MIURA, N., SAKAI, A., TAESIRI, Y., YAMANOUCHI, T., YASUHARA, K. Polymer grid reinforced pavement on soft clay ground. **Geotextiles and Geomembranes**. 9. n .1. p. 99–123. 1990.

MOAYED, R. Z.; NAZARI, M. **Efeito da utilização de geossintéticos na redução da espessura necessária da camada de aterro em um solo de duas camadas**. Academia Mundial de Ciência, Engenharia e Tecnologia, p. 73, 2011.

MOSALLANEZHAD, M.; HATAF, N.; GHAHRAMANI, A. Three dimensional bearing capacity analysis of granular soils, reinforced with innovative grid-anchor system. **Iranian Journal of Science & Technology**.v.34.n .b4.p. 419 – 431. 2010.

MOWAFY, Y.M.; BAVER, G.E.; SAKEB, F.H. Treatment of Expansive Soils: A Laboratory Study. Evaluation and Control of Expansive Soils. **Transp. Research Record**. **1032**, p. 34-39. 1985.

NAEINI, S.A.; MIRZAKHANLARI, M. The effect of geotextile and grading on the bearing ratio of granular soils. **Electronic Journal of Geotechnical Engineering**, v. 13 (J), p. 1-10. 2008.

NETTERBERG, F. **Review of Specifications for the Use of Laterite in Road Pavements**. Council for Scientific & Industrial Research, ASANDRA, South Africa, 2014.

NEVES, P. “**Uso de geossintéticos em estradas não pavimentadas: Avaliação experimental em um protótipo de grande dimensão.**” 2013. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Unidade de Ciências Exatas e Tecnológicas da Universidade Estadual de Goiás, Anápolis. 2013.

NINI, R.; Effect of soaking period of clay on its California bearing ratio value. **Proceedings of the 4th World Congress on Civil, and Environmental Engineering (CSEE’ 19)**. Paper n.ICGRE. Rome, Italy. 2019.

NÓBREGA, M.T. As reações dos argilo-minerais com a cal. **In: Reunião aberta da indústria da cal**. v.5.p.57-58. 1985.

NOGAMI, J.S.; VILLIBOR, D.F. **Pavimentação de baixo custo com solos lateríticos**. São Paulo: Villibor, 1995

NOORZAD, R.; MANAVIRAD, E. Bearing capacity of two close strip footings on soft clay reinforced with geotextiles. **Arabian Journal Geosciences**. v.7. p. 623 -639. 2014.

OGUNDARE, D.A.; FAMILUSI, A.O.; OSUNKUNLE, A.B.; OLUSAMI, J.O. Utilization of Geotextile for Soil Stabilization. **American Journal of Engineering Research (AJER)**. v.7, n.8, p. 224-231. 2018.

OHU, J.O.; RAGHAVAN, G.S.V.; McKYES, E. Shear strength prediction of compacted soil with varying organic contents. **Trans. Am. Soc. Agric. Eng.**, v.28, p. 351-355, 1986

OLMOS, J.; RODRIGUEZ, J. SILVEIRA, C. Levantamentos pedológicos no brasil executados pelo s.n.l.c.s-embrapa. Simposio brasileiro de solos tropicais em engenharia, COPPE/UFRJ-CNPq-ABMS, p. 500–593. 1981.

OOI, P. S.; PU, J. **Use of Stiffness for Evaluating Compactness of Cohesive Pavement Geomaterials**. **Transportation Research Board - TRB 2003 Annual Meeting**, p. 4003-4052.2002.

ORIOKOT, J.; ZANNONI, E. Reinforcement of pavement subgrade using granular fill and a geosynthetic layer. **International Journal of Innovative Research in Advanced Engineering**. v. 4. n.4. 2017.

OURIA, A.; MAHMOUDI, A. Laboratory and numerical modeling of strip footing on geotextile – reinforced sand with cement – treated interface. **Geotextiles and Geomembranes**. v.46. p.29 – 39. 2018.

PALMEIRA, E.M., ANTUNES, G.S. Large scale tests on geosynthetic reinforced unpair roads to surface maintenance. **Geotextiles and Geonembranes**.v.28. p.547 -558. 2010.

PARK, H.I.; LEE, S.R. Evaluation of bearing capacity for multi-layered clay deposits with geosynthetic reinforcement using discrete element method. **Marine Georesources and Geotechnology**. v.28. p. 363 -374. 2010.

PATEL, A.N.; QURESHI, M.A. A Method of Improving Single-Lane Roads in Black Cottons Soil Area. **Indian Highways**. v.7, n.8, p.5-10.1979.

PEI, T.; YANG, X. Compaction-induced stress in geosynthetic-reinforced granular base course e a discrete element model. **Journal of Rock Mechanics and Geotechnical Engineering** . v.10, n.4, p. 669 -677. 2018.

