



UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIA E RECURSOS NATURAIS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL E AMBIENTAL

MANOEL LEANDRO ARAÚJO E FARIAS

**ESTUDO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS FINOS, ARENOSOS E PEDREGULHOSOS
NATURAIS E MELHORADOS COM LIGANTES HIDRÁULICOS PARA UTILIZAÇÃO EM CAMADAS DE
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

CAMPINA GRANDE-PB

2023

MANOEL LEANDRO ARAÚJO E FARIAS

**ESTUDO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS FINOS, ARENOSOS E PEDREGULHOSOS
NATURAIS E MELHORADOS COM LIGANTES HIDRÁULICOS PARA UTILIZAÇÃO EM CAMADAS DE
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), em cumprimento às exigências para obtenção do título de doutor em Engenharia Civil e Ambiental.

Área de concentração: Geotecnia

Linha de Pesquisa: Mecânica e Gerência de Pavimentos

Orientador: Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues

Coorientador: Dr. Jonny Dantas Patricio

CAMPINA GRANDE-PB

2023

MANOEL LEANDRO ARAÚJO E FARIAS

**ESTUDO E CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS FINOS, ARENOSOS E PEDREGULHOSOS
NATURAIS E MELHORADOS COM LIGANTES HIDRÁULICOS PARA UTILIZAÇÃO EM CAMADAS DE
PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Tese apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), em cumprimento às exigências para obtenção do título de doutor em Engenharia Civil e Ambiental.

Aprovada em: ____/____/____

BANCA EXAMINADORA

Prof. Dr. John Kennedy Guedes Rodrigues (Orientador) – UFCG

Prof. Dr. Jonny Dantas Patricio (Coorientador) – UFCG

Prof.^a Dr.^a Ana Maria Gonçalves Duarte Mendonça (Membro Interno) – UFCG

Prof.^a Dr.^a Laura Maria Goretti da Motta (Membro Externo) – UFRJ

Prof. Dr. Fabiano Pereira Cavalcante (Membro Externo) – JBR Engenharia

Prof. Dr. Marcio Muniz de Farias (Membro Externo) – UnB

DEDICATÓRIA

Ao meu saudoso pai, Inácio (*in memoriam*), meu alicerce, minha referência de trabalho e disciplina. Muito obrigado por absolutamente tudo: todo amor, toda força, todos os ensinamentos e todas as palavras. Não tenho dúvidas que o senhor está no Céu, ao lado de Deus e Nossa Senhora Aparecida, rezando e intercedendo por todos nós. Eternas saudades. Eu te amo.

À minha mãe, Maria, meu alicerce, minha referência de amor e cuidado. Não é possível mensurar em palavras tudo o que a senhora fez e faz por nós. Eu te amo.

À minha irmã, Fernanda, meu alicerce, minha referência de companheirismo e força. Nós sabemos o quanto foi difícil trilhar o caminho da educação e chegar até aqui. Muito obrigado por estar sempre comigo, honrando nosso pai e nossa mãe. Eu te amo.

Aos meus tios e tias, em especial tia Vanuzia e tia Deta (Clara), por toda a confiança e investimento depositados em mim. Acreditaram em mim e sem vocês, eu não estaria aqui. Amo vocês.

À minha namorada, Dayana, que me sustentou em várias situações, com conselhos e conversas, até mesmo quando eu mesmo não acreditava em mim. Amo você.

A Deus, Santa Maria Mãe de Deus, Nossa Senhora Aparecida, todos os Santos e Anjos, à minha família, minha namorada, meus amigos, professores e a todos, sem exceção, que contribuíram com essa vitória, DEDICO.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente quero agradecer ao bondoso e misericordioso Deus que, por intermédio de Nossa Senhora Aparecida, me abençoou, me deu forças, dedicação e determinação para que, ao longo de toda minha vida de estudos, eu pudesse acreditar nos meus sonhos e ajudar minha família. Mesmo sem merecer, Deus me iluminou e me guiou. Muito obrigado por tanto.

Agradeço ao meu amado e saudoso pai, Inacio (*in memoriam*), e a minha amada mãe, Maria. Não existem palavras para agradecer a vocês. Só Deus sabe todas as dificuldades para chegar até aqui. Nossas lutas e nossas renúncias. Eu, hoje doutor em Engenharia Civil, e minha irmã, hoje Médica, somos resultados do amor, do trabalho, do cuidado e da humildade de vocês. As vezes as dificuldades tenderam a nos desestimular, mas vocês nunca desistiram de nós e foram nosso alicerce e nosso combustível. Muito obrigado por tudo. Amamos vocês infinitamente.

Agradeço a minha amada irmã, Fernanda. Minha parceira, minha confidente, minha força, meu amor. Nossas batalhas nos tornaram mais fortes e hoje vencemos, realizamos nossos sonhos. Vamos conseguir ajudar nossa família e muita gente. Vamos avante, muitos sonhos ainda estão por vir. Vamos viver maravilhas. Muito obrigado por me ajudar e me impulsionar nos momentos mais difíceis. Mesmo quando eu mesmo não acreditava em mim, você esteve lá, ao meu lado, me sustentando. Muito obrigado por tudo. Eu te amo infinito.

A todos os meus tios e tias, em especial a tia Vanuzia e tia Deta (Clara). Todo o amor, a confiança depositada, o investimento nos nossos estudos e a visão de que a educação pode mudar vidas foram primordiais para que pudéssemos chegar até aqui. Sempre digo que vocês não são somente tias, mas também são mães. Nós te amamos infinitamente.

À minha namorada, Dayana, que surgiu no momento mais complicado da minha vida. Foi um presente que Deus me enviou. Muito obrigado por todo o amor, todo auxílio e todo companheirismo. Você é incrível. Amo você, meu amor.

Ao meu orientador e amigo, Prof. John Kennedy. Um verdadeiro pai, um exemplo de ser humano e profissional. Muito obrigado por todos os ensinamentos técnicos e de vida. Muito obrigado por sempre me guiar e me impulsionar. Todas as conversas, conselhos e até mesmo as broncas me tornaram uma pessoa melhor.

Ao meu coorientador, Prof. Jonny Dantas, pela amizade e por todas as conversas e conselhos sobre a pesquisa. Muito obrigado por me instruir durante todo esse período.

Aos docentes do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental da UFCG (PPGECA) que ajudaram na minha formação, em especial a Prof.^a Ana Maria, por todos os ensinamentos, as palavras de alento e companheirismo.

Aos meus grandes amigos/irmãos Daniel Jales, Henrique Araújo, Leonardo Guedes, Thamires Guerra, Paulo Marinho e João Pedro, por toda a amizade desenvolvida ao longo desses anos, por todos os ensinamentos e companheirismo, e por toda parceria e convivência fraterna. A nossa irmandade foi fundamental para a realização da pesquisa.

Aos profissionais, técnicos e auxiliares do LEP, em especial Jadilson, Ildinho, Ladjane, Arthur e Flauber. Sem vocês nada teria acontecido. Gratidão infinita.

Aos amigos que fiz ao longo dessa jornada, em especial aos companheiros do dia a dia no LEP da UFCG, Priscila Luz, Daniel Bezerra, Sonaly, Jucimara, Juliette, Pedro, Mateus Valdevino, Matheus Marques, Matheus Medeiros, Cacildo, Luana Dantas, Thiago Fernandes, Albazina, Professora Vitória, Gilson e tantos outros. Muito obrigado por toda a cooperação, as conversas, ajuda nos ensaios, bom humor, engenhosidade e ensinamentos de vida. Aproveito para agradecer também aos colegas de doutorado em cada disciplina cursada no programa, por todo conhecimento compartilhado e trabalhos realizados. Ninguém consegue nada sozinho, gratidão a todos.

Aos amigos pessoais Firmino Araújo, Gildenor Pires, Terceiro Queiroga, Tallita Kelly e aos tantos outros que tornaram essa caminhada mais leve com as conversas e incentivos.

Aos membros da banca examinadora, por aceitar o convite e disponibilizar tempo para contribuir com este trabalho.

Ao Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), por possibilitar a realização dessa pesquisa, e à CAPES, pela bolsa de estudos concedida.

Aos parceiros e colaboradores, especialmente a Associação Técnico Científica Ernesto Luís de Oliveira Júnior (ATECEL), a JBR Engenharia, a Fundação Parque Tecnológico da Paraíba (PaqTcPB), o DNIT e a Petrobras.

A todos os professores, técnicos, secretários, porteiros, faxineiros e a todos que contribuíram com meu crescimento profissional e humano, seja nas escolas onde estudei, na Universidade Estadual da Paraíba (UEPB), onde fui graduado Engenheiro Civil, na Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN), onde me tornei mestre, e na Universidade Federal de Campina Grande (UFCG), onde hoje me torno doutor.

Por fim, a todos que estiveram presentes na minha vida e ajudaram de alguma forma para a realização deste trabalho. As palavras descritas não são suficientes para expressar tamanha gratidão que sinto por todos que participaram diretamente ou indiretamente e contribuíram com essa vitória. A todos vocês, meu muito obrigado. A vitória é nossa. Deus os recompense demasiadamente. Desejo e Céu a cada um.

Hoje finalizo um ciclo muito intenso, mas feliz na minha vida. Meu lema é *“pedir perdão, agradecer e ter fé”*. Assim, peço humildemente perdão por todos os pecados e erros, agradeço por todos os livramentos e bênçãos e tenho fé que o futuro está nas mãos de Deus. Peço a Ele, por intercessão de Nossa Senhora, felicidade nos novos ciclos, novos projetos e novos desafios que estão por vir.

“É melhor ter companhia do que estar sozinho, porque maior é a recompensa do trabalho de duas pessoas. Se um cair, o amigo pode ajudá-lo a levantar-se. Mas pobre do homem que cai e não tem quem o ajude a levantar-se!” (Eclesiastes 4:9-11)

*"DEUS CONOSCO."
Mateus 1:23*

RESUMO

Os solos denominados “Lateríticos” correspondem a aproximadamente 20% da superfície do Planeta e podem ser encontrados em regiões intertropicais, como na América do Sul, África, Índia, Austrália. As condições geológicas e climáticas variadas, sobre as quais os solos lateríticos são formados, conferem a eles um comportamento mecânico específico. Diante disso, o desenvolvimento e o aperfeiçoamento dos procedimentos de classificação destes solos, que leve em consideração as suas propriedades mineralógicas, físicas e mecânicas, como também as concepções apropriadas do meio ambiente tropical úmido, permitirá subsidiar as suas utilizações em camadas de rodovias, para os quais ainda são pouco aproveitados. Este trabalho tem por objetivo avaliar o potencial de uso da Classificação Universal de Solos Lateríticos (CUSL) proposta por Rodrigues *et al.* (2010), bem como a estudar a resposta à deformação resiliente e permanente de solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos, naturais e melhorados com ligantes hidráulicos, frente a utilização em camadas de pavimentos rodoviários de tráfego médio e elevado. Para isso, o programa experimental foi desenvolvido em duas fases. A primeira fase foi realizada em cinco etapas: I - Caracterização e classificação dos solos com base na CUSL, TRB, MCT e G-MCT; II - Respostas mecânica ao ensaios de carregamento estático; III - Respostas mecânica ao ensaios de carregamento repetidos; IV - Avaliação do comportamento resiliente e de deformação permanente dos solos lateríticos puros e melhorados após retração volumétrica; e V - Análises de resultados de ensaios de deformação permanente, no intuito de reduzir a quantidade de ciclos de aplicação de cargas do ensaio. Na segunda fase foi realizada uma análise de forma comparada sobre o comportamento mecânico de misturas convencionalmente empregadas em camadas de pavimentos e, além disso, foram modeladas estruturas com o objetivo de avaliar, frente a condições simuladas de tráfego, o desempenho estrutural e funcional por meio de procedimento empírico-mecânica com auxílio do *software* MeDiNa. Os solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos apresentaram, sob condições *in natura* e estabilizadas quimicamente, boa resposta à deformação resiliente e permanente. A ação da retração volumétrica por secagem sobre os valores de deformação resiliente e permanente foi estabelecida neste estudo. A avaliação mecanística-empírica evidenciou o comportamento satisfatório dos materiais quando aplicados em camada de base e de sub-base de pavimentos flexíveis sob condições de simulação de tráfego médio a pesado. Observou-se uma excelente correspondência entre os valores obtidos nos ensaios com 30.000 e com 150.000 ciclos de aplicação de carga, o que diminui dignificativamente o tempo de modelagem quanto a deformação permanente. Por fim, foi possível concluir que a classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010) e, neste estudo aprimorada, é viável tecnicamente e, além do mais, foi constatado o bom desempenho dos solos lateríticos quanto ao objeto de estudo desta pesquisa, o que amplia cada vez mais o banco de dados para o aprimoramento sobre as metodologias de classificação, bem como o conhecimento de suas propriedades mecânicas, visto que, apesar de sua grande disponibilidade no Brasil e em outros países, os solos lateríticos ainda são subutilizados na pavimentação.

Palavras-chave: Solos Tropicais; Classificação; Estabilização; Retração, Camadas de Pavimentos.

ABSTRACT

The soils known as "Lateritic" correspond to approximately 20% of the Earth's surface and can be found in intertropical regions such as South America, Africa, India, and Australia. These soils have specific mechanical behavior due to the varied geological and climatic conditions under which they are formed. The development and improvement of classification procedures for lateritic soils, taking into account their mineralogical, physical, and mechanical properties, as well as appropriate concepts for the humid tropical environment, will allow for their use in highway pavement layers, which are currently underutilized. This study aims to evaluate the potential use of the Universal Classification of Lateritic Soils (CUSL) proposed by Rodrigues *et al.* (2010), as well as to study the response to resilient and permanent deformation of fine-grained, sandy, and gravelly lateritic soils, both natural and improved with hydraulic binders, when used in road pavement layers subjected to medium and heavy traffic. The experimental program was developed in two phases. The first phase included five steps: I - Characterization and classification of soils based on CUSL, TRB, MCT, and G-MCT; II - Mechanical response to static loading tests; III - Mechanical response to repeated loading tests; IV - Evaluation of resilient behavior and permanent deformation of pure and improved lateritic soils after volumetric shrinkage; and V - Analysis of permanent deformation test results in order to reduce the number of load application cycles in the test. In the second phase, a comparative analysis was conducted on the mechanical behavior of mixtures conventionally used in pavement layers. Additionally, structures were modeled to evaluate the structural and functional performance under simulated traffic conditions using an empirical-mechanistic procedure with the aid of MeDiNa software. The fine-grained, sandy, and gravelly lateritic soils showed good response to resilient and permanent deformation under both natural and chemically stabilized conditions. The influence of volumetric shrinkage due to drying on resilient and permanent deformation values was established in this study. The empirical-mechanistic evaluation demonstrated satisfactory behavior of the materials when applied in base and sub-base layers of flexible pavements under conditions simulating medium to heavy traffic. An excellent correlation was observed between the values obtained in tests with 30,000 and 150,000 load application cycles, significantly reducing the modeling time for permanent deformation. Finally, it was concluded that the classification proposed by Rodrigues *et al.* (2010), further improved in this study, is technically feasible. Additionally, the good performance of lateritic soils regarding the object of this research was confirmed, further expanding the database for the improvement of classification methodologies and knowledge of their mechanical properties. Despite their widespread availability in Brazil and other countries, lateritic soils are still underutilized in pavement construction.

Keywords: Tropical Soils; Classification; Stabilization; Shrinkage, Pavement Layers.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Designação genérica geral das camadas de solos, nas regiões tropicais.....	38
Figura 2: Formação pedogenética de solos tropicais	39
Figura 3: Padrões de imagens indicativos de solos lateríticos (aumento 3000x)	42
Figura 4: Padrões de imagens indicativos de solos não-lateríticos (aumento 3000x)	42
Figura 5: Distribuição de solos lateríticos no mundo	44
Figura 6: Distribuição de solos lateríticos no Brasil	44
Figura 7: Solo laterítico em processo de trincamento por “cura ao ar”	45
Figura 8: Reforços e estabilizadores em solos cimentados.....	50
Figura 9: Respostas estruturais mais importantes na estrutura.....	51
Figura 10: Estrada nacional na Bacia do Petróleo de Urucu no estado do Amazonas, Brasil.....	53
Figura 11: Curvas de contração de laterita tratada e não tratada.....	55
Figura 12: Efeito das adições de cimento e do tempo de cura no CBR do solo laterítico pedregulhoso.....	56
Figura 13: Curvas de compactação e variação do CBR em diferentes proporções de mistura e períodos de cura	57
Figura 14: Deformações resilientes e plásticas sob carga dinâmica	57
Figura 15: Aumento no módulo de resiliência na tensão de confinamento 40 kPa	60
Figura 16: Variação do módulo de resiliência com o teor de cal e tempo de cura.....	60
Figura 17: Modelos de comportamento à deformação permanente	63
Figura 18: Modelos de comportamento a deformação permanente de solos: Análise do acomodamento (shakedown)	64
Figura 19: Variação na deformação permanente em função do número de ciclos de carga aplicados (N).....	65
Figura 20: Investigação da ocorrência de shakedown.....	65
Figura 21: Deformações permanentes para areia siltosa não plástica pura e cimentada	66
Figura 22: Gráfico da classificação MCT	71
Figura 23: Gráfico dos tipos granulométricos específicos dos solos de granulação grossa.....	73
Figura 24: Tabela classificatória da G-MCT.....	73
Figura 25: Critérios para Classificação Universal de Solos Lateríticos.....	76
Figura 26: Esquema da sequência para classificação	82
Figura 27: Esquema do programa experimental da pesquisa	85
Figura 28: Localizações geográficas das amostras coletadas.....	87
Figura 29: Localizações geográficas das amostras coletadas no Distrito Federal (BSB).....	88
Figura 30: Localizações geográficas das amostras coletadas no Goiás (GO)	88
Figura 31: Localizações geográficas das amostras coletadas na Paraíba (PB).....	88
Figura 32: Localizações geográficas das amostras coletadas no Pernambuco (PE)	88
Figura 33: Localizações geográficas das amostras coletadas no Piauí (PI).....	89

Figura 34: Aspectos das amostras nos pontos de coleta	89
Figura 35: Aspecto visual dos solos estudado.....	90
Figura 36: Preparação das amostras.....	92
Figura 37: Atividades preliminares aos ensaios de gênese e composição química dos solos	93
Figura 38: Equipamento Hitachi TM-1000 localizado no CERTBIO.....	94
Figura 39: Equipamento EDX-720 da marca Shimadzu localizado no CERTBIO	94
Figura 40: Mufla para calcinação dos materiais.....	95
Figura 41: Equipamento XRD-6000 da Shimadzu localizado no CERTBIO	95
Figura 42: Densidade real dos grãos	97
Figura 43: Ensaios de limite de liquidez e limite de plasticidade	99
Figura 44: Exemplos do teste de Adsorção de Azul de Metileno.....	99
Figura 45: Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno	101
Figura 46: Ensaio de limite de retração/contração.....	102
Figura 47: Esquema das etapas do ensaio de fragmentabilidade	103
Figura 48: Execução do ensaio de fragmentabilidade	104
Figura 49: Esquema das etapas do ensaio de degradabilidade	105
Figura 50: Execução do ensaio de degradabilidade	105
Figura 51: Cargas abrasivas para o ensaio de friabilidade das areias	106
Figura 52: Execução do ensaio de friabilidade das areias.....	107
Figura 53: Ensaio de compactação	109
Figura 54: Ensaio de Índice de Suporte Califórnia (CBR).....	110
Figura 55: Ensaios para classificação MCT e G-MCT	111
Figura 56: Resultado do ensaio de granulometria por difração de laser do Cimento Portland.....	112
Figura 57: Cimento Portland Pozolânico (CP IV-32) e ensaio de massa específica	112
Figura 58: Cimento Portland: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	113
Figura 59: Resultados de EDS: elementos constituintes do Cimento Portland (300X).....	113
Figura 60: Resultados de EDS: elementos constituintes do Cimento Portland (8000X).....	113
Figura 61: Difratoograma de Raios-X (DRX) do Cimento Portland.....	114
Figura 62: Resultado do ensaio de granulometria por difração de laser da Cal Hidratada.....	115
Figura 63: Cal Hidratada I (CH-I)	115
Figura 64: Cal Hidratada: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	116
Figura 65: Resultados de EDS: elementos constituintes da Cal Hidratada (300X)	116
Figura 66: Resultados de EDS: elementos constituintes da Cal Hidratada (8000X)	116
Figura 67: Difratoograma de Raios-X (DRX) da Cal Hidratada	117
Figura 68: Curvas de distribuição granulométrica dos materiais da BGTC	118
Figura 69: Aspecto visual da mistura de BGTC.....	119

Figura 70: Dosagem do teor de cimento.....	120
Figura 71: Dosagem do teor mínimo de cal.....	120
Figura 72: Umedecimento e armazenamento em câmara úmida	121
Figura 73: Resistência à compressão simples com deformação controlada	122
Figura 74: Resistência à tração por compressão diametral com deformação controlada	123
Figura 75: Ensaio de módulo de resiliência	125
Figura 76: Ensaio de deformação permanente.....	128
Figura 77: Processo de secagem dos corpos de prova.....	129
Figura 78: Ensaio de sucção matricial com papel filtro Wathman® N°42.....	130
Figura 79: Ensaio de sucção matricial com papel filtro Wathman® N°42.....	131
Figura 80: Processo de saturação e secagem dos corpos de prova e pesagem do papel filtro	131
Figura 81: Curva de calibração do Wathman® N°42 conforme ASTM D5298/2016	132
Figura 82: Ensaio com mistura de BGTC.....	133
Figura 83: Determinação do percentual de área trincada e do afundamento de trilha de roda	136
Figura 84: Solo BSB-1: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	140
Figura 85: Solo BSB-2: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	140
Figura 86: Solo BSB-3: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	140
Figura 87: Solo BSB-4: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	141
Figura 88: Solo GO-1: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	141
Figura 89: Solo GO-2: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	141
Figura 90: Solo GO-3: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	142
Figura 91: Solo GO-4: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	142
Figura 92: Solo GO-5: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	142
Figura 93: Solo GO-6: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	143
Figura 94: Solo PB-1: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	143
Figura 95: Solo PB-2: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	143
Figura 96: Solo PB-3: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	144
Figura 97: Solo PE-1: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	144
Figura 98: Solo PI-1: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	144
Figura 99: Solo PI-2: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	145
Figura 100: Solo PI-3: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	145
Figura 101: Solo PI-4: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	145
Figura 102: Solo PI-5: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	146
Figura 103: Solo PI-6: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x	146
Figura 104: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da BSB-1 (8000X).....	147
Figura 105: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da BSB-2 (8000X).....	147
Figura 106: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da BSB-3 (8000X).....	147

Figura 107: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da BSB-4 (8000X).....	147
Figura 108: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-1 (8000X)	148
Figura 109: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-2 (8000X)	148
Figura 110: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-3 (8000X)	148
Figura 111: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-4 (8000X)	148
Figura 112: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-5 (8000X)	149
Figura 113: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-6 (8000X)	149
Figura 114: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PB-1 (8000X)	149
Figura 115: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PB-2 (8000X)	149
Figura 116: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PB-3 (8000X)	150
Figura 117: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PE-1 (8000X)	150
Figura 118: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-1 (8000X).....	150
Figura 119: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-2 (8000X).....	150
Figura 120: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-3 (8000X).....	151
Figura 121: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-4 (8000X).....	151
Figura 122: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-5 (8000X).....	151
Figura 123: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-6 (8000X).....	151
Figura 124: Análise da micrografia (3000x e 8000x) do solo laterítico	152
Figura 125: DRX do solo BSB-1	156
Figura 126: DRX do solo BSB-2	156
Figura 127: DRX do solo BSB-3	156
Figura 128: DRX do solo BSB-4	156
Figura 129: DRX do solo GO-1	157
Figura 130: DRX do solo GO-2.....	157
Figura 131: DRX do solo GO-3.....	157
Figura 132: DRX do solo GO-4.....	157
Figura 133: DRX do solo GO-5.....	158
Figura 134: DRX do solo GO-6.....	158
Figura 135: DRX do solo PB-1.....	158
Figura 136: DRX do solo PB-2.....	158
Figura 137: DRX do solo PB-3.....	159
Figura 138: DRX do solo PE-1.....	159
Figura 139: DRX do solo PI-1	159
Figura 140: DRX do solo PI-2.....	159
Figura 141: DRX do solo PI-3.....	160
Figura 142: DRX do solo PI-4.....	160
Figura 143: DRX do solo PI-5.....	160

Figura 144: DRX do solo PI-6.....	160
Figura 145: Curvas granulométricas das amostras do Estado de Brasília	168
Figura 146: Curvas granulométricas das amostras do Estado do Goiás.....	168
Figura 147: Curvas granulométricas das amostras dos Estados da Paraíba e Pernambuco.....	168
Figura 148: Curvas granulométricas das amostras do Estado do Piauí.....	168
Figura 149: Valores de adsorção de azul de metileno.....	172
Figura 150: Limites de retração.....	174
Figura 151: Grau de contração.....	174
Figura 152: Coeficientes de friabilidade das areias.....	175
Figura 153: Ensaio de fragmentabilidade do solo GO-4.....	177
Figura 154: Ensaio de fragmentabilidade do solo GO-5.....	177
Figura 155: Ensaio de fragmentabilidade do solo GO-6.....	177
Figura 156: Ensaio de fragmentabilidade do solo PB-3.....	177
Figura 157: Ensaio de degradabilidade do solo GO-4.....	178
Figura 158: Ensaio de degradabilidade do solo GO-5.....	178
Figura 159: Ensaio de degradabilidade do solo GO-6.....	178
Figura 160: Ensaio de degradabilidade do solo PB-3.....	178
Figura 161: Curvas de compactação dos solos lateríticos do estado de BSB.....	180
Figura 162: Curvas de compactação dos solos lateríticos do estado do GO.....	180
Figura 163: Curvas de compactação dos solos lateríticos dos estados da PB e PE.....	180
Figura 164: Curvas de compactação dos solos lateríticos do estado do PI.....	180
Figura 165: Resultados de CBR e Expansão dos solos estudados.....	183
Figura 166: Tipos granulométricos G-MCT da fração granular dos solos analisados	189
Figura 167: Distribuição da classificação MCT dos solos analisados.....	189
Figura 168: Evolução do pH com o teor de cal.....	199
Figura 169: RCS do SLP (PB-3) com 1% de cimento.....	200
Figura 170: Mistura e homogeneização do solo, estabilizante e água.....	202
Figura 171: Comparação entre CBR e Expansão dos materiais naturais e melhorados.....	203
Figura 172: Comparação entre RCS e RTCD dos materiais naturais e melhorados.....	205
Figura 173: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo BSB-1	210
Figura 174: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo BSB-1.....	210
Figura 175: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo BSB-2	210
Figura 176: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo BSB-2.....	210
Figura 177: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo BSB-3	211
Figura 178: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo BSB-3.....	211
Figura 179: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo BSB-4	211
Figura 180: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo BSB-4.....	211

Figura 181: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-1	212
Figura 182: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-1.....	212
Figura 183: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-2	212
Figura 184: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-2.....	212
Figura 185: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-3	213
Figura 186: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-3.....	213
Figura 187: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-4	213
Figura 188: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-4.....	213
Figura 189: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-5	214
Figura 190: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-5.....	214
Figura 191: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-6	214
Figura 192: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-6.....	214
Figura 193: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-1	215
Figura 194: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-1	215
Figura 195: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-2.....	215
Figura 196: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-2	215
Figura 197: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-3.....	216
Figura 198: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-3	216
Figura 199: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PE-1.....	216
Figura 200: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PE-1	216
Figura 201: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-1	217
Figura 202: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-1.....	217
Figura 203: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-2	217
Figura 204: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-2.....	217
Figura 205: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-3	218
Figura 206: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-3.....	218
Figura 207: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-4	218
Figura 208: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-4.....	218
Figura 209: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-5	219
Figura 210: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-5.....	219
Figura 211: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-6	219
Figura 212: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-6.....	219
Figura 213: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PE-1_2%.....	223
Figura 214: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PE-1_2%	223
Figura 215: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-2_2%.....	223
Figura 216: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-2_2%	223
Figura 217: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-3_2%.....	224

Figura 218: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-3_2%	224
Figura 219: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para a BGTC	224
Figura 220: Superfície de ajuste usando o modelo composto para a BGTC	224
Figura 221: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para a BGS (BGTC_0%)	225
Figura 222: Superfície de ajuste usando o modelo composto para a BGS (BGTC_0%)	225
Figura 223: Variação do módulo de resiliência médio com a estabilização	226
Figura 224: Relação entre o MR da BGTC e das misturas de solos in natura e melhorados	227
Figura 225: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. Solo PE-1	231
Figura 226: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. Solo PB-2	231
Figura 227: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. Solo PB-3	232
Figura 228: Investigação de ocorrência de <i>shakedown</i> . Solo PE-1	235
Figura 229: Investigação de ocorrência de <i>shakedown</i> . Solo PB-2	235
Figura 230: Investigação de ocorrência de <i>shakedown</i> . Solo PB-3	235
Figura 231: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PE-1	237
Figura 232: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PB-2	237
Figura 233: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PB-3	238
Figura 234: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PE-1	238
Figura 235: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PB-2	238
Figura 236: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PB-3	239
Figura 237: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. Solo PE-1_2%	241
Figura 238: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. Solo PB-2_2%	241
Figura 239: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. Solo PB-3_2%	242
Figura 240: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. BGTC	242
Figura 241: Variação do deslocamento permanente com a estabilização, considerando $\sigma_3 = 120$ e $\sigma_d = 360$ kPa	243
Figura 242: Relação entre a DP das misturas de solos in natura e melhorados e a DP da BGTC	244
Figura 243: Investigação de ocorrência de <i>shakedown</i> . Solo PE-1_2%	246
Figura 244: Investigação de ocorrência de <i>shakedown</i> . Solo PB-2_2%	246
Figura 245: Investigação de ocorrência de <i>shakedown</i> . Solo PB-3_2%	246
Figura 246: Investigação de ocorrência de <i>shakedown</i> . BGTC	246
Figura 247: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PE-1_2%	249
Figura 248: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PB-2_2%	249
Figura 249: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PB-3_2%	250
Figura 250: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. BGTC	250

Figura 251: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PE-1_2%.....	251
Figura 252: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PB-2_2%.....	251
Figura 253: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PB-3_2%.....	251
Figura 254: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. BGTC.....	251
Figura 255: Perda de massa (a) e deformação volumétrica de retração (b) médias durante o período de secagem. Solos PE-1 e PE-1_2%.....	256
Figura 256: Perda de massa (a) e deformação volumétrica de retração (b) médias durante o período de secagem. Solos PB-2 e PB-2_2%.....	256
Figura 257: Perda de massa (a) e deformação volumétrica de retração (b) médias durante o período de secagem. Solos PB-3 e PB-3_2%.....	257
Figura 258: Parâmetros da curva característica bimodal.....	258
Figura 259: Curva bimodal de retenção de água no solo: (a) PE-1; (b) PE-1_2%	262
Figura 260: Curva bimodal de retenção de água no solo: (a) PB-2; (b) PB-2_2%	262
Figura 261: Curva bimodal de retenção de água no solo: (a) PB-3; (b) PB-3_2%	263
Figura 262: Curva unimodal de retenção de água no solo: (a) PE-1; (b) PE-1_2%	263
Figura 263: Variação do módulo de resiliência médio com o processo de retração volumétrica. Solo PE-1	264
Figura 264: Variação do módulo de resiliência médio com o processo de retração volumétrica. Solo PB-2	265
Figura 265: Variação do módulo de resiliência médio com o processo de retração volumétrica. Solo PB-3	266
Figura 266: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PE-1_PR.....	267
Figura 267: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PE-1_PR	267
Figura 268: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PE-1_2%_PR.....	267
Figura 269: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PE-1_2%_PR	267
Figura 270: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-2_PR.....	268
Figura 271: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-2_PR	268
Figura 272: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-2_2%_PR.....	268
Figura 273: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-2_2%_PR	268
Figura 274: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-3_PR.....	269
Figura 275: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-3_PR	269
Figura 276: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-3_2%_PR.....	269
Figura 277: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-3_2%_PR	269
Figura 278: Relação entre o MR dos solos in natura e melhorados, antes e após o processo de retração volumétrica	270
Figura 279: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PE-1 (ξ para 150.000).....	278
Figura 280: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PB-2 (ξ para 150.000).....	278
Figura 281: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PB-3 (ξ para 150.000).....	278
Figura 282: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. PE-1_PR.....	279
Figura 283: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. PE-1_2%_PR.....	279

Figura 284: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. PB-2_PR.....	280
Figura 285: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. PB-2_2%_PR	280
Figura 286: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. PB-3_PR.....	281
Figura 287: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. PB-3_2%_PR	281
Figura 288: Ocorrência de <i>shakedown</i> : (a) Solo PE-1_PR; (b) Solo PE-1_2%_PR	286
Figura 289: Ocorrência de <i>shakedown</i> : (a) Solo PB-2_PR; (b) Solo PB-2_2%_PR	286
Figura 290: Investigação de ocorrência de <i>shakedown</i> : (a) Solo PB-3_PR; (b) Solo PB-3_2%_PR.....	287
Figura 291: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PE-1_PR ...	289
Figura 292: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PE-1_2%_PR	289
Figura 293: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PB-2_PR ...	290
Figura 294: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PB-2_2%_PR	290
Figura 295: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PB-3_PR ...	291
Figura 296: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos. Solo PB-3_2%_PR	291
Figura 297: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos: (a) Solo PE-1_PR (b) Solo PE-1_2%_PR.....	292
Figura 298: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos: (a) Solo PB-2_PR (b) Solo PB-2_2%_PR.....	292
Figura 299: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos: (a) Solo PB-3_PR (b) Solo PB-3_2%_PR.....	293
Figura 300: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PE-1 (N = 10 ⁷)	295
Figura 301: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PE-1_2% (N = 10 ⁷)	295
Figura 302: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PE-1_PR (N = 10 ⁷)	296
Figura 303: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PE-1_2%_PR (N = 10 ⁷)	296
Figura 304: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-2 (N = 10 ⁷)	297
Figura 305: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-2_2% (N = 10 ⁷)	297
Figura 306: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-2_PR (N = 10 ⁷)	298

Figura 307: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-2_2%_PR (N = 10 ⁷)	298
Figura 308: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-3 (N = 10 ⁷)	299
Figura 309: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-3_2% (N = 10 ⁷)	299
Figura 310: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-3_PR (N = 10 ⁷)	300
Figura 311: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-3_2%_PR (N = 10 ⁷)	300
Figura 312: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. BGTC (N = 10 ⁷)	301
Figura 313: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PE-1 (N = 10 ⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 70$ kPa e $\sigma_d = 70$ kPa.....	302
Figura 314: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PE-1 (N = 10 ⁷) Estado de média tensão: $\sigma_3 = 100$ kPa e $\sigma_d = 300$ kPa.....	302
Figura 315: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PE-1 (N = 10 ⁷) Estado de alta tensão: $\sigma_3 = 140$ kPa e $\sigma_d = 450$ kPa.....	303
Figura 316: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-2 (N = 10 ⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 70$ kPa e $\sigma_d = 70$ kPa.....	303
Figura 317: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-2 (N = 10 ⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 100$ kPa e $\sigma_d = 300$ kPa.....	304
Figura 318: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-2 (N = 10 ⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 140$ kPa e $\sigma_d = 450$ kPa.....	304
Figura 319: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-3 (N = 10 ⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 70$ kPa e $\sigma_d = 70$ kPa.....	305
Figura 320: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-3 (N = 10 ⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 100$ kPa e $\sigma_d = 300$ kPa.....	305
Figura 321: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-3 (N = 10 ⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 140$ kPa e $\sigma_d = 450$ kPa.....	306
Figura 322: Conformação final da base e trincamento em função da secagem.....	308
Figura 323: Desempenho do pavimento tipo durante a vida útil: (a) porcentagem de AT (b) ATR. Tráfego N = 10 ⁶	311
Figura 324: Desempenho do pavimento tipo durante a vida útil: (a) porcentagem de AT (b) ATR. Tráfego N = 10 ⁷	311
Figura 325: Modelo ou função sigmoidal da camada de BGTC	313

Figura 326: Comparativo entre o monitoramento em campo e a simulação no MeDiNa: (a) porcentagem de AT (b) ATR.....	314
Figura 327: Comparativo de custos do metro cúbico e relação com o valor da BGTC	317
Figura 328: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PE-1	322
Figura 329: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PE-1_2%.....	322
Figura 330: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PE-1_PR.....	323
Figura 331: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PE-1_2%_PR.....	323
Figura 332: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-2.....	324
Figura 333: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-2_2%.....	324
Figura 334: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-2_PR.....	325
Figura 335: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-2_2%_PR.....	325
Figura 336: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-3.....	326
Figura 337: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-3_2%.....	326
Figura 338: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-3_PR.....	327
Figura 339: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-3_2%_PR.....	327
Figura 340: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. BGTC	328
Figura 341: Gráficos de igualdade para os parâmetros de regressão Ψ obtidos e previstos	335
Figura 342: Granulometria por difração de laser do solo PE-1	366
Figura 343: Granulometria por difração de laser do solo PB-2	367
Figura 344: Granulometria por difração de laser do solo PB-3	368
Figura 345: Composição de custos para base ou sub-base de brita graduada com brita comercial.....	369
Figura 346: Composição de custos para base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento com brita comercial	369

Figura 347: Composição de custos para base de solo estabilizado granulometricamente sem mistura com material de jazida	370
Figura 348: Composição de custos para base de solo melhorado com 2% de cimento e mistura na pista com material de jazida.....	370
Figura 349: Composição de custos para base de solo melhorado com 2% de cal e mistura na pista com material de jazida	371
Figura 350: Pulso de aplicação de carga no ensaio de deformação permanente	372
Figura 351: Curvas de carga e descarga, em ciclo histerético	372

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Modelos comumente utilizados de deformação permanente	68
Tabela 2: Principais informações sobre os pontos de coleta	91
Tabela 3: Caracterização do Cimento Portland.....	112
Tabela 4: Resultados dos ensaios de EDS: porcentagens dos elementos do Cimento Portland	114
Tabela 5: Caracterização do Cal Hidratada	115
Tabela 6: Resultados dos ensaios de EDS: porcentagens dos elementos da Cal Hidratada	117
Tabela 7: Composição da dosagem da brita graduada.....	118
Tabela 8: Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência	126
Tabela 9: Sequência de tensões para determinação da deformação permanente	127
Tabela 10: Estrutura e as propriedades dos materiais constituintes do pavimento	135
Tabela 11: Resultados dos ensaios de EDS: porcentagens dos elementos constituintes (8000X)	154
Tabela 12: Análise química das amostras de solo	162
Tabela 13: Classificação do tipo de laterização por meio dos índices de intemperismo K_i e K_r	163
Tabela 14: Identificação do caráter laterítico ou não laterítico das amostras.....	166
Tabela 15: Resultados dos ensaios de caracterização e classificação TRB dos solos	169
Tabela 16: Classificação granulométrica dos solos lateríticos estudados.....	171
Tabela 17: Valores dos coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade.....	179
Tabela 18: Massa específica aparente seca máxima e umidade ótima dos solos	181
Tabela 19: CBR e Expansão dos solos pesquisados.....	182
Tabela 20: Classificação Universal de Solos Lateríticos.....	186
Tabela 21: Classificação MCT e G-MCT	190
Tabela 22: Análise comparativa entre metodologias de classificação	192
Tabela 23: Resultados da compactação sem e com reuso.....	196
Tabela 24: Resultados de CBR do solo sem e com reuso	197
Tabela 25: Resultados dos ensaios de RCS e RTCD.....	198
Tabela 26: Teor mínimo de cal necessário para a estabilização físico-química	199
Tabela 27: Compactação para dosagem do teor de cimento.....	200
Tabela 28: RCS para dosagem do teor de cimento	200
Tabela 29: Resultados dos ensaios de RCS para os solos melhorados com e sem imersão.....	201
Tabela 30: Compactação dos solos naturais e melhorados.....	202
Tabela 31: CBR e Expansão dos solos naturais e melhorados	203
Tabela 32: RCS e RTCD dos materiais naturais e melhorados	204
Tabela 33: Modelos e respectivos valores dos coeficientes de regressão para as amostras	220
Tabela 34: Resumo da classificação CUSL e o comportamento resiliente	221

Tabela 35: MR e coeficientes de regressão	228
Tabela 36: Resultados de deslocamento permanente acumulado	230
Tabela 37: Parâmetros de regressão obtidos por meio do modelo de Guimarães (2009)	233
Tabela 38: Resultados de deslocamento permanente acumulado	240
Tabela 39: Parâmetros de regressão obtidos por meio do modelo de Guimarães (2009)	244
Tabela 40: Parâmetros de ajuste da curva de retenção.....	261
Tabela 41: Relação entre o teor de umidade, sucção matricial e módulo de resiliência médio dos solos em estudo	271
Tabela 42: MR e coeficientes de regressão dos materiais antes e após processo de retração	272
Tabela 43: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PE-1	275
Tabela 44: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PB-2	276
Tabela 45: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PB-3	277
Tabela 46: Relação entre o teor de umidade, sucção matricial e deformação permanente dos solos em estudo	283
Tabela 47: Parâmetros de regressão obtidos por meio do modelo de Guimarães (2009)	284
Tabela 48: Desempenho frente a porcentagem de área trincada (AT) e ao afundamento de trilha de roda (ATR)	310
Tabela 49: Desempenho frente a porcentagem de área trincada (AT) e ao afundamento de trilha de roda (ATR)	315
Tabela 50: Composições de custos com o SICRO	316
Tabela 51: Parâmetros de regressão A e B para cada amostra	321
Tabela 52: Comparativo entre os valores de DP e os respectivos erros. Solo PE-1	329
Tabela 53: Comparativo entre os valores de DP e os respectivos erros. Solo PB-2	330
Tabela 54: Comparativo entre os valores de DP e os respectivos erros. Solo PB-3	331
Tabela 55: Comparativo entre os valores de DP e os respectivos erros. BGTC.....	332
Tabela 56: Comparativo entre os coeficientes de regressão obtidos no modelo de Guimarães (2009)	334
Tabela 57: Densidade real dos grãos para os solos PE-1, PB-2 e PB-3	368

LISTA DE QUADROS

Quadro 1: Descrição dos parâmetros utilizados na classificação de solos LCPC/SETRA	75
Quadro 2: Classificação Universal dos Solos Lateríticos para utilização em camadas de rodovias.....	78
Quadro 3: Breves descrições dos grupos de solos da classificação G-MCT.....	191

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS, ABREVIATURAS E SIGLAS IMPORTANTES

AASHTO	<i>American Association of State Highway Officials</i>
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ASTM	<i>American Society for Testing and Materials</i>
AT	Área trincada
ATP	Afundamento plástico em trilha de roda
ATR	Afundamento na trilha de roda
BGS (BGTC_ 0%)	Brita Graduada Simples (BGTC sem cimento)
BGTC	Brita Graduada Tratada com Cimento
BR	Rodovia Federal
BSB	Estado de Brasília
CAP	Cimento asfáltico de petróleo
CBR	<i>California Bearing Ratio</i>
CP ou CPs	Corpo de prova ou corpos de prova
CUSL	Classificação Universal de Solos Lateríticos
D ₁₀	Diâmetro efetivo do solo
DG	Coefficiente de degradabilidade
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DP	Deformação permanente
DRX	Difratometria de Raios-X
EDS	<i>Energy Dispersive X-ray Detector</i>
EDX	Espectroscopia de Raios-X
FN	<i>Flow Number</i>
FR	Coefficiente de fragmentabilidade
FRX	Fluorescência de Raios-X
FS	Coefficiente de friabilidade
g	Gramas
g/cm ³	Gramas por centímetro cúbico
GC	Grau de contração
G-MCT	Granular - Miniatura, Compactado, Tropical
GO	Estado do Goiás
HRB	<i>Highway Research Board</i>
Hz	Hertz
IG	Índice de grupo
IP	Índice de plasticidade

ISC	Índice de Suporte Califórnia
k	Coefficientes de regressão dos ensaios de módulo de resiliência
kg	Quilograma
kgf	Quilograma-força
K_i	Relação molecular sílica/alumina
km	Quilômetro
kPa	Quilopascal
K_r	Relação molecular sílica/sesquióxidos
LCPC	<i>Laboratoire Central des Ponts et Chaussées</i>
LEP	Laboratório de Engenharia de Pavimentos
LL	Limite de liquidez
LP	Limite de plasticidade
LR	Limite de retração/contração
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
m_d	Massa de solo seco
MeDiNa	Método de Dimensionamento Nacional
MEV	Microscopia Eletrônica de Varredura
mm	Milímetro
MPa	Megapascal
MR	Módulo de resiliência
N	Número de repetições do eixo padrão
NBR	Normas Técnicas Brasileiras
PB	Estado da Paraíba
PB-2	Solo laterítico arenoso da Paraíba (natural)
PB-2_2%	Solo PB-2 melhorado
PB-2_PR	Solo PB-2 natural após processo de retração volumétrica
PB-2_2%_PR	Solo PB-2 melhorado após processo de retração volumétrica
PB-3	Solo laterítico pedregulhoso da Paraíba (natural)
PB-3_2%	Solo PB-3 melhorado
PB-3_PR	Solo PB-3 natural após processo de retração volumétrica
PB-3_2%_PR	Solo PB-3 melhorado após processo de retração volumétrica
PE	Estado do Pernambuco
PE-1	Solo laterítico fino de Pernambuco (natural)
PE-1_2%	Solo PE-1 melhorado
PE-1_PR	Solo PE-1 natural após processo de retração volumétrica
PE-1_2%_PR	Solo PE-1 melhorado após processo de retração volumétrica

pH	Potencial hidrogeniônico
PI	Estado do Piauí
PR	Após processo de retração volumétrica
RCS	Resistência à compressão simples
RTCD	Resistência à tração por compressão diametral
SICRO	Sistema de custos referenciais de obras
SLA	Solo Laterítico Arenoso
SLF	Solo Laterítico Fino
SLP	Solo Laterítico Pedregulhoso
TRB	<i>Transportation Reserach Board</i>
UFCG	Universidade Federal de Campina Grande
UFRN	Universidade Federal do Rio Grande do Norte
VA	Adsorção de azul de metileno
$W_{ótima}$	Umidade ótima
δ_p	Deslocamento permanente
δ_{Ptotal}	Deformação permanente total
ϵ_p	Deformação permanente específica
ϵ_r	Deformação específica axial resiliente
ϵ_t	Deformação específica resiliente de tração
θ_r	Umidade residual
θ_s	Umidade na saturação
μ	Coefficiente de Poisson
ξ	Expansão
$\rho_{d, máx}$	Massa específica aparente seca máxima
σ_3	Tensão confinante
σ_d	Tensão desvio
ψ	Coefficientes de regressão dos ensaios deformação permanente

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	33
1.1. ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	35
1.2. OBJETIVOS	36
1.2.1. OBJETIVO GERAL.....	36
1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	36
1.3. JUSTIFICATIVA	37
2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA	38
2.1. SOLOS TROPICAIS.....	38
2.2. PROCESSO DE LATERITIZAÇÃO E PRINCIPAIS FATORES DE INFLUÊNCIA	39
2.3. SOLOS LATERÍTICOS	41
2.4. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	46
2.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS E INFLUÊNCIA DA ESTABILIZAÇÃO	52
2.5.1. DEFORMAÇÃO RESILIENTE E PERMANENTE.....	57
2.5.1.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	59
2.5.1.2. DEFORMAÇÃO PERMANENTE	62
2.6. CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS.....	69
2.6.1. SEQUÊNCIA LÓGICA PARA CLASSIFICAÇÃO.....	80
3. MATERIAIS E MÉTODOS	83
3.1. COLETA, CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS.....	86
3.1.1. SOLOS LATERÍTICOS.....	86
3.1.1.1. PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS	92
3.1.1.2. GÊNESE, MORFOLOGIA E COMPOSIÇÃO QUÍMICA.....	93
3.1.1.2.1. MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)	93
3.1.1.2.2. FLUORESCÊNCIA DE RAIOS-X (FRX) E DIFRAÇÃO DE RAIOS-X (DRX)	94
3.1.1.3. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS SOLOS	96
3.1.1.3.1. UMIDADES NATURAL E HIGROSCÓPICA	96
3.1.1.3.2. DENSIDADE REAL DOS GRÃOS	96
3.1.1.3.3. GRANULOMETRIA.....	97

3.1.1.3.4.	LIMITE DE LIQUIDEZ (LL) E DE PLASTICIDADE (LP).....	98
3.1.1.4.	ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO (VA).....	99
3.1.1.5.	LIMITE DE RETRAÇÃO/CONTRAÇÃO (LR)	101
3.1.1.6.	COEFICIENTES DE FRAGMENTABILIDADE (FR) E DEGRADABILIDADE (DG)	102
3.1.1.6.1.	ENSAIO DE FRAGMENTABILIDADE	103
3.1.1.6.2.	ENSAIO DE DEGRADABILIDADE.....	104
3.1.1.7.	COEFICIENTE DE FRIABILIDADE DAS AREIAS (FS).....	106
3.1.1.8.	ENSAIO DE COMPACTAÇÃO	108
3.1.1.9.	ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR).....	109
3.1.1.10.	COMPACTAÇÃO MINI-MCV E PERDA DE MASSA POR IMERSÃO	110
3.1.2.	CIMENTO PORTLAND.....	111
3.1.3.	CAL HIDRATADA.....	114
3.1.4.	BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO	117
3.2.	PROGRAMA DE ENSAIOS MECÂNICOS.....	119
3.2.1.	DOSAGEM DO TEOR DE ESTABILIZANTE.....	119
3.2.2.	ENSAIOS MECÂNICOS DOS SOLOS.....	121
3.2.2.1.	RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS)	122
3.2.2.2.	RESISTENCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (RTCD)	123
3.2.2.3.	COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)	124
3.2.2.4.	MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR).....	125
3.2.2.5.	DEFORMAÇÃO PERMANENTE (DP).....	126
3.2.3.	INFLUÊNCIA DO PROCESSO DE RETRAÇÃO VOLUMÉTRICA.....	128
3.2.3.1.	ENSAIO DE SUCÇÃO MATRICIAL.....	129
3.2.4.	ENSAIOS MECÂNICOS NA BGTC	132
3.3.	AVALIAÇÃO EMPÍRICO-MECANÍSTICA.....	133
3.3.1.	ESTRUTURA TIPO UTILIZADA	134
3.3.2.	COMPOSIÇÃO DE CUSTOS	136
3.4.	ANÁLISE DA QUANTIDADE DE CICLOS NO ENSAIO DE DP	137
4.	RESULTADOS E DISCUSSÕES.....	138

CAPÍTULO 4.1. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS LATERÍTICOS.....	139
4.1.1. IDENTIFICAÇÃO DO CARÁTER LATERÍTICO	139
4.1.2. MEV-EDS	139
4.1.3. DRX E FRX	155
4.1.4. CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS	167
4.1.4.1. CLASSIFICAÇÃO UNIVERSAL DE SOLOS LATERÍTICOS	170
4.1.4.1.1. ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO	171
4.1.4.1.2. LIMITE DE CONTRAÇÃO/RETRAÇÃO	173
4.1.4.1.3. FRIABILIDADE DAS AREIAS	175
4.1.4.1.4. FRAGMENTABILIDADE E DEGRADABILIDADE	176
4.1.4.1.5. COMPACTAÇÃO	179
4.1.4.1.6. ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)	182
4.1.4.1.7. CLASSIFICAÇÃO FINAL	184
4.1.5. CLASSIFICAÇÃO MCT E G-MCT	187
4.1.6. COMPARAÇÃO ENTRE OS SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO.....	192
4.1.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	195
CAPÍTULO 4.2. ENSAIOS MECÂNICOS ESTÁTICOS DOS MATERIAIS NATURAIS E MELHORADOS	196
4.2.1. SOLOS NATURAIS	196
4.2.1.1. CBR	197
4.2.1.2. RCS E RTCD.....	198
4.2.2. MATERIAIS MELHORADOS	198
4.2.2.1. COMPACTAÇÃO E CBR.....	202
4.2.2.2. RCS E RTCD.....	204
4.2.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	207
CAPÍTULO 4.3. ENSAIOS MECÂNICOS CÍCLICOS DOS MATERIAIS NATURAIS E MELHORADOS ...	208
4.3.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS NATURIAS	208
4.3.1.1. COMPORTAMENTO RESILIENTE E UTILIZAÇÃO DO SOLO CONFORME CUSL	221
4.3.2. MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS MATERIAIS MELHORADOS	222
4.3.3. DEFORMAÇÃO PERMANENTE DOS SOLOS NATURAIS.....	229

4.3.3.1.	INVESTIGAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE <i>SHAKEDOWN</i>	233
4.3.3.2.	DEFORMAÇÃO RESILIENTE	236
4.3.4.	DEFORMAÇÃO PERMANENTE DOS MATERIAIS MELHORADOS.....	239
4.3.4.1.	INVESTIGAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE <i>SHAKEDOWN</i>	245
4.3.4.2.	DEFORMAÇÃO RESILIENTE	247
4.3.5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	252
CAPÍTULO 4.4. INFLUÊNCIA DA RETRAÇÃO INDUZIDA POR DESSECAÇÃO NO COMPORTAMENTO CÍCLICO DOS SOLOS NATURAIS E MELHORADOS		253
4.4.1.	RETRAÇÃO VOLUMÉTRICA E PERDA DE MASSA.....	253
4.4.2.	SUCÇÃO MATRICIAL	257
4.4.3.	MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	264
4.4.3.1.	SOLO PE-1.....	264
4.4.3.2.	SOLO PB-2.....	265
4.4.3.3.	SOLO PB-3.....	266
4.4.4.	DEFORMAÇÃO PERMANENTE	273
4.4.4.1.	SOLO PE-1.....	273
4.4.4.2.	SOLO PB-2.....	274
4.4.4.3.	SOLO PB-3.....	274
4.4.4.4.	INVESTIGAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE <i>SHAKEDOWN</i>	285
4.4.4.5.	DEFORMAÇÃO RESILIENTE	288
4.4.5.	APLICAÇÃO DO MODELO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE	294
4.4.6.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	307
CAPÍTULO 4.5. AVALIAÇÃO MECANÍSTICA-EMPÍRICA COM O SOFTWARE MEDINA		309
4.5.1.	AVALIAÇÃO MECANÍSTICA-EMPÍRICA	309
4.5.2.	COMPOSIÇÃO DE CUSTOS	316
4.5.3.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	318
CAPÍTULO 4.6. ANÁLISE DE QUANTIDADE DE CICLOS NOS ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE		319
4.6.1.	EXTRAPOLAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE	319

4.6.2.	COMPARATIVO ENTRE OS COEFICIENTES DE REGRESSÃO OBTIDOS NO MODELO DE GUIMARÃES (2009)	333
4.6.3.	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	336
5.	CONCLUSÕES.....	337
5.1.	SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	339
	REFERÊNCIAS	340
	ANEXO 1	366
	ANEXO 2	369
	ANEXO 3	372

1. INTRODUÇÃO

Solos são materiais naturais não consolidados, isto é, constituídos de grãos separáveis por processos mecânicos e hidráulicos, de fácil dispersão em água, e que podem ser escavados com equipamentos comuns de terraplenagem (pá carregadeira, moto escavo-transportadora, etc.). Geralmente, os materiais constituintes da parte superficial da crosta terrestre e que não se enquadram na condição de solo, são considerados rochas, mesmo que isso contrarie as conceituações adotadas em geologia e em pedologia. O solo pode, também, apresentar-se como estrutura natural ou artificial. Terá estrutura artificial quando transportado e/ou compactado mecanicamente, em aterros, barragens de terra, reforços do subleito de pavimentos etc. (VILLIBOR *et al.*, 2009).

O clima tropical de regiões como África, Índia e Brasil leva à formação em larga escala de solos do tipo lateríticos (DUTRA, 2014). Estes solos têm sua fração argila constituída principalmente pelo argilomineral caulínítico e apresentam elevados teores de óxido de ferro e alumínio. Estas características, aliadas a fatores mineralógicos, de estrutura de grãos, índice de vazios e outros, influenciarão diretamente nos parâmetros de resistência, de compressibilidade e de condutividade hidráulica da massa de solo. Na condição indeformada, estes solos apresentam elevada compressibilidade devido aos altos índices de vazios, porém na condição compactada têm melhorada esta propriedade, sendo bastante utilizados em pavimentação, aterros e barragens de terra (MARTÍNEZ, 2003).

As propriedades de engenharia dos solos lateríticos são especiais devido à variedade desses materiais de diferentes rochas geradoras em condições variadas de acordo com o continente e latitude. Com isso, apresentam características geotécnicas diferentes daquelas tradicionalmente adotadas, sendo estas relacionadas à região, ao tipo de clima, a topografia, a vegetação e ao tempo de formação dos solos (GIDIGASU, 1976; MAHALINGA-IYER & WILLIAMS, 1997; VILLIBOR *et al.*, 2009; JOEL & AGBEDE, 2011; PORTELINHA *et al.*, 2012; CARVALHO *et al.*, 2015b; MENGUE *et al.*, 2017).

Perante toda essa variabilidade, as classificações geotécnicas mais difundidas, como o Sistema Unificado de Classificação dos Solos (USCS – *Unified Soil Classification System*) e a classificação para fins rodoviários TRB (*Transportation Research Board*), desenvolvidas em países de clima temperado e baseada na distribuição granulométrica e nos limites de Atterberg, apresentam limitações quando utilizadas para a previsão de propriedades dos solos tropicais (GUIMARÃES *et al.*, 2018).

Estudos e práticas têm demonstrado que as recomendações baseadas nestes sistemas, em particular a atividade da fração fina na presença de água e a durabilidade, resistência e dureza das frações grossa e arenosa durante o pré-tratamento dos materiais, não são compatíveis com os resultados obtidos no campo e no laboratório (RODRIGUES *et al.*, 2010).

Tendo em vista, entre outras, as dificuldades, deficiências e diferenças apontadas no uso das classificações tradicionais, Nogami & Villibor desenvolveram um sistema classificatório empírico, denominado MCT (de Miniatura, Compactado e Tropical) que, por meio de ensaios de laboratório, tais como compactação e imersão em água, mimetizam, de certa forma, as situações a que os solos são submetidos quando compactados e utilizados em obras viárias. A partir dos resultados, os solos foram classificados, segundo seus comportamentos, em lateríticos e não lateríticos (FABBRI, 1994).

Apresentar natureza laterítica quer dizer que o solo deve ter as seguintes propriedades: presença de minerais 1:1 (grupo caulinitico); ausência dos grupos de argilas, podendo, ocasionalmente conter illita em pequena quantidade, fraca porcentagem de matéria orgânica; cor com matriz vermelho e amarelo; baixa expansibilidade; tendência para o concrecionamento e endurecimento sob exposição ao sol (CUNHA, 1992).

A classificação MCT resolve, de maneira satisfatória, o problema da classificação de solos tropicais, fornecendo previsões adequadas a respeito de seu comportamento, quando utilizado como material integrante de pavimentos. Porém, essa classificação ainda carrega alguns problemas devido à sua complexidade, sendo necessário continuar pesquisando na tentativa de proporcionar meios mais simples e/ou mais rápidos e econômicos para determinação das classes MCT de solos analisados (FABBRI, 1994).

Além dos problemas referentes à confiabilidade da classificação e variabilidade de parâmetros e características geotécnicas, esses solos são, segundo Portelinha *et al.* (2012), caracterizados como materiais de baixa capacidade de carga para camadas de pavimentos flexíveis. Em muitos casos, é observado que esses solos não atendem às especificações em termos de limite de liquidez, índice de plasticidade e outros parâmetros de resistência e, com isso, precisam ser tratados com ligantes hidráulicos adequados para uso em camadas estruturais do pavimento (BISWAL *et al.*, 2018b).

Como solução convencional, a estabilização do solo com cal ou cimento Portland tem sido utilizada como reforço das camadas do pavimento, com o objetivo de contribuir com a resistência, rigidez e durabilidade. A estabilização converte uma camada não ligada em uma camada ligada que possui considerável resistência à tração. Desse modo, considerando que esses solos cobrem quase um terço do território brasileiro (PORTELINHA *et al.*, 2012), a técnica de estabilização do solo surge como uma solução viável nessas situações.

Segundo Biswal *et al.* (2020), o uso de base estabilizada quimicamente na estrutura do pavimento altera o comportamento e mecanismo de ruptura. A ruptura das camadas de base estabilizadas pode ser atribuída a três razões, tais como (1) desenvolvimento de fissura de retração, (2) erosão de partículas finas no topo da camada de base levando à ruptura por esmagamento e (3) ruptura por fadiga. Rachaduras por retração e problemas de erosão podem ser resolvidos selecionando materiais adequados, dosagem adequada de aglutinante e manutenção oportuna. No entanto, as fissuras de fadiga desenvolvem-se com acúmulo gradual de danos após um grande número de tráfego, sendo a durabilidade dessas estruturas frequentemente questionada quando submetida a cargas cíclicas.

Em razão da importância do tema, estudos vêm sendo desenvolvidos nas últimas décadas com o intuito de compreender melhor os mecanismos que estão associados ao processo de estabilização química de solos lateríticos (JOEL & AGBEDE, 2011; QIAN *et al.*, 2015; BISWAL *et al.*, 2018a; BISWAL *et al.*, 2018b; BISWAL *et al.*, 2018c; CARO *et al.*, 2018; FEDRIGO *et al.*, 2019; OLIVEIRA & PAIVA, 2019; BISWAL *et al.*, 2020; WAHAB *et al.*, 2021; CHAMLING *et al.*, 2021). Contudo, a análise do comportamento resiliente e de deformação permanente de amostras compactadas de solo laterítico natural e estabilizadas com cal ou cimento ainda carece de informações.

Ciente que o comportamento mecânico dos solos lateríticos é fortemente influenciado pelas suas propriedades químicas, físicas, e mineralógicas e observando que peculiaridades climáticas, geológicas,

geomorfológicas e biológicas causam resultados diferentes não só de um país ou continente para outro, mas também entre microrregiões e até mesmo sobre perfis de intemperismo próximos, o desenvolvimento e aprimoramento da Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos (CUSL), proposta por Rodrigues *et al.* (2010), que leva em consideração as concepções apropriadas do meio ambiente tropical úmido, permitirá analisar suas utilizações em camadas de rodovias com uma porcentagem mais elevada de solos locais naturais, melhorados ou estabilizados, objetivando a melhor utilização destes solos, de forma a otimizar os custos de projetos e proporcionar sustentabilidade, principalmente por serem encontrados em regiões com escassos recursos.

1.1. ORGANIZAÇÃO DA TESE

O texto deste trabalho encontra-se em volume único dispondo seu conteúdo em cinco capítulos, cujos conteúdos são apresentados a seguir.

No Capítulo 1 foi apresentada uma breve introdução à pesquisa, evidenciando a importância do tema proposto. Também são elencados o objetivo geral e objetivos específicos que nortearam a realização da pesquisa. Por fim, são apresentados o problema e a justificativa da importância de ser avaliada as metodologias de classificação dos solos lateríticos, bem como os seus comportamentos quando aplicados em camadas de pavimentos flexíveis.

O Capítulo 2 mostra o embasamento teórico necessário para a realização da pesquisa, dando ênfase para a importância de se estudar a influência da retração e o comportamento dos solos lateríticos naturais, melhorados e estabilizados frente carregamentos estáticos e cíclicos, além de apresentar um estudo bibliográfico acerca das metodologias de classificação dos solos lateríticos.

Os procedimentos metodológicos presentes no Capítulo 3 descrevem inicialmente as áreas escolhidas para coleta dos solos em estudo, bem como a localização destas jazidas. Para os ensaios de laboratório, exibe o procedimento para preparação das amostras e como foram realizados os ensaios para classificação, a avaliação mecânica estática e cíclica, a análise da influência da estabilização e o estudo da investigação da retração induzida por dessecação na resposta à deformação resiliente e permanente. São apresentadas as informações pertinentes as análises de desempenho realizadas com o *software* MeDiNa e, por fim, o método proposto para reduzir a quantidade de ciclos de aplicação de cargas do ensaio de deformação permanente.

O Capítulo 4 apresenta expõe os resultados obtidos em laboratório e as discussões pertinentes sobre os resultados obtidos. No Capítulo 5, finalmente, são apresentadas as principais conclusões da tese, bem como oferecidas sugestões para trabalhos futuros. Os elementos pós-textuais são compostos pelas referências bibliográficas e os anexos. Nos anexos são mostrados alguns resultados que, por motivos de fluência da leitura, não foram incluídos no corpo do texto.

1.2. OBJETIVOS

1.2.1. OBJETIVO GERAL

A pesquisa tem por objetivo principal avaliar a resposta à deformação resiliente e permanente de solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos, classificados por meio da Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos (CUSL), bem como estudar suas aplicações em camadas de base e de sub-bases de pavimentos flexíveis.

1.2.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Caracterizar e classificar os solos lateríticos estudados com base na Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos, de modo a verificar a aplicabilidade do sistema proposto e identificar possíveis inconsistências;
- Analisar de forma comparativa a metodologia de classificação proposta com a classificações MCT (Miniatura, Compactado, Tropical) e G-MCT (Granular- Miniatura, Compactado, Tropical).
- Analisar o desempenho das propriedades mecânicas dos solos lateríticos pelo desenvolvimento de reações com agentes estabilizantes (cal e cimento);
- Avaliar o comportamento resiliente e de deformação permanente de amostras compactadas dos solos lateríticos naturais e melhoradas;
- Avaliar o efeito da retração volumétrica induzida por secagem ou dessecação nas propriedades de solos lateríticos *in natura* e melhorados;
- Corroborar na viabilidade da Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos para o emprego de solos lateríticos naturais e/ou melhorados com ligantes hidráulicos em camadas granulares de pavimentos através de avaliação empírico-mecânica utilizando o *software* MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional);
- Analisar os resultados de deformação permanente no intuito de buscar reduzir a quantidade de ciclos de aplicação de cargas, de modo a viabilizar a execução do ensaio em menor tempo.

1.3. JUSTIFICATIVA

A busca por materiais que sejam adaptados às especificações existentes, ainda é um problema relevante que os órgãos nacionais de rodovias em regiões tropicais têm enfrentado. Os solos lateríticos podem ser encontrados em regiões intertropicais, como na América do Sul, África, Índia, Austrália e o Sudoeste Asiático. Estima-se que os solos lateríticos ocupem cerca de 19% da superfície dos continentes. No Brasil encontram-se distribuídos em quase todo território, contemplando aproximadamente 65% do território brasileiro (SANTOS, 2006; VILLIBOR & NOGAMI, 2009; VILLIBOR & ALVES, 2019). As condições geológicas e climáticas variadas sob as quais os solos tropicais são formados conferem a eles um comportamento peculiar.

Pesquisas mostram o potencial dos solos lateríticos para emprego na engenharia de pavimentação devido ao seu baixo custo, aspectos ecologicamente corretos e fontes limitadas de agregados pétreos. Entretanto, como são intemperizados sob condições de altas temperaturas e umidade com alternância bem definida de estações úmidas e secas, pode não apresentar parâmetros mecânicos satisfatórios para uso na construção de estradas, sendo, eventualmente, necessário misturá-lo com algum outro tipo de material, como o cimento Portland (PORTELINHA *et al.*, 2012; REZENDE *et al.*, 2015; SILVA, 2016; BISWAL *et al.*, 2018a; BISWAL *et al.*, 2018b; BISWAL *et al.*, 2018c).

Amadi (2012) cita problemas devidos a uma variedade de características indesejáveis, como baixa resistência, baixas densidades naturais, alta plasticidade, alta permeabilidade, alta retenção de umidade, elevada retração e dificuldade de compactação. Além desses, vale salientar que classificações tradicionais apresentam limitações quando utilizadas para a previsão de propriedades dos solos tropicais.

Ademais, como as condições geológicas e climáticas variadas sob as quais os solos tropicais são formados conferem a eles um comportamento peculiar, as classificações geotécnicas mais difundidas desenvolvidas em países de clima temperado, baseadas na distribuição granulométrica e nos limites de Atterberg, apresentam limitações quando utilizadas para a previsão de propriedades dos solos tropicais. Assim, a análise e o aprimoramento do procedimento de classificação para solos lateríticos proposto por Rodrigues *et al.* (2010), que leva suas propriedades mineralógicas e físicas em consideração e, também, as concepções apropriadas do meio ambiente tropical úmido, permitirá prever suas utilizações em camadas de rodovias com uma porcentagem mais elevada.

A partir desta breve contextualização, fica claro que o estudo de solos tropicais na construção de rodovias requer uma visão mais ampla do que aquela especificada por padrões tradicionais e conhecimentos estabelecidos a partir de estudos de solos de clima frio e temperado, visto que ainda são subutilizados na pavimentação. Além do mais, a análise do comportamento resiliente e de deformação permanente de solos lateríticos ainda carece de informações. Desse fato, o conhecimento em particular das possibilidades e dos limites dos materiais presentes em países de clima tropical e subtropical – naturais, melhorados ou estabilizados – podem auxiliar a resolver os problemas impostos e a escolher as soluções mais econômicas para a construção de infraestruturas rodoviárias.

2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

Neste tópico serão apresentadas informações sobre a metodologia de classificação universal de solos lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010), explicitando as principais características, as variáveis de análise e a metodologia de classificação. Além disso, serão tratadas informações sobre solos lateríticos puros, melhorados e estabilizados com cal ou cimento, com enfoque no desempenho mecânico estático e dinâmico e no comportamento resiliente e de deformação permanente.

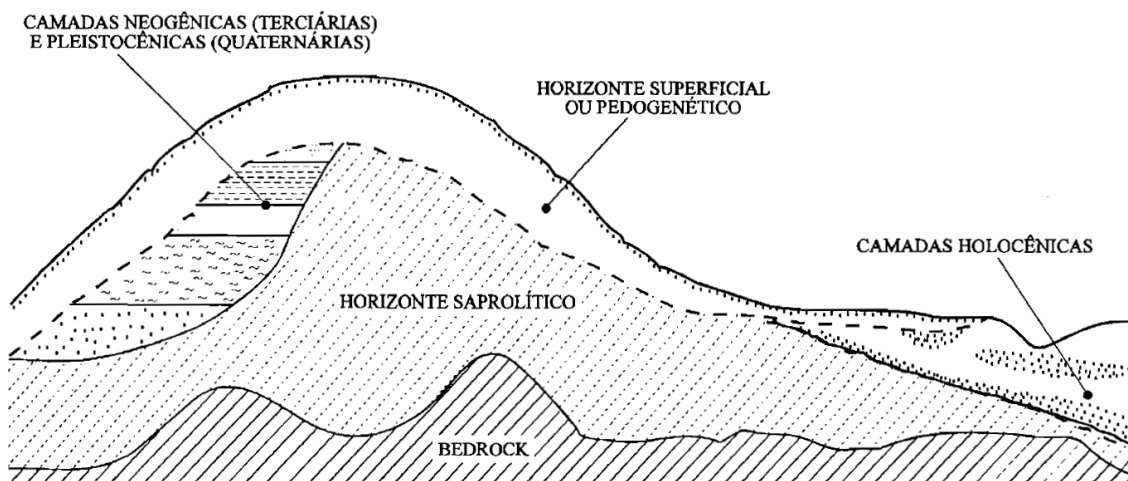
2.1. SOLOS TROPICAIS

Os solos tropicais são conhecidos por sua grande diversidade, uma vez que as condições climáticas tropicais, com altas temperaturas e alta precipitação, podem levar a uma variedade de processos de formação de solo. Essa diversidade resulta em uma ampla gama de classificações de solos tropicais. Em resumo, a formação dos solos tropicais é influenciada pelo clima quente e úmido, pela vegetação exuberante, pelos processos de intemperismo químico e físico, bem como pela geologia da região. Esses fatores interagem ao longo de períodos extensos para criar os solos característicos das regiões tropicais, com suas particularidades em termos de fertilidade e composição mineral.

Quanto à composição mineralógica, são constituídos por minerais argilosos, minerais silicatados, óxidos metálicos hidratados, quartzo e SiO_2 , cuja proporção depende da intensidade do intemperismo e do avanço da degradação (DUTRA, 2014). São denominados de solos tropicais em decorrência da atuação de processo geológico e/ou pedológico típicos das regiões tropicais úmidas. Dentre os solos tropicais destacam-se duas grandes classes: os solos lateríticos e os solos saprolíticos (VILLIBOR *et al.*, 2009).

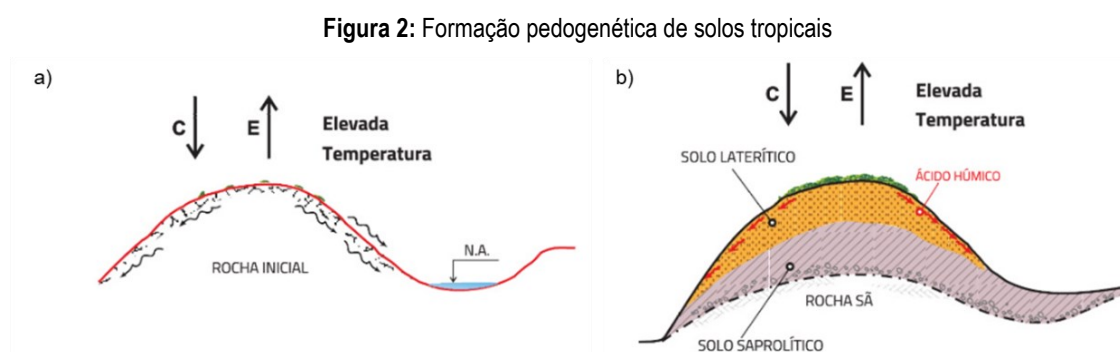
Os solos tropicais caracterizam-se pelas grandes espessuras do horizonte superficial (Figura 1), em geral maior que um metro, podendo ultrapassar 10 metros, principalmente quando se trata de horizonte superficial laterítico. O horizonte saprolítico também apresenta grandes espessuras, frequentemente ultrapassando uma dezena de metros (SILVA, 2019).

Figura 1: Designação genérica geral das camadas de solos, nas regiões tropicais



Fonte: NOGAMI & VILLIBOR (1995)

Na Figura 2 está ilustrada a evolução dos fenômenos de intemperismo físico e químico, responsáveis pela formação dos solos tropicais, ressaltando-se que esses processos ocorrem simultaneamente. Inicialmente, ocorre o intemperismo físico, com fratura da superfície da rocha. Com o passar do tempo geológico, ocorre o surgimento da vegetação na camada superficial (a), com a formação do húmus e do ácido húmico. Nas condições ambientais tropicais (alta temperatura, muita chuva e elevada evaporação), ocorre intensamente o intemperismo químico, com a presença do ácido húmico (b). Com a infiltração e percolação do ácido húmico na rocha fragmentada, após um determinado tempo geológico, ocorre o processo de laterização peculiar às partes bem drenadas do subsolo das regiões tropicais, cujo resultado final é um manto superficial de solo laterítico. Entre o manto de solo laterítico e o substrato rochoso, tem-se um solo designado como saprolítico que, tendo sofrido o processo de intemperismo físico e, em algumas partes em fase de intemperismo químico, ainda apresenta resquícios da rocha que lhe deu origem (VILLIBOR & ALVES, 2019).



Fonte: Adaptado de VILLIBOR & ALVES (2019)

Os solos saprolíticos guardam as estruturas da rocha e também porque, dentre os minerais que os compõem, estão muitos argilominerais primários, do tipo 2:1 ou 3:1. Uma propriedade frequentemente observada nos solos saprolíticos é a expansão. Os argilominerais primários presentes nesses solos têm um alto potencial de expansão (CARVALHO *et al.*, 2015a).

2.2. PROCESSO DE LATERITIZAÇÃO E PRINCIPAIS FATORES DE INFLUÊNCIA

Citando Tardy (1993), Rodrigues *et al.* (2010) afirma que a alteração natural da superfície, resulta de interações atuais e passadas entre a litosfera e os envelopes fluidos que circundaram nosso planeta. Segundo o autor, o motor principal desta alteração é a água, que sob uma ação dinâmica interviu na dissolução química das rochas da litosfera e sob uma ação estática agiu como regulador na estabilidade dos minerais e de estruturas e sua ação mecânica quando dos eventos variados que teriam preponderado no processo de erosão superficial. As condições climáticas particularmente favoráveis nas regiões tropicais conduziram ao desenvolvimento dos Sistemas Lateríticos ao depender da crosta continental essencialmente ácida (graníticas/magnetita) das Guianas, da Amazônia, do Oeste Africano, do Congo-São Francisco, da Índia e do Oeste Australiano.

O “Processo de Laterização” engloba um conjunto de fenômenos que deram origem a uma alteração extremamente forte da rocha mãe, e de uma individualização dos elementos tais que a sílica e óxidos ou hidróxidos e hidratos metálicos, em particular de ferro, de alumínio, de manganês e de titânio (AUBERT, 1964; MAIGNEIN, 1966).

Esse processo pode ter sido seguido por outros processos pedogenéticos tais que o emaranhado de hidróxidos da superfície *versus* um horizonte semi-profundo duramente concrecionado ou em carapaças de hidróxidos metálicos precedentes individualizados e por vezes acumulados; segregações de elementos de um horizonte hidromórfico (AUTRET, 1983; SCHELLMANN, 2009).

Para Vallerga (1960), os fatores que exercem uma influência preponderante sobre o Processo de Laterização são: o clima (pluviometria); a topografia (erosão e drenagem); a vegetação (matéria orgânica, bactéria, ácidos húmicos); a Rocha mãe e o período de formação.

Segundo Rodrigues *et al.* (2010), as temperaturas observadas nos países tropicais são favoráveis a uma alteração das rochas do tipo Laterização, pela formação dos óxidos de ferro e de alumínio e da lavagem da sílica. À umidade constante, a relação $K_i = \text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$ aumenta com a temperatura; ela mesma serve de catalisador das reações químicas que podem ter seus efeitos multiplicados por 2 ou por 3 para cada aumento de 10°C de temperatura. A pluviosidade e o balanço hídrico da água em abundância são necessários para a alteração química (Hidrólise).

O Processo de Laterização consiste em trocas iônicas em meio aquoso, necessita de água e de tempo. A topografia influi sobre esse processo na medida onde ela favorece ou impede a acumulação de água (RODRIGUES *et al.*, 2010).

A vegetação influi sobre o teor de elementos grosseiros dos horizontes superficiais dos Solos Lateríticos limitando a erosão (os fragmentos de quartzo e agregados miúdos se concentram pela mistura de materiais finos por ação da água). O conjunto de Laterita sob a forma de “carapaças” é mais frequente em zonas de savanas enquanto que o inverso, as concreções lateríticas (Pedregulhos Lateríticos ou Concreções Lateríticas com elementos mais grosseiros são constituídos de materiais menos alterados ou não completamente alterados), são observadas onde há presença de lençóis d’água (RODRIGUES *et al.*, 2010).

A natureza da rocha mãe não parece ter incidência sobre a existência do Processo de Laterização, porém apresenta influência clara sobre as rochas básicas ígneas do tipo basalto, sobre rochas ácidas do tipo granito, gnaiss ou sobre outras rochas sedimentares do tipo feldspáticas, xistos e calcários. Ela exerce um papel sobre o tipo de reação e a natureza dos constituintes argilosos; as rochas cristalinas básicas como as basálticas são menos ricas em sílica e compostas em parte de “Olivina” que se altera em montmorilonita; as rochas cristalinas ácidas (tais como as graníticas e as gnaisses) se alteram principalmente em Caulinita ou Mica; e as rochas sedimentares argilosas (tais como os xistos e as feldspáticas) em Illita e Mica. Atualmente se admite que o Processo de Laterização consista em um fenômeno lento que ocorre em períodos de milhares de anos (época geológica) (RODRIGUES *et al.*, 2010).

2.3. SOLOS LATERÍTICOS

Segundo o Comitê de Solos Tropicais da Associação Internacional de Mecânica Solos e Engenharia de Fundações (ISSMGEF, 1985), a maneira mais apropriada para definir os solos tropicais é através da conceituação geotécnica, que os descreve como aqueles que apresentam peculiaridades de propriedades e de comportamento, que os diferenciam dos solos formados em ambientes não tropicais, em virtude da atuação de processos geológicos e/ou pedológicos desencadeados pela ação alternada de temperaturas elevadas e chuvas intensas.

Segundo Villibor *et al.* (2009), os solos lateríticos são solos superficiais, típicos das partes bem drenadas das regiões tropicais úmidas, resultantes de uma transformação da parte superior do subsolo pela atuação do intemperismo, por processo denominado laterização. Várias peculiaridades associam-se ao processo de laterização, sendo as mais importantes, do ponto de vista tecnológico, o enriquecimento no solo de óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, e a permanência da caulinita como argilomineral predominante e quase sempre exclusivo. Estes minerais conferem aos solos de comportamento laterítico coloração típica: vermelho, amarelo, marrom e alaranjado.

As porcentagens de óxidos e de hidróxidos de ferro e de alumínio (sesquióxidos) podem chegar, para alguns solos lateríticos concrecionados ou pedregulhosos, até 80% do produto da laterização. O argilomineral presente, geralmente, na fração fina dos solos lateríticos é a caulinita, que é coloidalmente menos ativa. Esta atividade se reduz ainda quando ela está associada aos óxidos e aos hidróxidos de ferro ou de alumínio, que recobrem geralmente a caulinita (LIMA, 2013). A caulinita desempenha um papel importante na resistência do solo laterítico devido às suas propriedades físicas e químicas. A presença da caulinita confere ao solo laterítico uma maior coesão e estabilidade, tornando-o menos suscetível à erosão e ao colapso. Além disso, a caulinita também contribui para a capacidade de retenção de água do solo, ajudando a manter sua estrutura e resistência ao longo do tempo.

Klamt (1989) afirmou que solos geralmente com alta capacidade de troca catiônica (CTC) e/ou altos índices K_i ($\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3$) e K_r ($\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3+\text{Fe}_2\text{O}_3$) contêm minerais argilosos na proporção 2:1, expansivos ou parcialmente expansivos (esmectita ou vermiculita). Contudo, os que apresentam baixa capacidade de troca catiônica, bem como menores índices K_i e K_r , contêm argilominerais do tipo 1:1 e óxidos como caulinita e hematita.

O parâmetro K_i é o índice para avaliação do grau de intemperização do solo e para classificação de entre solos de granulação fina e grossa. Já K_r é o índice para classificação entre solos oxídicos e cauliniticos. Segundo Marangon & Motta (2001), os Latossolos apresentam normalmente a relação molecular K_i inferior a 2,0, admitindo-se valores até 2,2. O caráter de intemperização, definido pelos seguintes critérios:

- $K_r < 2,2$ para solos lateríticos (muito intemperizados);
- $K_r > 2,2$ para solos não lateríticos (pouco intemperizados).

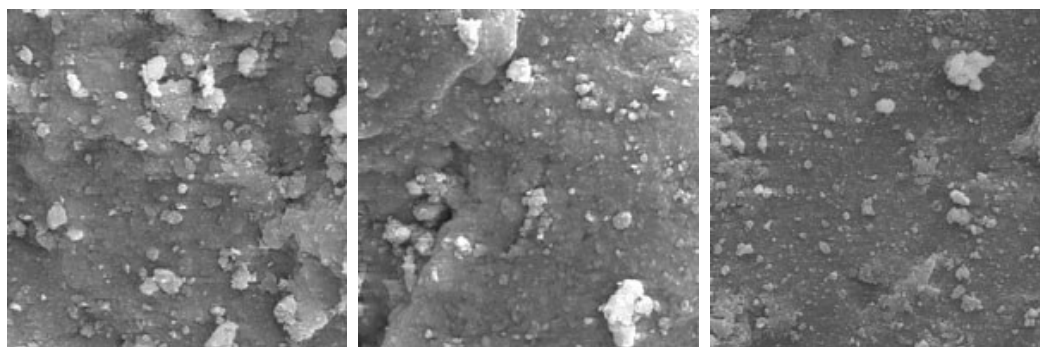
A interpretação dos valores de K_i e K_r , conforme Embrapa (2013), fornece informações sobre o grau de intemperismo de acordo com o exposto abaixo:

- $K_i > 0,75$ e $K_r > 0,75$ sugerem solos cauliniticos;
- $K_i > 0,75$ e $K_r \leq 0,75$ sugerem solos cauliniticos-oxidicos;
- $K_r \leq 0,75$ sugere solos oxidicos (hematiticos ou goethiticos);
- $K_i \leq 0,75$ e $K_r \leq 0,75$ sugerem solos gibbsiticos-oxidicos;
- $K_i < 2,2$ sugerem solos lateriticos, mais intemperizados.

Autores como Mahalinga-lyer & Williams (1991) e Biswal *et al.* (2018b), através de análise em difratogramas de raios-X (DRX), observaram que os principais minerais presentes em amostras de solo laterítico granular são caulinita, quartzo, hematita e goethita, verificando, através de microscopia eletrônica de varredura (MEV), que as partículas de quartzo são revestidas, em geral, com finas partículas de caulinita (Figura 3).

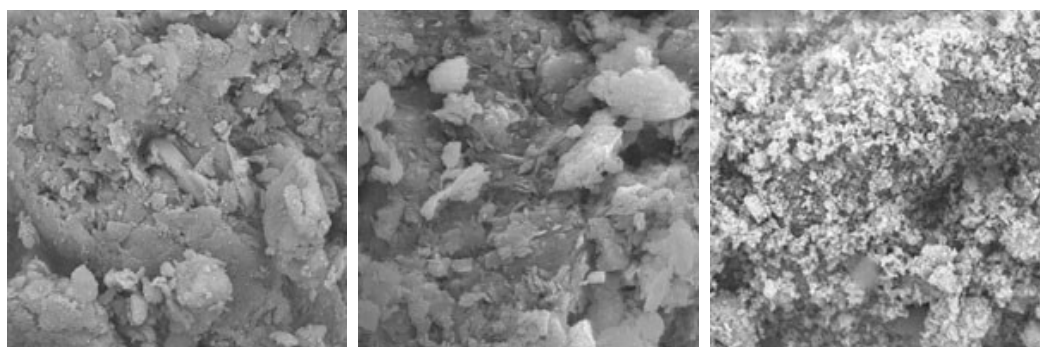
Segundo Nogami & Villibor (1995), os solos lateríticos caracterizam-se por possuírem a sua fração argila constituída pelo argilomineral caulinita. Estes ainda contêm elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio que recobrem a caulinita conferindo ao conjunto um aspecto “cimentado”. Ou seja, para os solos lateríticos espera-se encontrar imagens com um aspecto cimentado, e, para os solos não-lateríticos (Figura 4), imagens em que seja possível a identificação do contorno dos argilominerais constituintes da fração fina, ou ainda, uma imagem distinta do aspecto cimentado dos solos lateríticos (TAKEDA, 2006).

Figura 3: Padrões de imagens indicativos de solos lateríticos (aumento 3000x)



Fonte: Adaptado de TAKEDA (2006)

Figura 4: Padrões de imagens indicativos de solos não-lateríticos (aumento 3000x)



Fonte: Adaptado de TAKEDA (2006)

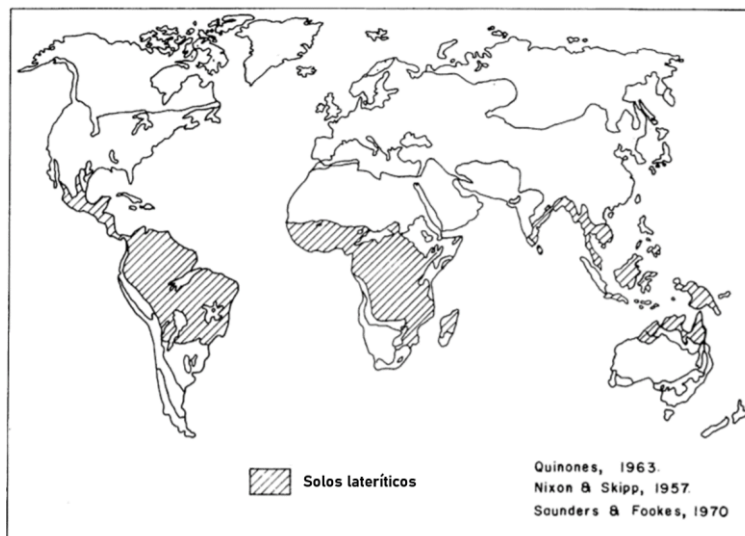
A estrutura é extremamente variada e pode ser reduzida a três elementos: os elementos endurecidos formam um esqueleto coerente e contínuo, os elementos endurecidos são concreções ou nódulos livres no meio de um material terroso e os elementos endurecidos cimentam os materiais pré-existentes. Suas pigmentações são devidas a óxidos de ferro mais ou menos hidratados e às vezes também ao manganês. A cor dos solos é variada, mas geralmente de intensidade vívida (RODRIGUES *et al.*, 2010).

Segundo Rodrigues *et al.* (2010), os solos lateríticos geralmente apresentam granulometria com: uma alta proporção de elementos finos (menos do que a peneira de 80 μm) de 10 a 40%; um percentual de retido na peneira de 2mm de 20 a 60%; dureza variável dos cascalhos no mesmo depósito, dependendo da maturidade das partículas lateríticas formadas e da quantidade de sesquióxido que predomina no agregado; as curvas de tamanho de partícula geralmente têm um platô ou uma depressão denotando a ausência de certas frações granulares. Este nível está entre 8 e 0,2mm; os materiais com agregados duros, ricos em ferro, geralmente apresentam comportamento mecânico estável; na fração granular, a constituição mineralógica da fração silte é geralmente simples, com predomínio de quartzo com presença de aglomerados de argila aparecendo com clareza; e os principais constituintes da fração argila (diâmetro inferior a 0,002mm) podem ser classificados como minerais: argilominerais, óxidos e hidróxidos de ferro e/ou alumínio e constituintes orgânicos.

O interesse por solos lateríticos desenvolveu-se inicialmente entre cientistas e geólogos do solo porque o material era um obstáculo para a agricultura e porque, em alguns casos, tinha um valor econômico significativo como fonte de ferro e alumínio (ALEXANDER & CADY, 1962). Posteriormente, também chamou a atenção dos engenheiros geotécnicos e de pavimentação pelo seu potencial como material de construção em estradas (CARO *et al.*, 2018).

Os solos lateríticos e subtropicais cobrem aproximadamente uma rede de 28 milhões de metros quadrados, isto é, cerca de 19% da superfície da Terra, sendo que pelo menos 66% desta área corresponde a solos vermelhos tropicais (MÉLO, 2011). Depósitos de solos lateríticos ocorrem comumente na Austrália, África e América do Sul (GIDIGASU, 1976) (Figura 5). A Figura 6 abaixo ilustra áreas de solos lateríticos arenosos e argilosos (LG'), perfazendo 65% do território brasileiro, segundo Villibor & Nogami (2009). Estão disponíveis em muitas partes do mundo como um material marginal, que pode ser usado, estabilizados ou não, em camadas de sub-base e base em pavimentos (BISWAL *et al.*, 2020).

Figura 5: Distribuição de solos lateríticos no mundo



Fonte: GIDIGASU (1976)

Figura 6: Distribuição de solos lateríticos no Brasil



Fonte: VILLIBOR & NOGAMI (2009)

Contudo, os solos lateríticos podem apresentar alta sensibilidade à água: fica mole quando absorve uma grande quantidade de água e retrai e racha quando perde umidade. Além disso, sob a alternância de longo prazo da precipitação atmosférica e evaporação, bem como outros fatores ambientais, pode levar a acidentes de engenharia, como diminuição da capacidade de suporte da fundação, rachaduras de taludes e colapso (TAN *et al.*, 2020).

Segundo Villibor & Nogami (2009), o trincamento (Figura 7) pode ser explicado, em parte, pela “cimentação” dos grãos de quartzo da areia (inerte) pelo ligante de argila laterítica (coesivo), que são frações constituintes do solo. A compactação força o contato dos grãos de quartzo com a argila laterítica, a qual está umedecida pela água que é necessária para se obter o teor de umidade de compactação. O processo de secagem da base gera esforços de tração (criados pelas tensões capilares) que protendem a camada, produzindo trincas verticais e horizontais e criando uma base com estrutura em blocos, que lembra um arenito natural cimentado por argila. Essa cimentação é resultante de uma coesão diferente da química (não há reações) e ocorre pelo binômio compactação-capilaridade, aliado a outros fatores ainda não claramente definidos. Esses blocos apresentam dimensões irreversíveis, mesmo quando há aumento eventual no teor de umidade da base em relação ao teor após secagem.

Figura 7: Solo laterítico em processo de trincamento por “cura ao ar”



Fonte: VILLIBOR & NOGAMI (2009)

A ação pedogenética confere aos solos brasileiros características diferentes dos solos formados em clima temperado que devem ser levadas em consideração na investigação de características e propriedades de interesse direto dos projetos de Engenharia particularmente os de pavimentos. Nas regiões tropicais, dada a possibilidade de secagem das camadas compactadas do pavimento durante a construção ou já na fase de operação, a contração passa a ser uma propriedade que deve ser levada em conta (ARAÚJO, 2022).

A secagem das camadas compactadas da estrutura do pavimento é um fenômeno frequente nas regiões tropicais, seja logo após a compactação, como já na fase de operação da rodovia. As camadas compactadas com solos finos estão, portanto, sujeitas à perda de umidade, propiciando o aparecimento de fissuras e/ou trincas que quando excessivas se tornam indesejáveis. A contração é, portanto, uma propriedade que deve ser medida ou avaliada como auxílio para controlar a fissuração e o trincamento excessivo. Dentro de uma determinada classe de solo tropical, quanto mais plástico for o solo, maior a contração. Porém não se pode prever a contração pela plasticidade pois não se pode generalizar certos limites para toda gama de solos tropicais. Eles podem apresentar mesmos índices plásticos, porém comportamento bastante diferenciado em campo. A plasticidade, no caso de

solos tropicais, não é capaz de agrupar solos de comportamento ou propriedades similares numa mesma classe (BERNUCCI, 1987).

Segundo Nogami & Villibor (1995) os solos lateríticos quanto mais argilosos mais contráteis. Desse modo, o conhecimento da contração é importante para prever se os solos lateríticos não correm o risco de ficarem sujeitos, principalmente em países tropicais, à diminuição acentuada de volume. Seria fundamental, então, evitar variações do teor de água ou eventualmente não utilizar as amostras de solos sem algum tipo de estabilização, seja ela química ou mecânica (VILLIBOR *et al.*, 2009).

No que diz respeito ao processo de compactação, para solos lateríticos arenosos recomenda-se uma energia Proctor Intermediária quando utilizados em camadas de base ou sub-base (BALBO, 2007). No caso de solos lateríticos pedregulhosos, a compactação pode ser nociva em caso de fragilidade dos torrões. Esta fragilidade pode provocar um crescimento do teor de elementos finos por destruição da estrutura do solo sem aumentar, no entanto, a massa específica aparente seca, nem a capacidade de suporte de maneira significativa, além de tornar o material sensível ao efeito da sucção (RODRIGUES *et al.*, 2010).

Villibor & Nogami (2001) testaram diversos solos compactados com energia Proctor Intermediária e sugeriram uma parametrização mínima de algumas propriedades técnicas para utilização de solos lateríticos em camadas de base e sub-base, tais como com capacidade de suporte maior ou igual a 40% e uma expansão quando imerso em água menor que 0,3%.

No Brasil, a análise da capacidade de suporte através do CBR continua sendo utilizada para estabelecer a escolha de materiais e definir o dimensionamento de pavimentos, por ter um baixo custo de obtenção do equipamento e uma grande difusão no meio profissional geotécnico. Soma-se a isso a sua simplicidade de execução. Assim, muitas metodologias de dimensionamento de pavimentos flexíveis ainda utilizam os índices obtidos do ensaio, correlacionando com outros parâmetros do solo (ARAÚJO, 2022).

Entretanto, pesquisadores ressaltam a inconsistência conceitual quanto ao período de imersão dos corpos de prova presente na metodologia do ensaio, especificamente para solos tropicais. O objetivo do processo de imersão introduzido pelo método americano é simular a saturação da camada durante o degelo durante a primavera em países frios e temperados. Essa condição não reflete a realidade de países de clima tropical, cujos valores de umidade nas camadas inferiores do pavimento se aproximam dos valores ótimos (MEDINA & MOTTA, 2015).

2.4. ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

Os materiais empregados nas camadas de um pavimento devem possuir características adequadas para sua utilização. Na natureza, nem sempre os materiais e solos apresentam parâmetros suficientes para serem utilizados diretamente nas camadas de um pavimento.

A estabilização do solo é uma técnica praticada há muito tempo na construção. Permite modificar as propriedades do sistema solo-água-ar e as torna permanentes e compatíveis com as aplicações desejadas na construção. Existem vários tipos de estabilização: estabilização mecânica, que consiste em compactar o solo para aumentar sua densidade, sua resistência mecânica e diminuir sua permeabilidade e sua porosidade; estabilização

física, que consiste em modificar as propriedades do solo intervindo na sua textura, como no tratamento de granulometria, tratamentos térmicos (desidratação ou congelamento) ou elétricos (eletrose) que conduzem à drenagem do solo e conferem-lhe novas propriedades estruturais); e estabilização química, que consiste em adicionar ao solo outros materiais ou produtos químicos que modifiquem suas propriedades, seja por uma reação físico-química, seja pela criação de uma matriz que une ou reveste as partículas do solo. A reação físico-química pode envolver a formação de novas fases, como compostos pozolânicos (BILLONG *et al.*, 2009).

O uso de técnicas tradicionais em engenharia geotécnica geralmente enfrenta problemas devido a altos custos e/ou questões ambientais. Nas estradas, por exemplo, o uso de bases granulares tornou-se inviável quando o local do empréstimo está longe do local da construção. Outro exemplo é a construção de fundações em solos com baixa capacidade de sustentação, onde os custos de uma solução profunda de fundação podem ser incompatíveis com os custos gerais de projetos de construção de baixo orçamento (CONSOLI *et al.*, 2007).

Desse modo, adições de outros materiais como forma de alterar algumas características dos solos e materiais de pavimentação, de modo a conferir-lhes as características necessárias, vem sendo estudadas e executadas. A cal hidratada e o cimento Portland têm sido considerados excelentes estabilizantes para o melhoramento de diferentes solos e têm sido amplamente utilizados (PORTELINHA *et al.*, 2012 CONSOLI *et al.* 2021).

Dando enfoque aos solos de origem tropical, o comportamento mecânico da laterita pode ser efetivamente melhorado pela adição de cal (TODINGRARA *et al.*, 2017; MUNTOHAR & KHASANAH, 2019; TAN *et al.*, 2020) ou cimento (PORTELINHA *et al.*, 2012; BISWAL *et al.*, 2018a). A escolha do tipo de solo a ser utilizado na mistura não se refere diretamente a uma característica específica do solo, pois qualquer solo endurece satisfatoriamente quando misturado com cimento e devidamente compactado. A questão é determinar quais os solos economicamente empregáveis na execução do solo estabilizado, o que conduziria a duas restrições, uma vez que existem solos que necessitam de elevados teores de cimento, enquanto outros tornariam as operações de execução em grande escala bastante difíceis (PESSOA, 2004).

O cimento Portland vem sendo bastante utilizado como um estabilizante quando se requer melhorias na resistência dos solos. Quando água é misturada com cimento ocorrem reações de hidratação formando compostos cimentícios como o silicato de cálcio hidratado (C-S-H) e o aluminato de cálcio hidratado (C-A-H). Além disso, cerca de 31% em massa da mistura é liberada na forma de hidróxido de cálcio (CaOH) que pode reagir com materiais pozolânicos (FIROOZI *et al.*, 2017).

Esses compostos unem as partículas do solo conferindo uma melhoria de sua resistência, compressibilidade e durabilidade. A qualidade e grau de melhoria vão depender de uma série de fatores tais como quantidade de cimento, qualidade de mistura, grau de compactação, umidade e condições de cura. Outros fatores como tensão de confinamento, peso específico e a forma e distribuição granulométrica do solo também são fundamentais. Quanto ao teor de cimento, a relação é direta haja vista que é esse material que proporciona o ganho de resistência (CLOUGH *et al.*, 1981).

A utilização de cimento Portland no melhoramento das propriedades do solo, por sua vez, é uma alternativa utilizada na Geotecnia e que vem evoluindo com grandes resultados tanto no âmbito nacional quanto

internacional. A aplicação da técnica de tratamento de solos com cimento vem sendo empregada com sucesso para proteção de taludes em barragens de terra e canais, na contenção de plumas de contaminação, na construção de bases para pavimentos, ou ainda no encapsulamento de solos contaminados (VENSON, 2015).

Solo-cimento é uma técnica de construção de estradas ecologicamente correta para materiais de base e sub-base, que permite o aproveitamento de solos empregados na faixa de domínio da estrada ou no entorno, melhorando suas propriedades de engenharia. Com esta técnica, é possível reduzir a sobre-exploração de pedreiras, a necessidade de aterros e a emissão de gases poluentes devido à redução da fabricação e transporte de agregados. A fabricação do solo-cimento geralmente é controlada por meio do teste de Resistência à Compressão Uniaxial (RCS) de sete dias, de acordo com as regulamentações de cada país (LINARES-UNAMUNZAGA, *et al.*, 2019).

Dando enfoque ao emprego em pavimentação, a adição de cimento ao solo é uma forma de melhorar as qualidades plásticas do mesmo e às vezes, seu encaixe na curva granulométrica especificada. É de conhecimento geral, que a adição de cimento ao solo melhora sua resistência, mas nem sempre é realizada uma verificação adequada em relação a este ganho (MACÊDO, 2004).

A adição de cimento ao solo altera as propriedades do solo porque o cimento se liga às partículas do solo e endurece nos poros. As mudanças dependem de vários fatores, como propriedades do solo, tipo e quantidade de cimento, compactação da mistura, tempo e condições de pega, etc. (GAJEWSKA *et al.*, 2017).

Já a estabilização de solo com cal é conhecida por reduzir o potencial de expansão, o limite de liquidez e o índice de plasticidade, bem como diminuir a densidade seca máxima do solo e aumentar o teor de umidade ótima e a resistência (PEI *et al.*, 2015). Também melhora a trabalhabilidade e compactação de solos do subleito.

Com a mistura da cal ao solo, ocorrem reações físicas químicas de curto e longo prazo. Inicialmente os íons de Ca^{++} dissolvidos na solução são adsorvidos pelas partículas de argila em um processo de troca catiônica que reduz as cargas negativas e conseqüentemente a atração da água. A redução no teor de água permite um contato mais efetivo entre as partículas causando sua floculação e tornando o solo mais friável e granular (NICHOLSON, 2014).

Quando adequadas quantidades de água e cal são adicionadas ao solo, o pH rapidamente aumenta para em torno de 10,5 permitindo a quebra das partículas de argila e liberação da sílica e alumina. À longo prazo esses compostos reagem com os íons cálcio da cal para formar produtos cimentícios semelhantes aos formados na hidratação do cimento Portland, em especial CSH e CAH. Isso dá origem a uma matriz que contribui para a resistência da mistura transformando o solo em um material endurecido, durável e com significativa redução de permeabilidade. Além disso, a cal presente também pode reagir com o dióxido de carbono do ar para formar carbonato de cálcio (FIROOZI *et al.*, 2017).

As areias, por exemplo, geralmente apresentam boa capacidade de suporte estática. Entretanto, às vezes se faz necessária a realização de melhoramento do solo, aumentando a resistência e rigidez, para emprego em situações como, por exemplo, quando se trabalha com cargas de tráfego intenso, com um número considerável de ciclos (FONSECA *et al.*, 2013).

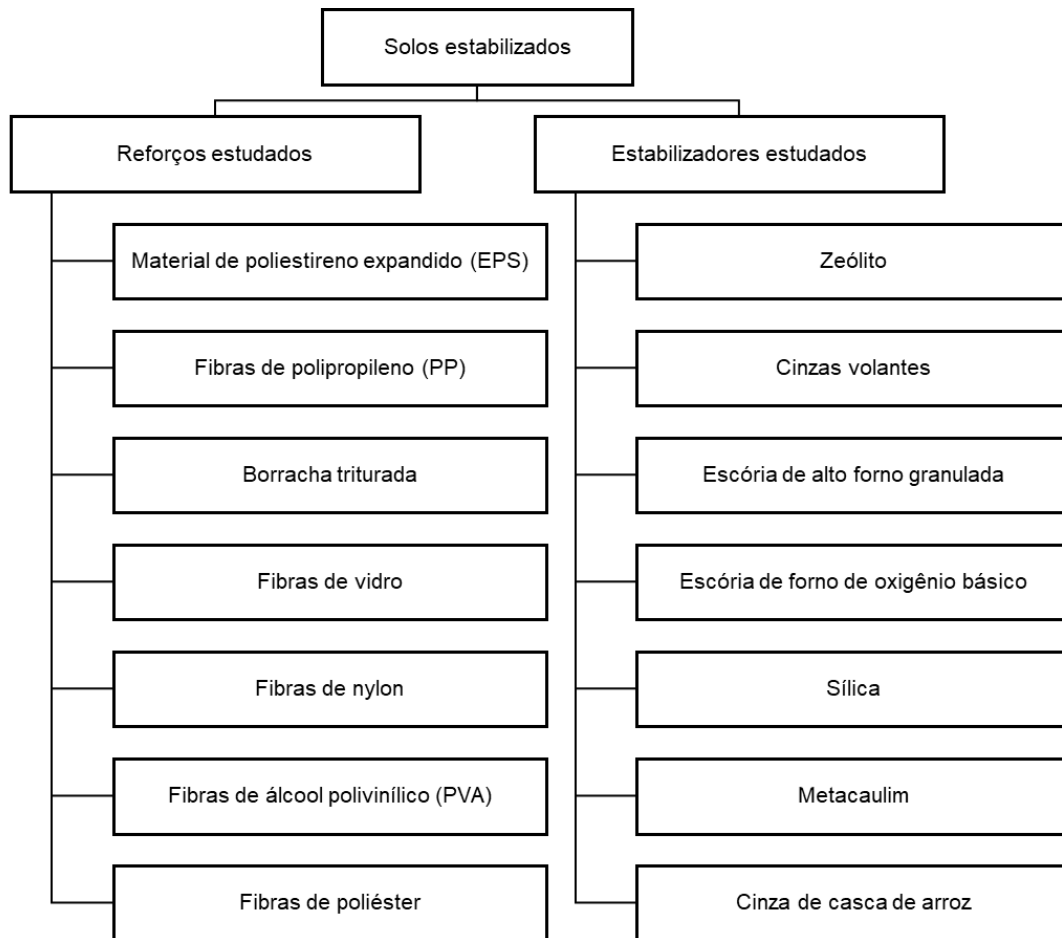
Quando se adiciona cal a um solo argiloso suas propriedades físicas são alteradas, apresentando, em geral, melhora na plasticidade, trabalhabilidade, e nas características de resistência, tensão-deformação e fadiga. Essas alterações dependem de diversos fatores, entre eles: tipo de solo, tipo e teor de cal, energia de compactação, período e condições de cura (LOVATO, 2004).

O solo quando adicionado de percentual de cal inicia algumas reações imediatas e outras que se desenvolvem em longo prazo, o que implica que a mistura apresente modificações nas suas características físicas e propriedades mecânicas. A plasticidade é uma das características do solo que sofre alteração em curto prazo, apresentando uma redução do valor do índice de plasticidade e, como consequência tem-se uma melhora da trabalhabilidade do solo. Além disso, o aumento da umidade ótima e a redução da massa específica seca máxima do solo-cal são mudanças típicas desse processo de estabilização. A alteração dessas duas propriedades é resultado da flocculação do solo quando a cal é adicionada, portanto, a quantidade e a dimensão dos vazios aumentam (SILVA, 2016).

Segundo Lovato (2004), misturas de solo laterítico finos com cal apresentaram comportamento aceitável para utilização em camadas de base e/ou sub-base de pavimentos. Entretanto, a queda de resistência com o tempo de cura, constatada nos ensaios laboratoriais, deixa claro que a execução de camadas de solo-cal demanda o emprego de técnicas construtivas adequadas, incluindo o cuidadoso controle da mistura, realizada preferencialmente em usina, a fim de garantir a ocorrência das reações pozolânicas, e evitar a formação de compostos prejudiciais à resistência e durabilidade.

Além do cimento e da cal, a busca por novos materiais para serem empregados ou misturados vem sendo bastante pesquisada (Figura 8), como, por exemplo, a zeólita (MOLAABASI & SHOOSH PASHA, 2016; MOLAABASI *et al.*, 2019), vidro (XIAO *et al.*, 2019), fibras (CONSOLI *et al.*, 2010, 2011, 2013; PARK, 2011; FESTUGATO *et al.*, 2013; JAMSAWANG *et al.*, 2015) e cinza volante (DUAN & ZHANG, 2019).

Figura 8: Reforços e estabilizadores em solos cimentados

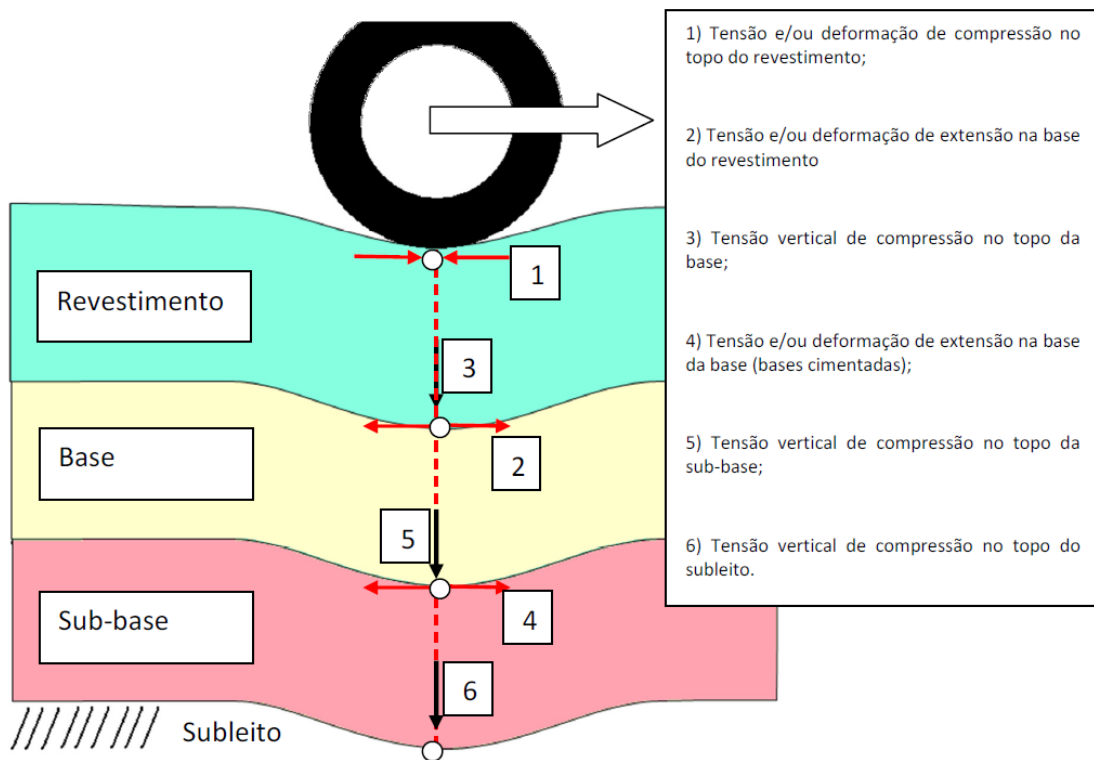


Fonte: Adaptado de KHAJEH *et al.* (2019)

Como mencionado anteriormente, a ruptura das camadas estabilizadas pode ser atribuída a três razões, tais como (1) desenvolvimento de trincas de contração/retração; (2) erosão de partículas finas e (3) ruptura por fadiga. Rachaduras por retração e problemas de erosão podem ser resolvidos selecionando materiais adequados, dosagem adequada de aglutinante e manutenção oportuna. No entanto, as fissuras por fadiga desenvolvem-se com acúmulo gradual de danos após um grande número de ciclos provindos do tráfego (BISWAL *et al.*, 2020). A fadiga mecânica, resultante de carregamentos repetidos, é um dos principais modos de ruptura em pavimentos. Esses carregamentos repetidos geram tensões de tração repetidas na parte inferior das camadas (LENOIR *et al.*, 2016).

Quando a carga de eixo atua sobre o pavimento, existem algumas solicitações que devem ser calculadas devido a sua importância no desempenho dos pavimentos. Tais solicitações são vistas, de maneira ilustrativa, na Figura 9.

Figura 9: Respostas estruturais mais importantes na estrutura



Fonte: GRAEFF & BARELLA (2010)

As solicitações vistas na figura estão fortemente relacionadas a fenômenos de degradação observados em campo. As tensões e/ou deformações de extensão na base do revestimento e da base (no caso das bases cimentadas) estão fortemente ligadas ao trincamento por fadiga dos revestimentos: quanto maiores forem elas, mais acelerado é o processo de fadiga; As tensões verticais de compressão no topo das camadas inferiores ao revestimento têm ligação com o nível de deformações permanentes das mesmas: quanto maiores elas forem, maior é a tendência de desenvolvimento de deformações permanentes; As tensões e/ou deformações de compressão no topo do revestimento podem ser associadas às deformações permanentes devido ao revestimento (GRAEFF & BARELLA, 2010).

O conhecimento do valor do módulo da camada imediatamente inferior à camada de revestimento é de grande importância no conhecimento do desempenho da estrutura. Como já é bastante conhecido na mecânica dos pavimentos, uma alta razão entre os módulos do revestimento e da base é um dos fatores determinantes para a aceleração do processo de trincamento por fadiga em pavimentos flexíveis. Conhecendo-se como módulos e espessuras, é possível dimensionar um pavimento e/ou projetar um material no qual evite a alta relação modular e assim favoreça o pavimento no seu desempenho a fadiga (GRAEFF & BARELLA, 2010).

A relação modular entre as camadas de pavimento é uma medida da rigidez relativa entre as diferentes camadas que compõem o pavimento. É expressa como a razão do módulo de elasticidade da camada superior para o módulo de elasticidade da camada inferior.

A relação modular é importante porque afeta a distribuição das tensões e deformações no pavimento. Se a camada superior for muito mais rígida do que a camada inferior, as tensões aplicadas pela carga de tráfego serão concentradas na camada superior, levando a um maior risco de fadiga e rachaduras. Por outro lado, se a camada inferior for muito mais rígida do que a camada superior, as tensões podem ser transferidas de forma inadequada, resultando em falhas no pavimento.