PERKINS, S.W., 1999. Mechanical response of geosynthetic-reinforced flexible pavements. **Geosynthetics International**. v.6 n. 5. 347e382.1999.

PERKINS, S.W., ISMEIK, M., 1997a. A synthesis and evaluation of geosynthetic-reinforced base layers in flexible pavements: Part I. **Geosynthetics International**. v. 4. n.6. p. 549-604.1997.

PERKINS, S.W., ISMEIK, M., FOGELSONG, M.L., Influence of geosynthetic placement position on the performance of reinforced flexible pavement systems. **In: Geosynthetics Conference**, vol. 1. p. 253–264. Boston, 1999.

PINTO, C.S.; GOBARA, W.; PERES, J.E.E.; NADER, J.J.1993, “**Propriedades dos Solos Residuais**”. Solos do Interior de São Paulo. ABMS/USP-São Carlos. São Carlos. v.1, p. 95-142.1993

PUTRI, E.E.; RAO, N.S.V.K.; MANNAN, M.A. Evaluation of modulus of elasticity and modulus of subgrade reaction of soils using CBR test. **Journal of Civil Engineering Research**.v.2. n.1. p.34- 40. 2012.

RADA, G.; WITCZAK, M.W. Comprehensive Evaluation of Laboratory Resilient Modulus Results for Granular Material. Transportation Research Record 810, TRB, **National Research Council**, p. 23-33. Washington D.C, 1981.

RASHIDIAN, V.; NAEINI, S.A.; MIRZAKHANLARI, M. Laboratory testing and numerical modelling on bearing capacity of geotextile-reinforced granular soils. **International Journal of Geotechnical Engineering**. v.8 p. 546 – 566 .2016.

RAWAL, A.; ANAANDJIWALA, R. Comparative study between needlepunched nonwoven geotextile structures made from flax and polyester fibers. *Geotextiles and Geomembranes*, v.25, p.61-65. 2007.

REDDY, C.N.V.S.; MOORTHY, N.V.R. Swell Control of Expansive Subgrades with Geotextile and Granular Cushions. **Indian Geotechnical Journal**, v.35, n.2, 2005.

REDDY, C.N.V.S.; MOORTHY, N.V.R. Apraisal of granular cushions with geotextiles on expansive soil subgrades. **In: 4th International Conference on Ground Improvement Techniques**, K. Lapur, Malaysia, 2002.

RICO RODRÍGUEZ, A.; DEL CASTILLO MEJÍA, H. **Consideraciones sobre compactación de suelos en obras de infraestructura de transporte**. Sanfandila: Querétaro, 137 p. (Documento Técnico n. 7). 1992.

RODRIGUES, M. R. **Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul**. 1997. Dissertação (Mestrado em Engenharia), Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

ROY, T.K.; CHATTOPADHYAY, B.C.; ROY, S.K.; California bearing ratio evaluation and estimation: A study on comparisons. **In: Indian Geotechnical Conference**. IGS Mumbai Chapter & ITT Bombay. Department of Civil Engineering, Bengal Engineering & Science University, Shibpur, Howrah. 2010.

RUDRAMURTHY, M.; VIKRAM, M.B. Effect of Geotextiles on CBR values. **International Journal of Emerging Trends in Engineering and development**. v.1. n. 6. ISSN – 2249 - 6149.2016.

SANTOS, A.; PASTORE, E.; JUNIOR, F.; CUNHA, M. **Estradas vicinais de terra: manual técnico para conservação e recuperação**. 2. ed., São Paulo: IPT, 1988.

SARSBY, R.W. Use of 'limited life geotextiles' (LLGs) for basal reinforcement of embankments built on soft clay, **Geotextile and Geomembrane**. v.25, p. 302–310, 2007.

SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. Editora PINI, 2ª ed., São Paulo. 2008.

SELLMEIJER, J.B.; KENTER, C.J.; BERG, V.D. Calculation method for a fabric reinforced road. **Proceedings...International Conference on Geotextiles**, Las Vegas, USA, p.393-398, 1982.

SKEMPTON, A.W. The Colloidal Activity of Clays. **Proceedings...3rd International Conference Soil Mech found Eng**. Switzerland, vol. 1.1953.

SRIDHARAN, A.; REVANA, S.K.; BINDUMADHAVA. Soil Reinforcement Technique for Control of Heave. **Proceedings... Sixth International Conference on Expansive Soils**, p.195 – 199, 1987.

SRIDHARAN, A. **Use of Reinforcement in Problematic Soils, Lecture Notes**, Short term course notes on Geosynthetics and Reinforced Soil Structures, IIT, Madras, 1999.

SRIDHARAN, A.; GURTUG, Y. Swelling behaviour of compacted fine-grained soils. **Engineering Geology**, v.72, n.1, p.9-18, 2004.