Uma relação modular adequada é alcançada através do dimensionamento e seleção dos materiais das diferentes camadas do pavimento. Geralmente, é desejável que o módulo de elasticidade aumente gradualmente da camada superior para a camada inferior, proporcionando uma transição suave das tensões. Isso pode ser alcançado usando materiais com diferentes propriedades, como misturas asfálticas modificadas para a camada superior e bases granulares mais rígidas (melhoradas ou estabilizadas) para as camadas inferiores. Além disso, técnicas como o uso de geossintéticos ou geogrelhas podem ser empregadas para melhorar a relação modular entre as camadas, reforçando a capacidade estrutural do pavimento.

2.5. PROPRIEDADES MECÂNICAS E INFLUÊNCIA DA ESTABILIZAÇÃO

Solos lateríticos são normalmente usados como material de base e sub-base granular em seu estado não tratado, sujeito ao cumprimento das especificações estabelecidas pelos órgãos regulamentadores. No entanto, em muitos casos esses solos não atendem às especificações em termos de limite de liquidez, índice de plasticidade e outros parâmetros de resistência e durabilidade e precisam ser tratados com ligantes adequados para uso em camadas estruturais do pavimento (BISWAL *et al.*, 2018b).

Especialmente os solos lateríticos de granulação fina são considerados materiais peculiares, tanto no que concerne a trabalhabilidade quanto ao comportamento. Isto ocorre devido as suas características de expansão, contração e plasticidade, que se apresentam frequentemente elevadas, além de sua grande sensibilidade às variações de umidade (PESSOA, 2004).

Um exemplo de problema é a deterioração não por causa de um problema de projeto estrutural, mas por causa da interação solo-atmosfera. Essa interação gera fissuras longitudinais no aterro, devido ao inchamento do solo em períodos de chuvas intensas, e fissuras transversais em seções ligeiramente acima do nível natural do solo onde apenas aterros estavam presentes. Essas últimas são geradas por tensão de contração (Figura 10), relacionada à resistência à tração dos materiais, em períodos de seca (CARVALHO *et al.*, 2015b).

Figura 10: Estrada nacional na Bacia do Petróleo de Urucu no estado do Amazonas, Brasil



Fonte: CARVALHO *et al.* (2015b)

Esse tipo de problema pode ser resolvido pela incorporação, conforme indicado nos resultados apresentados por Sales (2011), de fibras naturais. Cunha (1992), por sua vez, observa que um acréscimo no teor de cimento tende a reduzir a contração devido à intergranular coesão produzida pela hidratação do cimento. Entretanto, altas concentrações de cimento tendem a produzir fendas de contração na mistura solo-cimento e, algumas vezes, são suficientes para comprometer a resistência. George (1968) verificou que para teores de cimento abaixo de 3%, a retração volumétrica diminui e, a partir deste teor, a retração volumétrica aumenta com o acréscimo do teor de cimento. Isso também foi observado por Bezerra (1976), que verifica uma redução na contração total quando se coloca cerca de 3 a 5% de cimento.

É comum a presença de fissuras e/ou trincas que se formam inicialmente em bases do tipo solo-cimento, devido à retração térmica ocasionada pela hidratação do cimento (cura) bem como pela consequente contração causada através da perda de umidade. O espaçamento e a abertura dessas trincas dependem da quantidade de cimento e, principalmente, das características do solo. Quando são utilizados solos mais coesivos e argilosos, a base estabilizada sofre trincamento mais severo que acabam refletindo na camada de rolamento (SANBONSUGE, 2013).

A retração, associada ao processo de hidratação do cimento, é refletida na forma de fissuras ou, nos casos mais severos, sob a forma de trincas (SANBONSUGE, 2013). Balbo (2007) verifica que o alto consumo em misturas de solo-cimento potencializa o aparecimento de fissuras por retração, que aparecem durante o período de cura e pode ser ainda mais relevante quando são misturados com solos argilosos. Pitta (1985) concluiu que a retração nos solos argilosos tratados com cimento é muito mais lenta quando comparadas aos solos granulares, ou seja, estes atingem a estabilidade volumétrica logo nas primeiras idades, aqueles seguem retraindo-se por

mais tempo. Ademais, foi verificado que quanto maior a concentração da fração argilosa ($<0,002$ mm), maior será sua tendência de retração. O tipo de argila também apresentou influência, onde a montmorilonita contribuiu mais para a retração que outras argilas. A quantidade de água no momento da compactação se mostrou como um dos principais fatores na retração do solo-cimento, sendo indicada uma compactação com teor de umidade ligeiramente inferior a umidade ótima para minimizar este fenômeno. Por fim, foi verificado que períodos extensos de cura não aumentam de forma significativa a retração total.

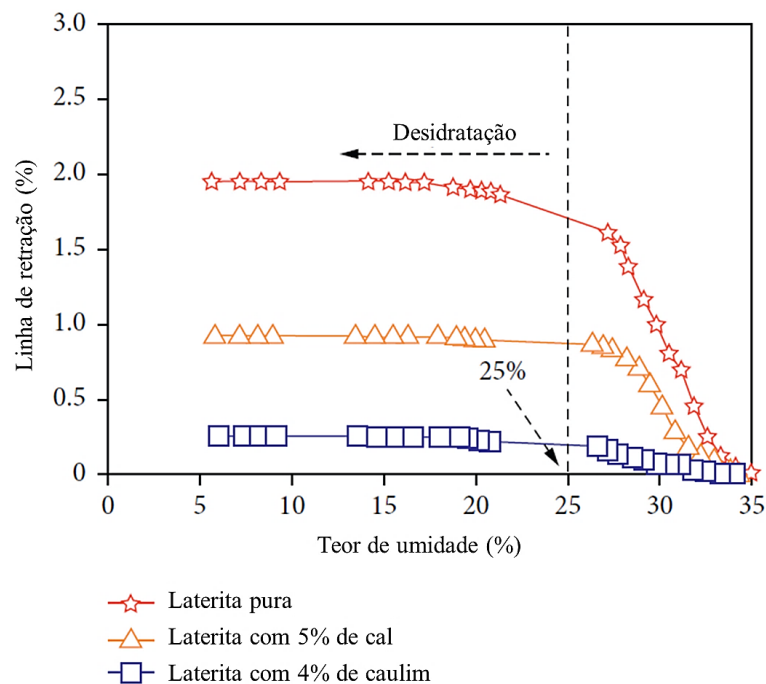
Sanbonsuge (2013) expõe que, comparando misturas de solo-cimento com solo puro, este último apresenta a metade do potencial de contração. O resultado pode ser explicado pela alteração granulométrica e aumento da superfície específica da amostra com a adição do cimento. Esse incremento propicia o desenvolvimento de um maior número de meniscos capilares no interior do solo com pequenos diâmetros. O menisco possui um limite de pressão negativa, a partir da qual a tensão superficial é vencida e a água evapora. Quanto menor o tamanho das partículas, menores são os capilares formados e maiores são as forças desenvolvidas. Desta observação, conclui-se que os solos plásticos possuem um grande potencial de sofrerem contração, comportamento contrário ao de solos com predominância arenosa, onde o tamanho dos meniscos é maior, resultando menores forças de atração.

De acordo com Bernucci *et al.* (2010), para que o solo seja estabilizado com cimento de forma econômica o mesmo deve conter porção de areia, pois caso tenha um teor muito elevado de argila pode exigir um aumento considerável de cimento, apresentar elevada retração e, ainda, tornar o processo mais caro. As misturas de solo-cimento podem acontecer de duas formas distintas: (i) no caso de se objetivar um enrijecimento significativo do solo, empregam-se percentuais em massa em geral acima de 5% e (ii) no caso da melhoria parcial das propriedades, principalmente trabalhabilidade conjugada com certo aumento da capacidade de suporte, empregam-se percentuais mais baixos, da ordem de 3%, caso do solo melhorado com cimento.

Isso também foi observado por Joel & Agbede (2011), que notaram que o uso de areia em adição ao cimento resulta na estabilização econômica de um solo laterítico mal graduado para torná-lo adequado para a camada de base. Uma mistura de 45% de areia e 6% de cimento com solo laterítico resulta em um aumento de resistência à compressão simples (RCS) de 7 dias em 270%.

Tan *et al.* (2020) investigaram os efeitos do caulim e da cal nas características de retração de um solo laterítico. Amostras de solo tratadas com 5% em peso de cal ou 4% em peso de caulim foram preparadas. Como principais resultados, foi observado que a cal reduz a retração da laterita (Figura 11) e aumenta a resistência geral.

Figura 11: Curvas de contração de laterita tratada e não tratada



Fonte: Adaptado de Tan *et al.* (2020)

Além da retração, Mengue *et al.* (2017) verificaram, por meio da análise do CBR, resistência à compressão não confinada, resistência à tração indireta e ensaios de compressão triaxial, que um teor de 6% de cimento foi suficiente para obter desempenhos mecânicos adequados, permitindo a utilização de um solo laterítico fino estabilizado com cimento nas camadas de base e sub-base de pavimentos. A melhoria na capacidade de suporte da laterita tratada é, em primeiro lugar, resultado do enrijecimento da laterita por hidratação do cimento e, em segundo lugar, do desenvolvimento contínuo de C-S-H, que são conhecidos por serem compostos do tipo cimento.

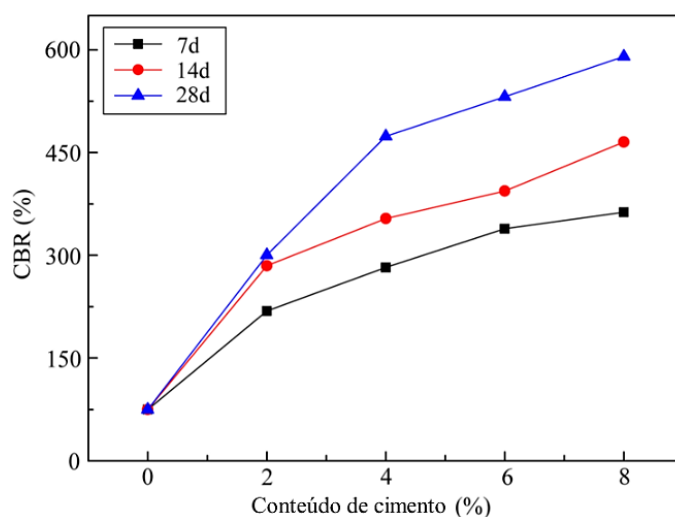
Portelinha *et al.* (2012) indicaram que a adição de 2% e 3% de cal ou cimento foi suficiente para alterar a trabalhabilidade e resistência mecânica de um solo laterítico de granulação fina. Ademais, observaram, através de análises mecanísticas, que a modificação do solo pode ser aplicada ao projeto de base de pavimentos flexíveis produzindo baixos níveis de deformação elástica e tensões. Por fim, verificaram que a configuração mais eficiente (econômica e mecanicamente) de pavimentos sugerida neste estudo foi a melhoria de subleito ou base de solo modificada.

Embora a resistência à compressão simples seja o principal parâmetro para avaliar a adequação de materiais estabilizados, outros parâmetros, como resistência à flexão e resistência à tração indireta também são igualmente importantes para avaliar o desempenho de materiais estabilizados. A resistência à compressão, à tração e à flexão aumentam com o teor e cimento ou cal e com o tempo de cura (LOVATO, 2004; MENGUE *et al.*, 2017; BISWAL *et al.*, 2018b; BISWAL *et al.*, 2018c; TAN *et al.*, 2020).

Cunha (1992) analisa resultados dos ensaios de ISC (CBR) e revela que os solos lateríticos, utilizados como material de base, estabilizam com 3% a 4% de cimento. Mengue *et al.* (2017), por sua vez, verificaram que para adições de cimento maiores ou iguais a 6%, os valores de CBR podem subir de 15% a 27% para valores maiores que 160%, principalmente quando compactados no teor de umidade ótima e no ramo seco.

Na Figura 12 abaixo, Qian *et al.* (2015) apresentam as variações no CBR de um solo laterítico pedregulhoso com adição de cimento e diferentes tempos de cura. A baixa resistência no período inicial (sete dias) deve-se à ineficácia das reações do cimento resultantes da baixa quantidade de grãos finos devido às propriedades do mineral argiloso. Por outro lado, a maior resistência, relevante para os corpos de prova curados por períodos mais longos (14 ou 28 dias), pode ser atribuída ao desenvolvimento contínuo da tobermorita, que é conhecida como composto cimentício.

Figura 12: Efeito das adições de cimento e do tempo de cura no CBR do solo laterítico pedregulhoso

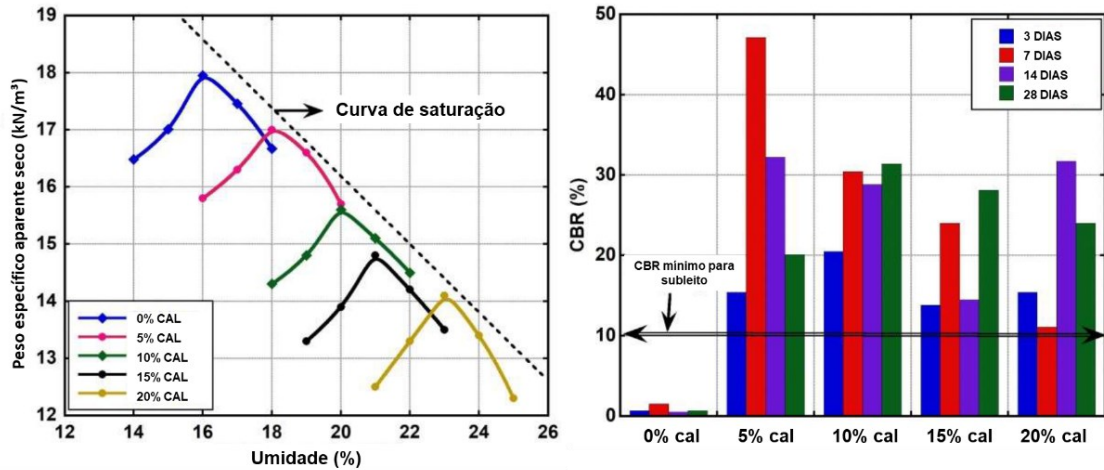


Fonte: Adaptado de QIAN *et al.* (2015)

Barbosa *et al.* (2018) utilizaram sete teores de cal (1%, 2%, 3%, 4%, 5%, 6% e 7%) e dois tipos diferentes de cal viva (CHI e CHIII) para estabilização de um solo laterítico de Brasília (DF). Os resultados obtidos indicaram que houve pouca variação no teor de umidade ótima e na densidade seca máxima. Para os valores de CBR, houve aumento gradativo de acordo com a porcentagem de teor de cal, bem como redução na expansão.

Resultados semelhantes também foram obtidos por Okeke *et al.* (2020) através de estudos com solos lateríticos localizados no sudoeste da Nigéria (Figura 13). Contudo, os autores observaram que o maior valor de CBR foi obtido a partir da mistura contendo 5% após um período de cura de sete dias. Um aumento adicional na quantidade de cal resultou em uma diminuição no CBR. As análises físico-químicas indicaram uma diminuição significativa nas concentrações de condutividade elétrica, cálcio e potássio do fluido dos poros das misturas solo-cal. Os resultados sugerem que o potencial de perda de resistência foi maior nas misturas estabilizadas abaixo de seus teores ótimos de cal do que naquelas estabilizadas acima de seus teores ótimos de cal.

Figura 13: Curvas de compactação e variação do CBR em diferentes proporções de mistura e períodos de cura

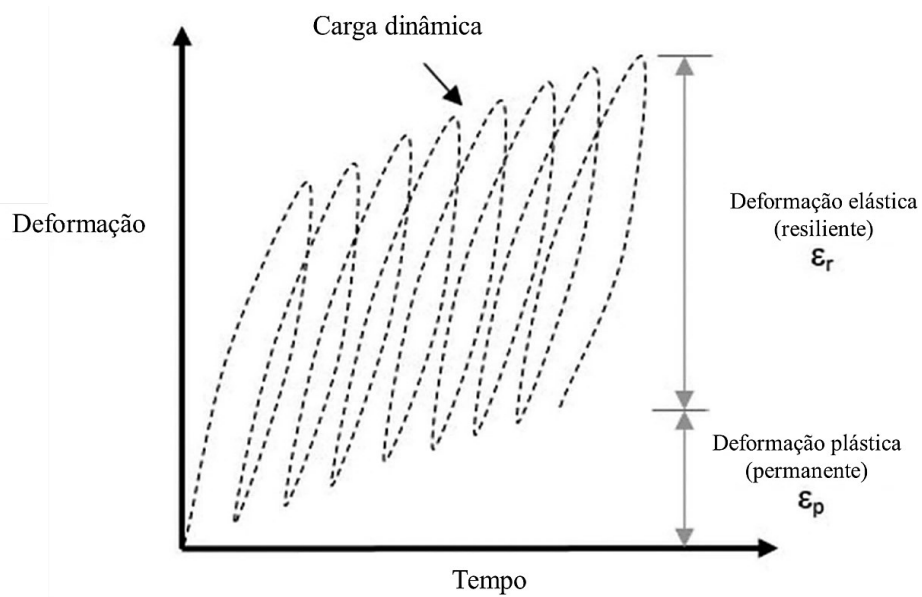


Fonte: Adaptado de OKEKE *et al.* (2020)

2.5.1. DEFORMAÇÃO RESILIENTE E PERMANENTE

A Figura 14 indica um comportamento típico elastoplástico dos solos sob cargas repetidas (dinâmicas). A deformação total é dividida em deformações permanentes e resilientes. A deformação permanente é uma das propriedades mecânicas mais comumente usadas no projeto de pavimentos estruturais. Geralmente é obtido a partir do ensaio triaxial de carga repetida (MEDINA & PREUSSLER, 1980; MOTTA *et al.*, 1985; MEDINA *et al.*, 1986; MOTTA & CERATTI, 1986; ESPINOSA, 1987; MOTTA *et al.*, 1990; MARTINS, 1993; MEDINA & MOTTA, 2015; ALNEDAWI *et al.*, 2019).

Figura 14: Deformações resilientes e plásticas sob carga dinâmica



Fonte: Adaptado de ALNEDAWI *et al.* (2019)

Para Mecânica dos Pavimentos o Módulo de Resiliência (MR) é definido como a relação entre a carga cíclica aplicada e a deformação elástica ou recuperável do material. É um parâmetro que caracteriza o comportamento elástico dos materiais, como solos e britas, sob carregamento repetido, em laboratório, ou pelas ações das cargas dos veículos, repetidas sobre o pavimento. É uma propriedade importante utilizada nos métodos de dimensionamento mecanístico-empíricos de pavimentos asfálticos. O reflexo de tais deformações repetidas podem ser observadas nos revestimentos asfálticos que apresentam trincamento, muitas vezes prematuramente. A obtenção deste parâmetro é realizada a partir de ensaios triaxiais de carga repetida, que tem por finalidade reproduzir em laboratório as condições de carregamento das cargas de tráfego na estrutura do pavimento no campo. Tal relação para a maioria dos materiais de pavimentação é do tipo não linear, diferente de outros sólidos elásticos, havendo grande dependência das tensões aplicadas (MEDINA & PREUSSLER, 1980; MOTTA *et al.*, 1985; MEDINA *et al.*, 1986; MOTTA & CERATTI, 1986; ESPINOSA, 1987; MOTTA *et al.*, 1990; MARTINS, 1993; MEDINA & MOTTA, 2015; NORBACK, 2018).

A deformação permanente, por sua vez, resulta do comportamento plástico, ou seja, quando a camada do pavimento sofre ação da carga pelo tráfego de veículo, há uma parcela da deformação total que não volta ao seu estado original, acarretando no acúmulo de pequenas quantidades de deformação não recuperáveis ao longo da vida de serviço do pavimento. Este defeito estrutural, quando ocorre ao longo de um segmento longitudinal da faixa de tráfego nas trilhas de roda é denominado de afundamento de trilha de roda (ATR), sendo considerado um defeito estrutural grave se passar de certa profundidade. Com o acúmulo de água neste afundamento da trilha de roda ocorre a perda de capacidade de drenagem lateral do pavimento, e o acúmulo de água gera problemas de segurança para o usuário. Esse defeito pode ser atribuído ao revestimento somente, às camadas subjacentes, ao subleito ou ainda à combinação de contribuição de diversas camadas. Para aplicação prática em um método de dimensionamento é necessário obter modelos de desempenho em laboratório que permitam selecionar os materiais e também prever a contribuição de cada um no ATR, de forma a definir espessuras adequadas sob este aspecto (NORBACK, 2018).

A partir das características do comportamento tensão-deformação dos materiais que compõem as camadas, bem como da frequência, intensidade de tráfego e condições ambientais regionais é que se pode prever o desempenho de pavimentos. Ao projetar uma estrutura de pavimento, deve-se atentar que com o aumento do tráfego, tanto em peso quanto em volume, tornam-se necessários uma maior durabilidade e um melhor desempenho do pavimento. A boa performance do pavimento é condicionada pelo surgimento e acúmulo de defeitos ao longo do tempo de exposição às intempéries e ao tráfego. Já a durabilidade, está relacionada à capacidade de acumular os defeitos desde a sua construção, o que leva a uma perda de serventia e da capacidade do suporte (PASCOAL, 2020).

Ainda é largamente utilizado no país o método de dimensionamento do DNIT, que se baseia no ensaio do CBR. Contudo, em vários países a tendência é o estabelecimento de métodos mecanísticos-empíricos, como é o caso do Método MeDiNa, atual método de dimensionamento do DNIT. O programa MeDiNa possui uma interface amigável e utiliza a rotina AEMC (Análise Elástica de Múltiplas Camadas) para calcular as tensões e deformações de estruturas de pavimentos, considerando sistemas de rodas com eixo padrão rodoviário (8,2tf).

Para execução do dimensionamento o programa solicita uma série de informações relacionadas à estrutura do pavimento (tipos de materiais, espessuras, módulos, coeficientes de Poisson), incluído os parâmetros dos modelos de comportamento resiliente e de deformação permanente dos materiais a serem utilizados, determinados por regressão dos resultados dos ensaios experimentais. Solicita ainda dados referente ao tráfego, tais como: tipo de via, Volume Médio Diário (VMD), taxa de crescimento, número N, período de projeto e etc. (SOUSA, 2021).

2.5.1.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

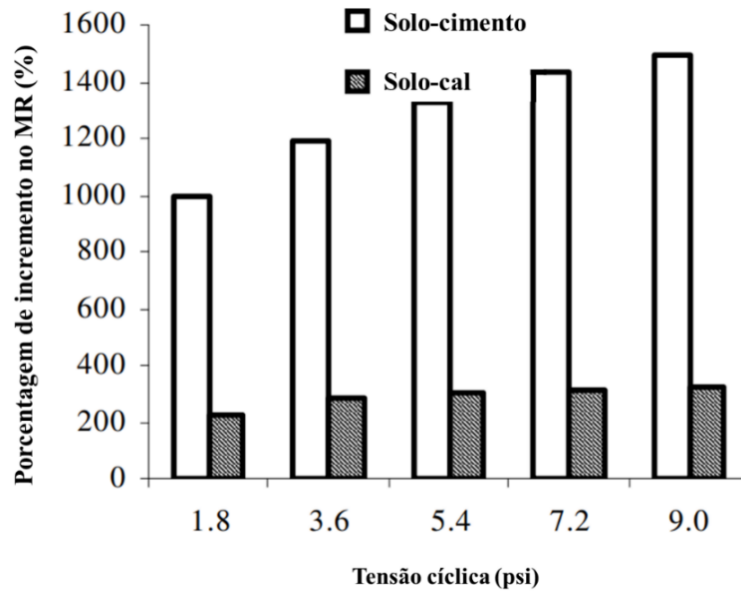
Guimarães (2009) aponta que solos lateríticos arenosos na condição de base do pavimento pode ter módulo resiliente variando entre 220 a 300MPa. Gomes *et al.* (2018), por sua vez, verificaram que solos argilosos lateríticos apresentam aproximadamente módulo resiliente na faixa entre 150 e 550MPa. Pascoal (2020) obteve valores de MR entre 162 e 213MPa para solos argilosos lateríticos compactados na energia Proctor Intermediário. Serra *et al.* (2020), para solos arenosos lateríticos compactados na energia Proctor modificada, encontraram valores de MR médio 411 e 532MPa. Por fim, Osten (2018) afirma que para emprego em camadas de pavimento, o solo arenoso fino laterítico apresenta tipicamente um valor de módulo de resiliência entre 100 a 500MPa.

Mohammad & Saadeh (2008), trabalhando com um solo estabilizado com 10% de cal, expõem que o aumento no MR foi de 225 a 325% em relação ao solo não estabilizado. Pode-se observar, adicionalmente, a influência da tensão confinante na mistura solo-cal. Sob a mesma tensão cíclica, as misturas apresentam um crescimento no valor do MR conforme a tensão confinante aumenta. Tal crescimento é observado no solo natural, no entanto com menor variação e significância (SILVA, 2016). Segundo Svenson (1981), esse fato pode ser atribuído, em parte, às mudanças de textura ocorridas na mistura devido às reações imediatas da cal com o solo, levando a mistura a apresentar um comportamento semelhante a solos granulares.

Para solos estabilizados com cimento, segundo Mohammad & Saadeh (2008), o aumento percentual no módulo de resiliência do solo tratado com cimento em relação ao módulo de resiliência do solo de subleito não tratado variou de 1000% a 1500% (Figura 15). Portanto, segundo os autores, o desempenho dos solos tratados com cimento foi melhor do que o dos solos tratados com cal e não tratados. No entanto, trincas de retração nos solos tratados com cimento é uma grande preocupação quando usados como material de pavimento, principalmente quando empregados em solos finos.

Lima *et al.* (1993) relatam como o cimento afeta o solo da seguinte forma: em solos granulares, o desenvolvimento de ligações nos contatos intergranulares aumenta a coesão da mistura; nos solos finos, os grãos de cimento funcionam como núcleos e aderem às partículas circundantes, formando regiões de material floculado com ligações resultantes dos fenômenos de cimentação. Ainda segundo Lima *et al.* (1993), qualquer solo pode ser estabilizado com cimento, mas a regra fundamental é que o teor de argila aumenta com o teor de cimento, o que significa que os solos arenosos são mais convenientes economicamente para esse tipo de estabilização.

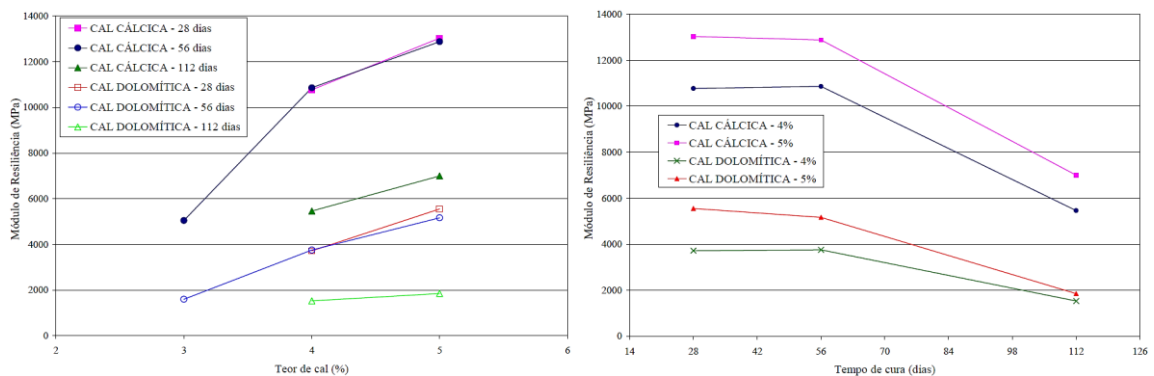
Figura 15: Aumento no módulo de resiliência na tensão de confinamento 40 kPa



Fonte: Adaptado de MOHAMMAD & SAADE (2008)

Lovato (2004) analisou a influência do teor de cal, do tempo de cura e do tipo de cal no módulo de resiliência de um solo argiloso de comportamento laterítico. Os resultados indicaram que as misturas com cal cálcica e as misturas com cal dolomítica apresentaram um mesmo padrão de comportamento com o tempo de cura. O módulo de resiliência das misturas solo-cal aumentou com o teor de cal. Entretanto, dos 56 aos 112 dias houve uma redução na rigidez, podendo também ser atribuída a uma possível formação de etringita e taumasita, aliados à presença do CaCO_3 (Figura 16).

Figura 16: Variação do módulo de resiliência com o teor de cal e tempo de cura



Fonte: Adaptado de LOVATO (2004)

Silva (2016) corroborou com tais resultados, sendo possível verificar que para o período de cura imediata, o solo LG' com adição de cal apresentou um valor de MR 54% superior ao MR do solo natural. Após o período de cura imediata, a mistura de solo LG' com cal sofre uma redução de 31% para a mistura curada por sete dias, mantendo o valor para a mistura curada por 60 dias. Mesmo com a redução, o valor de MR para as misturas

curadas por sete e 60 dias é 9% superior ao valor do MR para o solo natural. Segundo o autor, para explicar o decréscimo do MR das misturas de solo LG' com cal, pode-se adotar duas hipóteses: a) A quantidade de cal utilizada para estabilizar os solos é insuficiente. Portanto, a mistura pode não ter desenvolvido completamente as reações pozolânicas por falta de íons Ca^{++} , prejudicando o acréscimo no valor de MR; b) A cal utilizada estava carbonatada, conduzindo parcela do aditivo a trabalhar como *filler* inerte e de baixa resistência.

Fall *et al.* (2007) investigaram o efeito da compactação do solo e da porcentagem de cimento adicionado sobre o módulo de resiliência de solos lateríticos grossos. Os autores apontam que a compactação do corpo de prova não apresentou influência significativa no módulo de resiliência dos solos lateríticos investigados. Já a porcentagem de cimento foi o parâmetro significativo que altera a rigidez do solo, onde o módulo de resiliência dos solos lateríticos varia de 300 a 1.800kPa para o corpo de prova melhorado com 1% de cimento; e de 500 a 2.500kPa para 2% de cimento e maior para 3% de cimento.

Kumar & George (2018) se concentram em correlacionar o efeito do tamanho do grão no módulo de resiliência (MR) medido usando ensaios triaxiais cíclicos para várias misturas de solos lateríticos. Eles observaram que os valores de MR diminuem com o aumento do teor de finos de 14 a 86% independente do teor de umidade de moldagem. Além disso, um aumento na proporção de partículas grossas ou de areia, seguido de uma consequente diminuição do teor de finos, promovem aumento dos valores de MR.

Jose *et al.* (2022) evidenciam que as deformações resilientes reduzem à medida que a dosagem de cimento aumenta. Além disso, as deformações reduzem com o aumento da energia de compactação. Observa-se que à medida que a condição de compactação muda de Proctor Normal para Modificado, as deformações reduzem em 18%, 2% e 3,2% para um material arenoso não tratadas, 2% e 3% cimentadas, respectivamente. Maior energia de compactação reduz as deformações no material; no entanto, seu efeito diminui à medida que o teor de cimento aumenta.

Em relação aos modelos de regressão, sabe-se que tensão de desvio é responsável pelas deformações angulares no material, enquanto a tensão de confinamento é responsável pelas deformações volumétricas no material. Por isso, o modelo composto é de grande abrangência, pois nele são levadas em conta todas as tensões que causam deformações no corpo de prova (VIANA, 2007; FALL *et al.*, 2007; PASCOAL, 2020; FREITAS *et al.*, 2020; JOSE *et al.*, 2022).

Para os solos lateríticos finos, o módulo de resiliência tende a decrescer com os valores de tensão desvio. Para os solos lateríticos grossos, por sua vez, o módulo de resiliência aumenta com a tensão de confinamento e varia relativamente pouco com a tensão desvio. Isso ocorre, pois os campos eletromagnéticos entre as partículas dos solos finos coesivos são vencidos por deformações cisalhantes, desse modo a tensão de desvio é mais significativa. Da mesma forma, com o aumento das deformações volumétricas, aumenta o atrito entre as partículas nos solos granulares, explicando o aumento de MR com a tensão confinante. Já nos solos lateríticos, a cimentação das partículas produzida pela laterização tem o efeito de reduzir a dependência de MR com estado de tensões. Ao mesmo tempo, o próprio valor do módulo tende a aumentar, juntamente com a resistência (DNIT, 2006; OLIVEIRA, 2007; KUMAR & GEORGE, 2018; SERRA *et al.*, 2020). Em outras palavras, existe uma variação do módulo de resiliência com o estado de tensões.

Por isso, o modelo composto, expresso na Equação 1, é muito admitido e aceito, visto que, como mencionado anteriormente, são consideradas todas as tensões que causam deformações no corpo de prova (FALL *et al.*, 2007; FREITAS *et al.*, 2020; JOSE *et al.*, 2022).

$$MR = k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3} \quad (1)$$

Onde:

- MR é o módulo de resiliência em kPa;
- k_1, k_2, k_3 os parâmetros de regressão;
- σ_3 a tensão de confinamento em kPa; e
- σ_d a tensão desvio em kPa.

2.5.1.2. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Para Lekarp & Dawson (1998) a deformação permanente é o acúmulo das pequenas deformações plásticas resultantes de cada solitação. As diversas falhas em pavimentos são sentidas pela dimensão do prejuízo que causam. A mais comum delas é o abatimento ou afundamento de parte do pavimento, nos locais de maior solitação, chamadas 'trilhas de roda'. As trilhas de roda são a manifestação aparente do fenômeno da deformação permanente, que pode ter origem no revestimento asfáltico, por fluência da mistura asfáltica; nas camadas de base, por cisalhamento do material granular ou densificação da camada; ou em situações de danos às partículas constituintes do revestimento ou base (DAWSON *et al.*, 2004).

Lekarp & Dawson (1998) verificaram que os corpos de prova tendem a estabilizar a taxa de deformação permanente, levando ao comportamento esperado a baixos níveis de tensões – onde encontra-se um comportamento preponderantemente resiliente. Esse fenômeno é denominado *shakedown*.

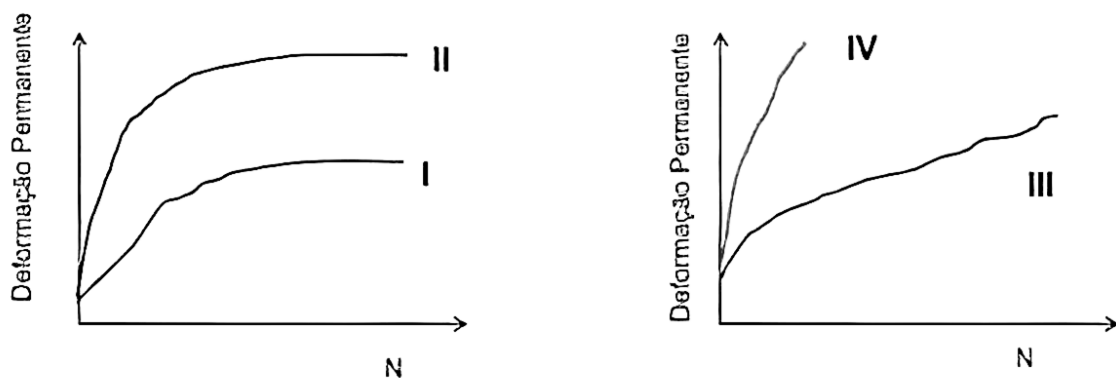
De acordo com a teoria do *shakedown*, tem-se que um corpo de prova ou uma estrutura de pavimento estando na condição de *shakedown* mantém constante a deformação permanente acumulada quando submetido à ação de cargas repetidas, ou seja, se acomoda em relação à deformação permanente. A condição de acomodamento das deformações plásticas está diretamente associada ao surgimento de tensões residuais, mais precisamente a um campo auto equilibrado de tensões residuais que surge em materiais submetidos à ação de cargas repetidas, e que passa a interagir com o carregamento aplicado. As tensões residuais tendem a aumentar ao longo do tempo, diminuindo o efeito da carga aplicada em cada ciclo de carregamento, até que a tensão atuante no material não atinja a condição de escoamento plástico, e o material apresente apenas deformações elásticas (GUIMARÃES, 2009).

Segundo a norma DNIT-IE 179 (2018), é possível distinguir vários tipos de comportamento dos materiais comparados entre si, ou mesmo, para cada material, os intervalos de comportamento quanto à resistência à ruptura plástica, em função dos níveis de tensão:

- Tipo I: Acomodamento plástico (ou *shakedown*) – tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento, para poucos ciclos, para um determinado nível de tensão vertical e horizontal;
- Tipo II: Acomodamento plástico (ou *shakedown*) – tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento, porém com um valor alto de deslocamento permanente acumulado antes do acomodamento, para um determinado nível de tensões vertical e horizontal;
- Tipo III: O material não se acomoda, continuando a acumular deformação permanente com o aumento do número de ciclos;
- Tipo IV: Colapso incremental – O material apresenta ruptura a baixos números de repetições de ciclos de carga.

Na Figura 17 abaixo são apresentados os tipos de comportamento.

Figura 17: Modelos de comportamento à deformação permanente

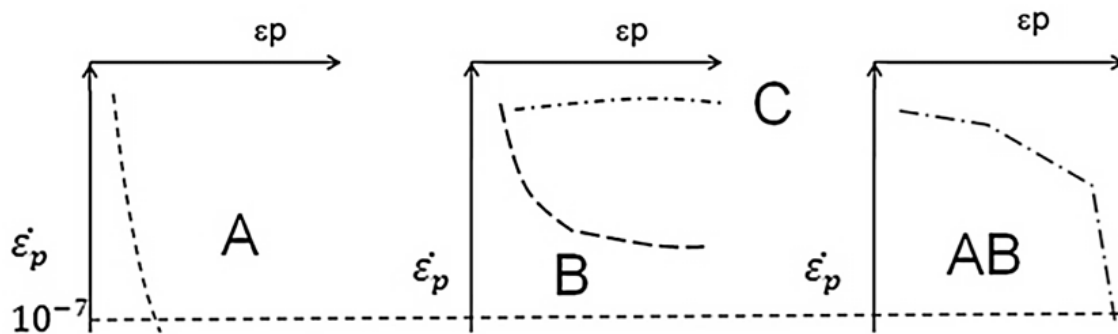


Fonte: DNIT-IE 179 (2018)

Para avaliação do acomodamento, a norma adota 10^{-7} metros por ciclo de carga como Limite de *Shakedown* e plota três tipos de comportamento esperados em gráficos de deformação permanente acumulada, em mm, versus taxa de deformação permanente por ciclo de carga, em mm, em escala logarítmica. Estes gráficos podem ser observados na Figura 18. Segundo Guimarães (2009), o comportamento combinado do tipo AB pode ser encontrado em solos lateríticos.

Em geral, o tipo A (*plastic shakedown*) representa baixas DP acumulada e baixa taxa de acréscimo de DP, e, conseqüentemente, o material neste estado de tensão não contribui muito para os afundamentos no pavimento. O tipo B (*plastic creep*) apresenta progressivo aumento de DP, ainda que apresente uma baixa, e quase constante, taxa de acréscimo. O tipo C (*incremental collapse*) representa a situação em que, para poucos ciclos de carga, o material apresenta considerável diminuição da deformação elástica e aumento sucessivo da plástica a cada aplicação de carga, podendo resultar em ATR excessivos e na ruptura do pavimento. Por fim, o tipo AB representa o material atingindo o comportamento do tipo *plastic shakedown*, porém com maior magnitude inicial de acúmulo de DP (LIMA *et al.*, 2021; JOSE *et al.* 2022).

Figura 18: Modelos de comportamento a deformação permanente de solos: Análise do acomodamento (*shakedown*)



Fonte: DNIT-IE 179 (2018)

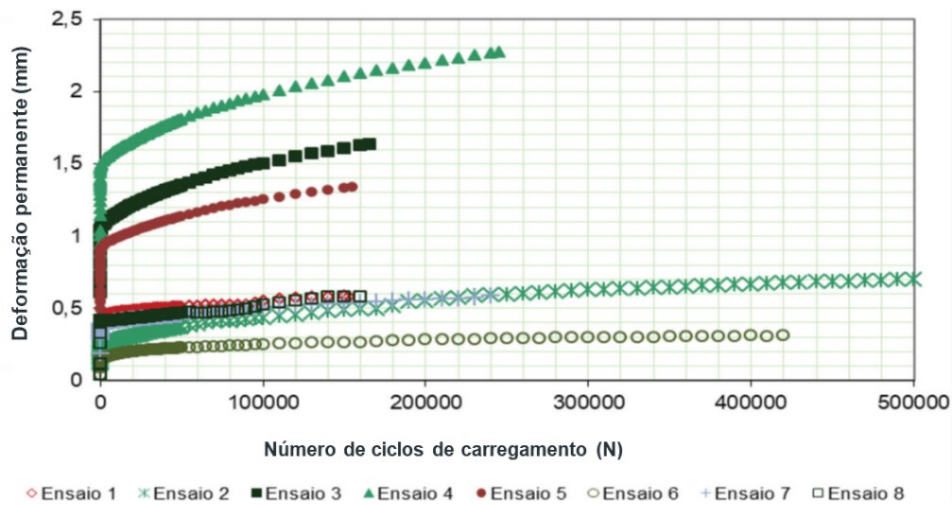
De acordo com Chen *et al.* (2019), para infraestruturas de sistemas de transporte, deve-se escolher materiais granulares que se comportem dentro do estágio A e, em casos específicos, que atinja o estágio B durante a via útil prevista do pavimento. A escolha de materiais no estágio C induz à incerteza do comportamento, ou mesmo ruptura da superestrutura por deformação plástica, levando à formação de sulcos e rachaduras na superfície do pavimento.

Guimarães (2009) indica que o comportamento laterítico é determinante para descrever o comportamento do material, visto que os solos lateríticos apresentaram acomodamento da deformação permanente – tipo A – enquanto que os não lateríticos apresentaram no caso de ensaios com os níveis mais altos de tensões comportamento tipo B.

Guimarães *et al.* (2018) verificaram que solo da classificação LA' (Laterítico Arenoso) teve um bom desempenho em relação à deformação permanente. Segundo os autores, os três últimos ensaios apresentaram comportamento do tipo B, comportamento plástico, indicando que o material apresentaria um aumento contínuo na deformação permanente, embora a deformação total tenha sido baixa. Este solo foi utilizado como base do pavimento rodoviário para um baixo volume de tráfego de um trecho experimental de estrada construído em 2009, o qual está sendo monitorado e não havia nenhuma deformação significativa registrada a partir de 2017 (Figuras 19–20). O grupo de solos LG' (Laterítico Argiloso) pode variar em comportamento e pode apresentar uma deformação permanente baixa ou alta, dependendo do estado de tensão. O bom desempenho dos solos lateríticos em relação à deformação permanente também é citado por Lima *et al.* (2019).

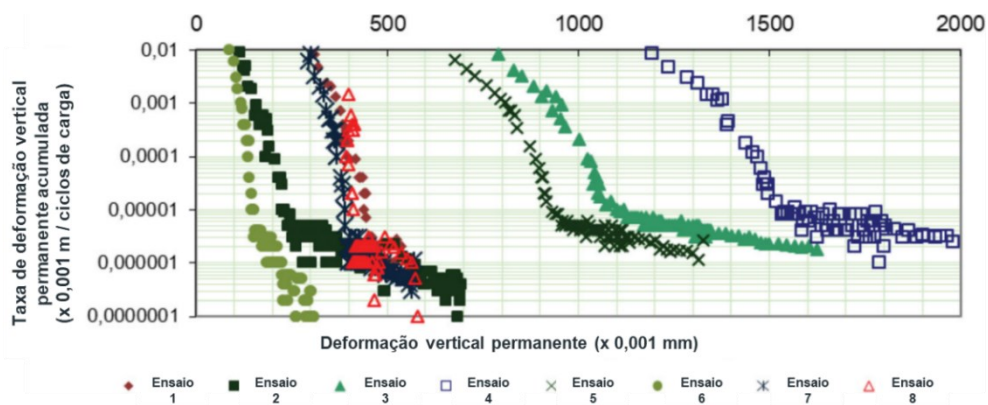
Segundo Guimarães (2009), evita-se grandes deformações permanentes ao empregar-se solos granulares e finos que se acomodem quando compactados e assim permaneçam quando solicitados. Ademais, ele conclui que para solos lateríticos finos ou pedregulhosos, ocorre um enrijecimento durante o ensaio de deformação permanente de longa duração. Tal enrijecimento pode estar associado a aspectos físico-químicos dos solos lateríticos e pode representar um benefício para o comportamento estrutural de pavimentos em fase de operação.

Figura 19: Variação na deformação permanente em função do número de ciclos de carga aplicados (N)



Fonte: Adaptado de GUIMARÃES *et al.* (2018)

Figura 20: Investigação da ocorrência de *shakedown*



Fonte: Adaptado de GUIMARÃES *et al.* (2018)

Zago *et al.* (2021), ao analisar três solos, sendo dois de comportamento laterítico, verificaram que após 10.000 ciclos, os corpos de prova tinham deformado em média 97% do valor final, tendendo a se tornar constante, ou apresentando variação mínima, após um certo número de ciclos de aplicação de carga. Entretanto, é possível que o material não entre em *shakedown* até 10.000 ciclos, mas entre 10.000 e 100.000 ciclos. Isso ocorre porque até 10.000 ciclos o acúmulo de deformação permanente é devido à deformação da fração fina da laterita, e a partir daí, com o contato do cascalho, a fração grande evita maiores deformações (GUIMARÃES, 2009).

Bona & Guimarães (2021) encontraram uma situação em que um solo laterítico apresentou valores de CBR inferiores ao mínimo aceitável para construir material de base de pavimentos, contudo quando analisaram os resultados dos ensaios fundamentais da mecânica dos pavimentos (módulo resiliente e deformação permanente) notaram que o material apresentou excelente comportamento. Diante disso, os autores concluíram que a laterita estudada pôde compor a camada de base do pavimento sem risco de desempenho insatisfatório, e, além disso, que o uso de estabilização granulométrica com brita graduada para aumentar o valor de CBR resultaria

em um aumento de até 30% de brita no projeto, o que levaria a um aumento do custo unitário do serviço básico de igual proporção.

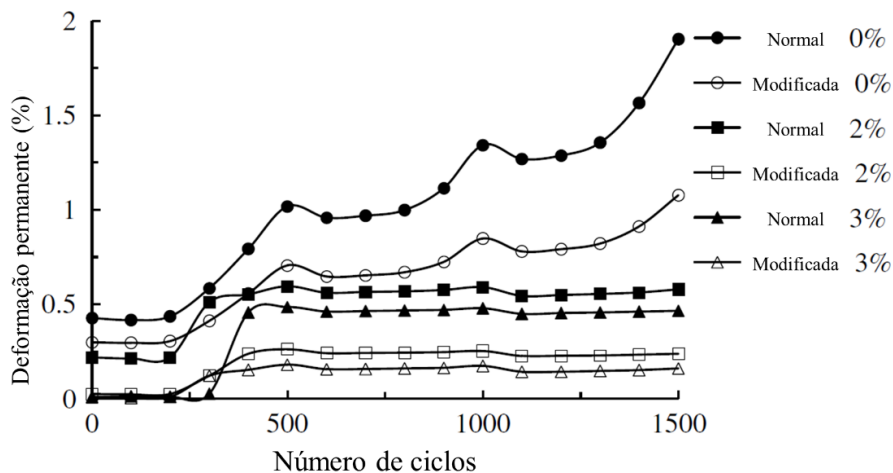
Já é consenso no Brasil e no mundo que para garantirmos a qualidade e a durabilidade das obras de pavimentação, devem ser utilizados parâmetros vinculados a métodos mecanístico-empíricos. Entretanto, quando se trata de solos lateríticos, parâmetros relacionados a retração e a perda de capacidade de suporte quando saturados devem ser estudados, bem como a utilização de estabilização química e/ou granulométrica para mitigá-los.

Silva (2016) verificou que a adição de cal ao solo levou a uma redução no valor da deformação permanente no corpo de prova e que a deformação diminui ainda mais com o aumento do período de cura. Partindo do solo natural (LG') para o solo com cal de cura imediata, verifica-se uma redução de 22% na deformação permanente total. Para as misturas curadas por sete e 60 dias, as reduções na deformação permanente total em relação ao solo natural foram de 57 e 67%, respectivamente.

Além disso, Silva (2016) notou que a deformação inicial no solo laterítico natural representa 45,8% da deformação em 100.000 ciclos. O valor dessa relação aumenta com a adição de cal ao solo, ou seja, os solos estabilizados tendem a apresentar acomodamento plástico menor e, por isso, mais rápida que o solo natural. Na avaliação da deformação permanente em 50.000 ciclos, nota-se que todas as misturas apresentam mais de 90% da deformação correspondente a 100.000 ciclos. Portanto, pode-se dizer que aos 50.000 ciclos as amostras já apresentam sinais de estabilização da deformação permanente.

Jose *et al.* (2022) investigaram as características de resistência e resposta resiliente de materiais classificados como areia siltosa não plástica puros e cimentados. Segundo os autores, as deformações resilientes e permanentes diminuem com o aumento do teor de cimento e da energia de compactação. À medida que o teor de cimento aumenta, a deformação permanente se estabiliza com o aumento do número de ciclos. Ademais, o efeito da compactação é predominante na diminuição da deformação permanente em relação ao aumento do teor de cimento (Figura 21).

Figura 21: Deformações permanentes para areia siltosa não plástica pura e cimentada



Fonte: Adaptado de JOSE *et al.* (2022)

Em relação ao número de ciclos aplicados durante o ensaio, Guimarães (2001) nota que ensaios que se limitaram a 10.000 ciclos de aplicação de carga não pareceram ser muito adequados, porque nos primeiros ciclos de aplicação de carga a forma da curva de deformação permanente é muito distinta daquela apresentada no restante dos ciclos, no qual, geralmente, se observa uma tendência ao acomodamento. Segundo o autor, todas as curvas apresentaram forma semelhante, observando-se um acentuado acréscimo nos ciclos iniciais que se estende até 100.000 repetições de cargas. A partir daí a taxa de crescimento da deformação específica permanente diminui consideravelmente, tornando-se praticamente constante, porém as amostras continuaram desenvolvendo escoamento plástico.

Em outras palavras, observa-se a mesma tendência de crescimento exponencial até os 10.000 ciclos iniciais de carga, e comportamento assintótico a partir deste número (GUIMARÃES, 2009). Em alguns casos, contudo, observa-se que a deformação acumulada até 10.000 ciclos permanece constante até 100.000 ciclos. Tal fato ocorre porque o corpo de prova apresenta acomodamento da deformação permanente, ou *shakedown*, para os respectivos estados de tensões utilizados, e a contínua repetição das cargas provoca um ligeiro deslocamento plástico do corpo de prova.

Lima *et al.* (2021) analisaram as seguintes condições: desconsideração dos 500 primeiros ciclos; desconsideração dos 50.000 últimos ciclos; desconsideração dos 70.000 últimos ciclos; desconsideração dos ciclos iniciais deslocando as curvas e, conseqüentemente, desconsiderando os ciclos iniciais. Com os resultados, a desconsideração dos 500 primeiros ciclos de aplicação de carga afetou consideravelmente a previsão dos valores de DP para 150.000 ciclos. A retirada dos 500 primeiros ciclos faria com que não se levasse em consideração a DP que ocorre nos ciclos iniciais, que são as maiores, o que prejudica a análise do comportamento do material em todas as etapas seguintes, dificultando a fase de seleção.

Quanto à desconsideração de ciclos finais, Lima *et al.* (2021) indicam que materiais pouco deformáveis podem ter o número de ciclos de ensaio reduzido de 150.000 para 100.000, ou mesmo para 80.000. Por outro lado, materiais mais deformáveis precisam ser de fato ensaiados considerando um número de ciclos maior, já que tendem a continuar apresentando uma taxa de acréscimo de DP considerável ao serem submetidos às aplicações de carga. Vale salientar que este comportamento também pode ser influenciado por outros fatores, como o estado de tensão aplicado, por exemplo. Assim, recomenda-se cautela ao se analisar a possibilidade de redução do número de ciclos de ensaio, podendo esta decisão ser auxiliada pela observação dos tipos de comportamento pela teoria do *shakedown*.

Em relação ao efeito das frequências de carregamento durante o ensaio de deformação permanente, Alnedawi *et al.* (2019) notaram que há um efeito desprezível dessas frequências de carregamento para os materiais testados sob condições de teste especificadas. Este resultado tem uma implicação importante, pois com o aumento da frequência de carregamento, a duração do ensaio pode ser reduzida.

Por fim, a resposta à deformação permanente é geralmente modelada em relação ao número de aplicações de carga e condições de tensão no âmbito da análise de *shakedown*. O modelo de Guimarães (2009) é relevante, pois considera as particularidades dos solos e materiais granulares que ocorrem em áreas tropicais, como o Brasil. Os modelos comumente adotados estão resumidos na Tabela 1.

Tabela 1: Modelos comumente utilizados de deformação permanente

Modelo de deformação permanente	Referência
$\varepsilon_p = a + b \cdot \log(N)$	Bennert <i>et al.</i>
$\varepsilon_p = a \cdot N^b$	Jitsangiam & Nikraz
$\varepsilon_p = a \cdot \left(\frac{\sigma_d}{P_a}\right)^b \cdot (N)^c$	Ullditz
$\varepsilon_p = a \cdot \left(\frac{\sigma_{oct}}{P_a}\right)^b \cdot (N)^c$	Puppala <i>et al.</i>
$\varepsilon_p = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{P_a}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{P_a}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4}$	Guimarães (2009)

Fonte: Adaptada de JOSE *et al.* (2022)

Na Tabela 1, a , b , c , ψ_1 , ψ_2 , ψ_3 e ψ_4 são coeficientes de regressão; N representa o número de ciclos de carga; P_a é a pressão atmosférica; σ_d é a tensão desviadora; σ_c é a tensão de confinamento e σ_{oct} são as tensões octaédricas normais [$\sigma_{oct} = (\sigma_d + 2\sigma_c) / 3$].

Segundo Zago *et al.* (2021), o modelo de Jitsangiam & Nikraz apresentou as piores correlações estatísticas (média de $R^2 = 0,50$), aumentando com a proposta de Bennert *et al.* ($R^2 = 0,72$), e culminando com os melhores resultados obtidos pelo modelo de Guimarães (2009), com R^2 médio de 0,91. Resultados semelhantes também foram obtidos por Gomes (2021), que estudou a deformação permanente de solos argilosos lateríticos. Os parâmetros foram calculados segundo a equação de Guimarães (2009), apresentando sempre uma boa correlação para as amostras de solos em estudo, possuindo um R^2 superior à 0,92 em todos os casos.

Jose *et al.* (2022), por sua vez, observaram que, quanto maior a quantidade de estabilizante, menor é o coeficiente de correlação (R^2). Segundo os autores, isso ocorre porque esses modelos de deformação permanente são aplicáveis para condições em que as deformações permanentes aumentam com o número de ciclos de carregamento.

O modelo de Guimarães (2009), apresentado na Equação 2, é relevante, pois considera as particularidades dos solos e materiais finos e granulares que ocorrem em áreas tropicais. Tal modelo foi desenvolvido para prever a contribuição de cada material para a deformação permanente total durante o dimensionamento mecanístico-empírico do pavimento, além de permitir verificar a tendência de ruptura ou acomodamento das deformações.

$$\varepsilon_p(\%) = \psi_1 \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0} \right)^{\psi_2} \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0} \right)^{\psi_3} N^{\psi_4} \quad (2)$$

Onde:

- $\varepsilon_p(\%)$ é a deformação permanente específica (em porcentagem);
- ψ_1, ψ_2, ψ_3 e ψ_4 os parâmetros de regressão;
- σ_3 a tensão de confinamento em kPa;
- σ_d a tensão desvio em kPa;
- ρ_0 a tensão de referência, considerada com a pressão atmosférica de 100 kPa; e
- N o número de ciclos de carga.

2.6. CLASSIFICAÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS

As propriedades dos solos lateríticos são influenciadas pelo clima, geologia e grau de intemperismo ou laterização (GIDIGASU, 1976). As propriedades geotécnicas de solos lateríticos dependem em grande parte da geografia de formação (BISWAL *et al.*, 2018b). Como as propriedades índices tradicionais variam em função da estrutura dos solos, estas não se prestam para prever de forma apropriada o comportamento dos solos lateríticos em obras civis (DELGADO, 2007).

Os solos tropicais podem revelar comportamentos distintos relacionados com seu comportamento mecânico e hidráulico devido ao processo de "laterização". O processo de laterização ou latolização ocorre em regiões tropicais úmidas onde os cátions básicos são lixiviados, com consequente concentração residual de óxidos de ferro e de alumínio. Devido ao processo de laterização, a fração argila dos solos lateríticos é constituída essencialmente de argilominerais do grupo das caulinitas e de hidróxidos e óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio. A combinação desses componentes é responsável pela formação de agregações estáveis em presença de água, graças ao recobrimento dos argilominerais pelos hidróxidos e óxidos hidratados que, além de reduzirem a capacidade de adsorção de água pelos argilominerais, atuam como agentes cimentantes naturais entre as partículas. Na fração areia e silte, são encontrados principalmente quartzo, agregações lateríticas e, em menor escala, minerais pesados (SANTOS, 2006).

A dificuldade de classificar os solos tropicais, onde o processo de laterização tem importância vital nas suas propriedades mecânicas, parece residir, na maioria das classificações, na incapacidade de se prever o comportamento desses materiais quando submetidos à ação da água. Para a previsão do comportamento de um solo, como camada integrante de um pavimento, é necessário que se saiba se este solo, quando em contato com a água, expande e, conseqüentemente, descompacta e perde suporte; se ele é resiliente, ou seja, se apresenta deformações elásticas apreciáveis quando submetido à ação do tráfego; se ele apresenta coesão suficiente para garantir uma fácil trabalhabilidade no campo; e se ele garante a manutenção, ao longo do tempo, das características obtidas na sua compactação, etc. (FABBRI, 1994).

Segundo Villibor *et al.* (2009), duas classificações tradicionais têm sido mais usadas para obras viárias: a HRB (*Highway Research Board*) da AASHTO (também adotada pela ASTM) e a USCS (*Unified Soil Classification System*). Estas classificações consideram fundamentais a granulometria, o limite de liquidez (LL) e o índice de plasticidade (IP). Entretanto, tais classificações tradicionais quando aplicadas para os solos típicos dos climas tropicais úmidos (incluindo os lateríticos e saprolíticos), resultavam em incongruências relativamente às suas propriedades mecânicas e hídricas e, conseqüentemente, no estabelecimento de uma hierarquia para os diversos grupos. Solos considerados por aquelas classificações como inservíveis para bases de pavimentos, frequentemente, possuíam elevada capacidade de suporte. Como resultado, a aplicação daquelas classificações tornava a escolha preliminar de solos para uso em rodovias, muitas vezes, incorreta e restringia a utilização de jazidas de solos de boa qualidade, com conseqüente aumento nos custos de construção (VILLIBOR & NOGAMI, 2009).

Ocorrem limitações nas avaliações referentes às propriedades dos solos tropicais, baseadas nas classificações TRB e SUCS, devido à dificuldade em se obter repetibilidade confiável nos ensaios de limites de consistência. Isso ocorre parcialmente devido à decomposição dos materiais primários, as partículas finas fortemente agregadas e a força de ligação variada nas concreções (VILLIBOR, 1981; GUIMARÃES *et al.*, 2018).

As propriedades previstas nas classificações tradicionais conduzem geralmente a um comportamento diferente do verificado na prática quando se trata dos solos lateríticos ou saprolíticos (VILLIBOR, 1981). Solos que se classificam no grupo A-7-5, quando adequadamente compactados, podem se comportar como um ótimo subleito, caso laterítico, ou um péssimo subleito, caso saprolítico. Do mesmo modo, solos do grupo A-4 com comportamento laterítico, podem ser utilizados com sucesso em bases de pavimentos. Em contrapartida, ocorrem frequentemente muitos solos saprolíticos do mesmo grupo, que constituem péssimos subleitos. Na condição ótima de compactação da energia Proctor Normal, eles podem apresentar um valor de CBR da ordem de 3%, quando saprolíticos e podem atingir valores de CBR superior a 30% (na mesma condição de compactação) e superior a 80% na energia intermediária, quando lateríticos (VILLIBOR *et al.*, 2009).

Segundo Fabbri (1994), estas classificações tradicionais, originárias de países de clima temperado, foram desenvolvidas para os solos lá encontrados, não sendo adaptadas para os solos tropicais, mesmo depois de algumas tentativas de introdução de índices auxiliares tais como atividade da argila e outros.

De acordo com Wesley & Irfan (1997), existem várias razões pelas quais os solos residuais tropicais necessitam de um sistema de classificação especial, pois suas características não estão devidamente cobertas pelos atuais métodos convencionais de classificação de solos. Entre estas razões podem ser citadas:

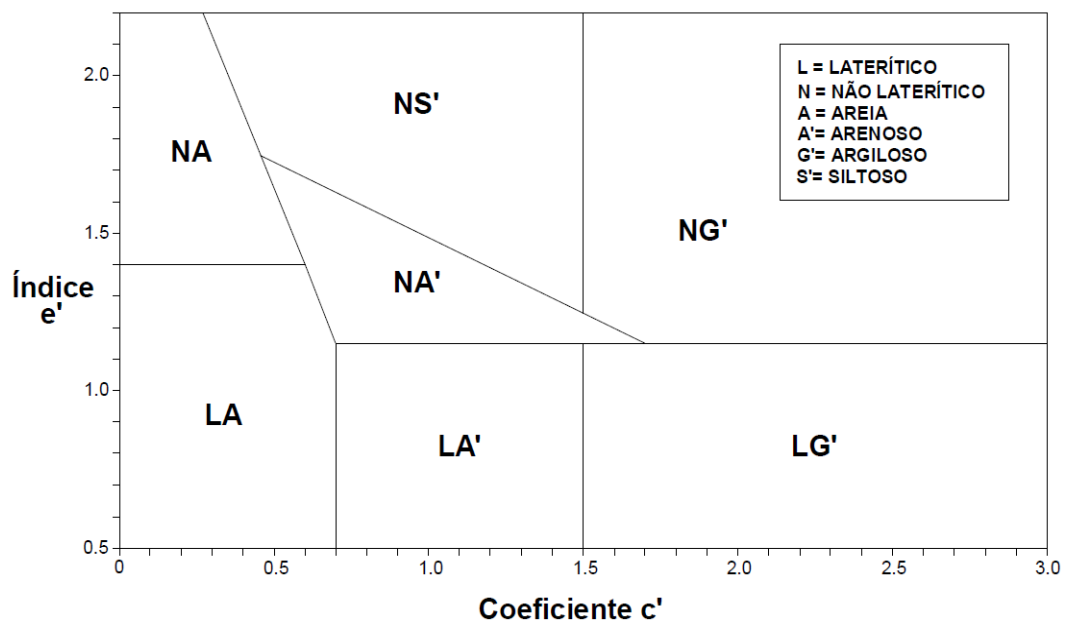
- a mineralogia distinta das argilas em alguns solos tropicais produz características que não são compatíveis com o grupo no qual se enquadram no Sistema Unificado de Classificação dos Solos. A composição mineralógica promove fenômenos de agregação que induzem à resultados enganosos de distribuição granulométrica;
- a massa de solo residual *in situ* pode apresentar uma sequência de materiais que vai desde um solo propriamente dito até uma rocha branda, dependendo do grau de intemperismo, e que não pode ser adequadamente descrita usando os sistemas convencionais, baseados em solos transportados;

- os sistemas de classificação convencionais focalizam principalmente as propriedades do solo no estado amolgado. Isto é diferente para os solos residuais, cujas propriedades são fortemente influenciadas pelas características estruturais *in situ*, herdadas da massa de solo original ou desenvolvidas como consequência do intemperismo. O próprio termo solo residual engloba toda a profundidade do perfil, incluindo mesmo alguns horizontes que se comportam mais como rocha que como solo.

Tendo em vista, entre outras, as dificuldades e deficiências apontadas no uso das classificações tradicionais desenvolvidas para solos de clima frio e temperado, quando empregadas em solos de ambientes tropicais, Nogami & Villibor desenvolveram uma metodologia designada MCT (Miniatura, Compactado, Tropical), específica para solos compactados tropicais. A mesma baseia-se numa série de ensaios e procedimentos cujos resultados reproduzem as condições reais de camadas compactadas de solos tropicais, quando usadas em pavimentos, por meio das propriedades geotécnicas que espelham o comportamento *in situ* dessas camadas. É baseada em propriedades mecânicas e hídricas obtidas de corpos de prova compactados de dimensões reduzidas. Essa classificação não utiliza a granulometria, o limite de liquidez e o índice de plasticidade, como acontece no caso das classificações geotécnicas tradicionais. Separa os solos tropicais em duas grandes classes: os de comportamento laterítico e os de comportamento não laterítico (VILLIBOR *et al.*, 2009).

Mediante o ábaco de classificação, a distribuição dos solos lateríticos se dá conforme os valores do coeficiente c' e do índice e' . O coeficiente c' , associado à argilosidade do solo, corresponde às abcissas e o índice e' , que reflete o caráter laterítico do solo, corresponde às ordenadas (Figura 22). Para a determinação do coeficiente c' e do índice e' , são necessárias as execuções dos ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão (SANTOS, 2006).

Figura 22: Gráfico da classificação MCT



Fonte: NOGAMI & VILLIBOR (1981)

O coeficiente c' , denominado de coeficiente de deformabilidade, é obtido por meio do coeficiente angular da parte retilínea da curva de deformabilidade que mais se aproxima do valor Mini-MCV igual a 10. Como supracitado, este coeficiente indica a argilosidade do solo, ou seja, um c' elevado (acima de 1,5) caracteriza as argilas e solos argilosos, enquanto valores baixos (abaixo de 1,0) caracterizam as areias e os siltes não plásticos ou pouco coesivos. No intervalo entre 1,0 e 1,5 situam-se diversos tipos de solos, como areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas e argilas siltosas. Já o índice e' é calculado a partir do coeficiente d' (inclinação da parte retilínea do ramo seco da curva de compactação, correspondente a 12 golpes do ensaio de Mini-MCV) e da perda de massa por imersão P_i (porcentagem da massa desagregada em relação à massa total do ensaio quando submetida à imersão em água) (VILLIBOR *et al.*, 2009).

Segundo Marson (2004) o parâmetro c' é fundamental para a classificação do solo, uma vez que se correlaciona aproximadamente com a granulometria, mesmo que de maneira complexa, não havendo mais a necessidade de fazer o ensaio granulométrico para classificar o solo. O coeficiente d' , por sua vez, parece não ser muito adequado à classificação genética dos solos, uma vez que não se correlaciona com a granulometria e é pouco sensível ao caráter genético dos solos. Além disso, existem casos em que a determinação desse parâmetro é extremamente difícil, podendo gerar dúvidas e até erros na classificação de um dado solo, além de ocorrer numa ampla faixa de valores dentro da mesma categoria de solos. Por fim, o parâmetro P_i expressa o comportamento do solo compactado e totalmente imerso em água, com confinamento parcial, em relação às suas características de coesão e expansibilidade, e avalia sua estabilidade superficial quando submetido à ação hídrica. Tal apresenta considerável importância na classificação do solo, pois a suscetibilidade de um solo à erosão hídrica está ligada à sua gênese.

Em relação às vantagens da classificação MCT, Marson (2004) cita a ausência da necessidade do uso de considerações geológicas, geoquímicas, pedológicas, etc., para distinguir os diferentes tipos genéticos de solos tropicais; a utilização de ensaios de laboratório (tais como compactação e imersão em água), que representam, de certa forma, as situações a que os solos são submetidos quando utilizados em obras viárias; e o custo mais baixo do que os tradicionais (limite de liquidez, limite de plasticidade e granulometria), cerca de 30 %. Já quanto às limitações, a autora destaca que, do ponto de vista operacional, a metodologia é mais trabalhosa, quando comparada aos métodos tradicionais, pois exige uma quantidade grande de medições, cálculos e gráficos para obtenção dos parâmetros classificatórios.

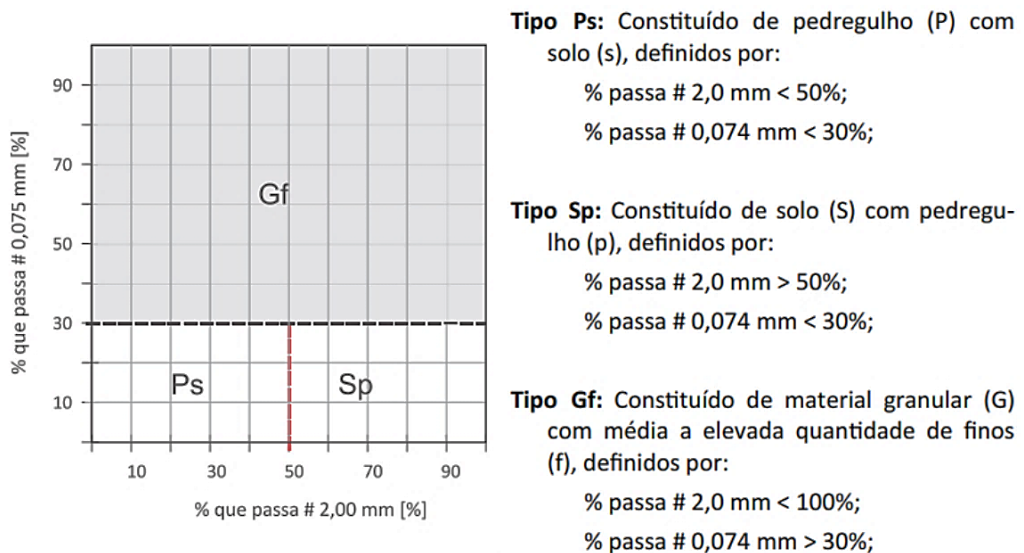
Villibor & Alves (2017) propuseram uma classificação inédita para solos tropicais de granulação grossa, com fração retida na peneira 2,0 mm. A mesma foi designada de G-MCT, G de granular e MCT da classificação usada para caracterização dos finos do solo granular. Com as MCT e G-MCT, é possível classificar os solos tropicais tanto de granulação fina como grossa, com seus diversos grupos de solos, o que permite prever suas propriedades e hierarquizar seu uso na área rodoviária.

Esta classificação fundamenta-se nos seguintes aspectos: (1) Definição dos tipos de granulometria do solo integral; (2) Classificação MCT da fração que passa na peneira 2,0 mm, obtida da amostra integral.

A Fase 1 consiste na análise granulométrica de acordo com a porcentagem de material que passa nas peneiras 2,0 e 0,075 mm e, após definição dos tipos granulométricos específicos: solo com pedregulho (Sp),

pedregulho com solo (Ps) ou granular fino (Gf). A Fase 2, após estabelecido o tipo granulométrico a que pertence o solo granular, prossegue-se na determinação dos grupos da Classificação MCT, da fração do solo original que passa na peneira de 2,0 mm. O programa de ensaios da Classificação G-MCT é apresentado, esquematicamente, na Figura 23.

Figura 23: Gráfico dos tipos granulométricos específicos dos solos de granulação grossa



Fonte: VILLIBOR & ALVES (2017)

Após a conclusão das definições elencadas nas Fases 1 e 2, procede-se para definição da classificação G-MCT, utilizando a Figura 24:

Figura 24: Tabela classificatória da G-MCT

CLASSIFICAÇÃO G-MCT									
Granulometria		Tipos	Grupo MCT da parte fina da amostra						
% que passa			LA	LA'	LG'	NA	NA'	NS'	NG'
# n° 10 2,0 mm	# n° 200 0,075 mm		Classe GL			Classe GN			
Grupo G-MCT do solo de granulação grossa									
< 50	< 30	Ps	Ps-LA	Ps-LA'	Ps-LG'	Ps-NA	Ps-NA'	Ps-NS'	Ps-NG'
> 50	< 30	Sp	Sp-LA	Sp-LA'	Sp-LG'	Sp-NA	Sp-NA'	Sp-NS'	Sp-NG'
-	> 30	Gf	Gf-LA	Gf-LA'	Gf-LG'	Gf-NA	Gf-NA'	Gf-NS'	Gf-NG'

Fonte: VILLIBOR & ALVES (2017)

Mesmo com um bom controle dos ensaios executados (mesmo operador, coeficientes de variação baixos) as classificações tradicionais não se aplicam na previsão do comportamento dos solos tropicais. No caso de solos maduros, pedogeneticamente desenvolvidos e de comportamento laterítico, as classificações tradicionais subestimam o comportamento destes solos, costumando superestimar as propriedades dos solos granulares de comportamento não laterítico (PASSOS, 2000; BAIA, 2019; SILVA, 2019).

Outra classificação que tem sido bastante empregada e estudada em países de clima tropical ou subtropical é a classificação francesa LCPC/SETRA. Tal está normatizada pela norma francesa NF P 11-300 (1992) e surgiu da necessidade de encontrar uma metodologia classificatória específica que se adaptasse à construção e operação de aterros e leitos de pavimentos. Dessa necessidade, criou-se um guia técnico para construção de aterros e leitos de pavimentos desenvolvido pelas instituições francesas LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) e SETRA (*Service d'Étude Techniques des Routes et Autoroutes*).

A classificação LCPC/SETRA (2002) centraliza-se em parâmetros ligados à natureza do material, ao comportamento mecânico e ao estado (Quadro 1). Os parâmetros de natureza, granulometria e argilosidade, referem-se às características intrínsecas do solo, ou seja, aqueles que não variarão ou terão pouca variação no decorrer das solicitações de tráfego e das condições meteorológicas. A argilosidade é avaliada pelo índice de plasticidade e pelo ensaio de adsorção de azul de metileno. Já os parâmetros de comportamento mecânico são aqueles que distinguem os materiais resistentes ao tráfego, durante a vida útil do pavimento, daqueles que são suscetíveis a se fragmentarem em elementos finos. Os parâmetros de comportamento mecânico são: o coeficiente Los Angeles; o coeficiente Micro-Deval em presença de água; o coeficiente de friabilidade das areias; e os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade de materiais pedregulhosos. Por fim, os parâmetros de estado referem-se ao estado hídrico natural do solo, em que, a depender do estado (muito seco, seco, umidade média, úmido ou muito úmido), ocorre a verificação do índice de capacidade de suporte imediata (índice que avalia a capacidade do solo em resistir à circulação de máquinas durante a construção do pavimento), da razão entre a umidade natural e a umidade ótima, e do índice de consistência.

Quadro 1: Descrição dos parâmetros utilizados na classificação de solos LCPC/SETRA

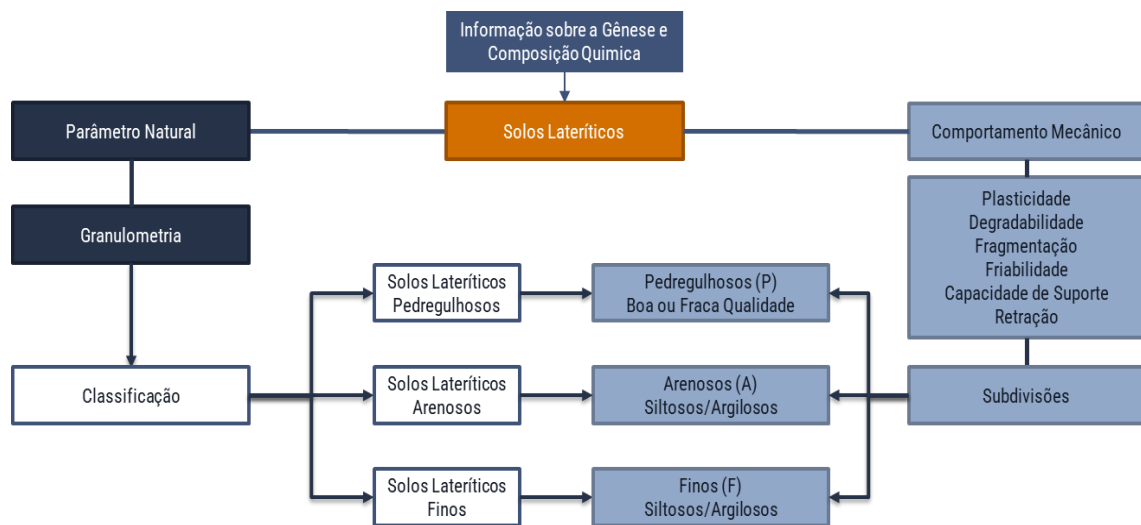
PARÂMETROS DE NATUREZA		
Parâmetros granulométricos	% passante na peneira de 0,075 mm (n° 200)	> 35%: O comportamento do solo é regido pela fração fina. 12% passante é o limite entre os materiais arenosos e cascalhentos, pobres ou ricos em finos.
	% passante na peneira de 2 mm (n° 10)	70% passante é o limite entre os materiais com tendência arenosa e os materiais com tendência cascalhenta.
Parâmetros de argilosidade	Índice de plasticidade (IP)	IP ≤ 12: Solos pouco argilosos.
		IP entre 12 e 25: Solos medianamente argilosos.
		IP = 40: Fronteira entre os solos argilosos e muito argilosos.
	Azul de metileno	< 0,1: Solo é insensível à água.
		> 0,2: Solo começa a manifestar sensibilidade à água.
		1,5: Limite que distingue solos arenosos com argila de solos arenosos com silte.
		2: Limite que distingue solos siltosos muito plásticos de medianamente plásticos.
6: Limite que distingue solos siltosos de argilosos.		
8: Limite que distingue solos argilosos de muito argilosos.		
PARÂMETROS DE COMPORTAMENTO MECÂNICO		
Coeficientes utilizados	Coeficiente Los Angeles	O valor limite é 45%
	Coeficiente Micro-Deval em presença de água	
	Coeficiente de friabilidade das areias	O valor limite é 60%
	Coeficiente de fragmentabilidade de materiais pedregulhosos	O valor limite é 7%
	Coeficiente de degradabilidade de materiais pedregulhosos	O valor limite é de 5%
Com base nos valores, os materiais são divididos em dois grupos:		
Materials suscetíveis de resistir ao tráfego.	Materials suscetíveis à fragmentação, se transformando em solos com excesso de finos. Necessitam de tratamento para serem aplicados no pavimento.	
PARÂMETROS DE ESTADO HÍDRICO		
Avaliam a variação da consistência do material com a umidade.		
A classificação encontra-se dividida em cinco estados hídricos distintos: muito seco, seco, umidade média, úmido, muito úmido.		
Parâmetros que se verificam	Índice de capacidade de suporte imediata (IPI)	Para os estados úmido e muito úmido.
	Razão entre a umidade natural e umidade ótima	Para os estados seco e muito seco.
	Índice de consistência (I _c)	Para os solos finos e medianamente à muito argilosos.

Fonte: LCPC/SETRA (2002)

Como observamos, o comportamento mecânico dos solos lateríticos é fortemente influenciado pelas suas propriedades mineralógicas e físicas. O desenvolvimento de um novo procedimento de classificação para solos lateríticos, que leve em consideração as concepções apropriadas do meio ambiente tropical úmido, permitirá prever suas utilizações em camadas de rodovias de baixo custo com uma porcentagem mais elevada de solos locais (LIMA, 2013).

Diante disso, o desenvolvimento de um sistema de classificação para solos lateríticos constitui um projeto importante, em virtude da complexidade desses materiais, pois devem, imperativamente, levar em consideração o “processo de laterização”, bem como as propriedades mecânicas inerentes às composições químicas dos sistemas lateríticos (RODRIGUES *et al.*, 2010). Nesse cenário, a partir de estudos das experiências brasileiras, portuguesas, francesas, indianas, australianas e de diferentes países de clima tropical e subtropical, Rodrigues *et al.* (2010) propuseram a Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos, onde se analisa a influência da textura, granulometria e mineralogia na estabilidade e classificação desses materiais utilizados em camadas de pavimentos de baixo custo. A Figura 25 ilustra a sequência lógica de uma proposta de classificação de Solos Lateríticos com base em numerosos estudos bibliográficos e usando como entradas os parâmetros de natureza, condição e comportamento mecânico obtidos em laboratório.

Figura 25: Critérios para Classificação Universal de Solos Lateríticos



Fonte: Adaptado de RODRIGUES *et al.* (2010)

Neste método são considerados dois aspectos: em primeiro lugar, a estrutura metaestável dos solos lateríticos, sensível às variações dos níveis de energia térmica e mecânica e, em segundo lugar, as propriedades físicas e mineralógicas (influência dos sesquióxidos) no que diz respeito à resistência, durabilidade e plasticidade. Os solos são classificados de acordo com a sua plasticidade e granulometria (solos pedregosos, arenosos ou finos). Por fim, as subdivisões são estabelecidas com base no comportamento mecânico a partir dos resultados dos ensaios de degradabilidade, fragmentabilidade, friabilidade, capacidade de carga e limite de retração (Quadro 2) (RODRIGUES *et al.*, 2010).

A composição química e a gênese dos solos lateríticos constituem as bases fundamentais desta proposta de classificação. Os ensaios de análise química convencionais, os ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV), Fluorescência de Raios X (FRX) e Difração de Raios X (DRX) são suficientes para identificar os minerais constitutivos desses solos. A partir das informações sobre a gênese e da composição química, em pressupondo que os solos são necessariamente lateríticos de origem, a classificação é realizada em função da granulometria (diâmetro de 80 μ m e de 2mm). Em seguida, as subdivisões em subclasses são estabelecidas e em se baseando sobre as atividades das frações finas das amostras de solo (o valor do azul de metileno) e os comportamentos mecânicos a partir dos resultados de ensaios de degradabilidade, de fragmentação, de friabilidade, de limite de retração e de capacidade de suporte (CBR). São denominados de Solos Lateríticos Pedregulhosos (SLP), de Solos Lateríticos Arenosos (SLA) e Solos Lateríticos Finos (SLF), enquanto que as subdivisões indicam em termos de classificação Argilosos (A) e/ou Siltosos (S) (LIMA, 2013).

Segundo Lima (2013), os parâmetros utilizados podem ser agrupados em duas categorias: os parâmetros naturais e os parâmetros de estado do comportamento mecânico dos solos. Eles são sempre determinados sobre a fração menor que 50mm de diâmetro que é a fração susceptível de ser identificada pelos ensaios realizados em laboratórios usuais no meio rodoviário.

Os parâmetros naturais são inerentes às características intrínsecas e que, para os solos lateríticos, podem variar com o tempo em função das diferentes etapas de manipulação ou preparação que as amostras de solo são submetidas durante a execução dos serviços em obras (pré-tratamento). O parâmetro natural empregado na classificação é a granulometria.

Quadro 2: Classificação Universal dos Solos Lateríticos para utilização em camadas de rodovias

SOLOS LATERÍTICOS Composição Química e Gênese																
Passante na peneira 80µm (n° 200) ≤ 30%											Passante na peneira 80µm (n° 200) > 30%					
Passante na peneira 2 mm (n° 10) ≤ 30%					Passante na peneira 2 mm (n° 10) > 30%											
SOLOS LATERÍTICOS PEDREGULHOSOS (SLP)					SOLOS LATERÍTICOS ARENOSOS (SLA)						SOLOS LATERÍTICOS FINOS (SLF)					
FR ≤ 7% & DG ≤ 7%		FR > 7% ou DG > 7%			FR > 7% & DG > 7%	VA ≤ 1,50g/100g				FS > 60%	VA > 1,50g/100g	VA ≤ 3,00g/100g				VA > 3,00g/100g
						FS ≤ 60%						LR ≥ 20%		LR < 20%		
CBR ≥ 60%	CBR < 60%	CBR ≥ 30%	CBR < 30%	LR ≥ 15%		LR < 15%	CBR ≥ 30%	CBR < 30%	CBR ≥ 10%			CBR < 10%	CBR ≥ 10%	CBR < 10%		
SLP ₁	SLP ₂	SLP ₃	SLP ₄	SLP ₅	SLA ₆	SLA ₇	SLA ₈	SLA ₉	SLA ₁₀	SLA ₁₁	SLF ₁₂	SLF ₁₃	SLF ₁₄	SLF ₁₅	SLF ₁₆	
NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO					NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				
BASE [ξ ≤ 1,00%] [MR ≥ 300 MPa → N ≥ 10 ⁶] [MR ≥ 400 MPa → N ≥ 10 ⁷]					BASE [ξ ≤ 1,00%] [MR ≥ 300 MPa → N ≥ 10 ⁶] [MR ≥ 400 MPa → N ≥ 10 ⁷]						BASE [ξ ≤ 1,00%] [MR ≥ 300 MPa → N ≥ 10 ⁶] [MR ≥ 400 MPa → N ≥ 10 ⁷]					
NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO					NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				
SUB-BASE [ξ ≤ 1,50%] [MR ≥ 200 MPa]					SUB-BASE [ξ ≤ 1,50%] [MR ≥ 200 MPa]						SUB-BASE [ξ ≤ 1,50%] [MR ≥ 200 MPa]					
					NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO				NATURAL	MELHORADO/ESTABILIZADO					
					REFORÇO DO SUBLEITO [MR ≥ 100 MPa]						REFORÇO DO SUBLEITO [MR ≥ 100 MPa]					

Observações:
N = Número equivalente de operações do eixo padrão de 8,2 tf; DG = Coeficiente de Degradabilidade; FR = Coeficiente de Fragmentabilidade; FS = Coeficiente de Friabilidade; LR = Limite de retração/contração; VA = Valor de adsorção de Azul de Metileno; CBR = Índice de Suporte Califórnia; ξ = Expansão.

Fonte: Adaptado de RODRIGUES *et al.* (2010)

Já os parâmetros de estado do comportamento mecânico são levados em consideração para avaliar a possível utilização dos solos lateríticos em camadas de rodovias. Eles distinguem os materiais cuja fração granular é susceptível de resistir ao tráfego, podendo, assim, ser utilizados na construção de camadas de sub-base, base, no subleito e, ademais, analisa os riscos de ruptura, de expansão, de retração e de fragmentação, verificando se são utilizáveis em estado natural ou estabilizados/melhorados/tratados.

Os parâmetros de comportamento mecânico considerados na classificação são:

- Adsorção de Azul de Metileno (VA): para a plasticidade da fração fina;
- Limite de Retração/Contração (LR): para a retração da fração fina;
- Coeficiente de Degradabilidade (DG): para a degradabilidade da fração pedregulhosa;
- Coeficiente de Fragmentabilidade (FR): para a fragmentação da fração pedregulhosa;
- Coeficiente de Friabilidade das Areias (FS): para friabilidade das areias; e
- Índice de Suporte Califórnia (CBR): para capacidade de suporte.

Ndiaye (2013) explana sobre cada um dos parâmetros da seguinte forma:

- O valor da adsorção de azul de metileno (VA) caracteriza a argilosidade. Representa a quantidade de azul de metileno que pode adsorver às superfícies externa e interna das partículas do solo, o que está diretamente relacionado à área de superfície específica do solo.
- O limite de retração/contração (LR) é o teor no qual qualquer perda de umidade não provocará uma diminuição de volume. Representa o teor de umidade limite entre os estados sólido e semi-sólido, ou seja, o teor de umidade no qual o solo não mais varia de volume ao secar, ou ainda, o teor de umidade que ainda ocupa os vazios de um solo colocado a secar em estufa até não mais contrair. É fundamental, pois a secagem dos solos compactados é fenômeno comum nas regiões tropicais e, ademais, fissuras e trincas de contração, entre outras, dependem do tipo de comportamento do solo à expansão e à contração.
- O coeficiente de degradabilidade (DG) é um parâmetro representativo do comportamento de certos materiais rochosos, cujas características geotécnicas (granularidade, argilosidade, plasticidade, etc.) se alteram em relação às observadas imediatamente após sua extração. Este desenvolvimento pode ser atribuído à ação combinada de agentes climáticos ou hidrogeológicos (ciclos de congelamento e descongelamento, ciclos de embebição e secagem) e às tensões mecânicas sofridas. No caso de materiais rochosos considerados degradáveis, conduz a uma redução mais ou menos significativa e ininterrupta das características mecânicas e geométricas das estruturas em que são utilizados.
- O coeficiente de fragmentabilidade (FR) é um dos parâmetros representativos do comportamento de certos materiais rochosos, cuja granulometria evolui continuamente desde a sua extração até ao final da sua utilização e que, para alguns deles, continua durante a vida dos trabalhos. Este desenvolvimento é atribuído à resistência estrutural insuficiente da rocha perante as tensões mecânicas aplicadas durante a instalação e na estrutura em serviço.

- O coeficiente de friabilidade das areias (FS) é um dos parâmetros representativos da resistência à fragmentação das areias. A friabilidade do solo pode ser definida como a tendência de uma massa de solo de se desfazer em menores tamanhos de agregados sob aplicação de uma carga.
- O CBR (*California Bearing Ratio*) ou ensaio ISC (Índice de suporte Califórnia) é deduzido de um ensaio que consiste em medir a força aplicada a um cilindro para fazê-lo penetrar em velocidade constante em um corpo de prova de material. Os valores das forças que causaram duas depressões convencionais estão respectivamente relacionados aos valores das forças observadas em um material de referência para as mesmas depressões. Mediante o ensaio de CBR, é possível conhecer qual será a expansão de um solo sob um pavimento quando este estiver saturado, e fornece indicações da perda de resistência do solo com a saturação.

2.6.1. SEQUÊNCIA LÓGICA PARA CLASSIFICAÇÃO

O fluxograma da classificação é apresentado na Figura 26. Na proposta classificatória, os solos lateríticos finos são aqueles que possuem material passante na peneira de abertura 0,075mm (peneira n°200) superior a 30% em peso. As amostras com material passante inferior ou igual à 30% na peneira citada são os solos lateríticos granulares, divididos em solos lateríticos pedregulhosos (passante na peneira de abertura 2mm menor ou igual a 30%) e em solos lateríticos arenosos (passante na 2mm superior a 30%).

O avanço no processo de classificação se dá de formas diferentes nos três grupos definidos acima.

Para os solos lateríticos pedregulhosos (SLP), a preocupação está na resistência das partículas (concreções lateríticas) que é caracterizada pelo coeficiente de fragmentabilidade (FR) e pelo coeficiente de degradabilidade (DG). Os valores destes coeficientes são comparados à 7%:

- Se os dois coeficientes forem inferiores ou iguais a 7%, os solos lateríticos pedregulhosos são classificados como de boa qualidade. O valor do índice CBR permite distinguir duas subclasses: SLP₁, quando o CBR for maior ou igual a 60%, e SLP₂ no caso do CBR menor que 60%;
- Se apenas um dos coeficientes for inferior a 7%, os solos lateríticos pedregulhosos são considerados como de fraca qualidade. O CBR distingue duas subclasses: SLP₃ se CBR for superior ou igual a 30% e SLP₄ se CBR menor que 30%;
- Se ambos os coeficientes forem maiores que 7%, os solos lateríticos pedregulhosos são considerados de fraca qualidade e de subclasse 5 (SLP₅).

Para os solos lateríticos arenosos (SLA), a atenção, primeiramente, está voltada para a atividade da fração fina do material, distinguindo os solos lateríticos arenosos em siltosos, com valor de adsorção de azul de metileno menor ou igual a 1,5g/100g, e argilosos, com valor de adsorção de azul de metileno maior que 1,5g/100g. Quando VA é maior que 1,5g/100g, o solo é classificado como SLA₁₁. Quando VA for menor ou igual a 1,5g/100g, analisam-se o coeficiente de friabilidade, o limite de retração/contração e o CBR.

O coeficiente de friabilidade (FS) consiste em um parâmetro que permite avaliar se as areias siltosas são muito ou pouco friáveis. Para FS maior que 60%, considera-se o solo arenoso siltoso como muito friável, sendo classificado como SLA₁₀.

Quando o coeficiente de friabilidade é inferior ou igual a 60%, continua-se a caracterização da parte fina através do limite de retração/contração (LR), que é comparado ao valor de 15%:

- Se o LR for inferior a 15%, duas subclasses são distinguidas pelo índice CBR: SLA₈ se CBR maior ou igual a 30% e SLA₉ se CBR menor que 30%;
- Se o LR for maior ou igual a 15%, também duas subclasses são distinguidas pelo índice CBR: SLA₆ se CBR maior ou igual a 30% e SLA₇ se CBR menor 30%.

Para os solos lateríticos finos (SLF), o valor de azul de metileno (VA) permite diferenciar os solos finos em siltosos, onde VA menor ou igual a 3,0g/100g e argilosos, em que VA maior que 3,0g/100g. No segundo caso o solo é classificado como SLF₁₆.

Para os solos lateríticos finos siltosos, prossegue-se com a caracterização da fração fina do solo por meio do limite de retração/contração, que é comparado ao valor de 20%.

- Se o LR for inferior a 20%, duas subclasses são diferenciadas pelo CBR: SLF₁₄ se CBR maior ou igual a 10% e SLF₁₅ se CBR menor que 10%;
- Se o limite de contração for maior ou igual a 20%, tem-se as seguintes subclasses: SLF₁₂ se CBR maior ou igual a 10% e SLF₁₃ se CBR menor que 10%.

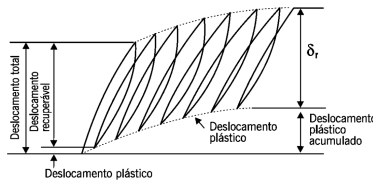
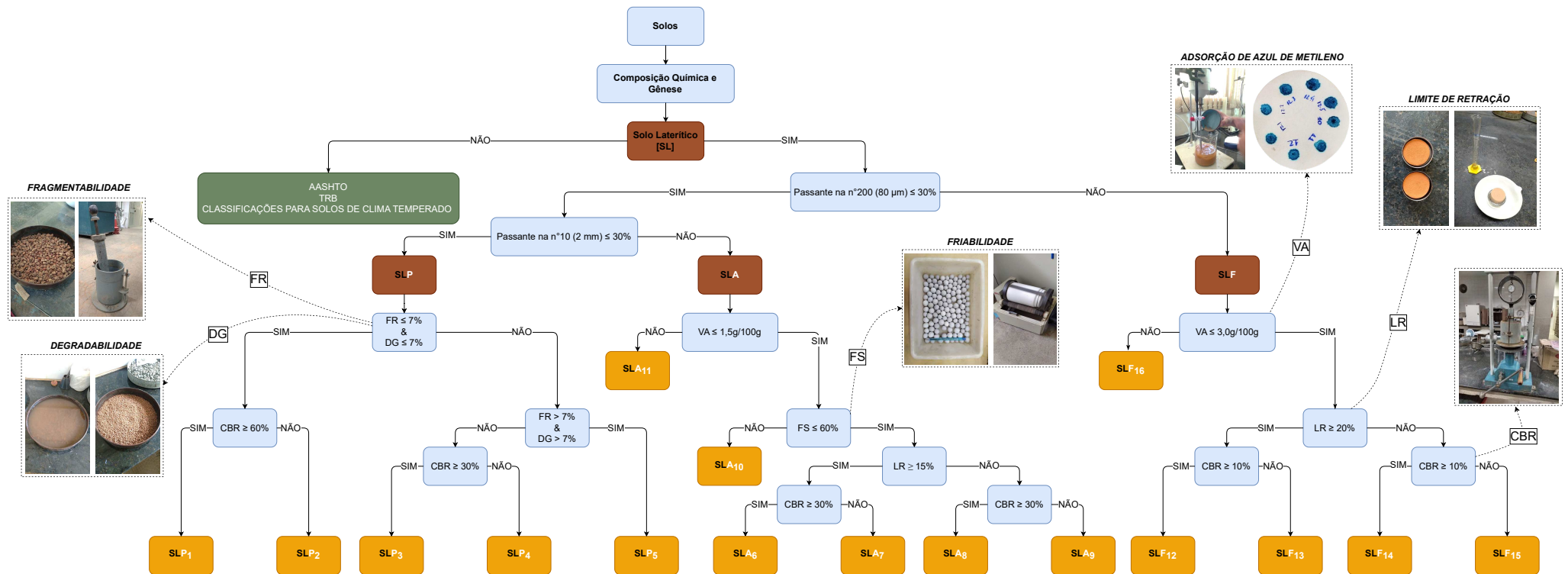
Com os solos classificados, é definido então o campo de utilização de cada subclasse por meio da determinação do módulo de resiliência das amostras com a execução de ensaios triaxiais de carga repetida. Desse modo, a necessidade de aplicação de tratamentos específicos nos solos está condicionada a casos em que os parâmetros da classificação excedam, em valor, os limites supracitados. Além disso, é importante a realização de análise mecânica-empírica para complementar a análise do desempenho estrutural e funcional, através da modelagem das estruturas frente a condições reais de tráfego.

O tratamento indicado na classificação tem por objetivo viabilizar a utilização do material através da adoção de métodos adequados de estabilização granulométrica ou adição de ligantes hidráulicos, permitindo que o solo tenha comportamento, em termos de plasticidade e outros parâmetros de resistência e durabilidade, compatível com as solicitações de tráfego para o qual a estrutura da rodovia foi projetada.

A estabilização dos solos por adição de ligantes hidráulicos (cal ou cimento) confere às misturas propriedades físicas e mecânicas particulares. Em função disto, se distinguem para o engenheiro de rodovias, aquelas que tem uma incidência sobre a plasticidade, a granulometria, as variações volumétricas por absorção de água, a pressão de expansão, as características de compactação, as quais estão associadas à capacidade de suporte, a dureza, a permeabilidade, a sucção e a adsorção. O grau no qual as modificações acontecem é dependente da natureza, do tipo de método (tempo e forma de cura, compactação da mistura, etc.) assim como da quantidade de estabilizante. Com relação aos tratamentos, geralmente a cal é utilizada para estabilizar os Solos Lateríticos Finos ou Arenosos Siltosos e o cimento para estabilizar os Solos Lateríticos Pedregulhosos ou Arenosos (DANTAS, 2019).

Figura 26: Esquema da sequência para classificação

CLASSIFICAÇÃO UNIVERSAL DE SOLOS LATERÍTICOS



BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P. et al. (2010) Pavimentação asfáltica: formação básica para engenheiros. 1 ed. Rio de Janeiro, Petrosbras: ABEA.



- Legenda:**
- N = Número equivalente de operações do eixo padrão de 8.2 tf;
 - DG = Coeficiente de Degradabilidade;
 - FR = Coeficiente de Fragmentabilidade;
 - FS = Coeficiente de Friabilidade;
 - LR = Limite de retração/contração;
 - VA = Valor de adsorção de Azul de Metileno;
 - CBR = Índice de Suporte Califórnia;
 - ξ = Expansão.

Fonte: De autoria própria

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Neste capítulo, serão descritos os materiais utilizados, os métodos e os procedimentos empregados para a realização da pesquisa. A pesquisa em questão avalia o potencial uso da Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010) para fins de construção de estrutura de rodovias, bem como o comportamento resiliente e de deformação permanente de amostras compactadas de solos lateríticos fino, arenoso e pedregulhoso, naturais ou melhorados com ligantes hidráulicos, por meio de ensaios triaxiais com carregamento repetido sob diferentes estados de tensão.

O planejamento foi realizado com o intuito de analisar a influência mineralógica, geoquímica e mecânica de solos lateríticos melhorados com cal ou cimento, bem como avaliar o seu comportamento estrutural frente uma avaliação empírico-mecânica para fins de uso em camadas granulares de pavimentos.

O programa experimental e metodológico foi desenvolvido em duas fases. A primeira fase foi realizada em cinco etapas (Figura 27):

- (1) A primeira com a execução de visitas *in loco* para a coleta de amostras dos materiais; caracterização quanto às propriedades físicas, químicas e mineralógicas; e classificação com base na Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos (CUSL) e com base na TRB, MCT e G-MCT;
- (2) A segunda com a realização dos ensaios de cunho físico e mecânico estático, para avaliação do desempenho de amostras compactadas de solo laterítico natural e estabilizadas pela incorporação de cal ou cimento. Essa etapa visou analisar previamente a melhoria nas propriedades mecânicas estáticas do solo laterítico pelo desenvolvimento de reações com o agente estabilizante;
- (3) A terceira com a execução de ensaios com carregamento repetido, simulando a carga de tráfego no pavimento. Essa etapa objetivou avaliar o comportamento resiliente e de deformação permanente dos solos lateríticos *in natura* e melhorados;
- (4) A quarta etapa com avaliação da influência da retração induzida por dessecação na resposta à deformação resiliente e permanente de amostras compactadas naturais e melhoradas; e
- (5) A quinta etapa com as análises de resultados de ensaios de deformação permanente, no intuito de reduzir a quantidade de ciclos de aplicação de cargas do ensaio, de modo a viabilizar sua execução em menor tempo.

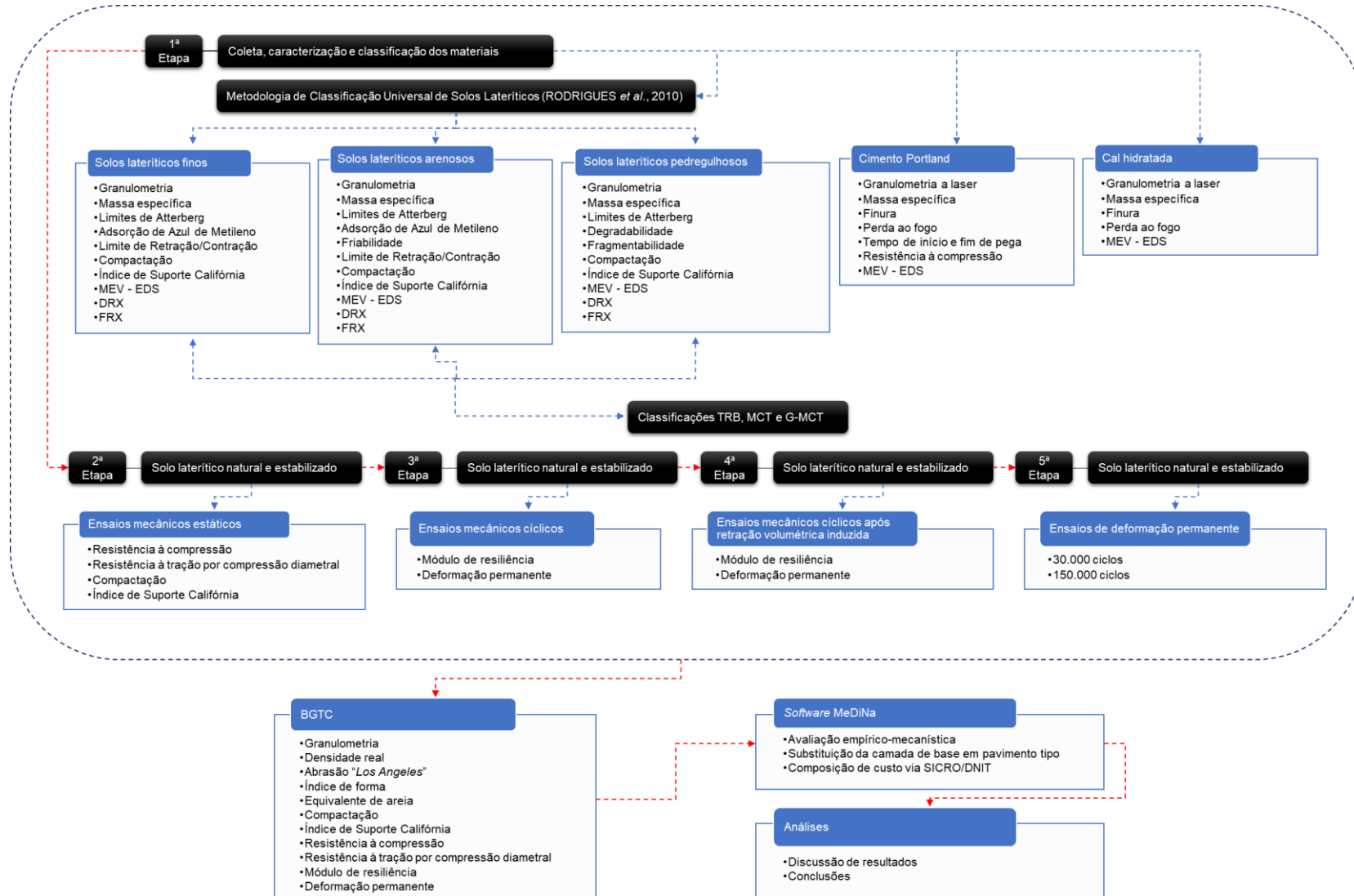
Após as cinco etapas de procedimentos da primeira fase, foi realizada uma análise comparativa entre a resposta obtida nas misturas de solo laterítico puro e melhorado, antes e após o período de retração volumétrica, e o comportamento mecânico de misturas convencionalmente empregadas em camadas de pavimentos, como a Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC). Essa análise tem como principal objetivo auxiliar na validação da Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos e, também, viabilizar o emprego de solos lateríticos naturais ou melhorados com ligantes hidráulicos em camadas granulares de pavimentos, principalmente em camadas de base.

A comparação também foi realizada levando em consideração a composição de preço para execução. Os valores foram estimados utilizando o Sistema de Custos Rodoviários (SICRO), o qual foi desenvolvido pelo DNIT através do Manual de Custos Rodoviários (DNIT, 2023). Neste trabalho foram consideradas as composições de preço publicadas no SICRO para o Estado da Paraíba com a data-base de abril de 2023. As composições de preço do SICRO incluem os custos com equipamentos, mão de obra, materiais, atividades auxiliares, tempo fixo e momento de transporte. No Anexo 2 (Figuras 345–349) podem ser consultadas as composições utilizadas.

Finalmente, após o desenvolvimento das duas fases de programa experimental, com a obtenção de todos os resultados, os dados foram tratados e analisados com a finalidade de fornecer subsídios para a avaliação empírico-mecânica de previsão de desempenho em distintas aplicações. Será utilizado o *software* MeDiNa, fornecido pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), para modelar uma estrutura a fim de avaliar, frente a condições reais de tráfego, o desempenho estrutural e funcional.

Os ensaios do programa experimental foram realizados no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) e Geotecnia e no Laboratório de Avaliação e Desenvolvimento de Biomateriais do Nordeste (CERTBIO), ambos localizados no Campus I da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

Figura 27: Esquema do programa experimental da pesquisa



Fonte: De autoria própria

3.1. COLETA, CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS MATERIAIS

3.1.1. SOLOS LATERÍTICOS

A orientação inicial para a definição dos locais de coleta foi feita a partir da análise das categorias de solos determinadas em mapas pedológicos disponíveis para consulta pelo Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística (IBGE). A extração do solo foi feita baseada na metodologia para obtenção de uma amostra deformada, onde são conservados todos os constituintes minerais do solo, inclusive, se possível, sua umidade natural, mas não se conserva sua estrutura original, alterada pelo processo de extração com o alívio das tensões do solo.

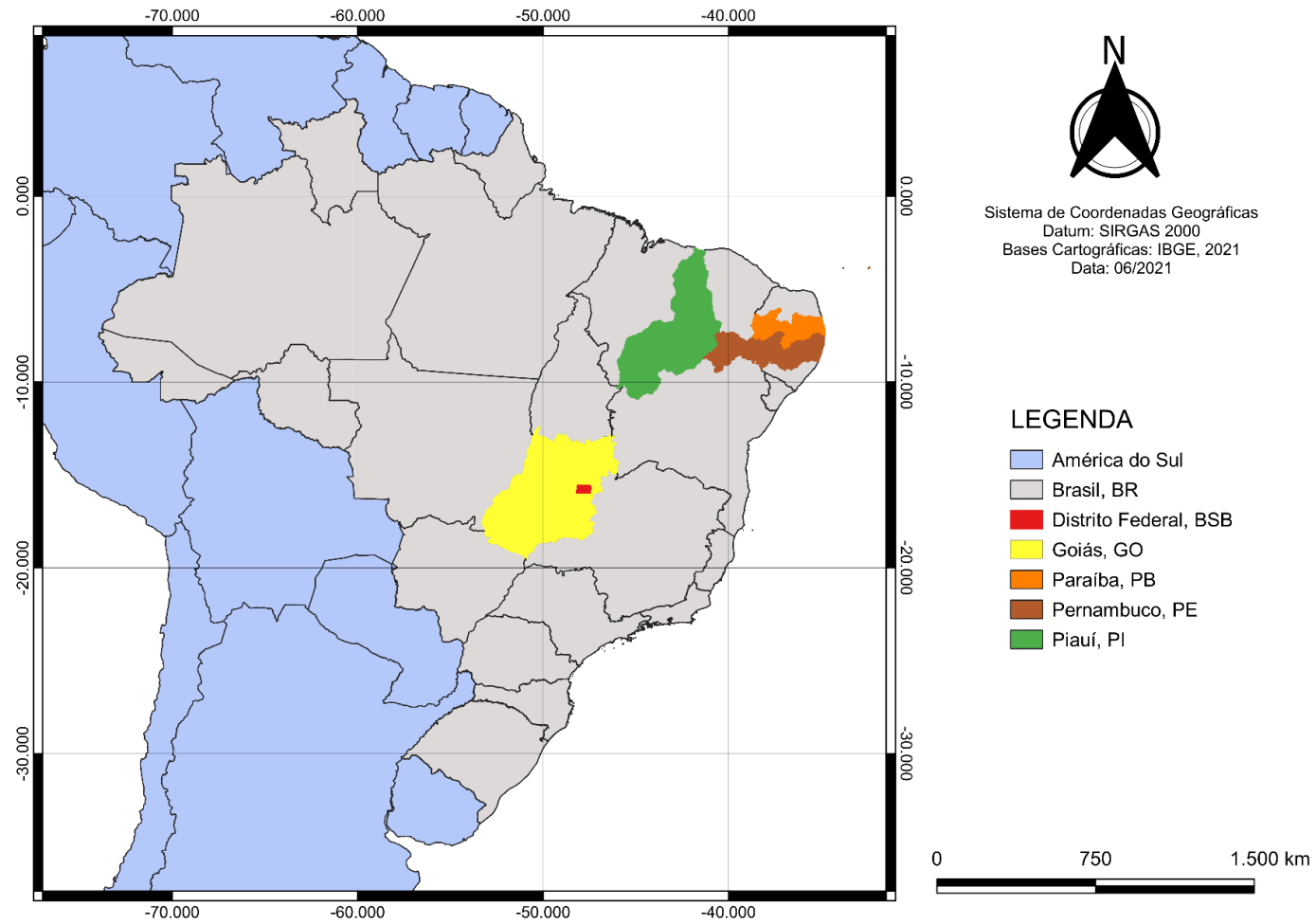
Desse modo, a partir da análise dos mapas pedológicos, foram coletadas 20 amostras em cinco Estados do Brasil: quatro solos do Distrito Federal (DF), seis solos do Goiás (GO), três solos da Paraíba (PB), um solo do Pernambuco (PE) e seis solos do Piauí (PI).

As Figuras 28–33 apresentam as localizações geográficas das amostras coletadas. As imagens com os pontos de coleta foram feitas com o auxílio da ferramenta *Google Maps* e do *software QGIS* com o *SIRGAS2000* (Sistema de Referência Geocêntrico para as Américas). A Tabela 2 reúne as principais informações sobre os pontos de coleta. Os solos do Distrito Federal, Goiás, Paraíba, Pernambuco e Piauí são nomeados com as siglas BSB, GO, PB, PE e PI, respectivamente.

Para a realização da coleta propriamente dita, foram utilizados: enxada, para limpeza da superfície da área de coleta, a fim de visualizar as características do perfil, como a transição da cobertura vegetal para o horizonte B; pá e picareta, para abertura e desagregação do solo e retirada da amostra deformada; sacos plásticos e de nylon para recolhimento, acondicionamento e preservação de umidade; e um carrinho de mão, para transporte dos sacos até o veículo do Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) e Geotecnia da UFCG.

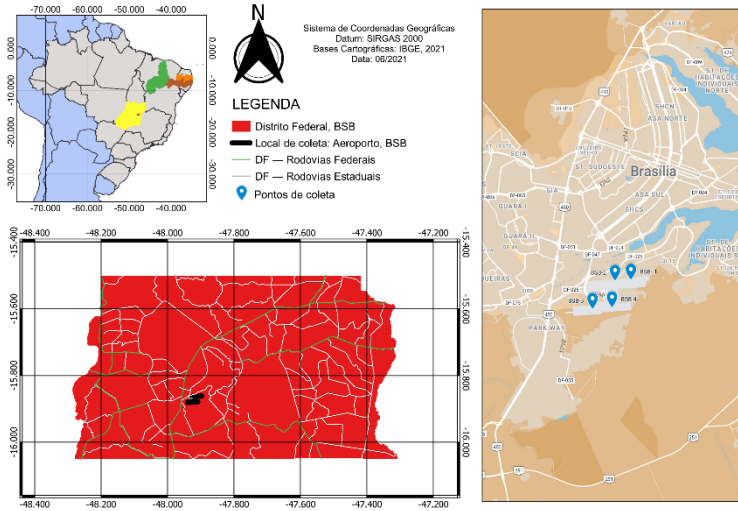
A Figura 34 exhibe uma visão geral de alguns pontos de coleta no campo. Inicialmente, estabeleceu-se como critério a profundidade de pelo menos um metro abaixo da cobertura vegetal, contudo devido à altura e a situação íngreme de alguns taludes, que dificultou o acesso e a escavação, nem sempre foi possível obedecer a esta proposição. Assim, apesar da variação na profundidade de coleta, sempre foi observada a homogeneidade do perfil.