SRIVASTAVA, R.; SHUKLA, S.; TIWARI, R.P. MITTAL, A. Effect of woven polyester geotextile on the strength of black cotton soil. **International Journal of Innovative Research in Science**. Engineering and Technology. v.5. n. 7.2016.

SIVRIKAYA, O.; KAYADELEN, C.; CECEN. E. **Prediction of the compaction parameters for coarse-grained soils with fines content by mlr and gep**. Acta geotechnica slovenica. 2013.

SOUZA JUNIOR, J.D. **O efeito da energia de compactação em propriedades dos solos utilizados na pavimentação do estado do Ceará**.2005. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) – Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes. Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2005.

SOWERS, G.F. Engineering Properties of Residual Soils Derived from Igneous and Metamorphic Rocks. **Proceedings...Second Panamerican Conf. on Soil Mech. And Found.** v.1. São Paulo, ABMS, 1963.

STALIN, V.K., JAYAPRIYA, S.P., A Study on the Performance of Geosynthetics in Expansive Soils. **In: Indian Geotechnical Conference, Roorkee**, v.2, p.393– 395.2001.

STALIN, V.K.; RAVI, E.; MURUGAN, A.R.B. Control of Swell: Shrink Behavior of Expansive Clays Using Geosynthetic. **In: Indian Geotechnical Conference, IGS Mumbai Chapter & IIT Bombay**, 2010.

SUBAIDA, E.A.; CHANDRAKARAN, S.; SANKAR, N. Laboratory performance of unpaved roads reinforced with woven coir geotextiles. **Geotextiles and Geomembranes**, Elsevier, n.27, p.204-210, 2009.

SINGH, P.; GILL, K.S. CBR improvement of clayey soil with geo-grid reinforcement. **International Journal of Emerging Technology and Advanced Engineering**. v.2. n.6. p.315- 8. 2012.

TAFRESHI, S.N.M.; DAWSON, A.R.; Comparison of bearing capacity of a strip footing on sand with geocell and witch planar forms of geotextile reinforcement. **Geotextiles and Geomembranes**. v.28. p.72 -84. 2010.

TANG, X.; STOFFELS, S.M.; PALOINO, A.M. Mechanistic- empirical approach to characterizing permanent deformation of reinforced soft soil subgrade. **Geotextiles and Geomembranes**. v.44. p.429 – 441. 2016.

TRINDADE, T. P. **Caracterização tecnológica de três solos residuais estabilizados quimicamente com vistas a aplicações em geotecnia rodoviária e ambiental**. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil - Geotecnia) - Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 2006.

TASKIRAN, T. **Prediction of California bearing ratio (CBR) of fine-grained soils by AI methods**. Advances in Engineering Software. v. 41. n.6. p. 886e892. 2010.

VARGAS, M. Structurally Unstable in Southern Brazil. **Proceedings...VIII International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering**. Moscow, vol.2, p.239-256.1973.

VARGAS, M., GONÇALVES, H.H., SANTOS, N.B. E MARINHO, F.A.M. **Expansive Soils in Brazil**. Supplementary Contributions by the Brazilian Society for Soil Mechanics. 12th ICSMFE. Rio de Janeiro.1989.

VARGAS, M. **Introdução a mecânica dos solos**. McGRAW HILLBOOK COMPANY INC, 1978. 509 p.

VERTEMATTI, J.C. Aplicações em Reforço de Solos. In: _____. **Manual Brasileiro de Geossintéticos**. 2ª. Ed. São Paulo: Edgard Bluncher, cap. 4, p. 84 – 93. 2015.

VERTEMATTI, E. **Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com Base na investigação de aeroportos e nas metodologias MCT e resiliente**. 1988. Teses (Doutorado) – Instituto Tecnológico da Aeronáutica, São José dos Campos, SP.1988.

VILAR, O.M., MACHADO, S.L. e BUENO, B.S. Collapse Behavior of a Compacted Lateritic Soil. **Proc...** 2 nd International Conference on Unsaturated Soils. Beijing, China, Vol. 2, pp. 173-178. 1998.

TAILOR, R.M.; DESAI, M.D.; SHAH, N.C. Geotextile as reinforcement in flexible pavement for swelling subgrade. **Proceedings...Indian Geotechnical Conference**, Kochi, 2011.

TERZAGHI, K. “**Theoretical Soil Mechanics**”. London: John Wiley and Sons. 1943. 510p.

TOWNSEND, I.C.; MANKE, P.G.; PARCHER, J.V. The Influence of Sesquioxides on Lateritic Soil Properties. **Hig. Res. Rec.** v. 374. 1971.

TURANO JR, J.; VIDAL, D.M.; RODRIGUES, R.M. Increase of strength and compaction efficacy by insertion of geogrid in a granular base layer. **In: II European Geosynthetics Conference**, Bologna. Second European Geosynthetics Conference. Bologna: Patron Editore, v.1, p. 443-338, 2000.