Figura 28: Localizações geográficas das amostras coletadas



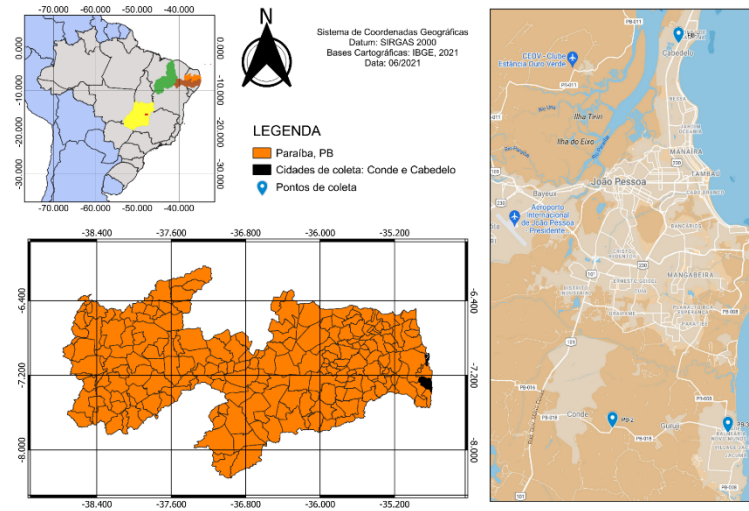
Fonte: De autoria própria a partir de dados do IBGE

Figura 29: Localizações geográficas das amostras coletadas no Distrito Federal (BSB)



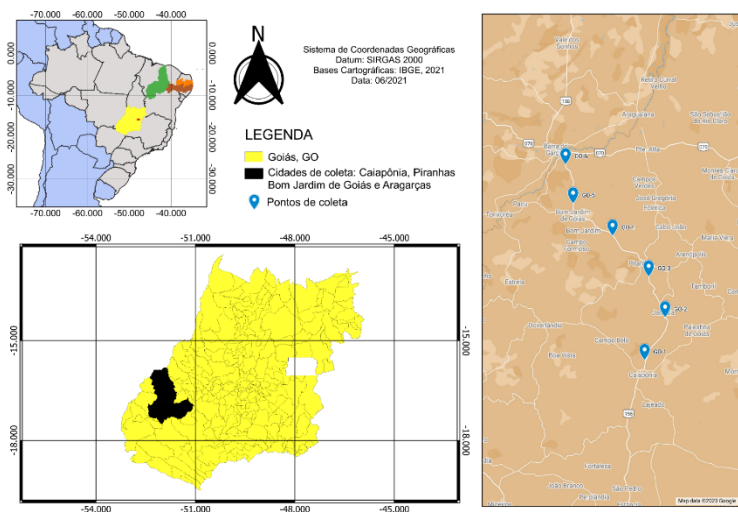
Fonte: De autoria própria a partir de dados do IBGE

Figura 31: Localizações geográficas das amostras coletadas na Paraíba (PB)



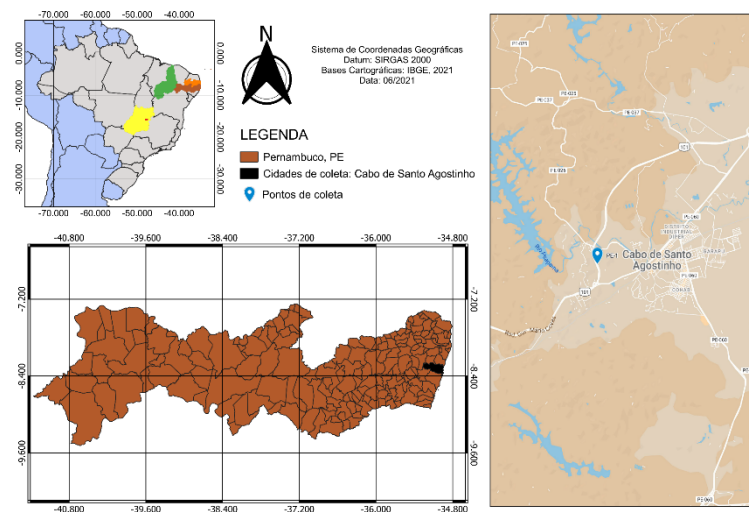
Fonte: De autoria própria a partir de dados do IBGE

Figura 30: Localizações geográficas das amostras coletadas no Goiás (GO)



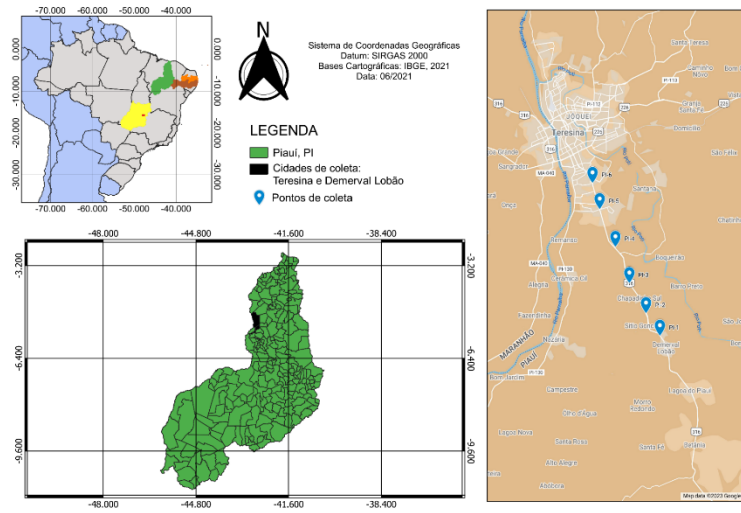
Fonte: De autoria própria a partir de dados do IBGE

Figura 32: Localizações geográficas das amostras coletadas no Pernambuco (PE)



Fonte: De autoria própria a partir de dados do IBGE

Figura 33: Localizações geográficas das amostras coletadas no Piauí (PI)



Fonte: De autoria própria a partir de dados do IBGE

Figura 34: Aspectos das amostras nos pontos de coleta



Fonte: De autoria própria

A análise tátil-visual das amostras coletadas permitiu identificar solos com diferentes granulometrias, que vão desde frações mais finas, até frações mais pedregulhosas (Figura 35).

Figura 35: Aspecto visual dos solos estudado



Fonte: De autoria própria

A caracterização e classificação dos solos lateríticos foi realizada com base na Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010). Por se tratar de um procedimento novo, será descrito, a seguir, o procedimento em detalhes.

Tabela 2: Principais informações sobre os pontos de coleta

Amostra	Rodovia	Trecho da coleta	Condição do pavimento	Pedologia	Coordenadas (graus decimais)
BSB-1	11R A 29L	Camada do aeroporto de Brasília (BSB)	Pavimentado	Latossolo Vermelho	-15.862242, -47.906551
BSB-2	11R A 29L	Camada do aeroporto de Brasília (BSB)	Pavimentado	Latossolo Vermelho	-15.862832, -47.916890
BSB-3	11R A 29L	Camada do aeroporto de Brasília (BSB)	Pavimentado	Latossolo Vermelho	-15.879521, -47.931480
BSB-4	11R A 29L	Camada do aeroporto de Brasília (BSB)	Pavimentado	Latossolo Vermelho	-15.878631, -47.918810
GO-1	BR-158	Caiapônia (GO)	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/ Ácrico	-16.888114, -51.801049
GO-2	BR-158	Caiapônia (GO)	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/ Ácrico	-16.686646, -51.694608
GO-3	BR-158	Piranhas (GO)	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/ Ácrico	-16.494726, -51.780137
GO-4	BR-158	Piranhas (GO)	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/ Ácrico	-16.348006, -51.932068
GO-5	BR-158	Bom Jardim de Goiás (GO)	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/ Ácrico	-16.149500, -52.171867
GO-6	BR-158	Aragarças (GO)	Pavimentado	Latossolo Vermelho Distrófico/Ácrico	-15.964322, -52.211018
PB-1	BR-230	Cabedelo (PB) - João Pessoa (PB)	Pavimentado	Areias quartzosas marinhas distróficas	-7.034986, -34.842575
PB-2	PB-018	Conde (PB) - Jacumã (PB)	Pavimentado	Podzólico Vermelho-Amarelo	-7.269683, -34.885365
PB-3	PB-008	Conde (PB) - Jacumã (PB)	Pavimentado	Podzólico Vermelho-Amarelo	-7.272631, -34.810482
PE-1	BR-101	Cabo de Santo Agostinho (PE)	Pavimentado	Latossolo Vermelho Amarelo Distrófico	-8.288382, -35.056605
PI-1	BR-316	Demerval Lobão (PI)	Pavimentado	Latossolo Amarelo	-5.346468, -42.683137
PI-2	BR-316	Demerval Lobão (PI)	Pavimentado	Latossolo Amarelo	-5.318825, -42.701102
PI-3	BR-316	Teresina (PI)	Pavimentado	Latossolo Amarelo	-5.281830, -42.722741
PI-4	BR-316	Teresina (PI)	Pavimentado	Latossolo Amarelo	-5.237515, -42.740705
PI-5	BR-316	Teresina (PI)	Pavimentado	Latossolo Amarelo	-5.191163, -42.761119
PI-6	BR-316	Teresina (PI)	Pavimentado	Latossolo Amarelo	-5.159040, -42.770510

Fonte: De autoria própria

3.1.1.1. PREPARAÇÃO DAS AMOSTRAS

Nesse tópico é apresentada a descrição dos ensaios realizados, visando destacar os critérios adotados, as normas de referência, os laboratórios acessados e outros aspectos particulares.

Devido a gratuidade e fácil acesso, a maioria das normas indicadas são do Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), contudo, no laboratório, devido algumas limitações, alguns ensaios foram ajustados.

Como preparação preliminar, foram realizadas atividades de secagem das amostras ao ar, destorroamento com almofariz e mão de gral, homogeneização, quarteamento, peneiramento, pesagem e separação em sacos plásticos, nas quantidades adequadas para realização de cada ensaio (Figura 36).

Figura 36: Preparação das amostras



Fonte: De autoria própria

3.1.1.2. GÊNESE, MORFOLOGIA E COMPOSIÇÃO QUÍMICA

Antes de tudo, foram obtidas informações sobre a gênese e a composição química que permitiram confirmar o caráter laterítico ou não-laterítico dos materiais estudados. A composição química das amostras foi determinada por Fluorescência de Raio-X (FRX). Para a identificação dos argilominerais, presentes na fração fina das amostras pesquisadas, foi utilizado o ensaio de Difração de Raio-X (DRX). Por fim, a microestrutura de solos lateríticos de granulação fina pode ser observada por Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV).

Para as análises supracitadas, utilizou-se material previamente seco e passante na peneira de 80 μ m (n° 200) (Figura 37).

Figura 37: Atividades preliminares aos ensaios de gênese e composição química dos solos



Fonte: De autoria própria

3.1.1.2.1. MICROSCOPIA ELETRÔNICA DE VARREDURA (MEV)

Os 20 solos foram submetidos ao ensaio de Microscopia Eletrônica de Varredura com EDS com a finalidade de se observar a microestrutura dos argilominerais presentes na fração fina das amostras (porcentagem que passa na peneira n°200 de abertura 0,075mm). Os ensaios foram executados no Laboratório de Avaliação e Desenvolvimento de Biomateriais do Nordeste (CERTBIO).

Para realização do ensaio, cerca de 10g das amostras foram secas na estufa à temperatura de 60°C por 12 horas. Para fixar as amostras no suporte metálico a ser transferido para o MEV, foram utilizadas fitas dupla-face de carbono. Em seguida, as amostras foram submetidas ao recobrimento com carbono e encaminhadas para análise. As imagens das amostras foram obtidas com aumento de 300x, 3000x e 8000x. O aparelho utilizado na microscopia eletrônica foi o "Hitachi TM-1000", ilustrado na Figura 38.

Figura 38: Equipamento Hitachi TM-1000 localizado no CERTBIO



Fonte: De autoria própria

A MEV foi acompanhada da técnica *energy dispersive x-ray detector* (EDS), que é um acessório essencial no estudo da caracterização microscópica de materiais. Enquanto o MEV proporciona nítidas imagens, o EDS permite sua imediata identificação da composição química.

3.1.1.2.2. FLUORESCÊNCIA DE RAIOS-X (FRX) E DIFRAÇÃO DE RAIOS-X (DRX)

Para o procedimento, foi selecionado 10g de cada material passante na peneira nº200 com abertura de 0,075 mm e quarteado. Em seguida, imprimiu-se a técnica de Fluorescência de Raios-X (FRX) utilizando o equipamento “EDX-720 da marca Shimadzu” (Figura 39). Para a avaliação da perda ao fogo, o material, primeiramente, foi submetido à secagem em estufa por 24 horas a temperatura de 110°C e, posteriormente, foi calcinado em mufla a temperatura de 1000°C por 60 minutos (Figura 40).

Figura 39: Equipamento EDX-720 da marca Shimadzu localizado no CERTBIO



Fonte: De autoria própria

Figura 40: Mufra para calcinação dos materiais



Fonte: De autoria própria

Para a identificação da mineralogia das amostras, parte do material inicialmente quarteado foi submetido à análise de Difração de Raios-X (DRX), utilizando o equipamento “XRD-6000 da Shimadzu” (Figura 41). A amplitude angular aplicada foi de 2θ , com um intervalo de medida entre $5-60^\circ$, uma velocidade de $0,05^\circ/\text{min}$, sob voltagem de 35 kV e 15 mA.

Figura 41: Equipamento XRD-6000 da Shimadzu localizado no CERTBIO



Fonte: De autoria própria

3.1.1.3. CARACTERIZAÇÃO FÍSICA DOS SOLOS

Para caracterizar os solos, foram determinados os limites de consistência, com o limite de liquidez sendo realizado segundo a norma DNIT-ME 122 (1994) e o limite de plasticidade consoante a norma DNIT-ME 082 (1994). Também foram executados ensaios granulométricos por peneiramento, conforme será apresentado posteriormente.

Com os resultados dos ensaios de caracterização, foi possível classificar os solos conforme a metodologia TRB (*Transportation Research Board*) da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), a qual faz uso dos valores dos limites de consistência, dos resultados da análise granulométrica e do índice de grupo para classificar os solos. O índice de grupo (IG) é um parâmetro que define a capacidade de suporte do terreno de fundação de um pavimento. Os valores extremos do "IG" representam solos ótimos para IG = 0 e solos péssimo para IG = 20.

A análise granulométrica também permitiu dar prosseguimento à classificação dos solos de acordo com metodologia proposta por Rodrigues *et al.* (2010).

3.1.1.3.1. UMIDADES NATURAL E HIGROSCÓPICA

Foram realizadas medidas de umidade em todas as amostras coletadas em duas situações: A amostra úmida (recém chegada do campo) para obtenção da umidade "natural" e a amostra seca ao ar para obtenção da umidade higroscópica. O método utilizado foi o da estufa, em que se pesam três pequenas porções do solo (para obtenção de um valor de umidade médio), antes e após o processo de secagem via estufa (durante 24h a 110°C \pm 5°C). A norma utilizada como referência para execução destes ensaios foi a DNIT-ME 213 (1994).

3.1.1.3.2. DENSIDADE REAL DOS GRÃOS

A densidade real dos grãos foi medida utilizando-se o método do picnômetro para os grãos passantes na peneira de nº4 (4,8mm). Como referência adotou-se a norma DNIT-ME 093 (1994) e a norma ABNT NBR 6508 (1984). O ensaio consiste em uma série de pesagens na seguinte ordem: peso do picnômetro vazio (seco e limpo); peso do picnômetro mais amostra de solo previamente misturada com água destilada num copo de dispersão; adiciona-se água destilada até cobrir com excesso a amostra; em seguida, para expulsar todo ar existente e por alguns minutos usa-se uma bomba a vácuo, agitando alternadamente; após, enche-se completamente o picnômetro com água destilada, coloca-se a tampa de modo que a água aflore à sua superfície superior, enxuga-se e pesa-se o conjunto.

Já para os grãos retidos na peneira de nº 4 (4,8mm), a densidade real dos grãos foi determinada conforme procedimentos padronizados na norma ABNT NBR 6458 (1984). Inicialmente a amostra é lavada na peneira de 4,8mm para retirada de todo material fino e imersa em água destilada, à temperatura ambiente, durante 24 horas. Posteriormente, a amostra é enxugada com tecido absorvente de forma a remover somente a água superficial, mantendo os grãos com aspecto característico de material saturado. Após isso, o ensaio consiste em uma série de pesagens na seguinte ordem: determinar a massa da amostra saturada e superficialmente seca; colocar a

amostra num cesto de tela e determinar a massa totalmente imersa em água destilada; por fim, secar a amostra em estufa à $110^{\circ}\text{C} \pm 5^{\circ}$ e obter a massa seca.

Como o peso específico da água muda em função da temperatura, é necessário que a temperatura seja monitorada durante os ensaios e corrigida para a temperatura de 20°C , a fim de obter-se uma padronização dos resultados. Finalmente, a massa específica dos grãos dos solos contendo frações passada e retida na peneira nº4 (4,8 mm) pode ser determinada (Figura 42). Os resultados finais (médias de pelo menos dois ensaios) são considerados satisfatórios quando não diferem de mais de $0,02 \text{ g/cm}^3$ (vide Anexo 1, Tabela 57).

Figura 42: Densidade real dos grãos



Fonte: De autoria própria

3.1.1.3.3. GRANULOMETRIA

A granulometria dos solos por peneiramento foi realizada seguindo os procedimentos normatizados pela norma DNIT-ME 080 (1994). Não foi utilizado defloculante (solução de hexametáfosfato de sódio). O peneiramento foi realizado com o emprego das peneiras de abertura de 50mm, 25mm, 9,5mm, 4,75mm, 2mm, 0,42mm, 0,18mm e 0,075mm. Segundo Lima (2013), os parâmetros utilizados relacionados à granulometria são: o diâmetro máximo, $D_{\text{máx}}$, o tamanho de $80\mu\text{m}$ ($n^{\circ}200$) e o tamanho de 2mm ($n^{\circ}10$).

O diâmetro máximo é a dimensão máxima dos grandes elementos contidos no solo. O diâmetro de $80\mu\text{m}$ permite distinguir os solos ricos em finos e pode ser usado para avaliar a sensibilidade do solo à água. O limite inferior é fixado em 30% e representa o limite no qual o comportamento do solo pode ser considerado como influenciado significativamente pela fração fina ($80\mu\text{m}$). O diâmetro de 2mm permite estabelecer uma distinção entre os solos com tendência arenosa e os solos com tendência pedregulhosa. O limite inferior é fixado em 30%, onde são definidos os solos com tendência arenosa e abaixo do qual são considerados solos com tendência pedregulhosa.

Em alguns solos específicos, foram também realizadas análises de granulometria por difração de laser (vide Anexo 1, Figuras 342–344). A análise granulométrica por difração de laser utiliza o método de dispersão de partículas em fase líquida associado com um processo de medida óptica através de difração de laser. Neste método, é combinada a relação proporcional entre a difração do laser e a concentração e o tamanho de partículas. Para realização desta caracterização, as amostras foram previamente secas e passadas em peneira nº200 (0,075mm). A análise granulométrica foi executada com intervalo de 0,10 a 500,00µm/100 classes. Os ensaios foram realizados, por via seca, com auxílio de um granulômetro a laser CILAS 1090, pertencente ao Núcleo Tecnológico de Cimentação de Poços de Petróleo (NTCPP – LabCim) da Universidade Federal do Rio Grande do Norte (UFRN). Os resultados foram disponibilizados por meio de tabelas e curvas de distribuição.

3.1.1.3.4. LIMITE DE LIQUIDEZ (LL) E DE PLASTICIDADE (LP)

Para os ensaios de limite de liquidez (LL) e de plasticidade (LP), utilizou-se somente o material previamente seco e passante na peneira de nº40 (0,42mm).

O ensaio de LL foi executado utilizando-se o aparelho de Casagrande, variando-se a umidade do solo para obtenção de diferentes números de golpes necessários para o fechamento (em 1,0cm) do talude de abertura feito com o cinzel. O LL marca a transição do estado plástico para o líquido, sendo indicado numericamente pelo valor de umidade corresponde a 25 golpes para fechamento da abertura. Na impossibilidade de se conseguir abertura de uma canaleta na massa de solo existente na concha ou o seu fechamento com mais de 25 golpes, considerar a amostra como não apresentando limite de liquidez. A norma utilizada como referência foi a DNIT-ME 122 (1994).

Já o ensaio de LP (norma de referência: DNIT-ME 082 (1994) foi executado moldando-se cilindros do solo em uma placa de vidro até se obter cilindros homogêneos e com espessuras semelhantes à do cilindro padrão. O ensaio é finalizado ao atingir-se a umidade capaz de fragmentar o cilindro. A fragmentação ou degradação se manifesta diferentemente dependendo do tipo de solo. Alguns solos se fragmentam em numerosos pequenos aglomerados de partículas, outros com degradação em ambas as pontas progredindo em direção ao meio, e outros até em pedaços pequenos. Quando o LL ou o LP não puderem ser determinados ou quando o LP for igual ou maior do que LL, anota-se o índice de plasticidade (diferença numérica entre o LL e o LP) como NP (não plástico). A Figura 43 ilustra o esquema da realização dos ensaios de LL e LP.

Figura 43: Ensaio de limite de liquidez e limite de plasticidade

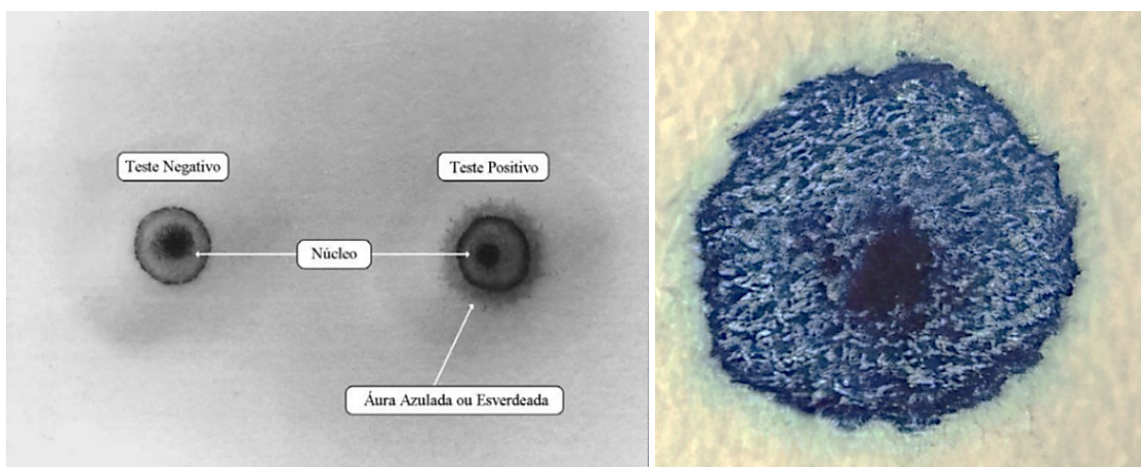


Fonte: De autoria própria

3.1.1.4. ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO (VA)

O ensaio objetiva medir a quantidade de azul de metileno que pode ser adsorvida pelo solo em suspensão na água. O ensaio é realizado adicionando sucessivamente diferentes quantidades de azul de metileno e monitorando a adsorção após cada adição. Para isso, retira-se uma gota da suspensão e coloca-se sobre um papel de filtro, o que provoca a formação de uma mancha. A adsorção máxima é alcançada quando uma auréola azul clara persistente aparece na periferia da mancha (Figura 44). Deverá aparecer uma mancha circular, composta de um núcleo escuro que contém as partículas sólidas da suspensão (solo), circundada por uma borda de cor mais clara, correspondente à fase líquida da suspensão filtrada pelo papel de filtro (FABBRI, 1994).

Figura 44: Exemplos do teste de Adsorção de Azul de Metileno



Fonte: Adaptado de FABBRI (1994)

Os ensaios de adsorção de azul metileno foram realizados segundo o procedimento descrito na norma francesa NF P 94-068 (1998). O material a ser ensaiado é o passante na peneira de abertura 5mm. Como esse valor de abertura não faz parte da série de peneiras considerada pela ABNT e pelo DNIT, e não havendo tal peneira no Laboratório de Engenharia de Pavimentos da UFCG, considerou-se a peneira de abertura 4,75mm para a execução dos ensaios.

Foram separadas três amostras de teste, cada uma contendo 60g de solo. A primeira amostra é introduzida em um recipiente e suspensa em 500ml de água destilada, havendo a dispersão por meio de um agitador mecânico girando a uma velocidade de 700rpm e posicionado a 5mm do fundo do recipiente. A agitação deve ocorrer durante pelo menos 5min, antes que se introduzida as quantidades de azul de metileno. A segunda porção de teste é usada para determinar o teor de umidade do solo. Já a terceira amostra é mantida para o caso em que o teste necessite ser refeito. Após a agitação da amostra suspensa durante os primeiros 5min, a velocidade de agitação deve ser reduzida para 400rpm.

A partir dessa etapa, se iniciou a titulação da solução de azul de metileno. Através de uma bureta graduada, foi introduzido 5ml de solução de azul de metileno e, após 1min de agitação, realizado o teste da mancha. Injeções sucessivas de 5ml de solução de azul de metileno foram efetuadas até que se consiga o ponto de adsorção máxima no papel filtro, denominado “ponto de viragem”. O ensaio foi finalizado quando se obteve cinco pontos positivos (adsorção máxima) seguidos, sem a necessidade de incrementos de azul de metileno. A concentração da solução de azul de metileno é de 10gramas por litro.

A Figura 45 ilustra a aparelhagem utilizada nos ensaios de adsorção de azul de metileno.

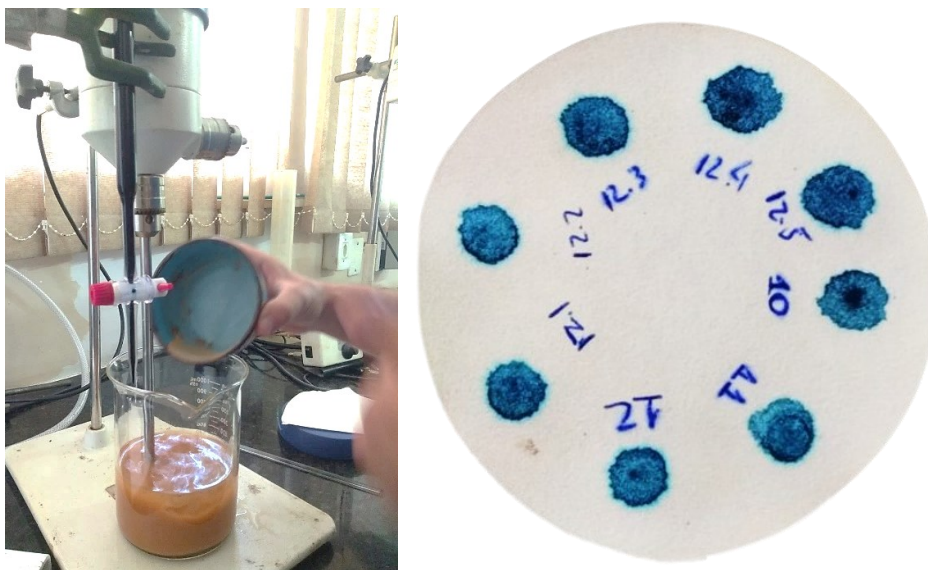
O valor de adsorção de azul (VA) foi calculado segundo a Equação 3 abaixo:

$$VA \left(\frac{g}{100 g} \right) = \frac{V \times 0,01}{m_d} \quad (3)$$

Onde VA é valor de adsorção de azul de metileno, expresso em gramas de azul por 100 gramas de solo; V é o volume de solução de azul metileno adicionado a solução, em ml; e m_d a massa de solo seco ensaiado, em gramas.

De acordo com classificação de Rodrigues *et al.* (2010), o VA de 1,50g/100g é o limite que distingue os Solos Lateríticos Arenosos-Siltosos dos Solos Lateríticos Arenosos-Argilosos. O VA de 3,00g/100g, por sua vez, é o limite que distingue os Solos Lateríticos Finos-Siltosos dos Solos Lateríticos Finos-Argilosos.

Figura 45: Ensaio de Adsorção de Azul de Metileno



Fonte: De autoria própria

3.1.1.5. LIMITE DE RETRAÇÃO/CONTRAÇÃO (LR)

O ensaio de limite de retração/contração é realizado com solo passante na peneira de 400 μm , e pode ser feito de duas maneiras:

- medindo a mudança no volume durante a secagem na estufa. O limite de contração é o teor de água a partir do qual nenhuma mudança no volume é observada (norma de referência: NF XP P 94-060-1, 1997);
- ou determinando-se a deformação axial e o teor de água correspondente, de um corpo de prova de material, medida em diferentes estados de sua secagem sob condições ambiente (norma de referência: NF XP P 94-060-2, 1997).

O método de obtenção do limite de contração também pode ser definido na DNIT-ME 087 (1994), onde deixa-se o solo secar ao ar até sensível mudança de tonalidade, secando-o depois em estufa até constância de peso.

Para a presente pesquisa, utilizou-se, nos ensaios, o solo passante na peneira de abertura 0,425mm (n°40), devido à inexistência da peneira exigida na norma no Laboratório de Engenharia de Pavimentos da UFCG.

Para a obtenção do limite de contração das amostras, tomou-se cerca de 50g de solo passante na peneira n°40. Em seguida, o solo foi homogeneizado com adição de água, até a formação de uma pasta com teor de umidade próximo ao limite líquido do solo. A pasta homogeneizada foi colocada em uma cápsula de contração e deixada secando ao ar por pelo menos 12 horas. Após a secagem ao ar, a cápsula foi colocada na estufa até se atingir a constância de peso.

Para medir o volume da pastilha de solo seco contraída, empregou-se o método do deslocamento de mercúrio. A pastilha de solo foi mergulhada em um recipiente com mercúrio e o volume de mercúrio deslocado foi medido em uma proveta graduada.

O cálculo do limite de contração (LR) foi realizado com base na Equação 4 abaixo:

$$LR (\%) = \frac{m_h - \rho_w(V_h - V_d)}{m_d} - 1 \quad (4)$$

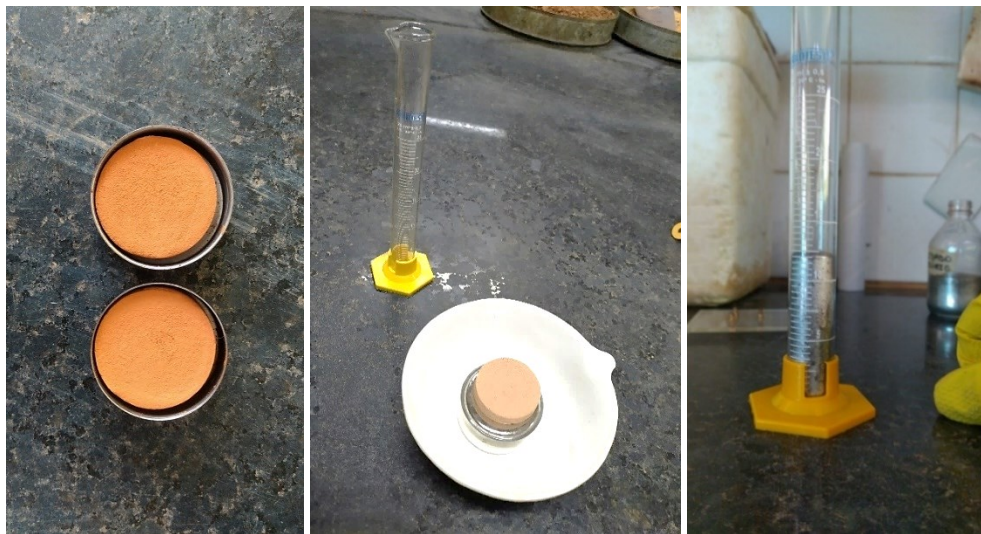
Onde m_h é massa de solo úmido, em gramas; m_d a massa de solo seco, em gramas; V_h o volume do solo úmido, em ml; V_d o volume do solo seco, em ml de mercúrio descolocado; e ρ_w a massa específica da água. Na Equação 4, o volume do solo úmido corresponde ao próprio volume da cápsula de contração.

O limite de contração do solo corresponde a média aritmética dos teores obtidos de três amostras ensaiadas. O grau de contração ou contração volumétrica, por sua vez, é a razão da diferença entre os volumes inicial e final após a secagem da amostra, para o volume inicial, expressa em porcentagem.

A Figura 46 apresenta o esquema da realização dos ensaios de limite de retração.

A classificação de Rodrigues *et al.* (2010) considera que o limite inferior de 15% distingue os Solos Lateríticos Arenosos-Siltosos com retração moderada; e o de 20% distingue os Solos Lateríticos Finos-Siltosos com retração moderada.

Figura 46: Ensaio de limite de retração/contração



Fonte: De autoria própria

3.1.1.6. COEFICIENTES DE FRAGMENTABILIDADE (FR) E DEGRADABILIDADE (DG)

Para Solos Lateríticos Pedregulhosos, é importante analisar a resistência das partículas (concreções lateríticas) que é caracterizada pelo coeficiente de fragmentabilidade e pelo coeficiente de degradabilidade. O conhecimento por si só da natureza petrográfica da rocha da qual se derivou o material, geralmente não é suficiente para prever todos os possíveis problemas que podem aparecer devido ao uso do respectivo solo na estrutura do pavimento. Além da questão envolvendo o método de extração, que não será tratado neste estudo, outros aspectos devem ser considerados, como a capacidade de fragmentação do material sob tensões aplicadas

durante as várias fases de execução do pavimento e durante sua vida útil, e esforços mecânicos decorrentes dos ciclos de variação de umidade da camada compactada, muito comuns em regiões tropicais. Essas particularidades buscam avaliar o caráter evolutivo do solo pedregulhoso.

Os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade são dois parâmetros utilizados pela classificação LCPC/SETRA para caracterizar solos pedregulhosos, a partir das particularidades supracitadas. O procedimento de ensaio para determinação do coeficiente de fragmentabilidade está descrito na norma NF P 94-066 (1992). Já para a obtenção do coeficiente de degradabilidade, a metodologia é normatizada pela norma NF P 94-067 (1992).

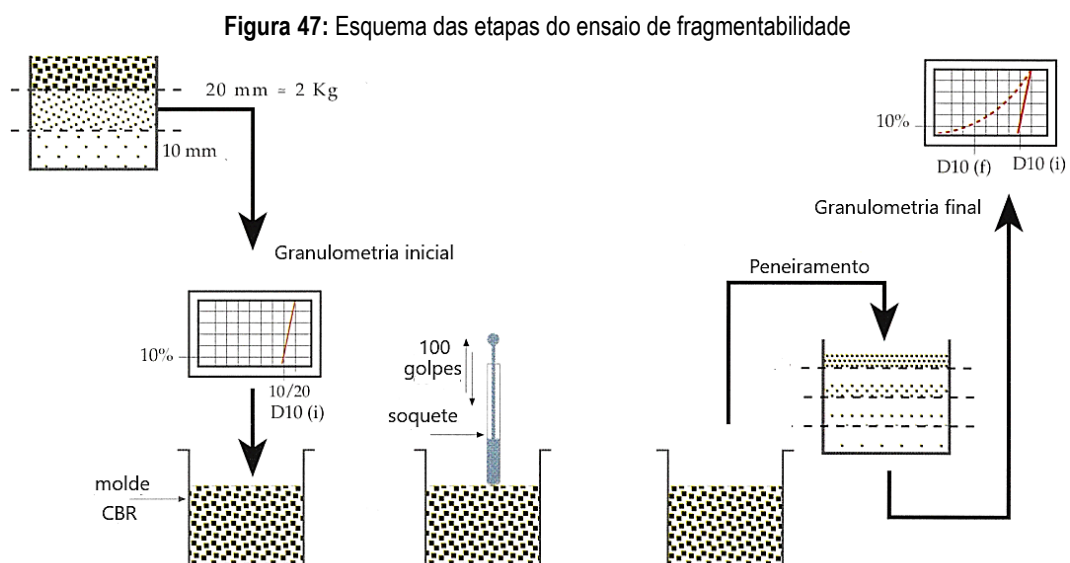
3.1.1.6.1. ENSAIO DE FRAGMENTABILIDADE

O ensaio de fragmentabilidade (FR) consiste em determinar a redução do diâmetro efetivo do solo D_{10} (diâmetro tal que 10% do solo, em peso, têm partículas com diâmetros menores que ele) mediante de uma compactação convencional com 100 golpes, efetuados com o soquete Proctor pequeno em um molde CBR.

O ensaio foi executado com 2kg de solo seco ao ar livre, passante na peneira de abertura 20mm e retido na 10mm. Antes do apiloamento, deve-se obter a massa retida do solo a ser ensaiado na peneira de abertura 16mm, para que seja possível traçar a curva granulométrica do material com os pontos correspondentes aos diâmetros 10mm, 16mm e 20mm (100% de material passante).

Após a preparação do solo e definição da curva granulométrica, o material foi colocado no molde CBR e submetido ao apiloamento, através do soquete Proctor, com 100 golpes. Em seguida, foi realizada a granulometria do solo apilado, peneirando o material nas peneiras de abertura 1mm, 2mm, 5mm e 10mm. Devido à indisponibilidade de algumas dessas peneiras e, para melhor definição do diâmetro efetivo do solo após o ensaio, optou-se por fazer a granulometria com as seguintes peneiras: 0,425mm, 1,18mm, 2mm, 4,75mm e 10mm.

A Figura 47 apresenta o esquema das etapas do ensaio para determinação do coeficiente de fragmentabilidade. Por sua vez, a Figura 48 exhibe o molde CBR e o soquete utilizados nos ensaios.



Fonte: De autoria própria

Figura 48: Execução do ensaio de fragmentabilidade



Fonte: De autoria própria

Finalmente, o cálculo do coeficiente de fragmentabilidade (FR) foi calculado utilizando a Equação 5 abaixo:

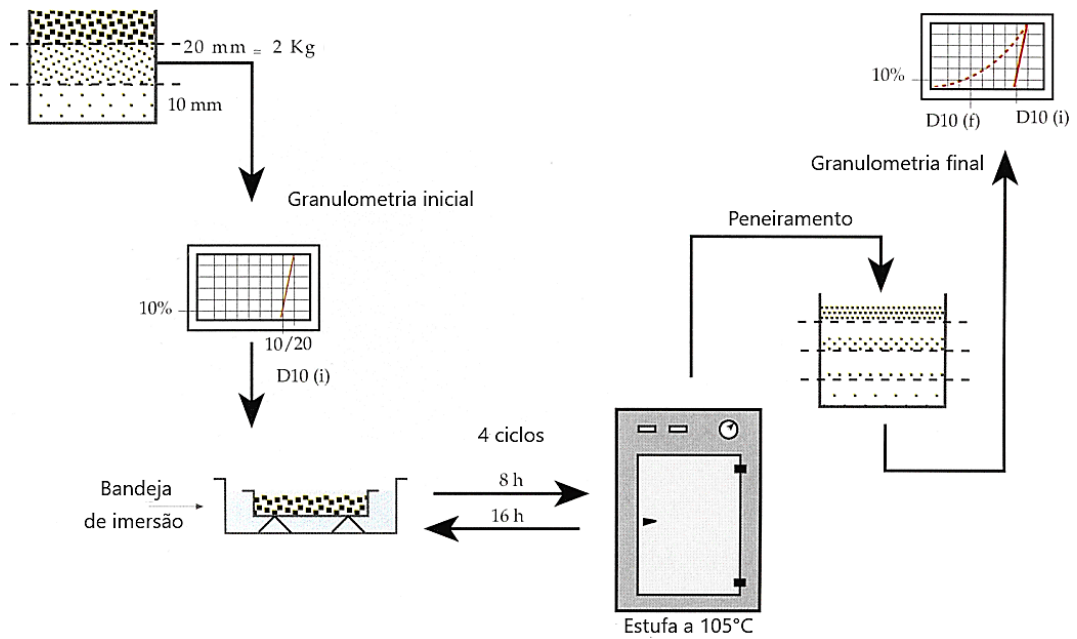
$$FR (\%) = \frac{D_{10} \text{ do material antes da compactação}}{D_{10} \text{ do material após a compactação}} \quad (5)$$

3.1.1.6.2. ENSAIO DE DEGRADABILIDADE

Com relação ao ensaio de degradabilidade (DG), a preparação da amostra segue os mesmos procedimentos do ensaio de fragmentabilidade, como indica a Figura 47. Contudo, para o ensaio de degradabilidade, em vez do apiloamento, a amostra foi submetida a ciclos de imersão e secagem. O solo, previamente preparado, foi imerso em água durante oito horas e depois em estufa a 105°C por 16 horas, completando um ciclo. Após quatro ciclos, foi realizada a análise granulométrica da amostra para determinar a redução do diâmetro efetivo (D_{10}) do solo.

A Figura 49 apresenta o esquema das etapas do ensaio para determinação do coeficiente de degradabilidade. Por sua vez, a Figura 50 exhibe a realização dos ciclos de imersão e secagem.

Figura 49: Esquema das etapas do ensaio de degradabilidade



Fonte: De autoria própria

Figura 50: Execução do ensaio de degradabilidade



Fonte: De autoria própria

Por fim, o cálculo do coeficiente de degradabilidade (DG) foi calculado pela Equação 6:

$$DG (\%) = \frac{D_{10} \text{ do material antes do primeiro ciclo}}{D_{10} \text{ do material após o quarto ciclo}} \quad (6)$$

Pela classificação de Rodrigues *et al.* (2010), se os dois coeficientes supracitados forem inferiores a 7%, dizemos que os solos lateríticos são de boa qualidade. Se qualquer um ou os dois coeficientes for maior do que 7%, os solos lateríticos são considerados de fraca qualidade. Esses parâmetros são levados em consideração para avaliar a utilização possível dos Solos Lateríticos Pedregulhosos em camadas de rodovias.

3.1.1.7. COEFICIENTE DE FRIABILIDADE DAS AREIAS (FS)

No ensaio de friabilidade das areias busca-se avaliar a evolução granulométrica do material, decorrente da fragmentação em um cilindro rotativo contendo cargas abrasivas e água. Por meio do ensaio, determina-se o coeficiente de friabilidade das areias (FS). Quanto maior for o coeficiente de friabilidade, mais friável é o solo, e maior é a tendência dele se desfazer em menores tamanhos sob aplicação de um estresse ou carga.

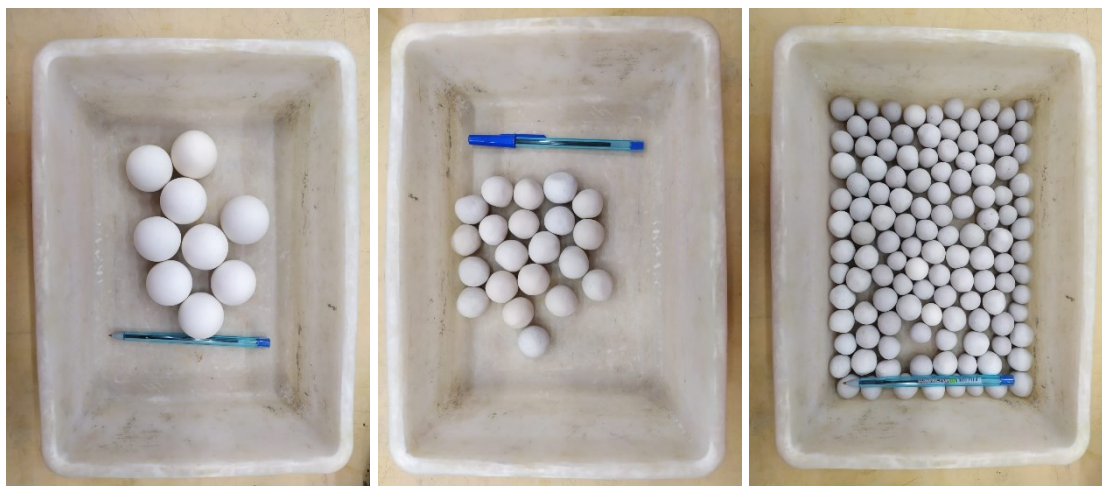
O coeficiente de friabilidade é um parâmetro que visa distinguir os materiais cuja fração granular é mais suscetível de resistir ao tráfego, permitindo a aplicação em camadas do pavimento. O solo, utilizado sem nenhum tratamento específico, deve ser suficientemente resistente à fragmentação e ao atrito para não permitir, sob os efeitos da compactação e do tráfego, a formação de elementos finos que o tornaria mais sensível à água e mais ativo.

A norma de referência utilizada nos ensaios de friabilidade foi a NF P 18-576 (1990). A amostra de teste corresponde a 500g de solo seco em estufa a 105°C, passante na peneira de abertura 2mm e retido na 0,2mm. O solo foi introduzido em um cilindro rotativo, juntamente com 2,5 litros de água e cargas abrasivas. Por fim, o conjunto foi rotacionado a uma velocidade de 100rpm durante 15 minutos.

As cargas abrasivas equivalem a esferas de aço inoxidável com diferentes diâmetros, padronizadas pela norma da seguinte forma (Figura 51):

- nove esferas de 30mm de diâmetro, cuja massa do conjunto deve estar compreendida entre 925g e 985g;
- 21 esferas de 18mm de diâmetro, cuja massa do conjunto deve estar compreendida entre 440g e 500g;
- Completar com esferas de 10mm, até que se atinja uma massa total de cargas abrasivas de $2.500g \pm 4g$.

Figura 51: Cargas abrasivas para o ensaio de friabilidade das areias



Fonte: De autoria própria

O ensaio, segundo a norma de referência, deve ser realizado no aparelho *Micro-Deval*, contido em virtude da indisponibilidade do equipamento padronizado, uma adaptação foi necessária. Fez-se uso, portanto, de um moinho de bolas (Figura 52), constituído de material cerâmico, para reproduzir as características de ensaio de forma similar ao aparelho normatizado. As cargas abrasivas também foram adaptadas, sendo empregadas esferas de material cerâmico. No entanto, ressalta-se que todos os ajustes foram feitos para que a velocidade de rotação, o diâmetro e o peso das esferas fossem equivalentes ao exigido pela norma francesa.

Figura 52: Execução do ensaio de friabilidade das areias



Fonte: De autoria própria

Após os 15 minutos de rotação, todo o material contido no cilindro foi despejado em duas peneiras sobrepostas de aberturas 0,1mm e 8mm. A peneira de abertura 8 mm tem a finalidade de coletar as cargas abrasivas.

Em seguida, o material retido foi lavado na própria peneira de abertura 0,1mm, para que seja retirado todo o material fino aderente aos grãos do solo retido. Por fim, o material retido e lavado foi levado a estufa a 105°C por 16 horas, onde foi submetido à secagem até constância de peso.

Finalmente, o coeficiente de friabilidade (FS) foi determinado de acordo com a Equação 7 abaixo:

$$FS (\%) = \frac{\text{Massa dos elementos inferiores a 0,1 mm produzidos durante o ensaio}}{\text{Massa do material submetido ao ensaio}} \times 100 \quad (7)$$

Tanto a classificação LCPC/SETRA, quanto a classificação de Rodrigues *et al.* (2010) adotam o limite de 60% para o coeficiente de friabilidade, acima do qual os solos são considerados muito friáveis.

3.1.1.8. ENSAIO DE COMPACTAÇÃO

O ensaio de compactação (Figura 53) permite determinar a correlação entre o teor de umidade e a massa específica aparente do solo seco, quando a fração do solo que passa pela peneira de 19 mm é compactada.

Solos tropicais profundamente intemperizados, considerados lateríticos, apresentam apenas alterações estruturais em nível de macroporos. Como os agregados são estáveis, a organização das partículas não muda. No entanto, alguma variação no tamanho do grão pode ser observada devido à fragmentação das partículas. Esta variação do tamanho do grão é indesejável na construção de rodovias porque piora o desempenho da estrutura mecânica. Por este motivo, as técnicas de preparação de amostras de laboratório e os procedimentos de compactação *in situ* devem ser analisados (CARVALHO *et al.*, 2015b).

O aumento da energia mecânica de compactação provoca um incremento do teor de finos por destruição da estrutura do solo sem aumentar, no entanto, a massa específica aparente seca nem a capacidade de suporte de maneira apreciável (pelo contrário, muitas vezes piora o comportamento e pode aumentar o peso específico tudo depende da estrutura interna do agregado e da distribuição dos poros). A escolha da energia de compactação apropriada deve ser feita em função da dureza das frações pedregulhosas e arenosas (medidas de degradabilidade, de fragmentabilidade e da friabilidade) e da capacidade estrutural das camadas construídas com os Solos Lateríticos. Um estudo do efeito da energia de compactação deve ser realizado em laboratório, se as concreções ou torrões dos Solos Lateríticos forem friáveis, para obtenção de uma energia ótima de compactação que poderá ser, às vezes, uma energia inferior ao do Proctor Modificado (DEGN, 1984).

No Brasil é comum trabalhar com o Proctor Intermediário. Diante disso, os ensaios foram realizados com reuso da amostra, utilizando-se a energia da compactação dinâmica tipo Proctor Intermediário (norma de referência: DNIT-ME 164, 2013). Vale salientar que algumas amostras foram analisadas através de ensaios de compactação sem reuso, com o objetivo de comparar os resultados e avaliar a influência do reuso na obtenção da umidade ótima e da massa específica seca máxima.

A amostra de solo, como recebida, foi seca ao ar, destorroada no almofariz pela mão de gral, homogeneizada e reduzida com o auxílio do repartidor de amostras ou por quarteamento, até se obter uma amostra representativa. A amostra representativa foi passada, a seguir, na peneira de 19mm. O solo foi compactado no molde com o disco espaçador em cinco camadas iguais, aplicando-se 26 golpes por camada. Para concretizar a curva de compactação do material, foram executados cinco ensaios com teores crescentes de umidade.

Figura 53: Ensaio de compactação



Fonte: De autoria própria

3.1.1.9. ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)

O valor do CBR não constitui uma característica intrínseca de um solo. De fato, sua grandeza depende, em parte, da natureza do solo (granulometria, plasticidade), propriedades que dependem do teor de água, de sua massa volumétrica seca e do seu grau de saturação, que são características de estado.

O objetivo do ensaio é determinar a capacidade de carga de um material, como suporte ou como componente de uma estrutura de pavimento, em condições de compactação e teor de água. Para a execução do ensaio de CBR, os corpos de prova foram moldados na situação ótima obtida no ensaio de compactação com energia Proctor Intermediário. Para cada ensaio foram moldados três corpos de prova em condições semelhantes, sendo aceito aqueles cuja umidade de moldagem esteve no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação.

Após a compactação manual, foi realizado o ensaio de expansão, em que a cada molde foi adicionada a sobrecarga-padrão e realizada a imersão dos solos compactados em um tanque com água, deixando-os imersos durante 96 horas. Através de extensômetros, foi realizado o acompanhamento da expansão por meio de leituras periódicas (inicial e diárias).

Após o término do ensaio de expansão, o molde foi retirado do tanque de imersão e aguardado um período 15 minutos para escoamento do excesso de água. Posteriormente, foi iniciado o ensaio de CBR com o auxílio de uma prensa universal e extensômetros para leitura da penetração e da pressão no pistão.

A norma de referência utilizada para os ensaios de CBR e Expansão foi a DNIT-ME 172 (2016). A Figura 54 ilustra as etapas para a realização dos ensaios.

De acordo com a classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010), o CBR inferior à 10% distingue os Solos Lateríticos Finos com uma capacidade de suporte moderada; e superior à 10% distingue os Solos Lateríticos Finos com uma capacidade de suporte boa. O limite inferior de 30% identifica os Solos Lateríticos Pedregulhosos e os Solos Lateríticos Arenosos com uma capacidade de suporte moderada. Entre 30% e 60%, dividem os Solos Lateríticos Pedregulhosos com uma capacidade de suporte moderada e os Solos Lateríticos Arenosos com uma boa capacidade de suporte. Por fim, CBR superior à 60% aponta os Solos Lateríticos Pedregulhosos de boa capacidade de suporte.

Figura 54: Ensaio de Índice de Suporte Califórnia (CBR)



Fonte: De autoria própria

3.1.1.10. COMPACTAÇÃO MINI-MCV E PERDA DE MASSA POR IMERSÃO

Para o Ensaio de Compactação Mini-MCV (Figura 55), realizado seguindo as instruções da norma DNIT-ME 258 (1994), foi homogeneizado 200g de solo passante na peneira nº10 (2mm) e o compactou em um molde com 50mm de diâmetro, com cinco teores de umidade e energia variável. Considerando o solo natural, os espécimes foram compactados mirando a quantidade de água correspondente a umidade ótima, $\pm 2,0$ e $\pm 4,0$ pontos percentuais em torno da umidade ótima de compactação. Dos resultados fornecidos pelo ensaio são utilizados, para fins classificatórios, o coeficiente c' e o coeficiente d' .

Para o Ensaio de Perda de Massa por Imersão (Figura 55), regido pela norma DNIT-ME 256 (1994), os CPs resultantes do ensaio de compactação Mini-MCV foram extrudados parcialmente dos respectivos moldes, de maneira que ficaram salientes aproximadamente 10mm. Os moldes contendo os CPs foram imergidos, completamente, em água por 24 horas. Este ensaio fornece o parâmetro P_i , utilizado na classificação MCT, que é a porcentagem de massa seca despreendida de um corpo de prova, quando imerso em água, em relação à parte extrudada da amostra de solo compactada.

Dispondo-se dos parâmetros classificatórios, bem como da análise granulométrica, foi possível classificar os solos lateríticos e saprolíticos de acordo com a Metodologia MCT e G-MCT.

Figura 55: Ensaio para classificação MCT e G-MCT



Fonte: De autoria própria

3.1.2. CIMENTO PORTLAND

É comum a presença de fissuras e/ou trincas que se formam inicialmente em misturas de solo-cimento, devido principalmente a alteração granulométrica e aumento da superfície específica da amostra com a adição do cimento e devido, adicionalmente, ao processo de hidratação do cimento. O espaçamento e a abertura dessas trincas dependem do tipo e da quantidade de cimento e das características do solo.

O aumento da temperatura no interior das misturas devido ao calor desenvolvido durante a hidratação do cimento pode levar ao aparecimento de fissuras e/ou trincas, que podem ser evitadas se forem usados cimentos com taxas lentas de evolução de calor. Diante disso, o agente cimentante empregado nas misturas com solo lateríticos arenosos e pedregulhosos foi o cimento Portland Pozolânico (CP IV-32).

O CP IV contém, além do clínquer e do sulfato de cálcio (gesso), entre 25% e 40% de material pozolânico, em massa. As principais vantagens dos cimentos Portland pozolânicos estão ligadas a maior estabilidade, durabilidade e impermeabilidade, pois conferem a mistura menor calor de hidratação, maior resistência ao ataque por sulfatos e cloretos, maior resistência à compressão em idades mais avançadas e maior resistência à tração e à flexão, em relação ao cimento sem adições, em igualdade de condições.

Para caracterização do Cimento Portland foram realizados ensaios de granulometria por difração de laser (Figura 56), massa específica (NM 23, 2001) (Figura 57), índice de finura por meio da peneira 75 μm (nº 200) (ABNT NBR 12826, 2014), área específica (*Blaine*) (NBR 16372, 2015), perda ao fogo (NM 18, 2012), tempo de início e fim de pega (NM 65, 2003) e resistência à compressão (ABNT NBR 7215, 2019). Os resultados da caracterização estão apresentados na Tabela 3. Foi ainda avaliada a morfologia por meio dos ensaios de MEV com EDS (Figuras 58–60; Tabela 4), e a mineralogia com o ensaio de DRX (Figura 61).

Figura 56: Resultado do ensaio de granulometria por difração de laser do Cimento Portland

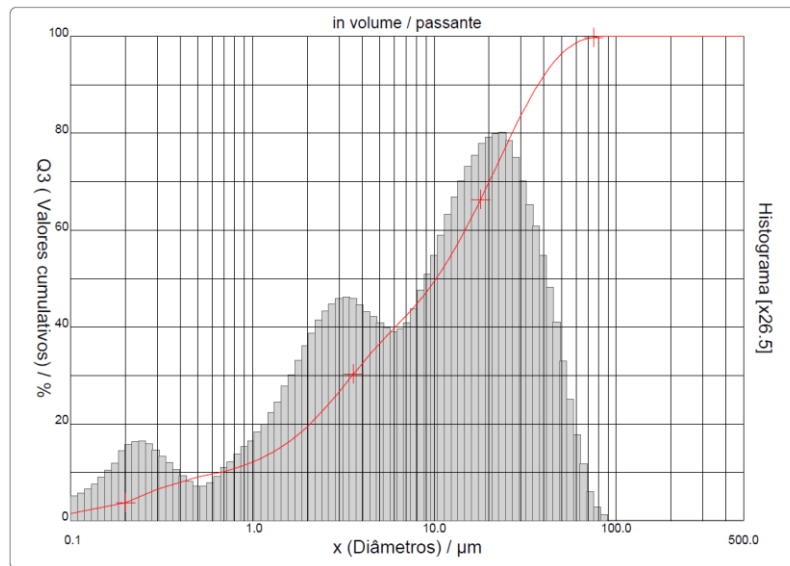


Figura 57: Cimento Portland Pozolânico (CP IV-32) e ensaio de massa específica



Fonte: De autoria própria

Tabela 3: Caracterização do Cimento Portland

Ensaio	Norma	Resultado
Massa específica	NM 23 (2001)	2,98g/cm ³
Índice de finura por meio da peneira 75μm (n°200)	NBR 12826 (2014)	0,6%
Área específica (<i>Blaine</i>)	NBR 16372 (2015)	4930cm ² /g
Perda ao fogo	NM 18 (2012)	6,5%
Tempo de início e fim de pega	NM 65 (2003)	Início: 04h10min
		Fim: 05h10min
Resistência à compressão	NBR 7215 (2019)	1 dia: 8,8MPa
		3 dias: 16,2MPa
		7 dias: 22,9MPa
		28 dias: 32,1MPa

Fonte: De autoria própria

Figura 58: Cimento Portland: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

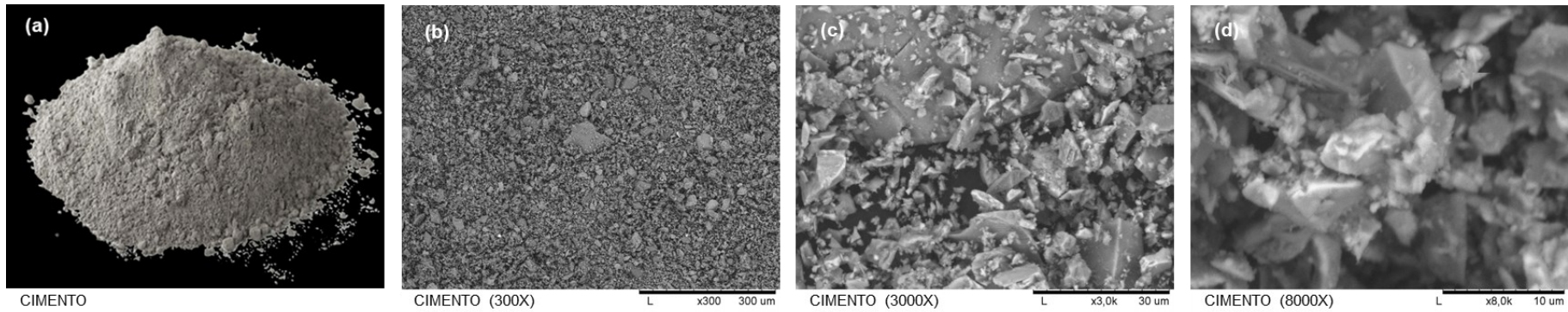


Figura 59: Resultados de EDS: elementos constituintes do Cimento Portland (300X)

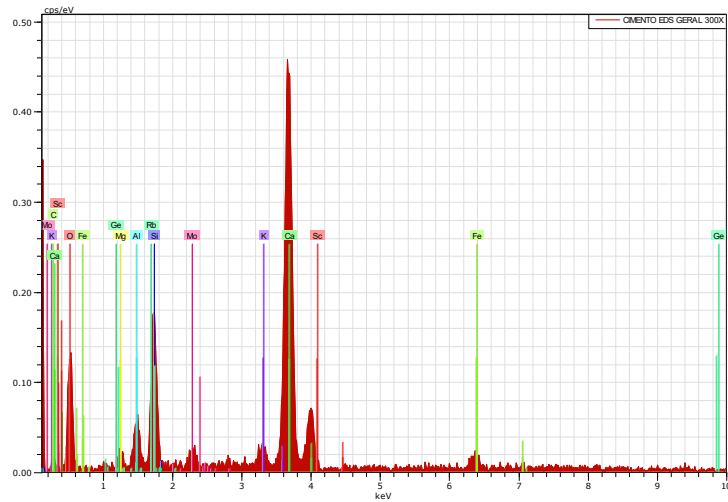


Figura 60: Resultados de EDS: elementos constituintes do Cimento Portland (8000X)

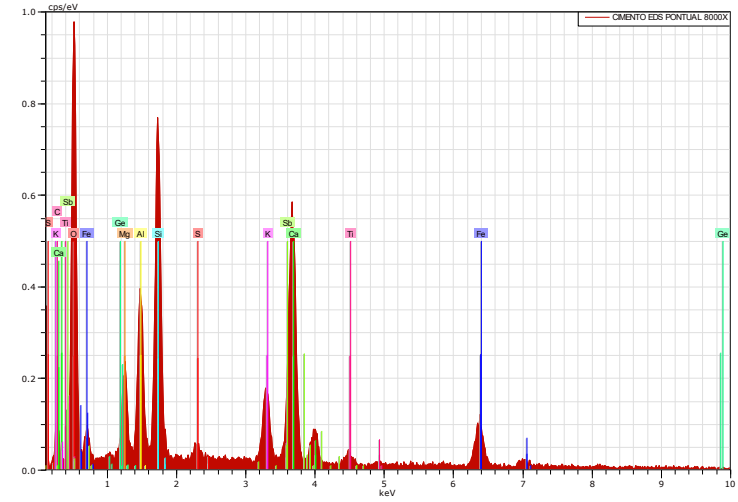
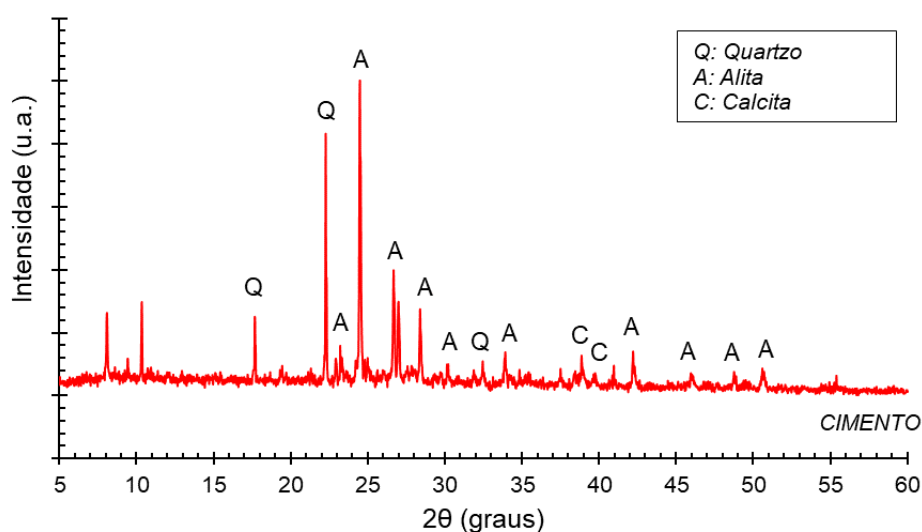


Tabela 4: Resultados dos ensaios de EDS: porcentagens dos elementos do Cimento Portland

Elementos (%) – Cimento EDS 300X												
Ca	O	Si	Fe	Mo	Al	C	Rb	K	Sc	Ge	Mg	
25,4	54,4	7,2	1,7	0,8	2,7	4,8	0,6	1,1	0,5	0,3	0,6	
Elementos (%) – Cimento EDS 8000X												
O	Ca	Si	Fe	Al	C	K	Mg	Sb	Ge	Ti	S	
59,1	7,7	8,6	3,3	4,6	10,0	2,0	2,6	0,5	0,4	0,6	0,5	

Fonte: De autoria própria

Figura 61: Difratoograma de Raios-X (DRX) do Cimento Portland



Fonte: De autoria própria

Todos os requisitos gerais e específicos exigíveis de cimento Portland destinado à produção de concreto para obras rodoviárias deverão estar adequados ao tipo de cimento utilizado, conforme a especificação de material, DNIT-EM 036 (1995). Essa norma apresenta definições e o procedimento para inspeção e as condições ou rejeição do material.

3.1.3. CAL HIDRATADA

A aplicação de cal no solo tem como principais funções o melhoramento da resistência, rigidez, durabilidade e redução na plasticidade e potencial de retração/expansão. Diante disso, o agente cimentante empregado nas misturas com solo lateríticos finos foi a cal hidratada I (CH-I). A cal CH-I, é considerada o tipo de cal hidratada mais nobre e pura, pois contém menos de 10% óxidos não hidratados na sua composição.

A aplicação da cal CH-I para estabilizar solos é baseada na função pozolânica, que permite estabilização contrapondo-se à ação da umidade, melhorando a estabilidade e a durabilidade, e, ademais, reduzindo o inchamento e a plasticidade. Garante muitas outras vantagens, como melhor trabalhabilidade e plasticidade, maior potencial de aderência e grande capacidade de retenção de água. Conseqüentemente, reduz os problemas com fissuras por retração e contribui para a resistência mecânica.

Para caracterização da cal foram realizados ensaios de granulometria por difração de laser (Figura 62), massa específica (NM 23, 2001) (Figura 63), índice de finura por meio da peneira 75 μm (n° 200) (ABNT NBR 12826, 2014) e perda ao fogo (NM 18, 2012). Os resultados da caracterização estão apresentados na Tabela 5. Foi ainda avaliada a morfologia por meio dos ensaios de MEV com EDS (Figuras 64–66; Tabela 6), e a mineralogia com o ensaio de DRX (Figura 67).

Figura 62: Resultado do ensaio de granulometria por difração de laser da Cal Hidratada

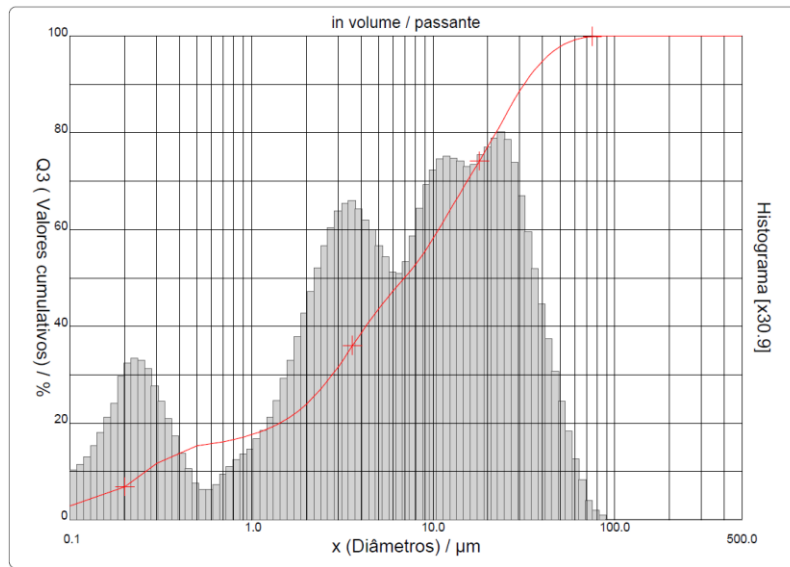


Figura 63: Cal Hidratada I (CH-I)



Fonte: De autoria própria

Tabela 5: Caracterização do Cal Hidratada

Ensaio	Norma	Resultado
Massa específica	NM 23 (2001)	2,30g/cm ³
Índice de finura por meio da peneira 75 μm (n°200)	NBR 12826 (2014)	0,39%
Perda ao fogo	NM 18 (2012)	25,98%

Fonte: De autoria própria

Figura 64: Cal Hidratada: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

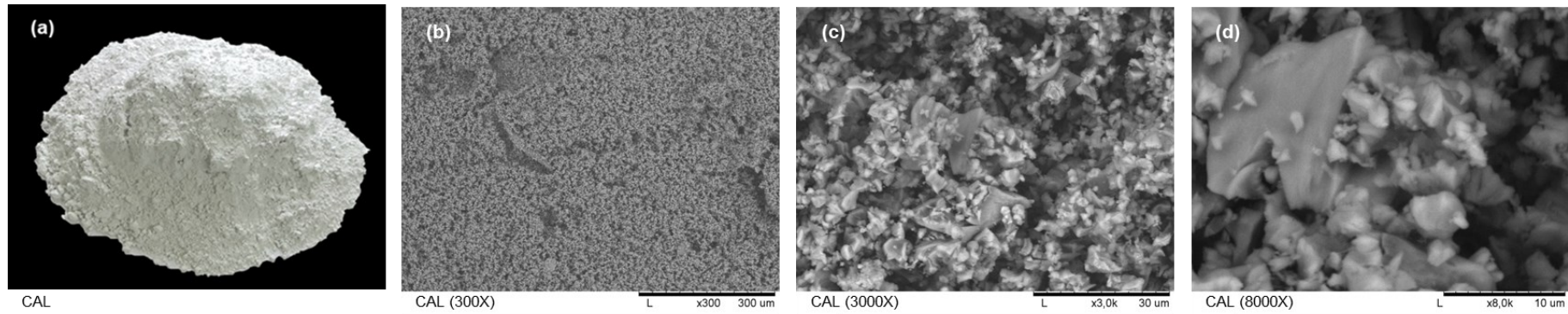


Figura 65: Resultados de EDS: elementos constituintes da Cal Hidratada (300X)

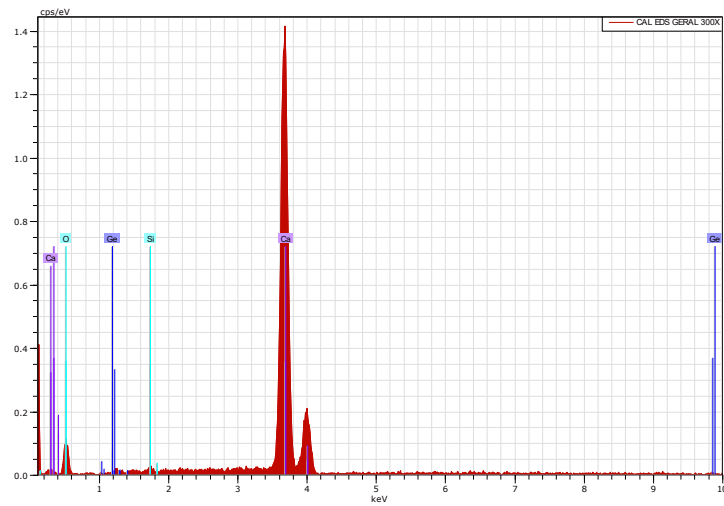


Figura 66: Resultados de EDS: elementos constituintes da Cal Hidratada (8000X)

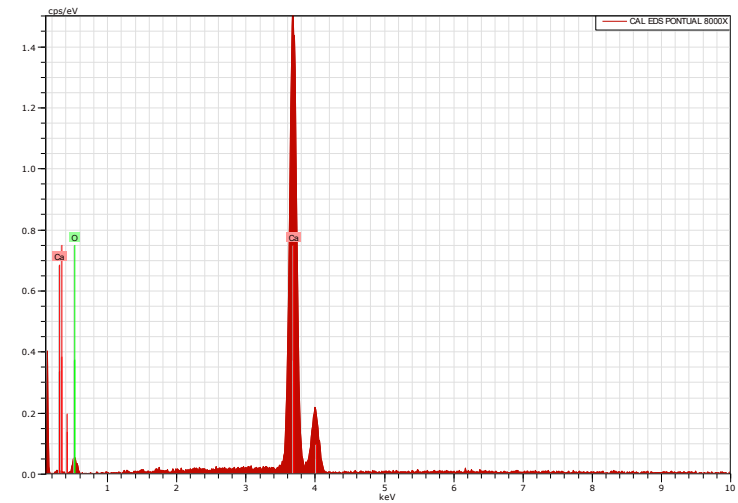
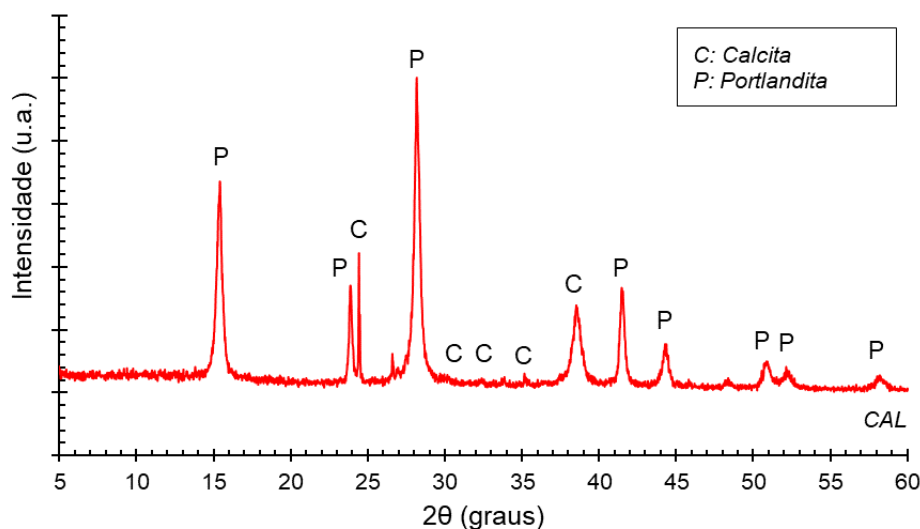


Tabela 6: Resultados dos ensaios de EDS: porcentagens dos elementos da Cal Hidratada

Elementos (%) – Cal EDS 300X			
Ca	O	Ge	Si
53,8	43,9	1,4	1,0
Elementos (%) – Cal EDS 8000X			
Ca	O		
70,7	29,3		

Figura 67: Difratoograma de Raios-X (DRX) da Cal Hidratada



Fonte: De autoria própria

A análise foi efetuada de acordo com os métodos recomendados pela ABNT NBR 6473 (2003) (Cal virgem e cal hidratada – Análise química) e pela ASTM-C25 (2019) (*Standard Test Methods for Chemical Analysis of Limestone, Quicklime and Hydrated Lime*).

3.1.4. BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO

Para a realização de uma análise comparativa, a resposta obtida nas misturas de solo laterítico puro e melhorado foi relacionada com o comportamento mecânico de uma mistura de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC), convencionalmente empregada em camada de base de pavimentos.

A granulometria dos agregados foi dosada de acordo com especificação técnica ETDE-P00/009 (DER, 2005) – Sub-base ou Base de Brita Graduada com Cimento. Os materiais são compostos 100% de material britado. Para a BGTC, optou-se pela utilização de 2% de cimento em relação à massa da mistura seca.

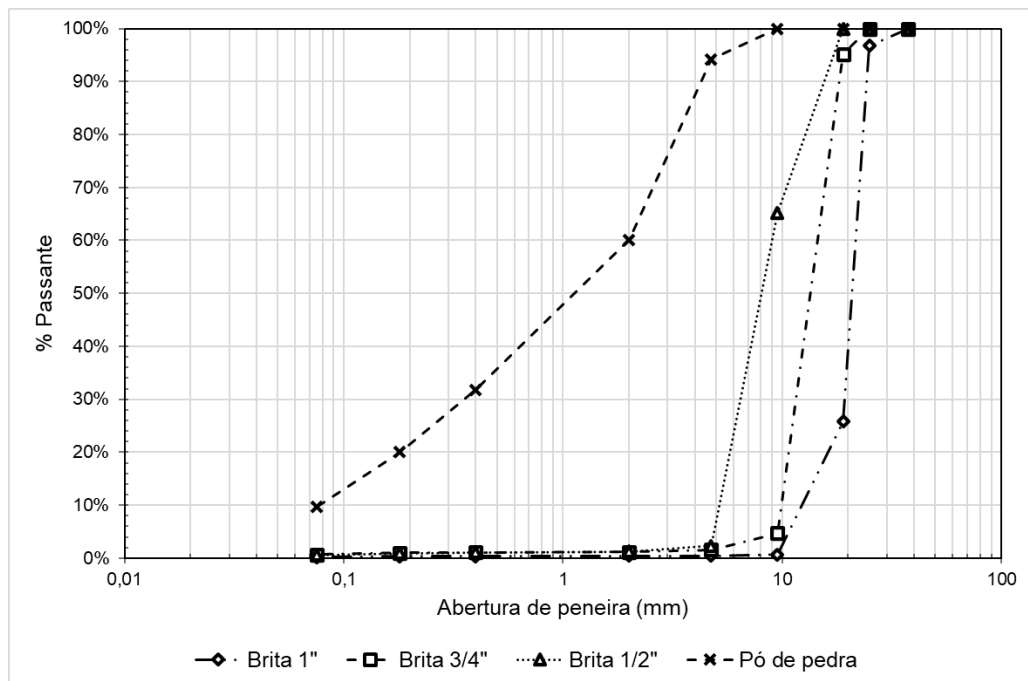
A dosagem e a caracterização das britas utilizadas são apresentadas na Tabela 7. Os agregados foram secos em estufa à $100 \pm 5^\circ\text{C}$ e separados nas diferentes gradações. Posteriormente foram misturados em uma proporção conforme a composição da dosagem. A Figura 68 ilustra a curva de distribuição granulométrica dos materiais. A Figura 69 evidencia o aspecto visual da mistura de BGTC.

Tabela 7: Composição da dosagem da brita graduada

Brita 1" (25,4mm)			
Proporção na mistura	24%		
Densidade real	2,744 g/cm ³	DNIT-ME 195 (1997)	
Abrasão "Los Angeles"	26,3%	NBR NM 51 (2001)	
Índice de forma	0,86	DNIT-ME 086 (1994)	
Brita 3/4" (19,05mm)			
Proporção na mistura	11%		
Densidade real	2,734 g/cm ³	DNIT-ME 195 (1997)	
Abrasão "Los Angeles"	26,3%	NBR NM 51 (2001)	
Índice de forma	0,86	DNIT-ME 086 (1994)	
Brita 1/2" (12,7mm)			
Proporção na mistura	24%		
Densidade real	2,729 g/cm ³	DNIT-ME 195 (1997)	
Abrasão "Los Angeles"	26,3%	NBR NM 51 (2001)	
Índice de forma	0,86	DNIT-ME 086 (1994)	
Pó de pedra			
Proporção na mistura	41%		
Densidade real	2,711 g/cm ³	DNIT-ME 084 (1995)	
Equivalente de areia	75,3%	DNIT-ME 054 (1997)	

Fonte: De autoria própria

Figura 68: Curvas de distribuição granulométrica dos materiais da BGTC



Fonte: De autoria própria

Figura 69: Aspecto visual da mistura de BGTC



Fonte: De autoria própria

3.2. PROGRAMA DE ENSAIOS MECÂNICOS

Após o programa de coleta, caracterização e classificação dos 20 tipos de solos lateríticos naturais, bem como a análise do cimento e da cal, três solos foram selecionados, sendo um solo laterítico fino, um arenoso e um pedregulhoso, para análises por meio de ensaios mecânicos em sua situação natural e melhorada com ligantes hidráulicos. Além dos solos, os ensaios de mecânicos também foram executados na mistura de BGTC.

3.2.1. DOSAGEM DO TEOR DE ESTABILIZANTE

O planejamento dos ensaios que envolvem a avaliação de desempenho das misturas requer a definição dos teores de cimento e da cal a serem utilizados para confecção dos corpos de prova.

A dosagem do teor de cimento (Figura 70) foi realizada com base na norma ABNT NBR 12253 (2012), que estabelece os requisitos para a determinação da quantidade de cimento Portland capaz de estabilizar solos, para emprego em camadas de solo-cimento, pela medida de resistência à compressão simples de corpos de prova cilíndricos. Inicialmente se fez necessário executar o ensaio de compactação na energia Proctor Normal com amostras não trabalhadas (ABNT NBR 12023, 2012) para definição dos valores de umidade ótima e massa específica seca aparente seca máxima. A confecção dos corpos de prova foi realizada com misturas contendo três teores de cimento: 1, 4 e 7% em relação à massa de solo seco. Para cada teor foram moldados e curados por sete dias, três corpos de prova cilíndricos conforme a ABNT 12024 (2012). Decorrido o tempo de cura, os corpos de prova foram imersos por 4h em água à temperatura ambiente, secos superficialmente e submetidos ao ensaio de compressão simples com deformação de 1mm/min, conforme a norma ABNT 12025 (2012). Como resultado, deve ser adotado o teor de cimento cuja a resistência à compressão seja igual ou superior a 2,1MPa aos sete dias de cura, sendo permitida interpolação, mas não extrapolação.

Figura 70: Dosagem do teor de cimento



Fonte: De autoria própria

Já o teor mínimo de cal necessário para a estabilização físico-química (Figura 71) foi realizado conforme a norma DNIT-ME 419 (2019). Esse método baseia-se no método proposto por Eades & Grim que mensura o pH do solo com vários teores de cal, com o objetivo de atingir o pH de 12,4. Este método é uma estimativa que facilita a determinação do teor mínimo de cal para realização dos ensaios mecânicos. O processo metodológico compreende a obtenção de 10 amostras representativas de cal, onde nove foram adicionadas ao solo com teores variando de 2 a 10% em relação ao peso de 25g de solo seco, e a décima amostra de cal foi de 2g colocada em um frasco. Em cada frasco foi acrescentado a quantidade de 100 ml de água destilada, sendo agitados por 30 segundos a cada 10 minutos durante uma hora. Por fim, foram determinados os valores de pH em um equipamento próprio nos últimos 15 minutos de agitação. Como resultado, a menor porcentagem de cal adicionada ao solo que alcançou o valor de pH de 12,4 foi o teor mínimo de cal que proporciona a estabilização do solo.

Figura 71: Dosagem do teor mínimo de cal



Fonte: De autoria própria

3.2.2. ENSAIOS MECÂNICOS DOS SOLOS

Após a definição e preparação das misturas, foram executados os ensaios mecânicos nos solos em estado natural e melhorados com ligantes hidráulicos. Os ensaios iniciais abrangem resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral. Além destes, foram realizados ensaios de compactação e Índice de Suporte Califórnia (CBR) utilizando-se amostras trabalhadas e não trabalhadas de material passante na peneira de 19mm. Os ensaios mecânicos cíclicos, por sua vez, compreendem módulo de resiliência e deformação permanente. Todos foram desenvolvidos no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da Universidade Federal da Campina Grande (UFCG).

O teor de umidade aplicado nas misturas, para moldagem dos corpos de prova destinados aos ensaios mecânicos, foi proveniente do ensaio de compactação, que determinou, em porcentagem, a água necessária (umidade ótima) para atingir o peso específico aparente seco máximo da mistura. Para cada ensaio foram moldados corpos de prova em condições semelhantes, sendo aceito aqueles cuja umidade de moldagem esteve no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação.

Antes da moldagem, as amostras foram umedecidas até atingir níveis ótimos de umidade e colocadas em sacos lacrados por 24 horas em uma câmara com temperatura e umidade controladas para garantir a homogeneização completa antes de preparar a amostra usada em qualquer ensaio.

Após o processo de moldagem, o corpo de prova foi imediatamente extraído do molde tripartido, sendo medido seu peso, diâmetro e altura. As amostras estabilizadas foram curadas por um período de sete dias em câmara com temperatura e umidade controladas a $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa acima de 95% (Figura 72).

Figura 72: Umedecimento e armazenamento em câmara úmida



Fonte: De autoria própria

3.2.2.1. RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO SIMPLES (RCS)

Para as misturas de solo laterítico puro e melhorado, o procedimento do ensaio tomou como base informações presentes nas normas DNIT-ME 201 (1994); DNIT-ME 202/1994; DNIT-IE 004 (1994); ABNT NBR 12025 (2012) e ABNT NBR 12770 (1992).

Foram moldados corpos de prova cilindros de 100mm de diâmetro e 200mm de altura. A compactação foi realizada de modo dinâmico ou por impacto, em 10 (dez) camadas iguais, na energia equivalente à Proctor Intermediário. O topo de cada camada foi levemente escarificado. Foram aceitos os corpos de prova com 200 ± 2 mm de altura e 100 ± 1 mm de diâmetro. Além das dimensões, a umidade de moldagem deveria estar no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação.

O tempo de preparo da mistura e compactação foi sempre inferior a uma hora, muito inferior ao tempo de pega inicial do estabilizante utilizado. Três pequenas porções da mistura também foram retiradas para determinar o teor de umidade de moldagem.

O ensaio foi realizado em triplicata, sendo admitidos os valores de tensão de ruptura de $\pm 10\%$ da média. Se um dos valores se afastasse dessa faixa, determinava-se novamente a média dos dois restantes. Os corpos de prova de solo melhorado foram curados por um período sete dias em câmara úmida com temperatura e umidade controlada. Finalmente, todas as amostras foram submetidas ao ensaio de compressão simples com deformação controlada de 1mm/min (Figura 73).

Figura 73: Resistência à compressão simples com deformação controlada



Fonte: De autoria própria

3.2.2.2. RESISTENCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL (RTCD)

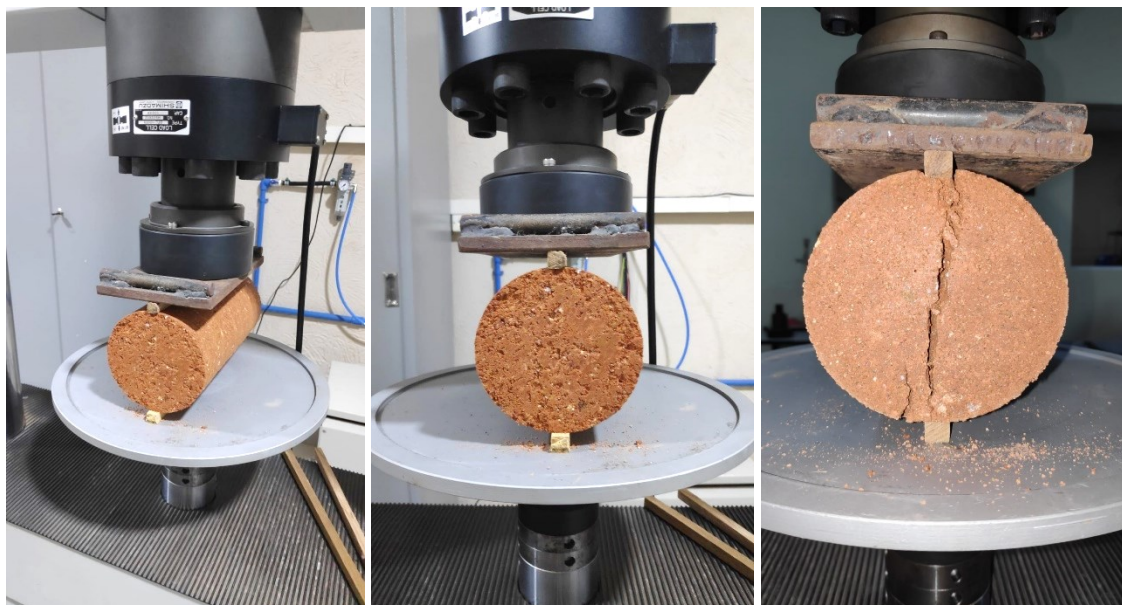
Foram determinadas as resistências à tração indireta, para cada condição de experimento, por meio do ensaio de compressão diametral com carregamento estático crescente até a ruptura (monotônico). Os ensaios foram realizados de acordo com os métodos da norma DNIT-ME 181 (1994), contudo com algumas considerações.

Da mesma forma, foram moldados corpos de prova cilindros de 100mm de diâmetro e 200mm de altura. A compactação foi realizada de modo dinâmico ou por impacto, em 10 camadas iguais, na energia equivalente à Proctor Intermediário. O topo de cada camada foi levemente escarificado. Foram aceitos os corpos de prova com 200 ± 2 mm de altura e 100 ± 1 mm de diâmetro. Além das dimensões, a umidade de moldagem deveria estar no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação.

O tempo de preparo da mistura e compactação foi sempre inferior a uma hora, muito inferior ao tempo de pega inicial do estabilizante utilizado. Três pequenas porções da mistura também foram retiradas para determinar o teor de umidade de moldagem.

O ensaio foi realizado em triplicata, sendo admitidos os valores de tensão de ruptura de $\pm 10\%$ da média. Se um dos valores se afastasse dessa faixa, determinava-se novamente a média dos dois restantes. Os corpos de prova de solo melhorado com ligantes hidráulicos foram curados por um período sete dias em câmara úmida com temperatura e umidade controlada. Finalmente, todas as amostras foram submetidas ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral com deformação controlada de 1mm/min (Figura 74).

Figura 74: Resistência à tração por compressão diametral com deformação controlada



Fonte: De autoria própria

3.2.2.3. COMPACTAÇÃO E ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)

Sabendo da água necessária (umidade ótima) para atingir o peso específico aparente seco máximo da mistura, previamente definida através dos ensaios de compactação (norma de referência: DNIT-ME 164, 2013) em cada mistura de solo laterítico puro e melhorado, foram executados os ensaios para determinação do Índice de Suporte Califórnia (ISC ou CBR) conforme a norma DNIT-ME 172, 2016. Os corpos de prova foram moldados na situação ótima obtida no ensaio de compactação. Foi utilizada a Energia Proctor Intermediário, que é obtida com 26 golpes por camada, em cinco camadas. A compactação foi realizada de modo dinâmico ou por impacto. O topo de cada camada foi levemente escarificado.

Para a aceitação dos corpos de prova, a umidade de moldagem deveria estar no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação.

O tempo de preparo da mistura e compactação foi sempre inferior a uma hora, muito inferior ao tempo de pega inicial do estabilizante utilizado. Três pequenas porções da mistura também foram retiradas para determinar o teor de umidade de moldagem.

Após a compactação, foi realizado o ensaio de expansão. Em cada molde foi adicionada a sobrecarga-padrão e realizada a imersão dos solos compactados em um tanque com água, deixando-os imersos durante 96 horas (quatro dias). Por meio de extensômetros, se fez o acompanhamento da expansão, realizando-se leituras periódicas. Para os corpos de prova de solo melhorado, antes do período de 96 horas, os mesmos foram curados por um período sete dias em câmara úmida com temperatura e umidade controlada.

Terminado o período de imersão, cada molde com o corpo de prova foi retirado da imersão e deixado escoar a água durante 15 minutos. Findo esse tempo, o ensaio de CBR foi iniciado utilizando-se uma prensa universal e extensômetros para leitura da penetração e da pressão no pistão.

No ensaio é medida a resistência à penetração de uma amostra saturada compactada segundo a energia especificada. O valor da resistência à penetração é computado em percentagem e tendo como padrão de referência à penetração em uma amostra de pedra britada de elevada qualidade. As etapas do ensaio convencional são: compactação, imersão em água, medida da expansão e da resistência à penetração após 96 horas. Algumas fotos do ensaio são expostas na Figura 54.

3.2.2.4. MÓDULO DE RESILIÊNCIA (MR)

O ensaio de módulo de resiliência (Figura 75) foi realizado conforme os procedimentos descritos na especificação da norma DNIT-ME 134 (2018). Além das amostras de solo, esta norma pode ser aplicada para amostras de britas graduadas, materiais estabilizados granulometricamente, solos e materiais melhorados por pequenas quantidades de adições de produtos químicos ou elementos tipo fibras naturais ou sintéticas e outros materiais alternativos, desde que não estabilizados quimicamente.

Novamente, foram moldados corpos de prova cilindros de 100mm de diâmetro e 200mm de altura. A compactação foi realizada de modo dinâmico ou por impacto, em 10 camadas iguais, na energia equivalente à Proctor Intermediário. O topo de cada camada foi levemente escarificado. O tempo de preparo da mistura e compactação foi sempre inferior a uma hora, muito inferior ao tempo de pega inicial do estabilizante utilizado. Três pequenas porções da mistura também foram retiradas para determinar o teor de umidade de moldagem.

Foram aceitos os corpos de prova com 200 ± 2 mm de altura e 100 ± 1 mm de diâmetro. Além das dimensões, a umidade de moldagem deveria estar no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação. Os corpos de prova de solo melhorado com ligantes hidráulicos foram curados por um período sete dias em câmara úmida com temperatura e umidade controlada.

No ensaio de MR, para cada corpo de prova, foram inicialmente aplicados 500 ciclos de carga para cada par de tensões com a finalidade de eliminar as deformações permanentes que podem ocorrer nas primeiras aplicações de tensão desvio (fase de condicionamento). Posteriormente, para determinação do MR foram aplicados 18 pares de tensões com 100 ciclos de carga cada, sendo definido o MR médio das últimas 10 repetições de carga. A frequência das cargas repetidas na tensão vertical (tensão desvio) foi de 1 Hz (60 ciclos por minuto), que corresponde a duração do pulso de carga de 0,1 segundo e 0,9 segundo de repouso. A Tabela 8 apresenta a de tensões para determinação do módulo de resiliência com base na norma DNIT-ME 134 (2018).

Figura 75: Ensaio de módulo de resiliência



Fonte: De autoria própria

Tabela 8: Sequência de tensões para determinação do módulo de resiliência

ETAPA DE CONDICIONAMENTO				
Par de tensão	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Número de ciclos	Frequência (Hz)
1	0,070	0,070	500	1
2	0,070	0,070	500	1
3	0,105	0,315	500	1
SEQUÊNCIA DE TENSÕES				
Par de tensão	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Número de ciclos	Frequência (Hz)
1		0,020	100	1
2	0,020	0,040	100	1
3		0,060	100	1
4		0,035	100	1
5	0,035	0,070	100	1
6		0,105	100	1
7		0,050	100	1
8	0,050	0,100	100	1
9		0,150	100	1
10		0,070	100	1
11	0,070	0,140	100	1
12		0,210	100	1
13		0,105	100	1
14	0,105	0,210	100	1
15		0,315	100	1
16		0,140	100	1
17	0,140	0,280	100	1
18		0,420	100	1

Fonte: Adaptado de DNIT-ME 134 (2018)

3.2.2.5. DEFORMAÇÃO PERMANENTE (DP)

O ensaio de deformação permanente (Figura 76) consiste em aplicar um grande número de ciclos de carga repetida para um estado de tensões em cada corpo de prova, anotando as deformações permanentes acumuladas ao longo dos ciclos.

No ensaio de DP, para cada corpo de prova, foram previamente aplicados 50 ciclos de carga, para a acomodamento do conjunto pistão e cabeçote e, assim, evitar que eventuais folgas ou ajustes da superfície sejam lidos como deformação do corpo de prova. Finalmente, foram aplicados 150.000 ciclos de carregamento, sendo obtidas leituras intermediárias. A frequência de aplicação da tensão desvio foi de 5 Hz (300 ciclos por minuto), sendo a duração do pulso de carga de 0,1 segundo (Anexo 3, Figuras 350–351).

Além das amostras de solo, esta norma pode ser aplicada para amostras de britas graduadas, materiais estabilizados granulometricamente, solos e materiais melhorados por pequenas quantidades de adições de produtos químicos ou elementos como fibras naturais ou sintéticas, e outros materiais alternativos, desde que não estabilizados quimicamente.

Os CPs de 100mm de diâmetro e 200mm altura foram moldados através de compactação em 10 camadas na energia equivalente à Proctor Intermediário, na umidade pretendida, de modo que a massa específica obtida no ensaio de compactação fosse atingida ao final da moldagem. O topo de cada camada foi levemente escarificado.

Foram aceitos os corpos de prova com 200 ± 2 mm de altura e 100 ± 1 mm de diâmetro. Além das dimensões, a umidade de moldagem deveria estar no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação. Os corpos de prova de solo melhorado com ligantes hidráulicos foram curados por um período sete dias em câmara úmida com temperatura e umidade controlada.

O tempo de preparo da mistura e compactação foi sempre inferior a uma hora, muito inferior ao tempo de pega inicial do estabilizante utilizado. Três pequenas porções da mistura também foram retiradas para determinar o teor de umidade de moldagem.

Segundo a norma, existem diferentes modelos e equações matemáticas que buscam descrever a deformação permanente de solos para pavimentação. Porém, na mesma é empregado o modelo de Guimarães (2009), que foi desenvolvido para prever a contribuição de cada material para a deformação permanente total durante o dimensionamento mecanístico-empírico do pavimento, além de permitir verificar a tendência de ruptura ou acomodamento das deformações.

Conforme descrito no modelo proposto pela norma, devem ser ensaiados no mínimo seis corpos de prova (um para cada par de tensões), para o cálculo dos parâmetros do modelo composto por regressão não linear múltipla (Equação 2). A Tabela 9 apresenta a de tensões para determinação da deformação permanente com base na norma DNIT-IE 179 (2018).

Tabela 9: Sequência de tensões para determinação da deformação permanente

PROCEDIMENTO INICIAL				
Par de tensão	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Número de ciclos	Frequência (Hz)
1	0,030	0,030	50	5
SEQUÊNCIA DE TENSÕES				
Par de tensão	σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	Número de ciclos	Frequência (Hz)
1		0,040	150.000	5
2	0,040	0,120	150.000	5
3		0,080	150.000	5
4	0,080	0,240	150.000	5
5		0,120	150.000	5
6	0,120	0,360	150.000	5

Fonte: Adaptado de DNIT-IE 179 (2018)

Figura 76: Ensaio de deformação permanente



Fonte: De autoria própria

3.2.3. INFLUÊNCIA DO PROCESSO DE RETRAÇÃO VOLUMÉTRICA

Foram realizados ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente após o processo de retração por secagem dos corpos de prova de solo laterítico fino, arenoso e pedregulhoso, no intuito de avaliar o efeito retração volumétrica nas propriedades dos solos em estados natural e melhorado com ligantes hidráulicos.

Os corpos de prova com 100mm de diâmetro e 200mm altura foram moldados através de compactação em 10 camadas na energia equivalente à Proctor Intermediário, na umidade pretendida, de modo que a massa específica obtida no ensaio de compactação fosse atingida ao final da moldagem. Foram aceitos os corpos de prova com 200 ± 2 mm de altura e 100 ± 1 mm de diâmetro. Além das dimensões, a umidade de moldagem deveria estar no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação.

Após o processo de moldagem, cada corpo de prova compactado foi extrudado do molde de compactação e seco ao ar em sala de laboratório a uma temperatura de $25 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade de $60 \pm 10\%$ por um período de 15 dias. O procedimento de secagem em laboratório teve como objetivo simular a lenta taxa de secagem que ocorre no campo, mantendo um tempo de ensaio razoável. Vale ressaltar que para solos lateríticos melhorados, antes dos 15 dias de retração por dessecação, as amostras foram curadas por um período de sete dias em câmara úmida com temperatura e umidade controladas.

Para as amostras naturais de solo laterítico, a cada cinco dias foram realizadas três medições de diâmetro e altura de cada corpo de prova com o auxílio de um paquímetro com precisão de 0,05mm. Para os corpos de prova de solo laterítico melhorado com ligantes hidráulicos, as três medidas de diâmetro e altura foram realizadas diariamente durante os sete dias de cura em câmara úmida, e a cada cinco dias durante o período de dessecação. As leituras médias de diâmetro e altura foram usadas para calcular o volume dos espécimes ao longo do tempo. As massas também foram coletadas durante o período de secagem e cura.

A Figura 77 apresenta o acondicionamento dos corpos de prova, bem como a mudança de coloração dos mesmos ao perder umidade com a secagem.

Figura 77: Processo de secagem dos corpos de prova



Fonte: De autoria própria

A tensão de contração volumétrica (ϵ_v) foi determinada medindo o volume inicial (V_i) e o volume após vários intervalos de tempo (V_t) usando a Equação 8.

$$\epsilon_v (\%) = \frac{V_i - V_t}{V_i} \times 100 \quad (8)$$

Onde:

- ϵ_v (%) é a contração volumétrica; e
- V_i e V_t os volumes inicial e final em um determinado momento, respectivamente, em mm^3 .

3.2.3.1. ENSAIO DE SUCÇÃO MATRICIAL

Para a realização dos ensaios de sucção matricial foi utilizada a metodologia do papel filtro proposta pela norma americana ASTM D 5298 (2016). Para a obtenção da sucção matricial foram trabalhados corpos de prova com solo natural e melhorado com ligantes hidráulicos. O papel usado para medir a sucção matricial foi o Wathman® N°42 com aproximadamente 50mm de diâmetro (Figura 78). O papel foi colocado na estufa, a 60°C, por 24 horas para retirar a umidade presente.

Figura 78: Ensaio de sucção matricial com papel filtro Wathman® N°42



Fonte: De autoria própria

A sucção matricial será medida se o papel filtro estiver em contato físico com o solo. O contato físico entre o solo e o papel de filtro permite a transferência de fluidos, incluindo a transferência de sais que podem ser dissolvidos na água intersticial.

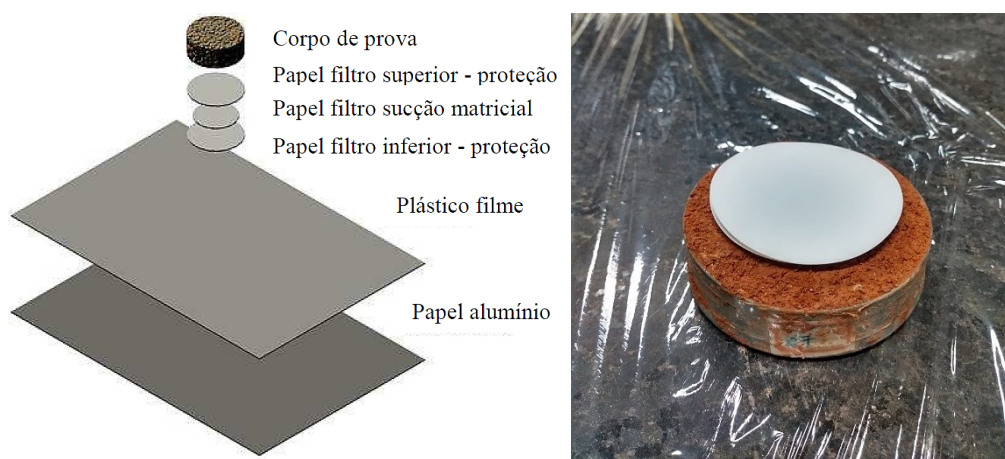
As amostras foram moldadas através de compactação em camada única, na energia equivalente à Proctor Intermediário. Foram utilizados gabaritos de latão (anéis) com dimensões de aproximadamente 2,0cm de altura e 7,0cm de diâmetro, no intuito de garantir a integridade da amostra e facilitar o processo de pesagem.

Considerando o solo natural, os espécimes foram compactados mirando a quantidade de água correspondente a umidade ótima, $\pm 3,0$, $\pm 6,0$ e $\pm 9,0$ pontos percentuais em torno da umidade ótima de compactação. O ensaio foi realizado em triplicata, totalizando 21 corpos de prova.

Considerando o solo melhorado, todos os corpos de prova foram compactados nas mesmas condições visando a umidade ótima. Após o período de sete dias de cura em câmara úmida, as amostras foram submetidas ao processo de saturação por ascensão capilar ou secagem ao ar livre (Figura 80) até se obter, aproximadamente, corpos de prova nas umidades definidas: quantidade de água correspondente a umidade ótima, $\pm 3,0$, $\pm 6,0$ e $\pm 9,0$ pontos percentuais em torno da umidade ótima de compactação. O ensaio foi realizado em triplicata, totalizando, também, 21 corpos de prova.

Após a compactação, foram colocados três papéis de filtro empilhados em contato com a amostra de solo. Os papéis de filtro externos evitam a contaminação do solo do papel de filtro central usado para análise da sucção matricial. Os papéis de filtro externos possuíam diâmetro ligeiramente maior do que o papel de filtro central. Isso ajudou a evitar o contato direto do solo com o papel de filtro central. Posteriormente, as amostras com o papel filtro foram envoltas com um plástico filme impermeável e com um papel alumínio (Figura 79). Por fim, cada amostra foi identificada e levada à câmara úmida durante um período de equilíbrio de no mínimo sete dias.

Figura 79: Ensaio de sucção matricial com papel filtro Wathman® N°42



Fonte: De autoria própria

No final do período de equilíbrio, cada papel de filtro central foi pesado na balança de precisão de 0,0001g, colocado em uma cápsula e levado para estufa durante 24h a $110 \pm 5^\circ\text{C}$. Posteriormente, utilizando uma pinça, os papeis foram retirados e pesados (Figura 80). Todo este processo foi concluído em cinco segundos. A chave para medições bem-sucedidas do conteúdo de água do papel de filtro é minimizar a perda ou ganho de água durante seu manuseio.

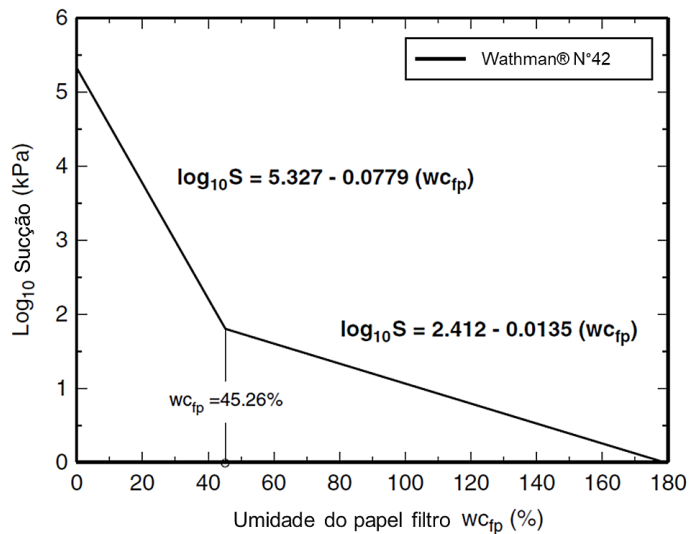
Figura 80: Processo de saturação e secagem dos corpos de prova e pesagem do papel filtro



Fonte: De autoria própria

A diferença entre o peso inicial úmido e o peso final seco fornece a porcentagem de água que o papel ganhou com o contato direto com o solo, correspondente ao fluxo de água capilar. Com a umidade do papel, foi determinada a sucção matricial usando as curvas de calibração para o papel filtro Wathman® N°42 expostas na norma ASTM D 5298 (2016). As equações para a curva de calibração são apresentadas na Figura 81.

Figura 81: Curva de calibração do Wathman® N°42 conforme ASTM D5298/2016



Fonte: Adaptado de KIM *et al.* (2017)

3.2.4. ENSAIOS MECÂNICOS NA BGTC

O processo metodológico para moldagem dos corpos de prova foi exatamente o mesmo descrito para os ensaios mecânicos realizados nas misturas de solo puro e melhorado com ligantes hidráulicos, porém para a BGTC a compactação foi realizada de modo dinâmico ou por impacto, em 10 camadas iguais, na energia equivalente à Proctor Modificado. O topo de cada camada foi ligeiramente escarificado.

Inicialmente foram executados ensaios de compactação, resistência à compressão e resistência à tração por compressão diametral. Ademais, foram realizados ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente.

O teor de umidade aplicado nas misturas, para moldagem dos corpos de prova destinados aos ensaios mecânicos, foi proveniente do ensaio de compactação, que determinou, em porcentagem, a água necessária (umidade ótima) para atingir o peso específico aparente seco máximo da mistura.

Foram moldados corpos de prova cilindros de 100mm de diâmetro e 200mm de altura. O tempo de preparação da mistura e compactação foi sempre inferior a 1h, muito inferior ao tempo de pega do cimento Portland utilizado. Três pequenas porções da mistura também foram retiradas para determinação do teor de umidade de moldagem.

Após o processo de moldagem, o corpo de prova foi imediatamente extraído do molde tripartido, e seu peso, diâmetro e altura medidos. As amostras ficaram em cura por um período de sete dias em câmara de temperatura e umidade controladas a $23 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade relativa acima de 95%.

Os corpos de prova foram considerados adequados para os ensaios se atendessem as seguintes tolerâncias:

- Grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação;
- Teor de umidade dentro de $\pm 0,5\%$ em torno da umidade ótima de compactação;
- Diâmetro dentro de 100 ± 1 mm; e
- Altura dentro de 200 ± 2 mm.

A Figura 82 ilustra os corpos de prova de BGTC quando submetidos aos ensaios mecânicos. Essa análise da BGTC tem como principal intuito auxiliar na validação da Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos e, também, viabilizar o emprego de solos lateríticos naturais ou melhorados com ligantes hidráulicos em camadas granulares de pavimentos, principalmente em camadas de base.

Figura 82: Ensaios com mistura de BGTC



Fonte: De autoria própria

3.3. AVALIAÇÃO EMPÍRICO-MECANÍSTICA

O método MeDiNa (Método de Dimensionamento Nacional), em homenagem ao engenheiro Jacques de Medina, utiliza-se de um *software* para a verificação e o dimensionamento de estruturas de pavimentos através de uma análise elástica da estrutura por meio do componente AEMC (análise de camadas de múltiplas camadas).

Considerando os resultados obtidos nos ensaios de módulo de resiliência e deformação permanente, foi realizada uma avaliação empírico-mecanística com o objetivo de viabilizar o emprego de solos lateríticos naturais ou melhorados com ligantes hidráulicos em camadas granulares de pavimentos.

Inicialmente são inseridos os dados de tráfego para determinação do Número Equivalente de Eixos, o número N. Posteriormente, os dados referentes aos materiais e espessuras das camadas constituintes da estrutura são adicionados. O banco de dados do *software* conta com vários deles disponíveis, contudo, podem ser adicionados novos materiais para qualquer camada, desde que se conheça suas características, como o módulo de resiliência, coeficiente do Poisson, massa específica, umidade ótima, entre outros. Os resultados fornecem uma gama de informações pertinentes à estrutura analisada, como uma planilha de dados mensais indicando a evolução do número N, da porcentagem de área trincada e também do afundamento de trilha de roda. Também é fornecida uma lista completa em formato de relatório que elenca todos os resultados da análise, detalhando a estrutura do pavimento, os materiais constituintes, a definição do tráfego, a evolução dos danos no pavimento, o afundamento de trilha de roda e as deflexões.

O *software* dimensiona apenas uma camada por vez, logo deve-se ter uma noção das camadas e materiais utilizados a fim de se pré-dimensionar a estrutura. O *software* calcula a espessura necessária para a camada selecionada suportar o tráfego imposto, de acordo com os materiais e espessuras das outras camadas que foram pré-dimensionadas. Se os materiais ou espessuras das mesmas forem insuficientes, a camada que está sendo dimensionada atingirá o seu limite e o *software* não conseguirá concluir o dimensionamento. O dimensionamento prossegue fazendo esses ajustes de materiais e espessuras até que sejam atendidos os critérios de parada do dimensionamento.

3.3.1. ESTRUTURA TIPO UTILIZADA

Para a avaliação empírico-mecânica, a estrutura e as propriedades dos materiais constituintes do pavimento foram adotadas com base em dados de monitoramento de trechos experimentais realizados pelo Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) na BR-230 no estado da Paraíba (Tabela 10). O segmento em questão corresponde à uma faixa da BR-230/PB da travessia urbana que liga as cidades de Cabedelo e João Pessoa.

O trecho foi modelado no MeDiNa considerando 5 camadas:

- (1) Camada de Tratamento Superficial Duplo (TSD) com RR-2C e 2,5cm de espessura;
- (2) Camada de CBUQ com AMP 55/75 e 7,0cm de espessura;
- (3) Camada de base com BGTC e 15,0cm de espessura;
- (4) Camada de sub-base com solo granular e 15,0cm de espessura; e
- (5) Camada de subleito com solo e espessura semi-infinita.

Adotou-se como carga padrão 8,2 toneladas por eixo com período de projeto de 10 anos, e taxa de crescimento de 3% ao ano, compatível com o crescimento econômico observado na região. Para o proposto dimensionamento foram considerados volumes de tráfego diferentes: O caso 1 considerou o número $N = 10^6$ e o caso 2 considerou $N = 10^7$, sendo o N o número de passadas do eixo padrão. As estruturas foram analisadas com o objetivo de avaliar o desempenho dos solos ao serem aplicados na camada de base, preservando as demais camadas existentes. Os coeficientes de Poisson adotados seguiram os estudos de Franco (2007), Souza Júnior (2018) e Cavalcante (2005), sendo 0,30 para camadas asfálticas, 0,35 para base e sub-base granular e 0,45 para subleito.

Em todas as análises considerou-se a via como “Sistema Arterial Principal”. As rodovias desse tipo são caracterizadas por alto nível de mobilidade e volume de tráfego, proporcionando ao usuário velocidades de 60 a 120km/h, típico da rodovia na qual está localizada a praça de pedágio em questão (PASCOAL, 2020). O nível de confiabilidade das análises realizadas pelo MeDiNa foi de 95%, com isso, o critério de aceitação do dimensionamento passa a ser 30% de área trincada e 10mm de deformação permanente.

Tabela 10: Estrutura e as propriedades dos materiais constituintes do pavimento

Camada	TSD	Concreto asfáltico	Sub-base	Subleito
Parâmetros				
Espessura (cm)	2,5	7,0	15	0 (semi-infinita)
Coefficiente de Poisson	0,25	0,30	0,35	0,45
Módulo (MPa)				
Modelo constituinte	Resiliente Linear	Resiliente Linear	Resiliente Não Linear	Resiliente Não Linear
Módulo (MPa)	1000	5998	-	-
Coefficiente de Regressão (k1)	-	-	1498,00	882,77
Coefficiente de Regressão (k2)	-	-	0,387	0,451
Coefficiente de Regressão (k3)	-	-	-0,222	-0,072
Características				
Tipo de material	RR-2C	AMP 55/75	Solo	Solo
Massa específica (g/cm³)	2,40	2,38	1,998	1,830
Umidade ótima (%)	-	-	9,94	11,80
Energia de compactação	-	-	Intermediária	Normal
Resistência à tração (MPa)	-	1,00	-	-
Teor de asfalto (%)	-	5,2	-	-
Volume de vazios (%)	-	3,6	-	-
Faixa granulométrica	-	C	-	-
Abrasão <i>Los Angeles</i> (%)	-	-	-	-
Curva de fadiga				
Modelo	-	k1.(et ^ k2)	-	-
Coefficiente de Regressão (k1)	-	2E-16	-	-
Coefficiente de Regressão (k2)	-	-4,804	-	-
Classe de Fadiga	-	3	-	-
FFM (100µ a 250µ)	-	1,02	-	-
Deformação permanente				
Modelo	$\epsilon_p(\%) = \Psi_1(\sigma_3)^{\Psi_2} \cdot (\sigma_d)^{\Psi_3} \cdot (N)^{\Psi_4}$			
Coefficiente de Regressão (Ψ_1)	-	-	0,128	0,244
Coefficiente de Regressão (Ψ_2)	-	-	0,485	0,419
Coefficiente de Regressão (Ψ_3)	-	-	0,581	1,309
Coefficiente de Regressão (Ψ_4)	-	-	0,046	0,069

Fonte: De autoria própria

Os resultados de laboratório foram comparados com os dados de campo. Estes foram obtidos por meio de monitoramento *in loco* executado nos meses de março e setembro de 2022. O trecho foi executado e liberado para tráfego em outubro de 2020. O número N para o trecho é estimado em $1,41 \times 10^7$, valor próximo da análise referente ao caso 2 supracitado, onde foi atribuído um número $N = 10^7$. Foi realizado o levantamento do percentual de área trincada e de afundamento de trilha de roda (Figura 83), considerando as recomendações da norma DNIT-PRO 433 (2021). Com os valores reais e de laboratório, pôde-se avaliar o comportamento do pavimento e contribuir com o aperfeiçoamento da calibração do software MeDiNa.