WATTS, G.R.A.; BLACKMAN, D.I.; JENNER, C.G. **The performance of reinforced unpaved sub-bases subjected to trafficking**. Third European Geosynthetics Conference, v. 1. Munich, p. 261–266. 2004.

YILDIRIM, B.; GUNAYDIN, O. Estimation of California bearing ratio by using soft computing systems. **Expert Systems with applications**. v.38. p.6381 -6391 .2011.

ZICA, E.S. **Estudo comparativo entre energias de compactação do subleito para subsidiar projetos de pavimentação**. 2010. Dissertação (Mestrado em Geotecnia de Pavimentos), Escola de Minas, NUGEO – Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto – MG. 2010.

ZORNBERG, J. G. Sistemas de pavimentos reforçados con geossintéticos. **Ingeniería Civil**, p. 5-25.2013.

6. CONCLUSÕES FINAIS

O objetivo principal desta pesquisa foi avaliar o comportamento mecânico/geotécnico e a interação entre solos tropicais e geotêxteis, utilizando para isto três solos com características granulométricas essencialmente distintas, amostrados na região de Viçosa-MG. Este estudo foi baseado na caracterização geotécnica dos solos puros, complementada com o auxílio de ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), Espectrometria de Energia Dispersiva, Difractometria de raios-X (DRX), Difractometria a laser e Fluorescência de Raios-X (FRX), e na realização de ensaios de compactação, cisalhamento direto e CBR, envolvendo os sistemas solos-geotêxteis. A seguir são apresentadas as principais conclusões obtidas:

a) O solo VS foi classificado como uma areia média siltosa com vestígios de argila, nos sistemas TRB e SUCS como sendo dos grupos A-2-4 (0) e SM (areia siltosa), respectivamente, quando se considera a distribuição granulométrica deste solo obtida pelo método convencional. De acordo com a difração a laser, o solo VS é classificado como uma areia fina siltosa com um pouco de argila e se enquadra dentro das categorias TRB e SUCS como A-4 (4) e ML (siltoso não plástico), respectivamente. Na classificação MCT, que não depende da granulometria, o solo VS foi classificado como NA' (não laterítico arenoso). Verificou-se que a classificação deste solo com base nas propriedades índices, na granulometria convencional e nos sistemas TRB e SUCS, superestimam sua capacidade geotécnica. A aplicação ou o aumento do esforço de compactação não ocasionou a quebra e o desgaste das partículas do solo VS, uma vez que se constatou que houve apenas reduzidas diferenças entre a distribuição granulométrica e nos parâmetros morfológicos das partículas antes e após os ensaios de compactação;

b) O solo BR, de acordo com sua distribuição granulométrica, é uma argila arenosa com um pouco de silte, enquanto o solo AERO caracteriza-se como um silte argilo-arenoso. Ambos os solos se enquadram no grupo de classificação da TRB, como A-7-5, acrescidos dos índices de grupo (17) e (20), respectivamente. De acordo com o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (SUCS), os solos BR e AERO foram classificados, respectivamente, como CH e MH. Na classificação, segundo a metodologia MCT, o solo BR é laterítico argiloso (LG') e o solo AERO não laterítico argiloso (NG'). Estes solos investigados, apresentaram composições química e mineralógicas similares, no entanto, obtiveram distintas respostas nos ensaios de compactação e CBR, sendo o solo BR muito menos suscetível aos efeitos do aumento da energia de compactação;

c) Os ensaios de cisalhamento direto de interfaces realizados com os solos VS e BR e geotêxteis tecidos e não tecido, mostraram que as inclusões geossintéticas promovem uma maior ductilidade aos sistemas solo-reforço. Além disso, concluiu-se que a incorporação do geotêxtil não tecido, mais extensível que as mantas tecidas, conjuntamente com os referidos solos, favoreceram o aumento dos parâmetros de resistência ao cisalhamento das interfaces. A compactação das amostras dos solos na energia do Proctor modificado, pode ser um fator desfavorável a segurança de estruturas de solos reforçados;

d) Os resultados dos ensaios CBR para os sistemas entre os solos VS, BR e AERO e os geotêxteis tecidos, T55 e T25, e o geotêxtil não tecido, NT10, mostraram que a incorporação de geossintéticos em solos que já possuem capacidade de suporte relativamente elevada ($CBR > 3\%$) contribuem muito pouco para a melhoria deste parâmetro. Em contrapartida, a inclusão de geotêxteis promoveu o aumento da expansibilidade deletéria dos solos investigados, sendo que a elevação do esforço de compactação também atuou no aumento deste índice para algumas amostras. Constatou-se também, que o ensaio CBR pode não ser o procedimento mais adequado para avaliar a interação solo-reforço, uma vez que, possui limitações na sua execução.