Figura 83: Determinação do percentual de área trincada e do afundamento de trilha de roda



Fonte: De autoria própria

3.3.2. COMPOSIÇÃO DE CUSTOS

Após toda a análise mecânica estática e cíclica dos materiais, foi realizada uma investigação de custo para execução de camadas de base, com o intuito de comparar as despesas. A composição de custos segundo o SICRO (DNIT, 2023) foi realizada para as seguintes misturas:

- Base ou sub-base de brita graduada com brita comercial;
- Base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento com brita comercial;
- Base de solo estabilizado granulometricamente sem mistura com material de jazida;
- Base de solo melhorado com 2% de cimento e mistura na pista com material de jazida;
- Base de solo melhorado com 2% de cal e mistura na pista com material de jazida.

O SICRO é utilizado como valor de referência para insumos e serviços considerados nos orçamentos de obras rodoviárias. Inclui uma metodologia de precificação que leva em consideração as diferenças regionais de valor, seja por disponibilidade de insumos, distância dos centros produtores ou fatores econômicos. Neste trabalho, é considerada a composição de preços do estado da Paraíba publicada pelo SICRO com data base de abril de 2023.

As composições de preço do SICRO incluem os custos com equipamentos, mão de obra, materiais, atividades auxiliares, tempo fixo e momento de transporte.

3.4. ANÁLISE DA QUANTIDADE DE CICLOS NO ENSAIO DE DP

Como já discutido anteriormente, o ensaio de deformação permanente (DP) consiste na aplicação de, no mínimo, 150.000 ciclos para cada par de tensões (mínimo seis pares) sugeridos pela norma DNIT-IE 179 (2018) (Tabela 9).

Considerando a aplicação com a frequência de 2Hz (120 ciclos por minuto), cada ensaio seria realizado em aproximadamente 21 horas. Desse modo, para se obter o resultado do ensaio completo (considerando seis corpos de prova), seriam necessárias quase 125 horas ou aproximadamente 6 dias com máquina em pleno funcionamento.

Na presente pesquisa, foi possível executar o ensaio com 5 Hz (300 ciclos por minuto), que é a máxima frequência estipulada pela norma, sendo possível, assim, executar cada ensaio em 8 horas e 20 minutos e o ensaio completo em 50 horas (mais de 2 dias de funcionamento da máquina), demandando ainda muito tempo de maquinário.

Diante disso, foram realizadas análises no intuito de buscar reduzir a quantidade de ciclos de aplicação de cargas, de modo a viabilizar a execução do ensaio em menor tempo e, como resultado, promover menores gastos com utilização e manutenção de maquinário.

Foram analisados os ensaios de DP realizados com a aplicação de 150.000 ciclos de carga, que é a recomendação pela norma DNIT-IE 179 (2018), bem como com a aplicação de 30.000 ciclos. O valor específico de 30.000 ciclos foi considerado razoável para a análise, visto que, como mencionado anteriormente, ensaios com menores aplicações de carga não parecem ser muito adequados. Além disso, geralmente após 30.000 ciclos de carregamento, o solo tende a entrar na fase de acomodamento, ou *shakedown*, para os respectivos estados de tensões utilizados, e a sucessiva repetição das cargas provoca um ínfimo deslocamento plástico do corpo de prova.

Desse modo, os valores de DP com 30.000 ciclos foram extrapolados até o ciclo 150.000 por meio de um modelo de regressão estatístico. Considerando a frequência de 5Hz, para 30.000 ciclos, cada CP seria ensaiado em aproximadamente 2 horas e o ensaio completo executado em cerca de 10 horas.

4. RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste tópico serão apresentados e analisados os resultados dos ensaios físicos, químicos, mineralógicos e mecânicos das amostras de solo laterítico naturais e estabilizadas. Como forma de organização, os resultados serão expostos em capítulos:

- Capítulo 4.1: Classificação dos solos lateríticos;
- Capítulo 4.2: Ensaio mecânicos estáticos dos materiais naturais e melhorados;
- Capítulo 4.3: Ensaio mecânicos cíclicos dos materiais naturais e melhorados;
- Capítulo 4.4: Influência da retração induzida por dessecação no comportamento cíclico dos solos naturais e melhorados;
- Capítulo 4.5: Avaliação mecanística-empírica com o *software* MeDiNa;
- Capítulo 4.6: Análise de quantidade de ciclos nos ensaios de deformação permanente.

CAPÍTULO 4.1. CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS LATERÍTICOS

Os solos lateríticos empregados na pesquisa foram provenientes de jazidas localizadas em cinco Estados Brasileiros: quatro solos do Distrito Federal (BSB), seis solos do Goiás (GO), três solos da Paraíba (PB), um solo do Pernambuco (PE) e seis solos do Piauí (PI).

Os solos do Distrito Federal são indicados como BSB-1, BSB-2, BSB-3 e BSB-4. Os solos do Goiás são identificados como GO-1, GO-2, GO-3, GO-4, GO-5 e GO-6. Os solos da Paraíba são designados como PB-1, PB-2 e PB-3. O solo do Pernambuco é apresentado como PE-1. Por fim, os solos do Piauí são nomeados como PI-1, PI-2, PI-3, PI-4, PI-5 e PI-6.

4.1.1. IDENTIFICAÇÃO DO CARÁTER LATERÍTICO

Nesta etapa, é apresentado o estudo sobre a gênese dos solos, buscando-se, com o auxílio de resultados de ensaios de Microscopia Eletrônica de Varredura (MEV) acompanhados da técnica *Energy Dispersive X-Ray detector* (EDS) com identificação da composição química, Fluorescência de Raios-X (FRX) e Difração de Raios-X (DRX), a confirmação do caráter laterítico ou não-laterítico dos materiais. Conforme já destacado, a identificação da gênese dos materiais é de fundamental importância e principal premissa para a aplicabilidade da classificação de solos lateríticos objeto da pesquisa.

4.1.2. MEV-EDS

Como já discorrido no Capítulo de Fundamentação Teórica, os solos lateríticos caracterizam-se por possuírem a sua fração argila constituída pelo argilomineral caulinita. Estes solos ainda contêm na sua composição elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio que recobrem a caulinita conferindo ao conjunto um aspecto cimentado. Os grãos desses solos formam massas esponjosas, ou com aparência de “pipoca”, com contornos predominantemente arredondados. Os contornos dos argilominerais que os constituem podem ser distinguidos com nitidez nas imagens obtidas na Microscopia Eletrônica de Varredura.

Nas Figuras 84–103 são ilustrados os resultados do MEV para os solos estudados. Os resultados de EDS, por sua vez, são apresentados nas Figuras 104–123. As imagens das amostras foram obtidas com aumento de 300X, 3000X e 8000X, sendo o EDS pontual para a ampliação de 8000X.

Figura 84: Solo BSB-1: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

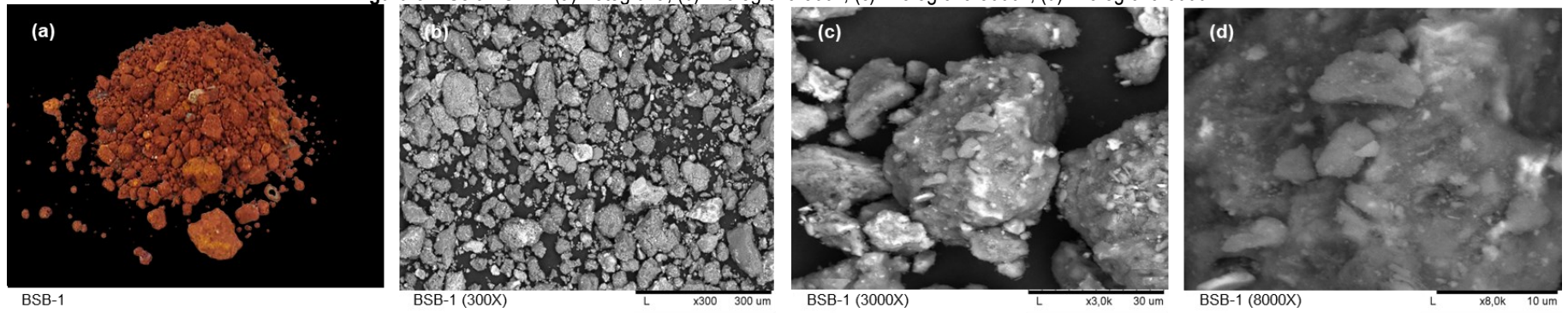


Figura 85: Solo BSB-2: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

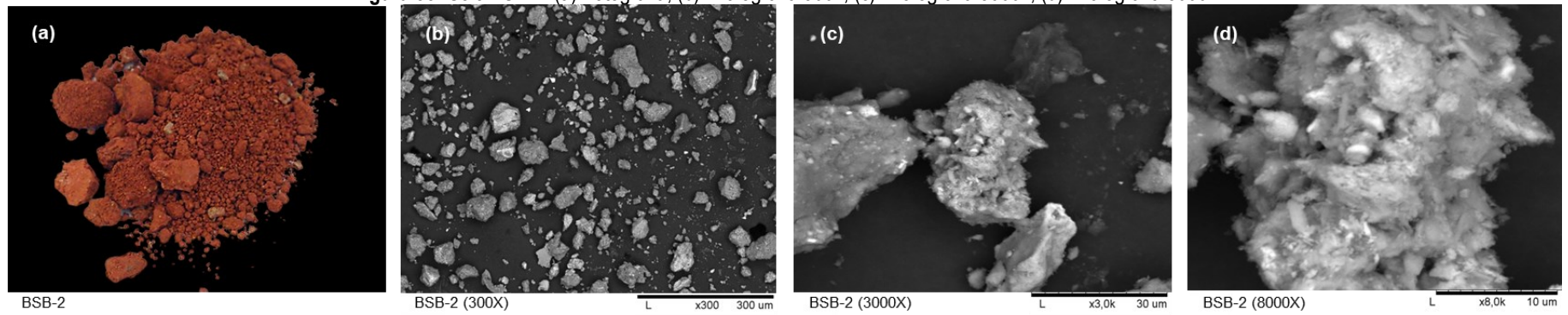


Figura 86: Solo BSB-3: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

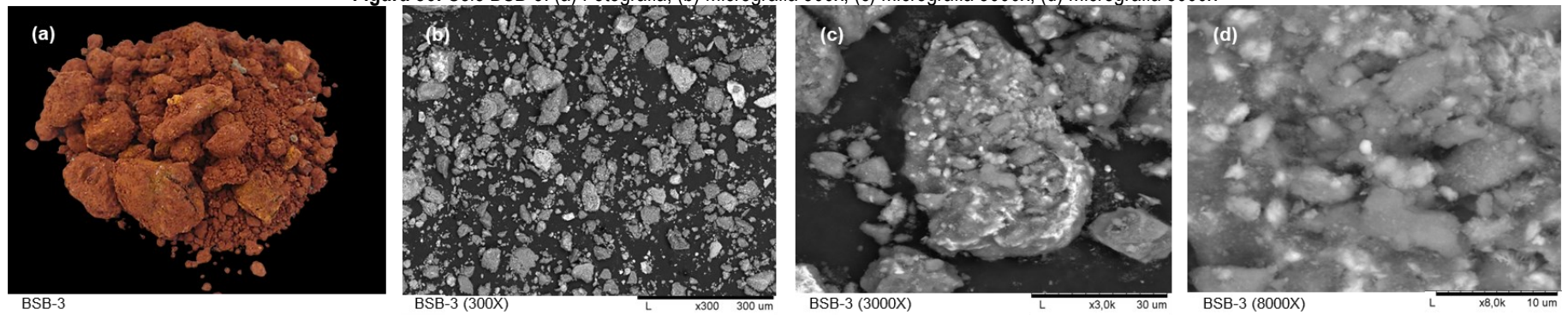


Figura 87: Solo BSB-4: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

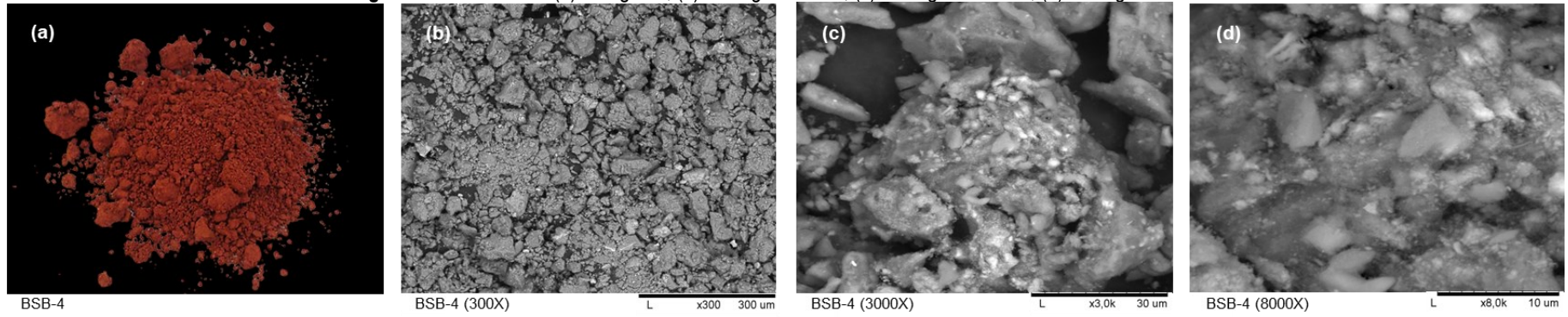


Figura 88: Solo GO-1: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

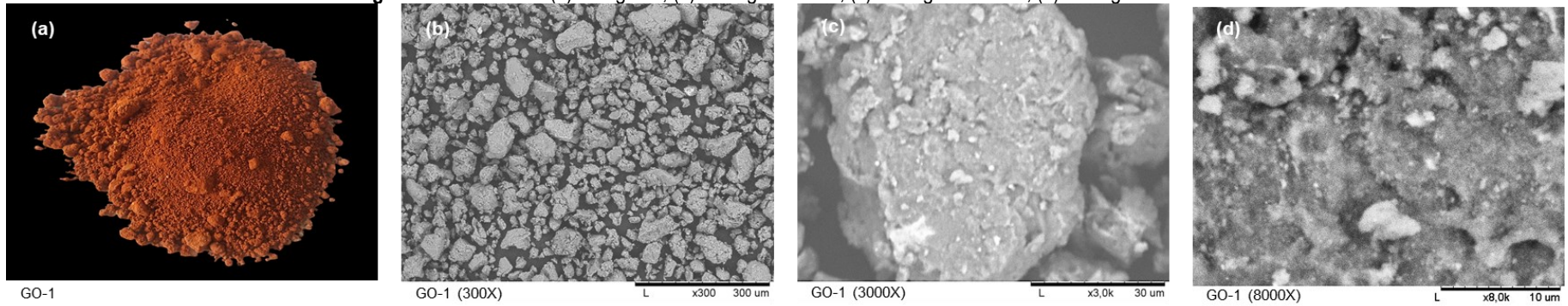


Figura 89: Solo GO-2: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

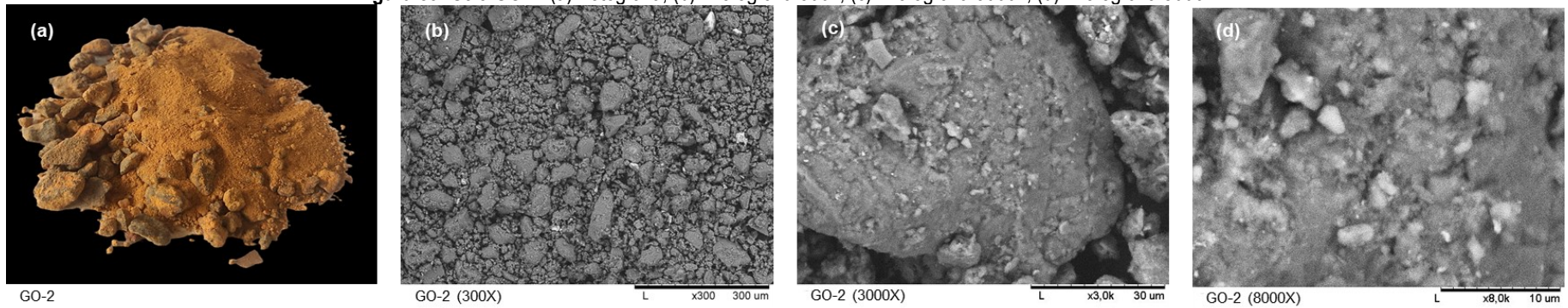


Figura 90: Solo GO-3: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

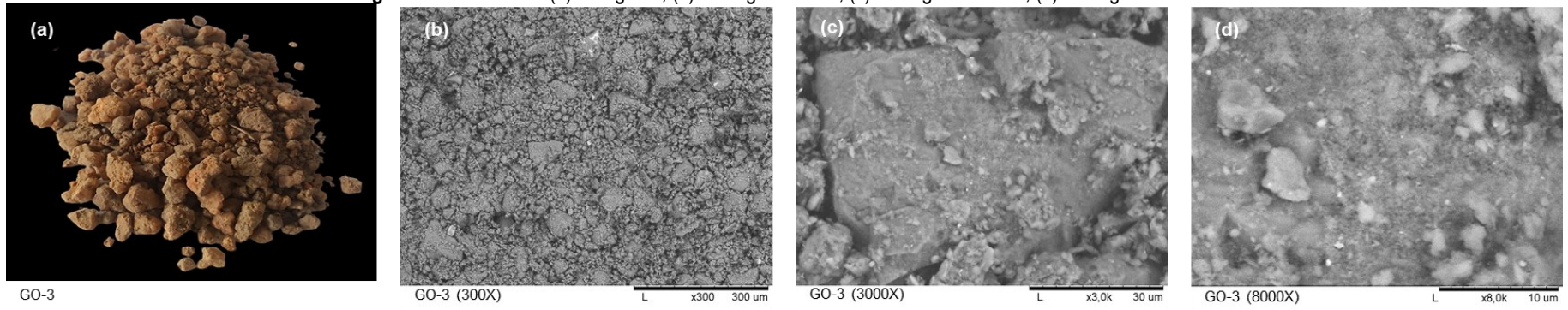


Figura 91: Solo GO-4 (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

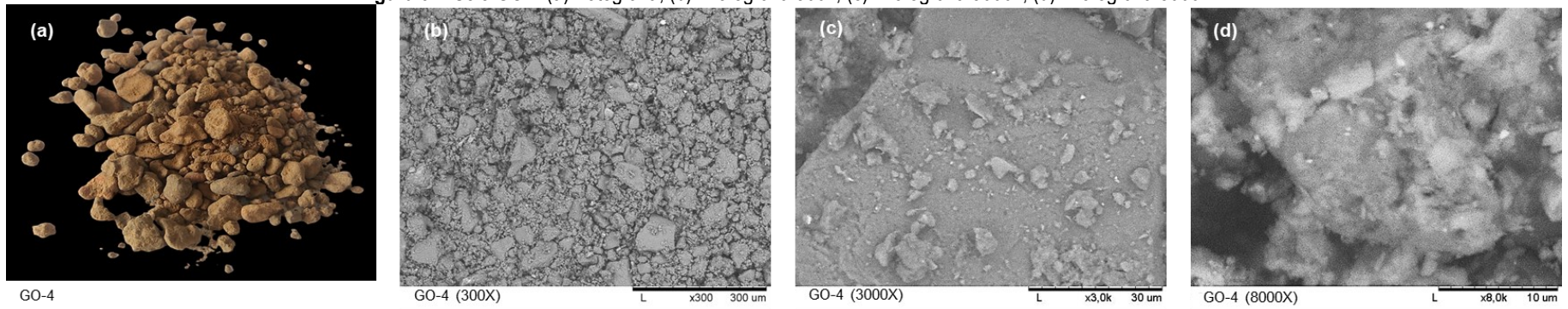


Figura 92: Solo GO-5: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

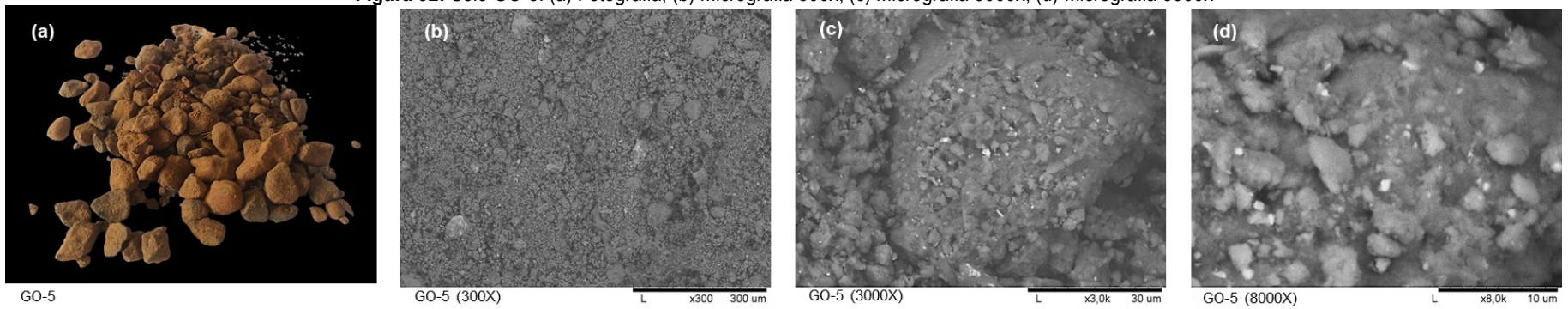


Figura 93: Solo GO-6: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

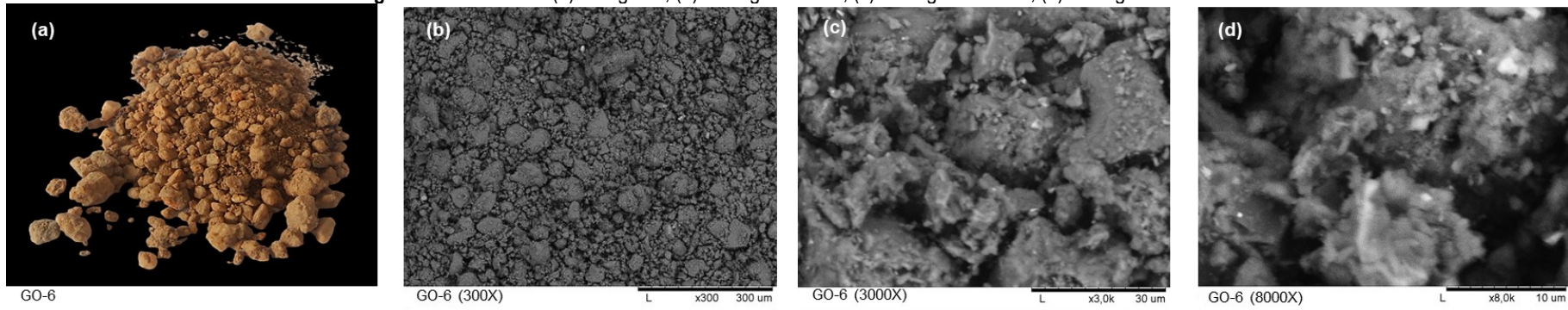


Figura 94: Solo PB-1: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

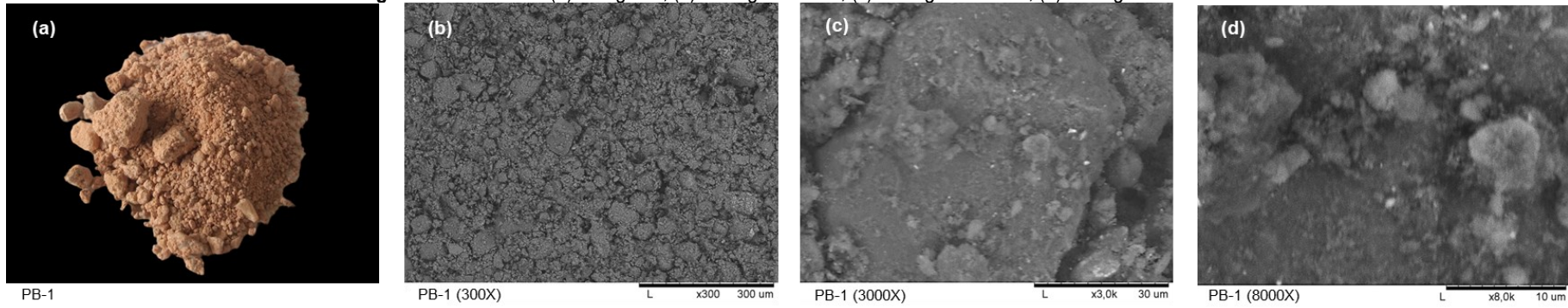


Figura 95: Solo PB-2: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

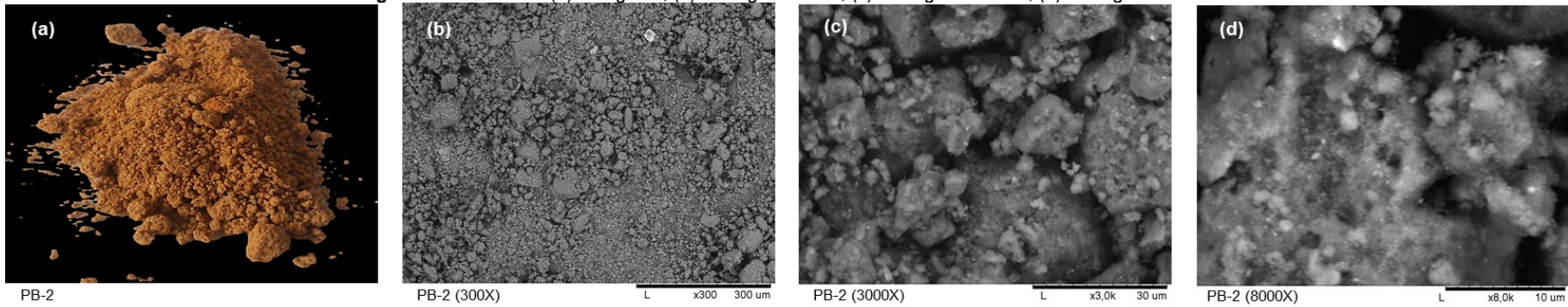


Figura 96: Solo PB-3: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

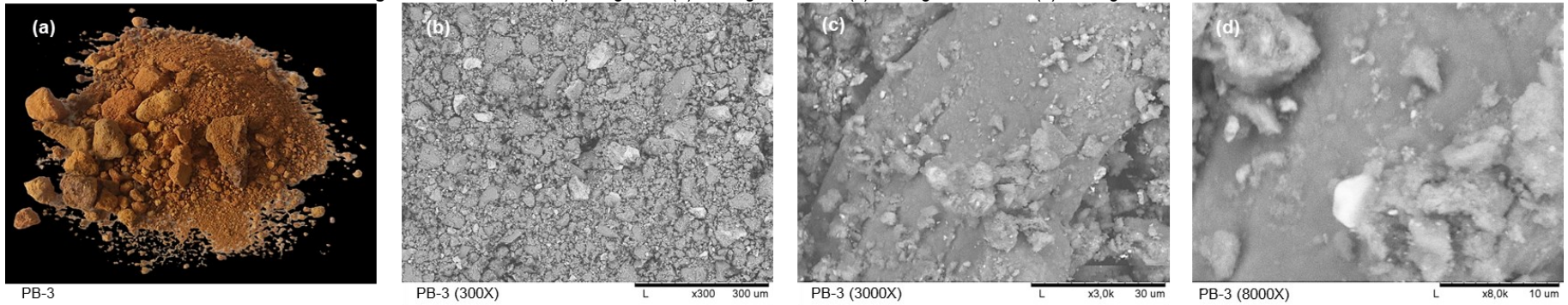


Figura 97: Solo PE-1: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

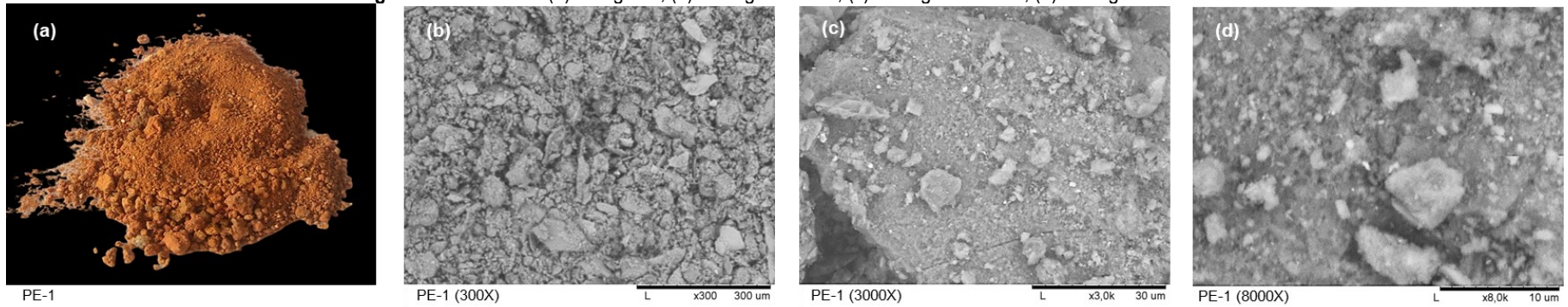


Figura 98: Solo PI-1: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

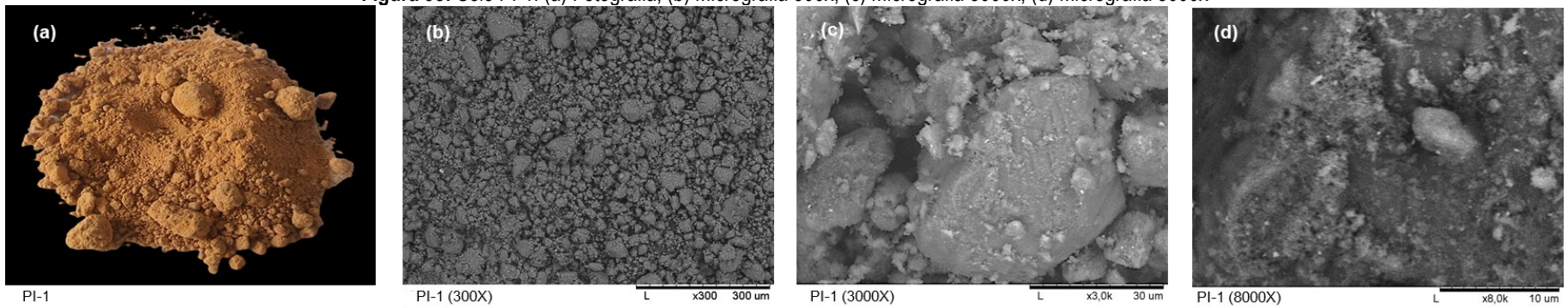


Figura 99: Solo PI-2: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

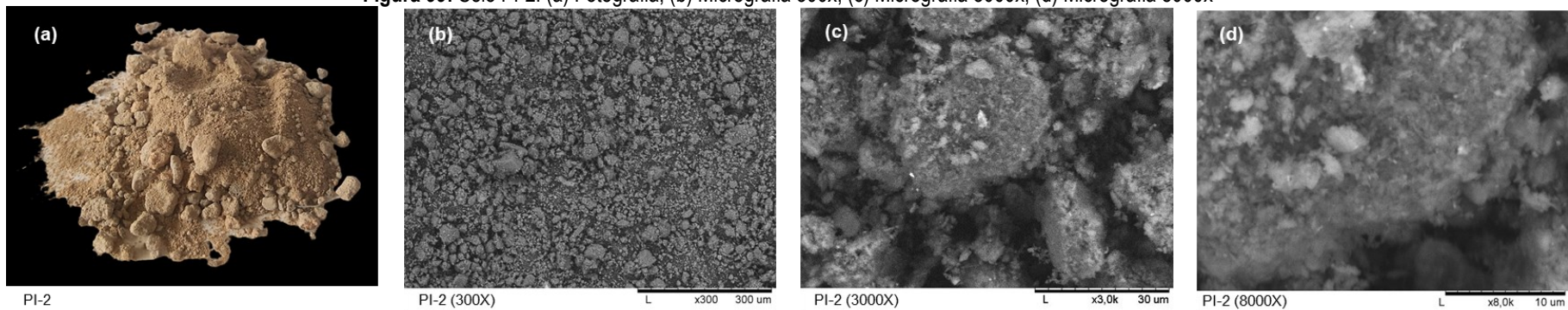


Figura 100: Solo PI-3: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

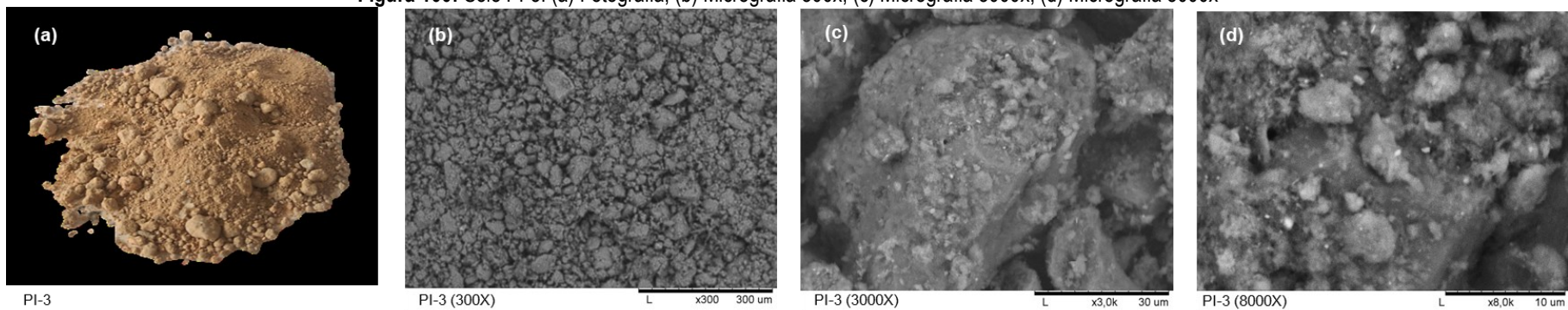


Figura 101: Solo PI-4: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

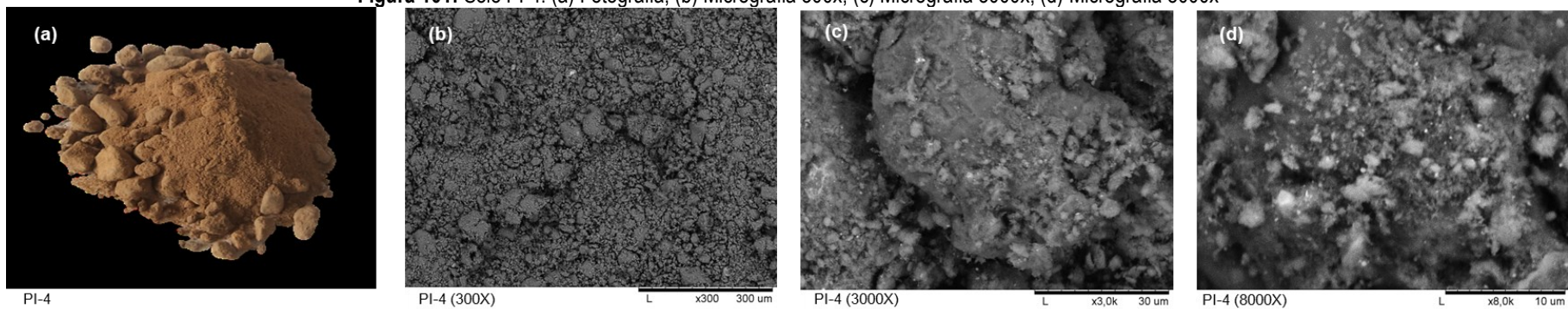


Figura 102: Solo PI-5: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

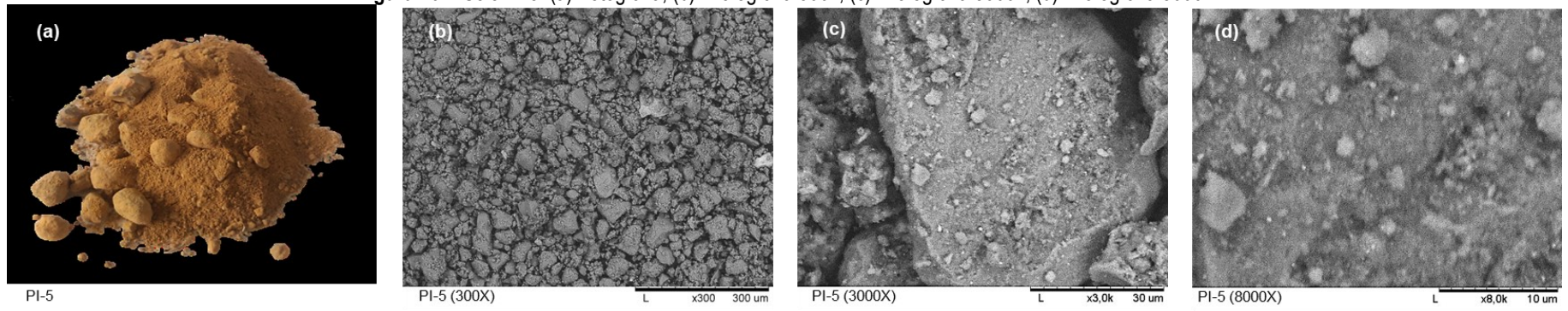


Figura 103: Solo PI-6: (a) Fotografia; (b) Micrografia 300x; (c) Micrografia 3000x; (d) Micrografia 8000x

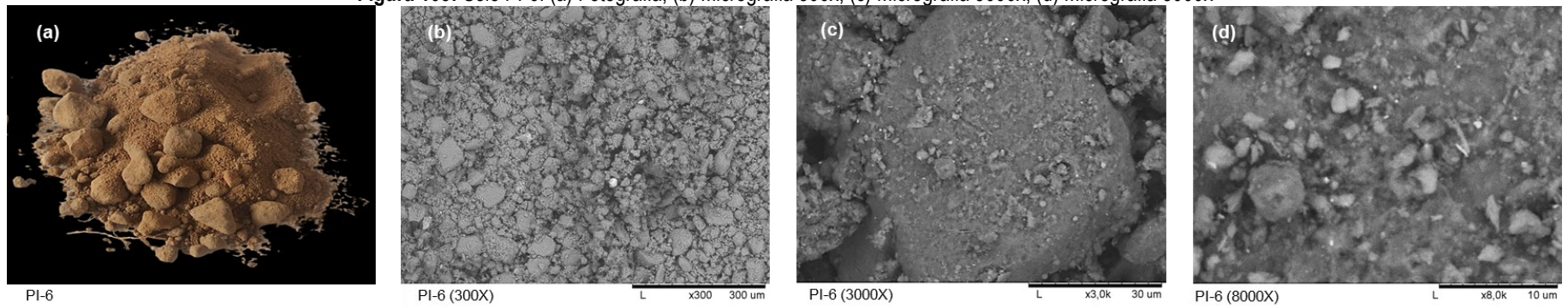


Figura 104: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da BSB-1 (8000X)

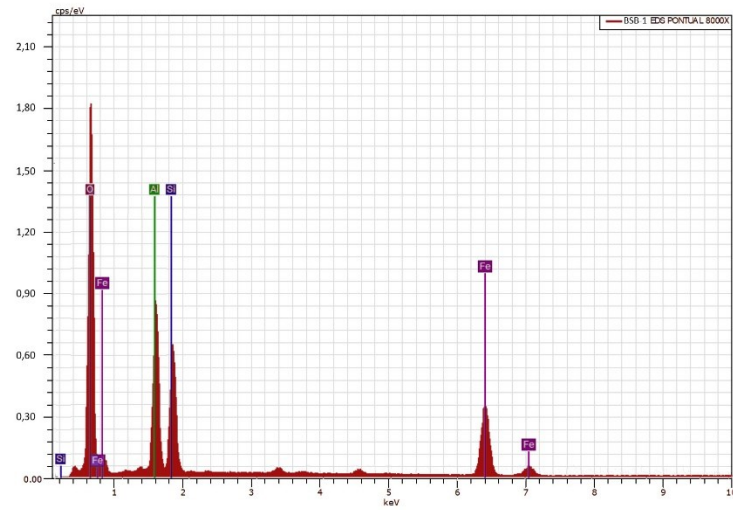


Figura 106: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da BSB-3 (8000X)

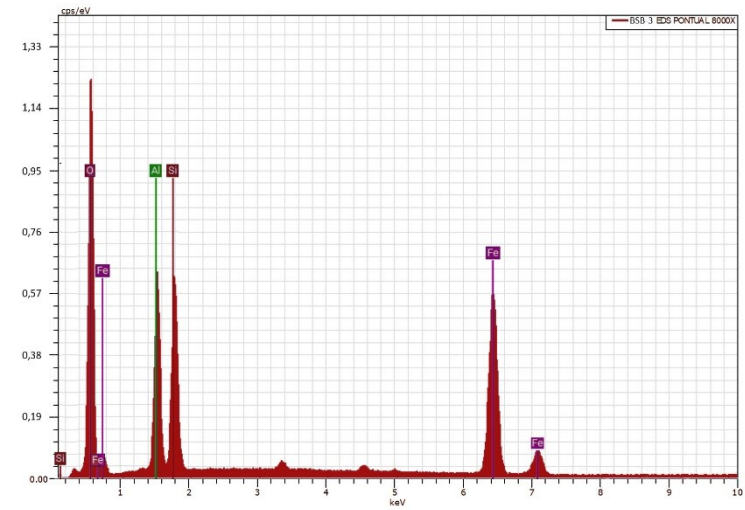


Figura 105: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da BSB-2 (8000X)

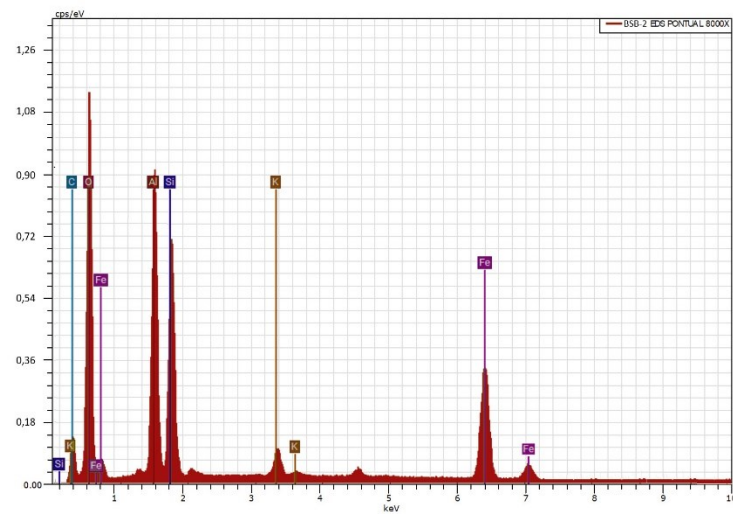


Figura 107: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da BSB-4 (8000X)

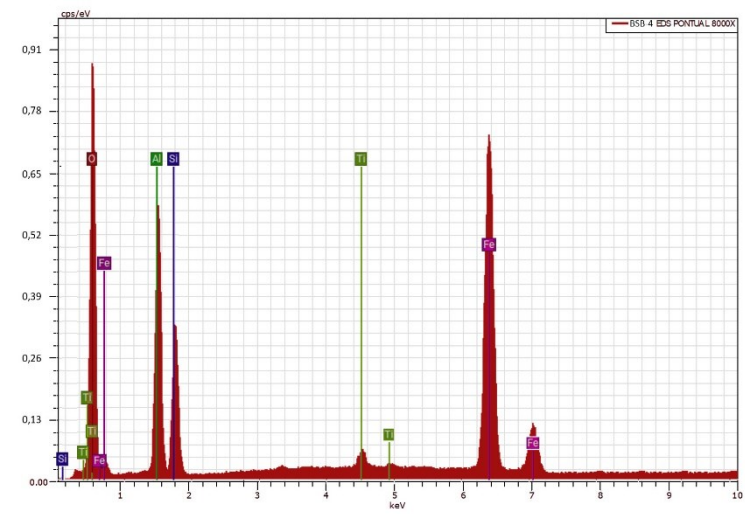


Figura 108: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-1 (8000X)

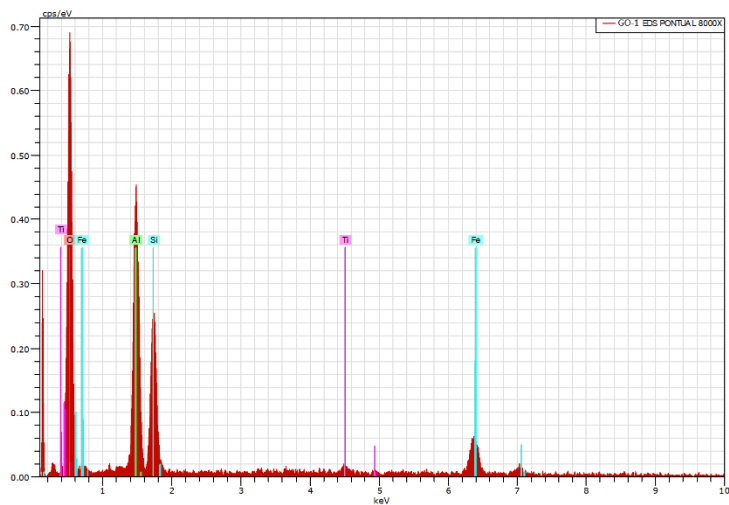


Figura 110: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-3 (8000X)

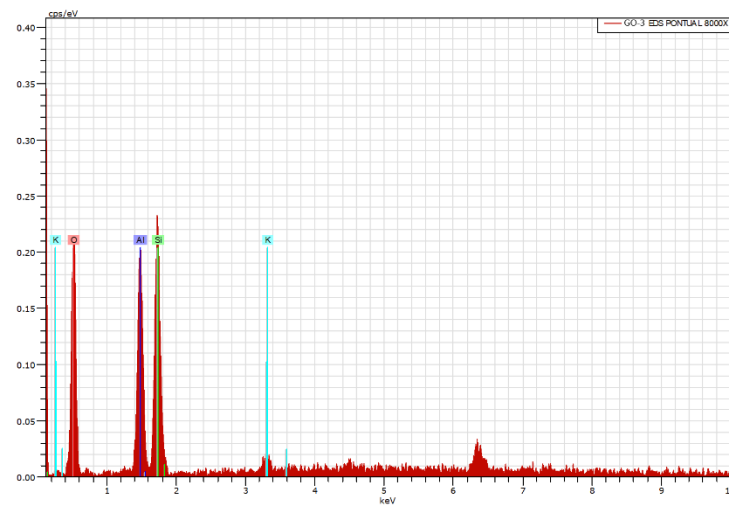


Figura 109: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-2 (8000X)

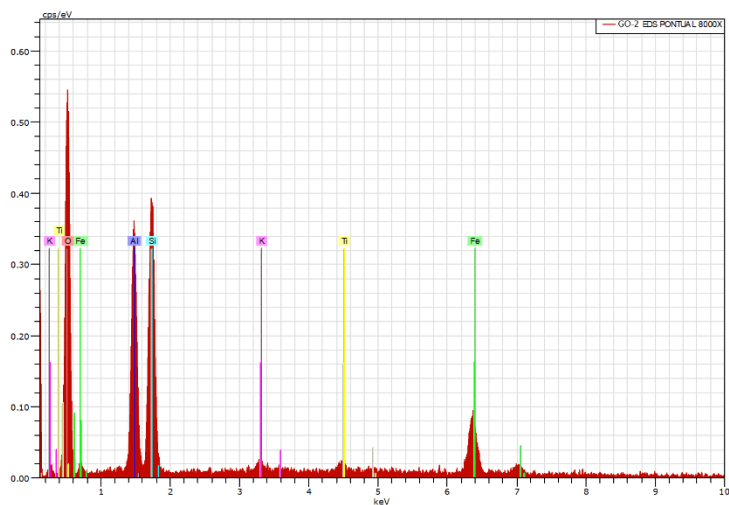


Figura 111: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-4 (8000X)

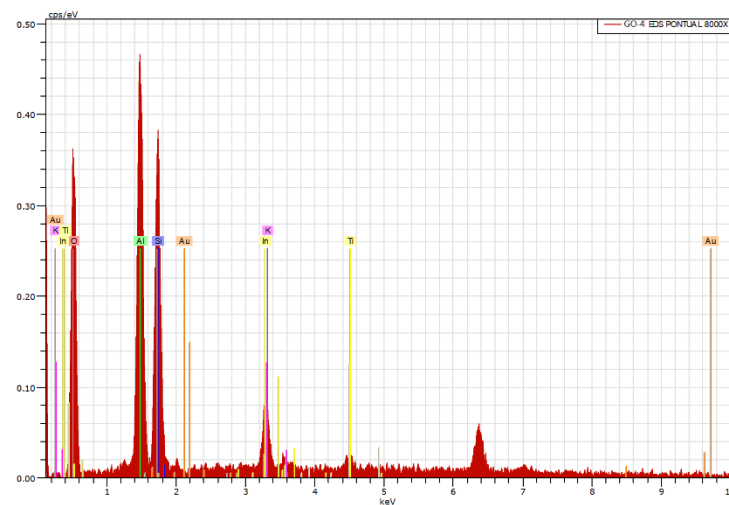


Figura 112: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-5 (8000X)

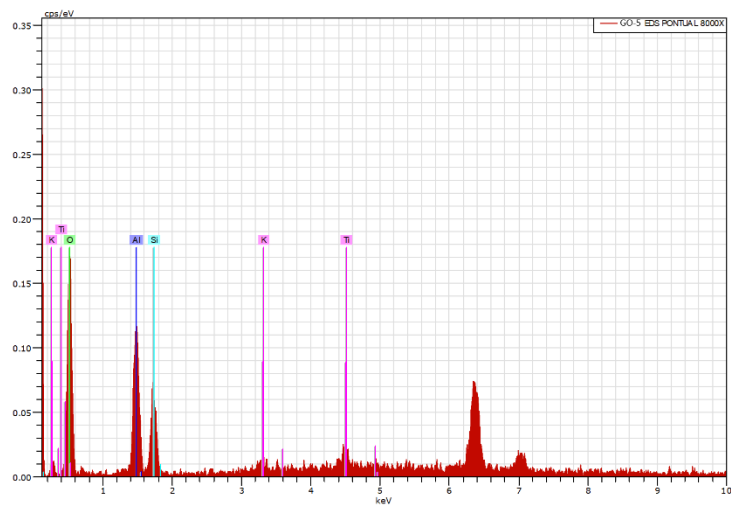


Figura 114: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PB-1 (8000X)

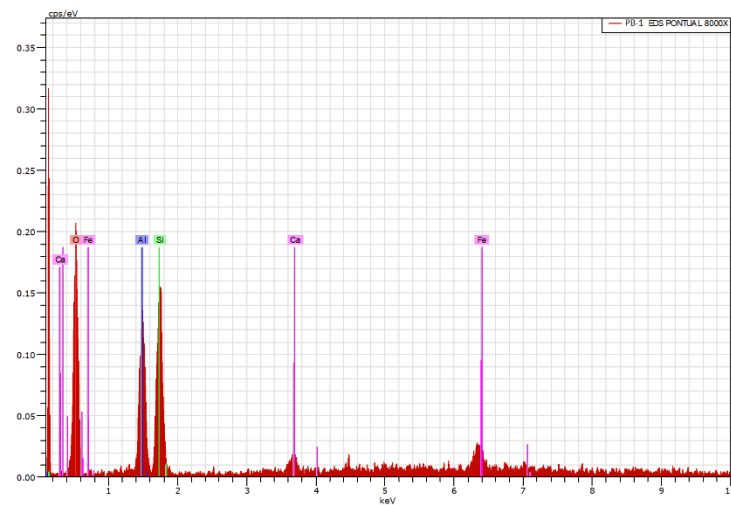


Figura 113: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da GO-6 (8000X)

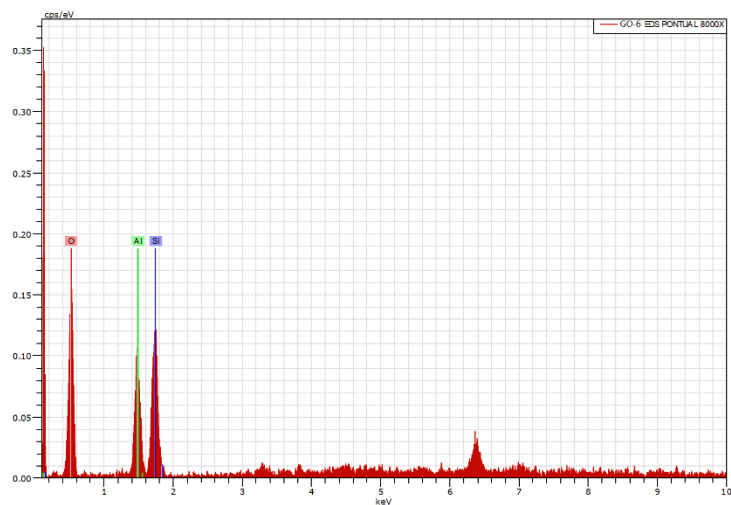


Figura 115: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PB-2 (8000X)

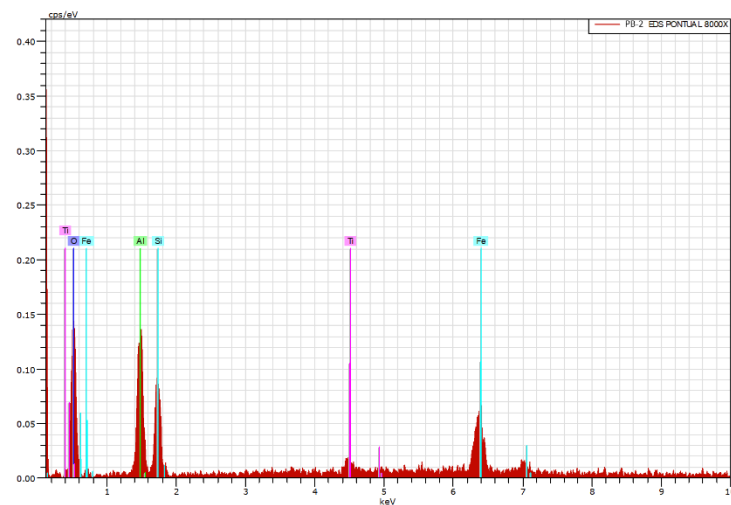


Figura 116: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PB-3 (8000X)

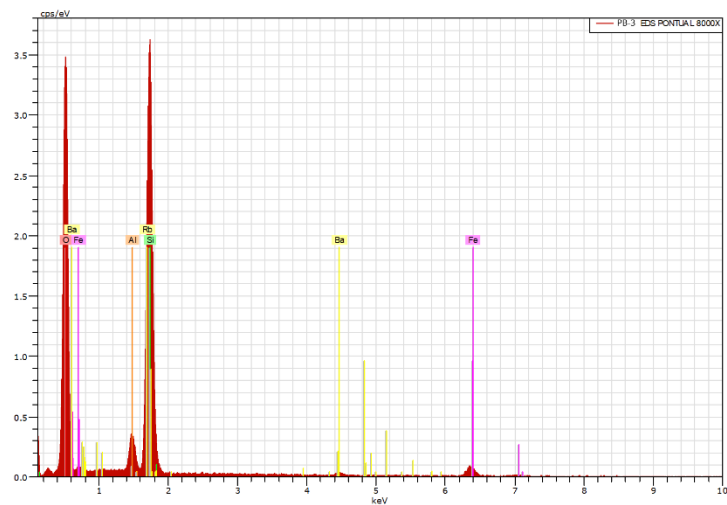


Figura 118: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-1 (8000X)

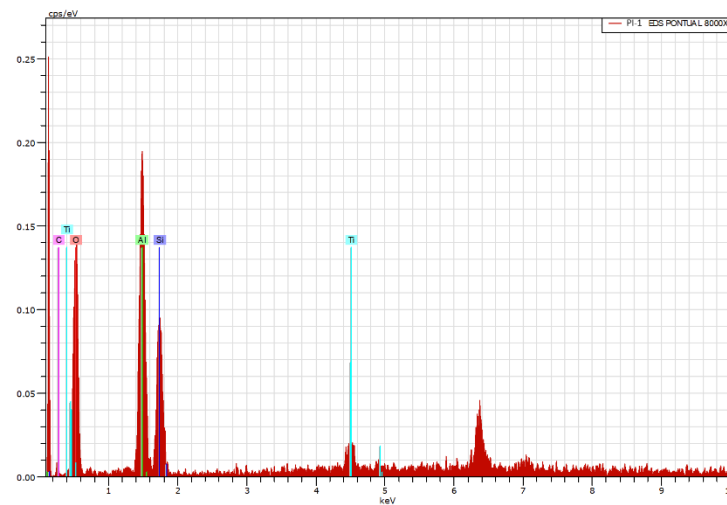


Figura 117: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PE-1 (8000X)

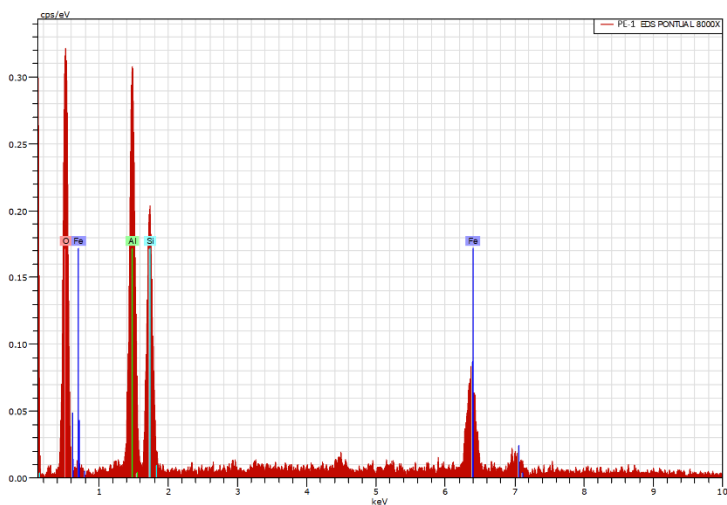


Figura 119: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-2 (8000X)

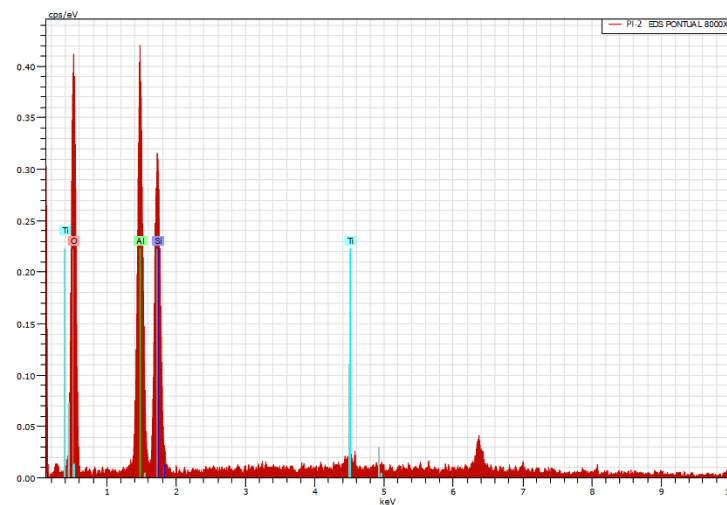


Figura 120: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-3 (8000X)

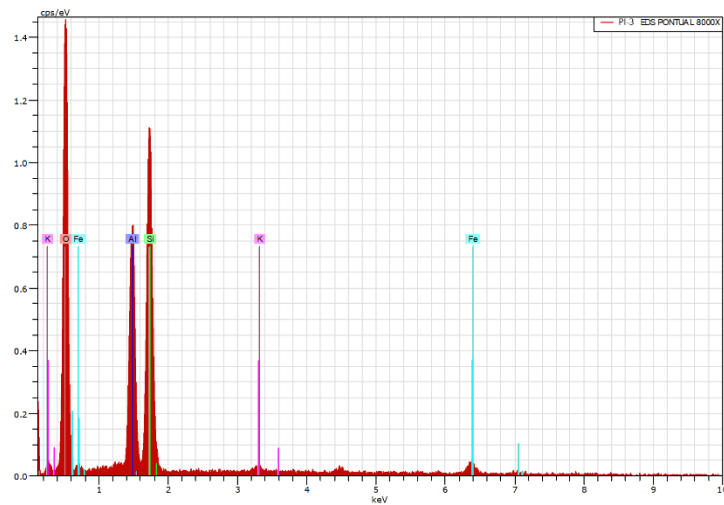


Figura 122: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-5 (8000X)

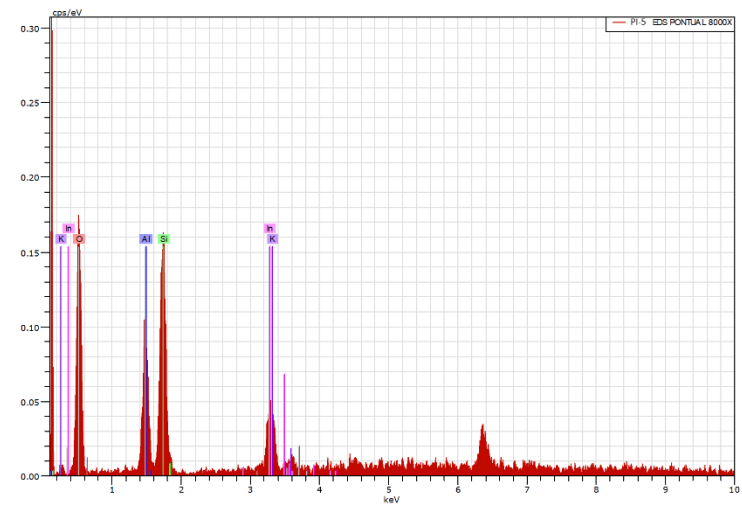


Figura 121: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-4 (8000X)

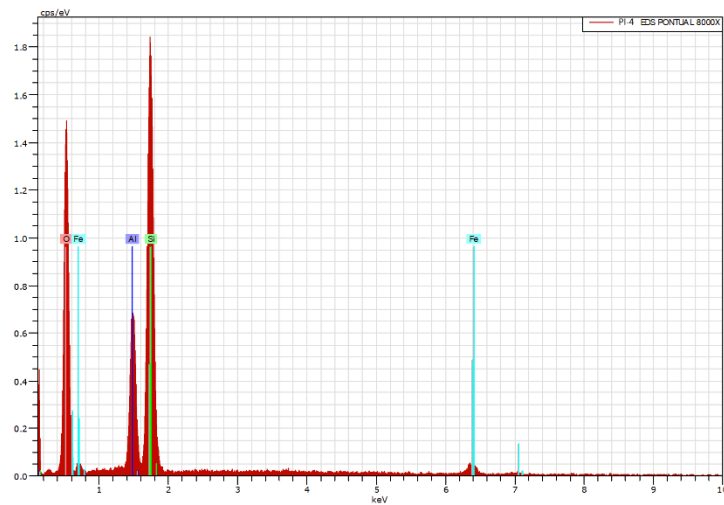
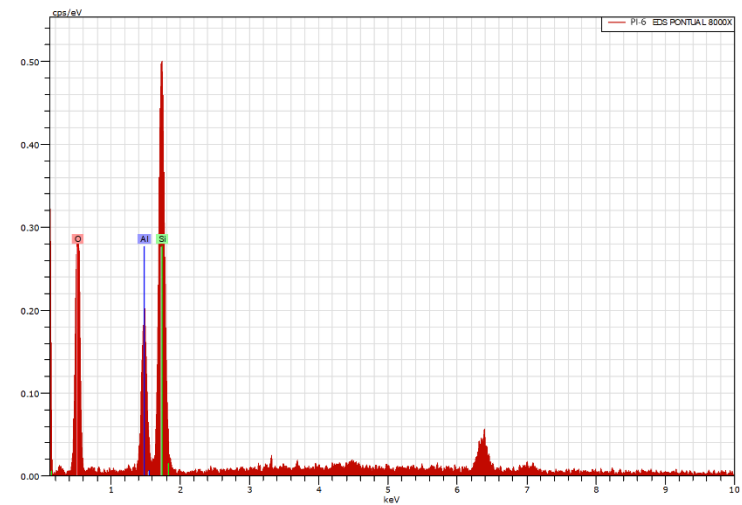


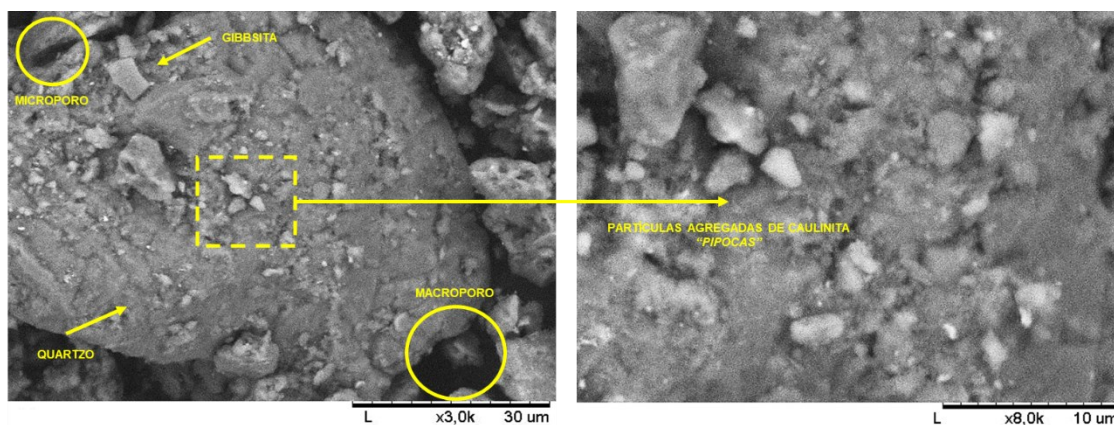
Figura 123: Resultados dos ensaios de EDS: elementos constituintes da PI-6 (8000X)



A análise das fotografias microscópicas sugere que todas as amostras apresentam gênese laterítica, onde foram encontrados padrões que demonstram a presença de cimentação entre suas partículas, bem como padrões típicos de materiais que passaram pelo processo de laterização, com uma estrutura onde as concreções de quartzo são envolvidas por grãos menores, ligados por uma massa aparentemente amorfa, conforme constatado por Nogami & Villibor (1995). Em outras palavras, é possível observar a organização estreita entre as partículas finas (caulinita) e os grãos de quartzo (Figura 124). As partículas finas são de fato agregadas e formam uma película que reveste as partículas de quartzo de tamanho maior. Esta associação constitui assim um aglomerado. Isso está de acordo com os achados de Lemaire *et al.* (2013) e Mengue *et al.* (2017).

Assim, em resumo, notou-se elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio que recobrem a caulinita conferindo ao conjunto um aspecto “cimentado”. Ademais, os grãos se apresentam ligados, arredondados e com indícios de vazios internos, formando massas esponjosas, ou com aspecto de “pipoca”, características que indicam se tratarem de solos lateríticos.

Figura 124: Análise da micrografia (3000x e 8000x) do solo laterítico



Fonte: De autoria própria

Autores como Mahalinga-Iyer & Williams (1991); Rodrigues *et al.* (2010) e Biswal *et al.* (2018b), por meio de microscopia eletrônica de varredura (MEV), também observaram que, em solos lateríticos, as partículas de quartzo são revestidas, em geral, com finas partículas de caulinita.

No que tange a técnica *energy dispersive x-ray detector* (EDS), a Tabela 11 exibe um resumo da identificação da composição química e as porcentagens dos elementos que compõem os solos analisados. Através da análise, é possível identificar quais solos denotam, dentre outros elementos, predominância de Fe e/ou Al em sua composição, indicando características de solos lateríticos. Vale salientar que na fase de laterização dos solos tropicais ocorre o acúmulo de óxidos e hidróxidos (Al_2O_3 , Fe_2O_3 e TiO_2), ou seja, a presença de Titânio (Ti) na composição também pode indicar um solo em processo de laterização.

Devido ao fato do ensaio de EDS não indicar os constituintes minerais do solo, mas apenas os elementos químicos que compõem as amostras, vale ressaltar algumas considerações a respeito da combinação destes elementos. Analisando a Tabela 11, é possível observar que:

- Houve predominância de O (oxigênio), Si (silício) e Al (alumínio) em quinze das dezesseis amostras. Para a amostra PB-3, a porcentagem de Al (alumínio) encontrada foi baixa quando comparada com as demais amostras;
- O elemento Al (alumínio) esteve presente em todas as amostras. Já o Fe (ferro) esteve ausente nas seguintes amostras: GO-4, GO-5, GO-6, PI-1, PI-2 e PI-6. A maior porcentagem de Fe (ferro) foi encontrada na amostra PE-1;
- O elemento Ti esteve presente em nove amostras, todas com baixos teores: BSB-4, GO-1, GO-2, GO-4, GO-5, PB-2, PI-1, PI-2, PI-4 e PI-5;
- As amostras BSB-2, GO-2, GO-3, GO-4, GO-5, GO-6 e PI-3 apontaram para a presença de potássio (K) em baixo teor;
- As amostras BSB-2 e PI-1 foram as únicas que constataram a presença de carbono (C). A presença do referido elemento pode estar relacionada ao processo de preparação da amostra. As amostras foram fixadas nos *stubs* utilizando fita carbono, o que pode ter acarretado o aparecimento do elemento.
- A amostra PB-1 foi a única com presença de cálcio (Ca);
- A amostra GO-4 foi a única que apresentou índio (In) e ouro (Au);
- A amostra PB-3 foi a única que apontou para a presença de rubídio (Rb) e bário (Ba).

Portanto, em um perfil laterítico, há ampla variação na composição mineralógica nos horizontes lateríticos, resultando na formação de argilominerais, óxi-hidróxidos de ferro, alumínio, titânio, manganês, fosfato e acumulação de minerais resistentes podendo formar depósitos supergênicos (Al, Fe, caulim, Ni, Mn, Au, Pt, Ti, P) (LIMA *et al.*, 2017). A mobilidade geoquímica dos elementos no processo de formação de perfil laterítico reflete as condições ambientais de exposição e a composição química da rocha. O comportamento dos elementos e compostos químicos apresenta uma variação de padrão nos horizontes da base para o topo, quando comparado com a rocha-mãe (COSTA, 2007).

Um fator importante é que, segundo Nogami & Villibor (1995), os solos tropicais em geral são constituídos de silicatos de alumínio hidratados, podendo conter pequena quantidade de elementos alcalinos (K, Na, Li) e alcalinos terrosos (Ca e Mg, principalmente). Além disso, o alumínio pode ser total ou parcialmente substituído por Fe ou Mg. Dessa maneira, somente através do ensaio de EDS não é possível definir quais solos são lateríticos e quais não são lateríticos.

Tabela 11: Resultados dos ensaios de EDS: porcentagens dos elementos constituintes (8000X)

Amostra	Elementos (%)											
	O	Si	Al	Fe	Ti	C	K	Ca	In	Au	Rb	Ba
BSB-1	63,36	11,51	14,59	10,51	-	-	-	-	-	-	-	-
BSB-2	41,48	8,23	16,89	25,96	-	7,44	0,90	-	-	-	-	-
BSB-3	51,97	13,54	13,81	20,69	-	-	-	-	-	-	-	-
BSB-4	44,43	8,00	15,57	30,19	1,81	-	-	-	-	-	-	-
GO-1	66,99	12,57	15,51	4,09	0,83	-	-	-	-	-	-	-
GO-2	60,56	19,01	14,02	5,01	0,82	-	0,59	-	-	-	-	-
GO-3	62,28	19,45	15,18	1,98	-	-	1,11	-	-	-	-	-
GO-4	65,07	14,92	17,42	-	0,68	-	0,73	-	0,88	0,31	-	-
GO-5	75,05	7,83	14,72	-	1,10	-	1,30	-	-	-	-	-
GO-6	71,69	17,31	10,13	-	-	-	0,87	-	-	-	-	-
PB-1	58,96	19,76	17,08	1,97	-	-	-	2,23	-	-	-	-
PB-2	66,18	17,23	13,07	2,72	0,81	-	-	-	-	-	-	-
PB-3	77,23	17,41	1,62	1,74	-	-	-	-	-	-	1,69	0,31
PE-1	53,89	19,11	20,76	6,24	-	-	-	-	-	-	-	-
PI-1	62,59	9,27	18,60	-	2,05	7,49	-	-	-	-	-	-
PI-2	67,58	14,66	17,34	-	0,42	-	-	-	-	-	-	-
PI-3	70,74	17,50	9,93	1,36	-	-	0,47	-	-	-	-	-
PI-4	69,62	14,39	12,72	2,78	0,49	-	-	-	-	-	-	-
PI-5	62,11	22,73	12,18	2,18	0,79	-	-	-	-	-	-	-
PI-6	63,94	26,31	9,75	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Fonte: De autoria própria

4.1.3. DRX E FRX

A análise dos resultados dos ensaios de difração de raios-X permite identificar os argilominerais que constituem a fração fina da amostra, separando-os segundo grupos: caulinitas, ilitas ou esmectitas. Entretanto, não permite a diferenciação dos componentes de cada um destes grupos.

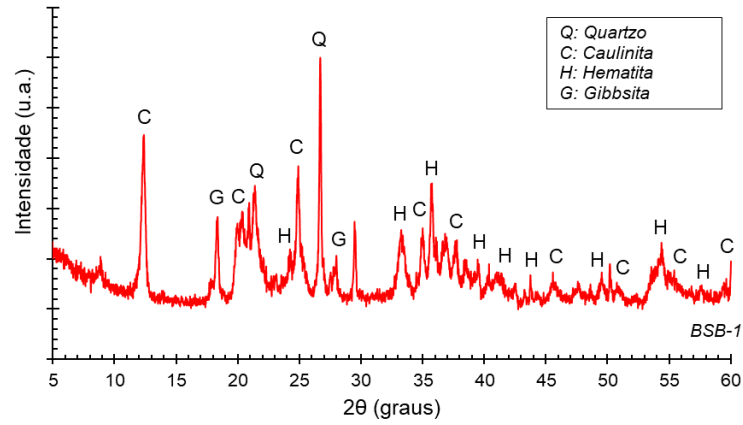
Os picos presentes nos difratogramas dos solos estudados indicaram a presença da caulinita como argilomineral predominante. Apenas para o solo PE-1, observou-se também a presença de montmorilonita, porém com a caulinita como argilomineral predominante. Em solos menos intemperizados, podem se fazer presentes minerais primários e argilominerais 2:1 como as ilitas e as esmectitas.

Nas Figuras 125–144 são indicados os resultados obtidos dos ensaios de DRX. Constatou-se a presença, na fração argila desses solos, de minerais como: gibbsita, hematita, goethita, magnetita e óxidos de ferro e alumínio mal cristalizados. Estas constatações corroboram com Nogami & Villibor (1995), que afirmam que os solos lateríticos caracterizam-se por conter óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, e que o argilomineral geralmente presente é a caulinita, podendo ainda serem encontrados outros membros do grupo caulinita, como a haloisita e a nacrita.

Segundo Biswal *et al.* (2016), a análise mineralógica de solos lateríticos indica a presença de uma quantidade substancial de quartzo e alguma quantidade de feldspato, hematita, goethita, moscovita como minerais não argilosos. A caulinita é o argilomineral predominante presente, e a illita também está presente em alguns solos.

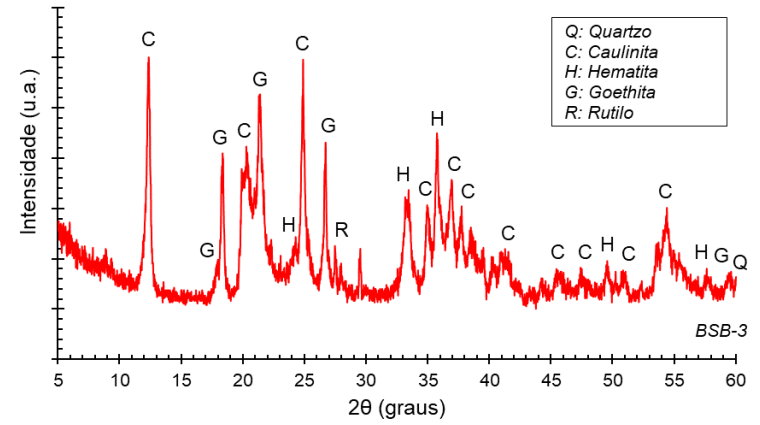
Mahalinga-Iyer & Williams (1991); Rodrigues *et al.* (2010) e Biswal *et al.* (2018b), por meio de análise em difratogramas de raios X, observaram que os principais minerais presentes em amostras de solo laterítico granular são caulinita, quartzo, hematita e goethita.

Figura 125: DRX do solo BSB-1



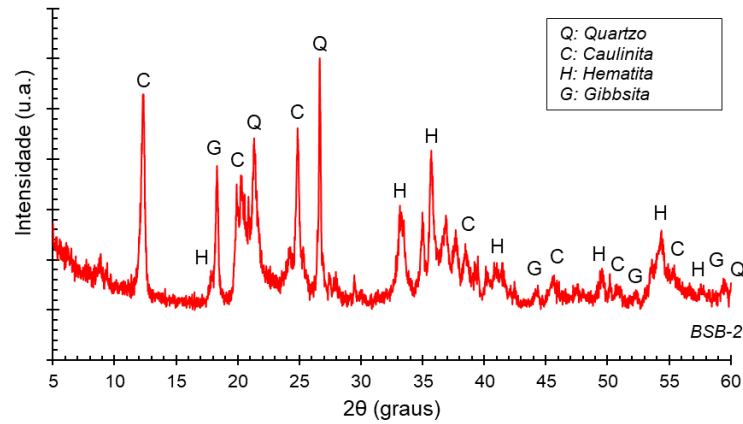
Fonte: De autoria própria

Figura 127: DRX do solo BSB-3



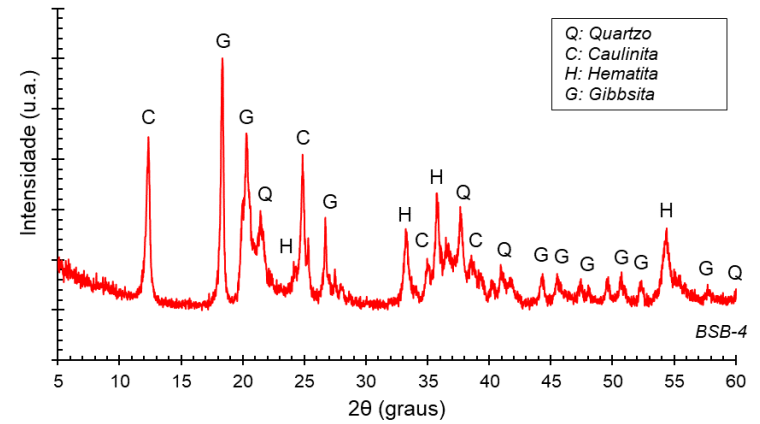
Fonte: De autoria própria

Figura 126: DRX do solo BSB-2



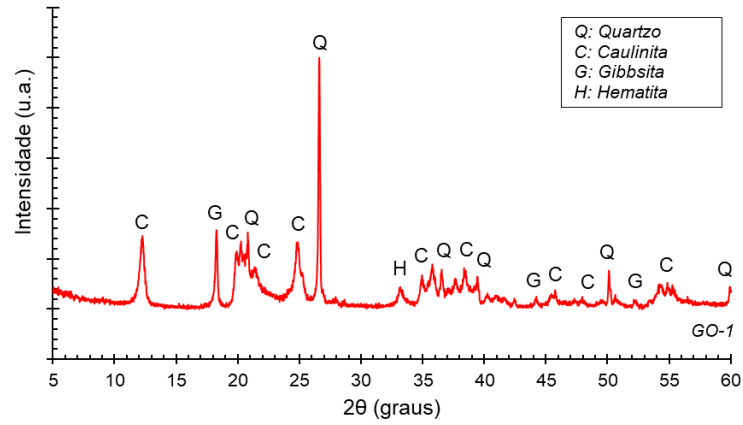
Fonte: De autoria própria

Figura 128: DRX do solo BSB-4



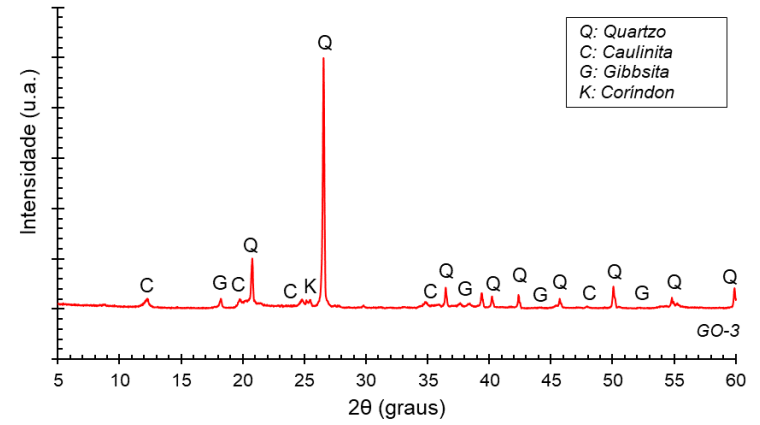
Fonte: De autoria própria

Figura 129: DRX do solo GO-1



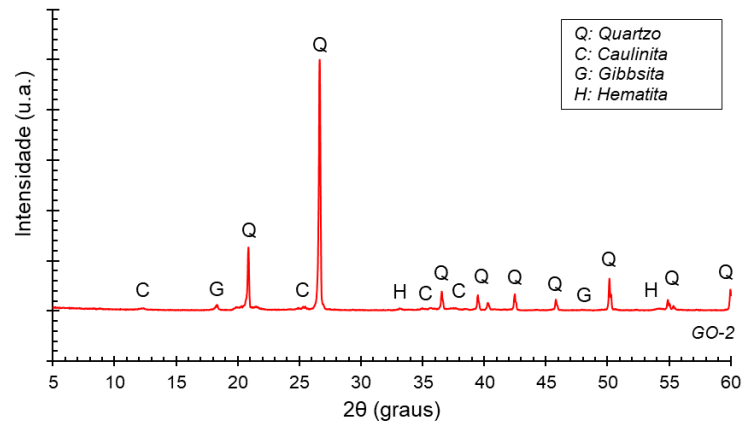
Fonte: De autoria própria

Figura 131: DRX do solo GO-3



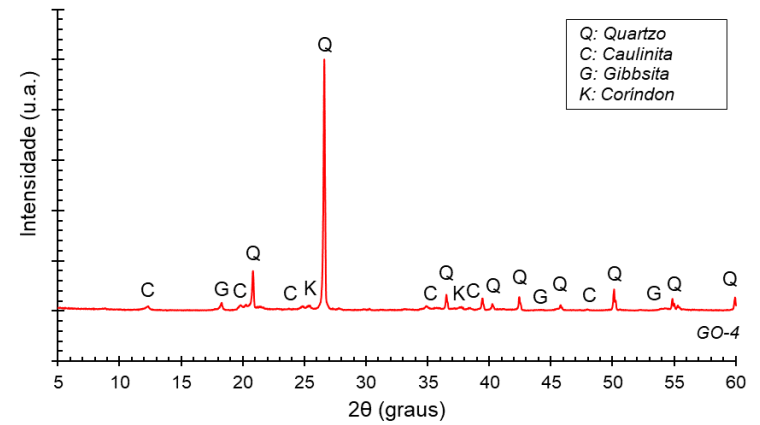
Fonte: De autoria própria

Figura 130: DRX do solo GO-2



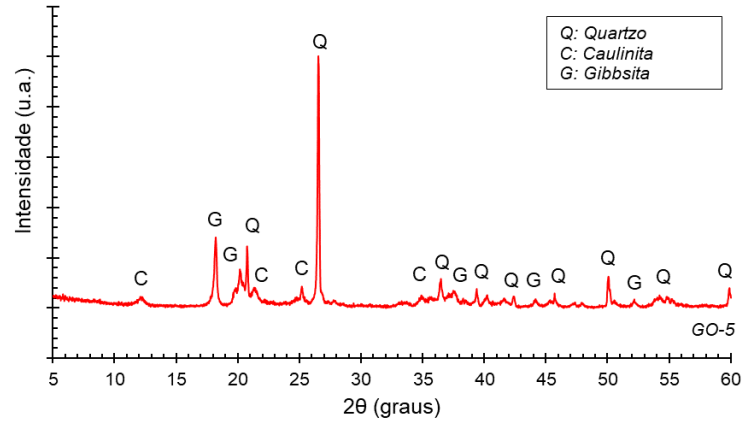
Fonte: De autoria própria

Figura 132: DRX do solo GO-4



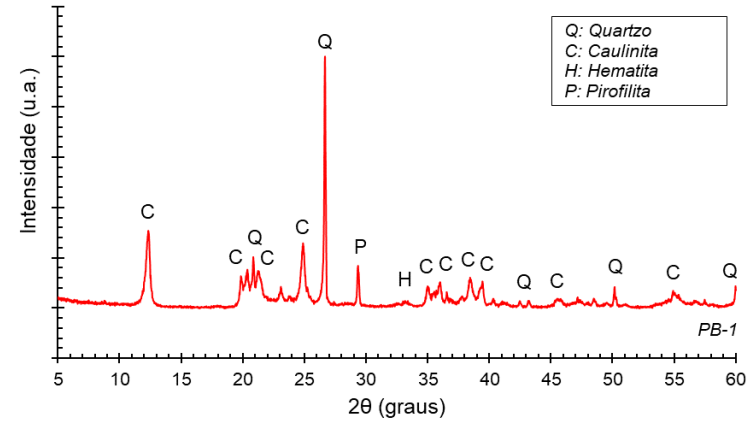
Fonte: De autoria própria

Figura 133: DRX do solo GO-5



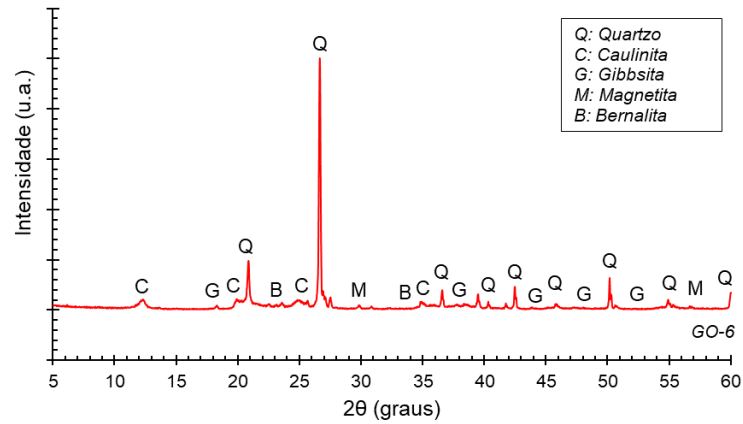
Fonte: De autoria própria

Figura 135: DRX do solo PB-1



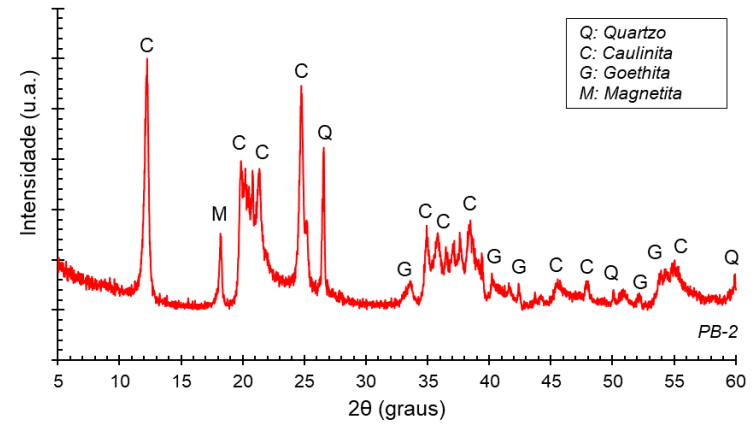
Fonte: De autoria própria

Figura 134: DRX do solo GO-6



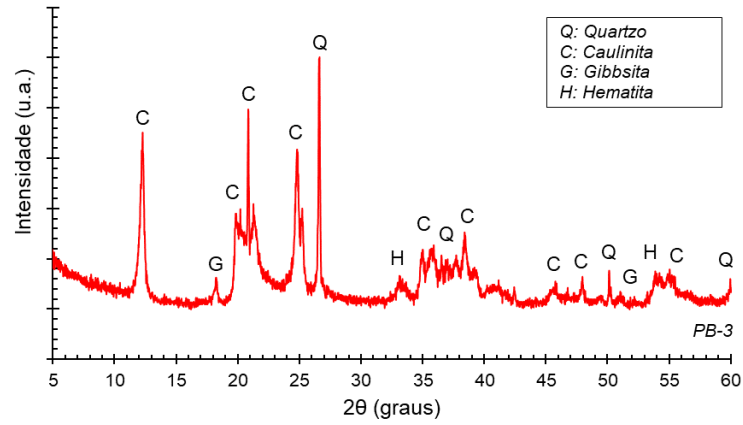
Fonte: De autoria própria

Figura 136: DRX do solo PB-2



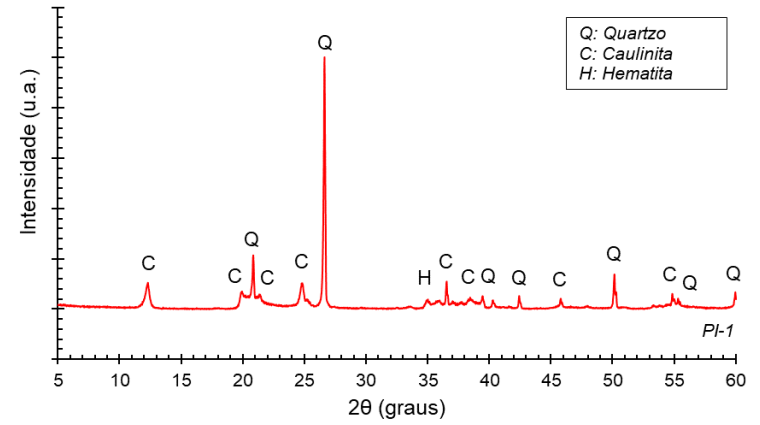
Fonte: De autoria própria

Figura 137: DRX do solo PB-3



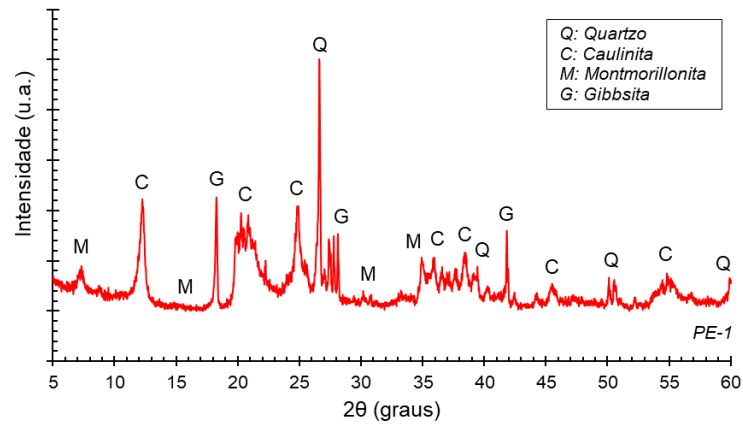
Fonte: De autoria própria

Figura 139: DRX do solo PI-1



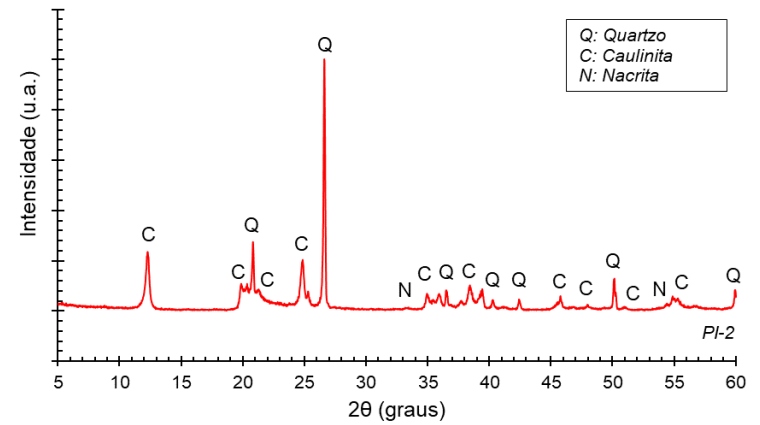
Fonte: De autoria própria

Figura 138: DRX do solo PE-1



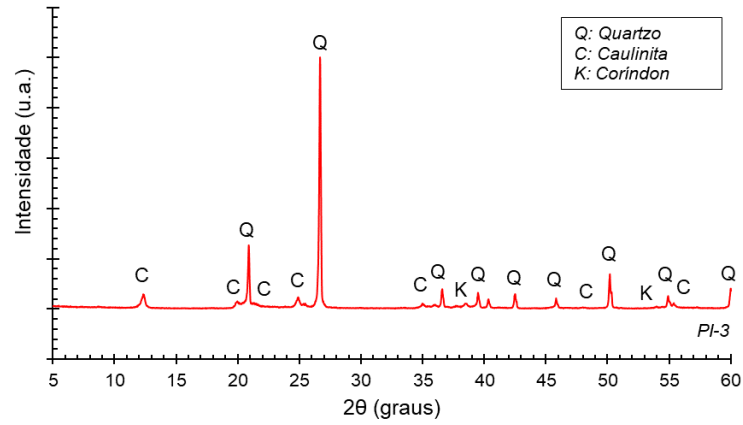
Fonte: De autoria própria

Figura 140: DRX do solo PI-2



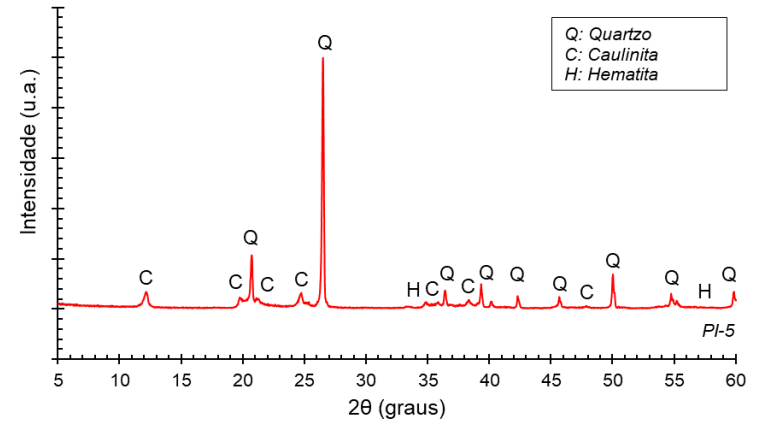
Fonte: De autoria própria

Figura 141: DRX do solo PI-3



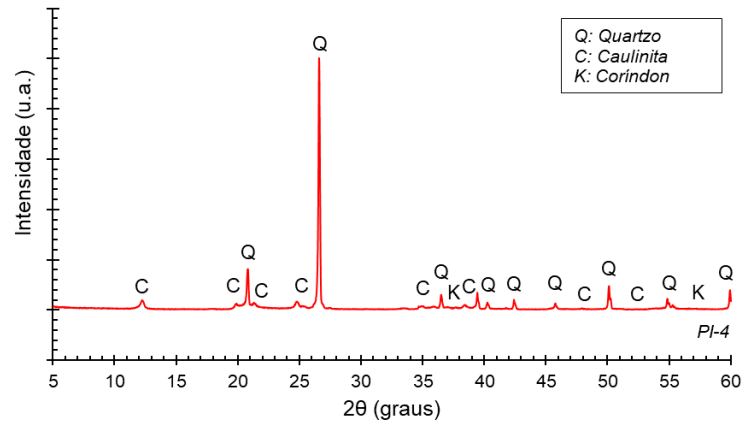
Fonte: De autoria própria

Figura 143: DRX do solo PI-5



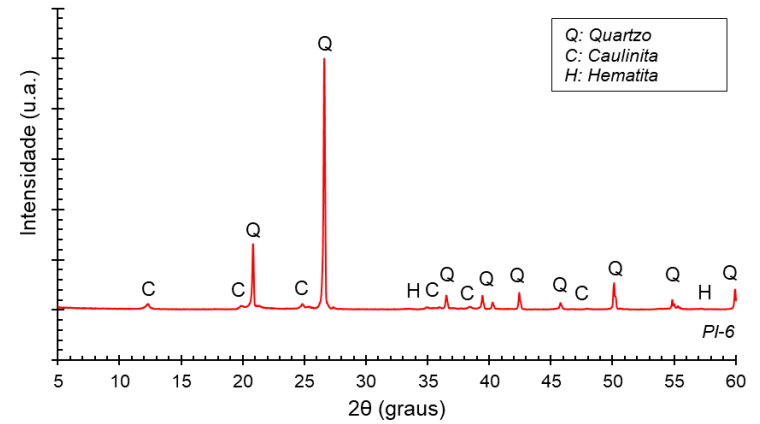
Fonte: De autoria própria

Figura 142: DRX do solo PI-4



Fonte: De autoria própria

Figura 144: DRX do solo PI-6



Fonte: De autoria própria

Através dos resultados da análise química quantitativa das amostras de solo obtidos pelo ensaio de fluorescência de raios-x (FRX), foi possível verificar o teor de cada óxido e elemento químico presente nas amostras, tanto para minerais primários quanto aos secundários, como pode-se observar na Tabela 12, a qual mostra a distribuição percentual dos elementos químicos.

Vê-se que os elementos Si, Al e Fe, considerados os constituintes básicos do processo de laterização, são em realidade os que apresentaram os maiores percentuais na composição das amostras estudadas. Como era de se esperar, outros elementos tais como Mg, K, Ca e Mn, representaram uma parcela mínima na composição dos solos. Isto se deve ao fato de a própria gênese e formação propiciar a deposição de alguns elementos como Al e Fe, a lixiviação do Si e manter resíduos de outros componentes resultantes do intemperismo da rocha de origem. Além disso, percebe-se que os ensaios realizados de FRX conseguiram identificar elementos que não constaram nos resultados de EDS, como por exemplo o titânio (Ti), que esteve presente em todas amostras de acordo com os resultados de FRX. O que pode explicar tal inconsistência é o fato de terem sido realizadas, para a técnica EDS, análises pontuais nas partículas das amostras, não detectando, desta forma, elementos que seriam identificados caso fosse feito um mapeamento químico mais geral.

Pelos resultados obtidos de FRX, constatou-se a presença significativa de óxidos de alumínio e ferro (Al_2O_3 e Fe_2O_3) e da sílica (SiO_2), onde esses três compostos representaram, em média, aproximadamente 86% dos óxidos presentes nas amostras estudadas. A elevada porcentagem de óxidos e hidróxidos de ferro e de alumínio, que recobrem a caulinita, conferem ao conjunto um aspecto “cimentado”. A cor do solo pode variar dependendo da quantidade de óxido de ferro presente. Solos mais intemperizados tendem a ter cor avermelhada ou amarelada, enquanto solos menos intemperizados podem ter cor mais clara. A textura também é importante, com solos mais intemperizados apresentando maior proporção de finos, como argila. A presença de minerais intemperizados, como óxidos de ferro e argilominerais intemperizados, indica um maior grau de intemperismo.

Os índices de intemperização, índice K_i (relação molecular sílica/alumina) e índice K_r (relação molecular sílica/sesquióxidos), são calculados conforme as equações 9 e 10 abaixo (SILVA, 2009; VIZCARRA, 2010). Os valores bem como a classificação (EMBRAPA, 1997) são apresentados na Tabela 13.

$$K_i = \frac{\% SiO_2}{\% Al_2O_3} \quad (9)$$

$$K_r = \frac{\% SiO_2}{\% Al_2O_3 + \% Fe_2O_3} \quad (10)$$

Tabela 12: Análise química das amostras de solo

Amostra	Compostos (%)											PF (%)	
	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	TiO ₂	K ₂ O	MgO	ZrO ₂	CaO	SO ₃	BaO	MnO		Outros
BSB-1	29,69	36,35	18,04	1,15	0,73	0,00	0,04	1,55	0,21	0,00	0,05	0,11	12,08
BSB-2	26,62	39,34	18,70	1,23	0,58	0,00	0,00	0,41	0,12	0,00	0,04	0,15	12,81
BSB-3	26,03	40,30	17,93	1,18	0,43	0,00	0,03	0,70	0,00	0,00	0,03	0,11	13,25
BSB-4	20,67	47,54	10,92	1,58	0,14	0,84	0,04	0,09	0,00	0,00	0,02	0,10	18,05
GO-1	36,75	38,72	8,85	1,26	0,00	0,00	0,11	0,06	0,18	0,28	0,00	0,00	13,79
GO-2	62,66	21,11	6,57	1,41	0,59	0,68	0,17	0,11	0,23	0,00	0,00	0,01	6,45
GO-3	54,72	27,89	3,70	1,25	1,84	0,99	0,13	0,00	0,20	0,00	0,03	0,01	9,24
GO-4	53,34	28,56	5,38	1,31	1,70	0,56	0,06	0,05	0,18	0,00	0,02	0,13	8,71
GO-5	35,83	36,65	6,91	2,00	0,77	0,34	0,00	0,24	0,19	0,00	0,00	0,00	17,07
GO-6	53,67	31,27	2,87	1,14	2,02	0,59	0,28	0,00	0,24	0,22	0,03	0,03	7,64
PB-1	44,72	33,55	4,67	0,97	0,18	0,98	0,00	4,12	0,18	0,00	0,00	0,00	10,64
PB-2	40,33	39,19	6,19	1,89	0,00	0,00	0,11	0,00	0,00	0,31	0,00	0,00	11,98
PB-3	31,17	34,31	12,30	3,40	0,09	0,00	0,08	0,11	0,20	0,00	0,02	0,07	18,24
PE-1	39,89	35,39	6,77	1,00	1,32	1,18	0,09	0,00	0,18	0,00	0,03	0,01	14,14
PI-1	54,98	31,36	4,12	1,64	0,00	0,00	0,12	0,10	0,19	0,00	0,03	0,10	7,35
PI-2	52,02	32,80	2,33	1,12	0,13	0,00	0,08	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	11,52
PI-3	66,64	23,71	2,15	0,85	0,58	0,79	0,08	0,00	0,19	0,00	0,00	0,01	5,02
PI-4	61,22	24,43	4,76	1,08	0,00	0,62	0,10	0,00	0,15	0,00	0,00	0,01	7,64
PI-5	57,74	27,10	3,69	1,17	0,00	0,74	0,11	0,05	0,00	0,20	0,00	0,00	9,20
PI-6	69,17	19,73	3,36	0,95	0,35	0,63	0,11	0,12	0,28	0,00	0,00	0,00	5,30

Fonte: De autoria própria

Tabela 13: Classificação do tipo de laterização por meio dos índices de intemperismo K_i e K_r

Amostra	K_i	K_r	Classificação
BSB-1	0,82	0,55	Solo caulinitico-oxídico altamente intemperizado
BSB-2	0,68	0,46	Solo oxídico (hematítico ou goethítico ou gibbsítico) altamente intemperizado
BSB-3	0,65	0,45	Solo oxídico (hematítico ou goethítico ou gibbsítico) altamente intemperizado
BSB-4	0,43	0,35	Solo oxídico (hematítico ou goethítico ou gibbsítico) altamente intemperizado
GO-1	0,95	0,77	Solo caulinitico altamente intemperizado
GO-2	2,97	2,26	Solo caulinitico pouco intemperizado
GO-3	1,96	1,73	Solo caulinitico altamente intemperizado
GO-4	1,87	1,57	Solo caulinitico altamente intemperizado
GO-5	0,98	0,82	Solo caulinitico altamente intemperizado
GO-6	1,72	1,57	Solo caulinitico altamente intemperizado
PB-1	1,33	1,17	Solo caulinitico altamente intemperizado
PB-2	1,03	0,89	Solo caulinitico altamente intemperizado
PB-3	0,91	0,67	Solo caulinitico-oxídico altamente intemperizado
PE-1	1,13	0,95	Solo caulinitico altamente intemperizado
PI-1	1,75	1,55	Solo caulinitico altamente intemperizado
PI-2	1,59	1,48	Solo caulinitico altamente intemperizado
PI-3	2,81	2,58	Solo caulinitico pouco intemperizado
PI-4	2,51	2,10	Solo caulinitico pouco intemperizado
PI-5	2,13	1,88	Solo caulinitico altamente intemperizado
PI-6	3,51	3,00	Solo caulinitico pouco intemperizado

Fonte: De autoria própria

Observa-se valores muito baixos do índice K_i , o que pode ser interpretado como um indício de maior grau de intemperização dos solos. Os solos GO-2, PI-3, PI-4 e PI-6 se apresentaram como pouco intemperizados. Os ensaios físico-químicos realizados identificaram a presença de hidróxidos de Fe e Al, em baixas proporções, determinando um coeficiente $K_i > 2,2$, visto o alto percentual de areia com predominância de quartzo. Segundo Pereira (2014), autores alegam que não necessariamente solos com alto valor de K_i conotam pouca intemperização, podendo sim estar relacionado com a natureza da rocha.

Quanto menor o valor de K_i e K_r , mais intemperizados e com predominância de óxidos de ferro e alumínio. Esses minerais promovem o desenvolvimento de uma microestrutura com predomínio de poros de empacotamento compostos, o que favorece uma macroestrutura do tipo granular, determinando menor densidade do solo, maior proporção de poros grandes e maior permeabilidade ou seja, valores menores de capacidade de campo (ROSSI, 2019). Nos Latossolos, solos mais intemperizados, observa-se que, à medida em que há redução de K_i e K_r , há também redução nos valores de resistência (ROCHA *et al.*, 2002).

Ao efetuar a correlação entre os dados apresentados na Tabela 12 e os resultados dos ensaios de DRX, entende-se que a sílica está intrinsecamente ligada a ocorrência de quartzo na análise de DRX, bem como os silicatados e a caulinita são influenciados pela alumina (Al_2O_3). Do mesmo modo, é relevante mencionar que a ocorrência de minerais como gibbsita, hematita, goethita e magnetita, é influenciada pela concentração de ferro e alumínio, que então determinam as frações de coloração amarelada e avermelhada em solos lateríticos.

Segundo Kämpf & Cury (2000), a principal forma de ocorrência dos óxidos de ferro nos solos tropicais se deve a alguns dos minerais cristalinos, principalmente hematita e goethita, e as formas mal cristalizadas como a ferrihidrita.

Os óxidos de ferro estão intimamente vinculados aos fenômenos de estruturação e agregação do solo. Sua associação com a caulinita e, algumas vezes com a gibbsita em solos lateríticos brasileiros, proporciona uma estrutura em que as partículas de argila estão altamente agregadas, podendo se comportar como partículas de areia (FONTES, 1992). A participação dos óxidos de ferro na constituição de um solo pode conferir, portanto, propriedades físicas desejáveis de maior permeabilidade à água e maior resistência à erosão, comparado a outros solos de mineralogia similar, mas com menores teores desses minerais. Esses mesmos óxidos ainda influenciam outras propriedades do solo, como a cor e a retenção de íons (ALVES, 2002).

A gibbsita representa quase que exclusivamente o único óxido de alumínio cristalino presente em solos das regiões tropicais e está íntima e diretamente associada à intensidade do intemperismo. Também pode ser encontrada em solos mais jovens devido à possibilidade de vir a ser um dos primeiros produtos formados a partir do intemperismo dos feldspatos (NETTO, 1996). Além disso, sendo a gibbsita bem reativa à cal hidratada, e ocorrendo em alguns solos com fração significativa, tem-se a perspectiva de uso alternativo destes solos estabilizados quimicamente com a cal em projetos com maior volume de tráfego.

Vale salientar que embora a composição mineralógica predominante nos solos tropicais possa ser considerada simples, variações que podem ocorrer dentro e entre os grupos de minerais quanto ao tamanho de partículas e superfície específica, faces expostas, graus de substituição isomórfica e cristalinidade podem proporcionar grande variabilidade ao comportamento desses solos dentro de uma mesma classe.

Em síntese, em termos de composição química e mineralógica, os resultados indicam a presença de elementos usualmente encontrados em solos de comportamento laterítico. Nos solos de comportamento não laterítico, em especial os saprolíticos, a presença de minerais que comprometem a estabilização de aterros e de camadas de pavimento, como a mica e o feldspato, é usualmente detectada (MEDRADO, 2009).

A Tabela 14 resume todos os resultados obtidos nesta etapa de identificação do caráter laterítico das amostras, onde é apresentada a gênese dos solos estudados, inferida através dos ensaios de microscopia eletrônica de varredura (MEV) com a técnica *energy dispersive x-ray detector* (EDS), difração de raios-x (DRX) e fluorescência de raios-x (FRX). Examinando a referida tabela, verifica-se que todas as amostras exibiram características lateríticas, utilizando como base os resultados obtidos das diferentes análises supracitadas.

Portanto, a confirmação da gênese laterítica dos solos permitirá aplicá-los na metodologia de classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010), objeto de estudo desta pesquisa, já que as informações sobre a composição química e a gênese dos solos lateríticos constituem as bases fundamentais dessa classificação.

Tabela 14: Identificação do caráter laterítico ou não laterítico das amostras

Amostra	Mineralogia		Característica inferida do MEV	Característica inferida do DRX	Característica inferida do FRX
	Argilomineral predominante	Óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio			
BSB-1	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
BSB-2	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
BSB-3	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
BSB-4	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
GO-1	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
GO-2	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
GO-3	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
GO-4	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
GO-5	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
GO-6	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
PB-1	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
PB-2	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
PB-3	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
PE-1	Caulinita (predominante) e Montmorilonita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
PI-1	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
PI-2	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
PI-3	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
PI-4	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
PI-5	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico
PI-6	Caulinita	Sim	Laterítico	Laterítico	Laterítico

Fonte: De autoria própria

4.1.4. CARACTERIZAÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DOS SOLOS

Foram realizados os ensaios de granulometria por peneiramento e de limites de Atterberg, todos realizados segundo procedimentos tradicionalmente utilizados no meio técnico e atendendo as normas brasileiras citadas anteriormente no capítulo de metodologia (Capítulo 3). Os resultados obtidos nestes ensaios são indicados na Tabela 15, onde são destacados os percentuais correspondentes às frações de finos (argila e silte), areia e pedregulho, e a classificação TRB de cada uma das amostras. Nas Figuras 145–148 constam as curvas granulométricas dos solos estudados.

Observando a Tabela 15, nove amostras apresentaram predominância da fração pedregulho (BSB-1, BSB-3, GO-3, GO-4, GO-5, GO-6, PB-3, PI-5 e PI-6), cinco amostras apontaram para a predominância da fração silte/argila (BSB-2, BSB-4, GO-1, PE-1 e PI-3) e três solos são compostos predominantemente pela fração areia (PB-1, PB-2 e PI-2). Para também três solos não foi possível encontrar predominância de nenhuma fração granulométrica, onde as amostras GO-2 e PI-4 revelaram serem solos bem graduados com percentuais bem distribuídos entre as três frações e, por fim, a amostra PI-1 com pequeno percentual de pedregulho e quantidade considerável de areia e silte/argila.

Com os resultados dos ensaios de caracterização, foi possível classificar os solos conforme a metodologia TRB (*Transportation Research Board*) da AASHTO (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), a qual faz uso dos valores dos limites de consistência, dos resultados da análise granulométrica e do índice de grupo para classificar os solos.

De posse da classificação das amostras segundo a metodologia TRB, verificou-se predominância de amostras pertencentes ao grupo A-2, com 12 amostras enquadradas nesse grupo. Em seguida, quatro amostras do grupo A-7, duas amostras do grupo A-1 e duas amostras do grupo A-4.

Avaliando o procedimento de análise utilizado pelo sistema classificatório TRB e os resultados obtidos para os solos, é possível constatar alguns fatos importantes:

- (1) O grupo A-2, correspondente a mais de 60% das amostras, englobou solos com características granulométricas completamente distintas. Como exemplo, pode-se citar as amostras GO-5 e GO-6, marcadamente pedregulhosas, e as amostras PB-1 e PB-2 que são predominantemente compostas pela fração areia; e
- (2) As proporções entre as frações granulométricas variam bastante de um solo para outro, apesar da identificação de predominância de uma determinada fração.

Assim, fica nítido que não basta apenas classificar os solos através de sua consistência e de sua análise granulométrica. Contudo, também é necessário detectar particularidades inerentes à composição do solo como um todo, principalmente no que diz respeito aos solos lateríticos. Portanto, a metodologia TRB atribui peso classificatório excessivo às propriedades físicas (granulometria e limites de Atterberg), desprezando a contribuição das outras frações na constituição da estrutura geral dos solos.

Prever o comportamento mecânico de solos tropicais através do sistema TRB é uma prática que tem suscitado críticas nos meios geotécnicos e rodoviários brasileiros, haja vista que eles se baseiam apenas nas propriedades físicas (SILVA *et al.*, 2010; SILVA, 2019; FARIAS *et al.*, 2023).

Figura 145: Curvas granulométricas das amostras do Estado de Brasília

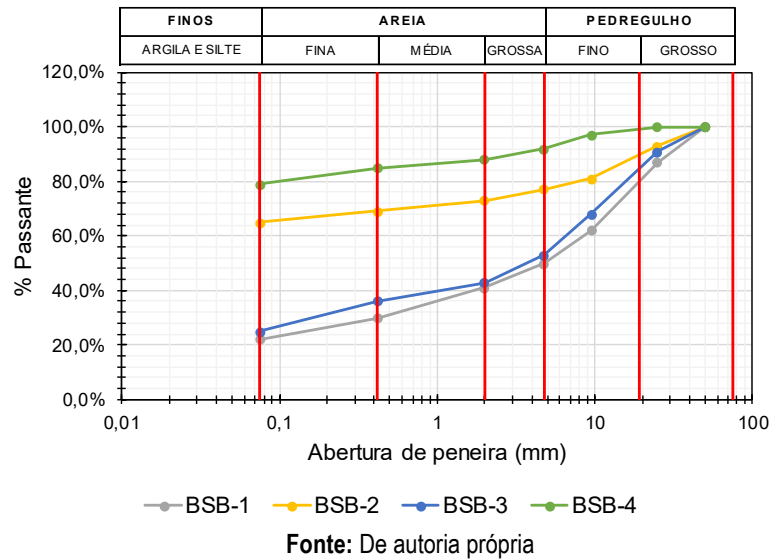


Figura 147: Curvas granulométricas das amostras dos Estados da Paraíba e Pernambuco

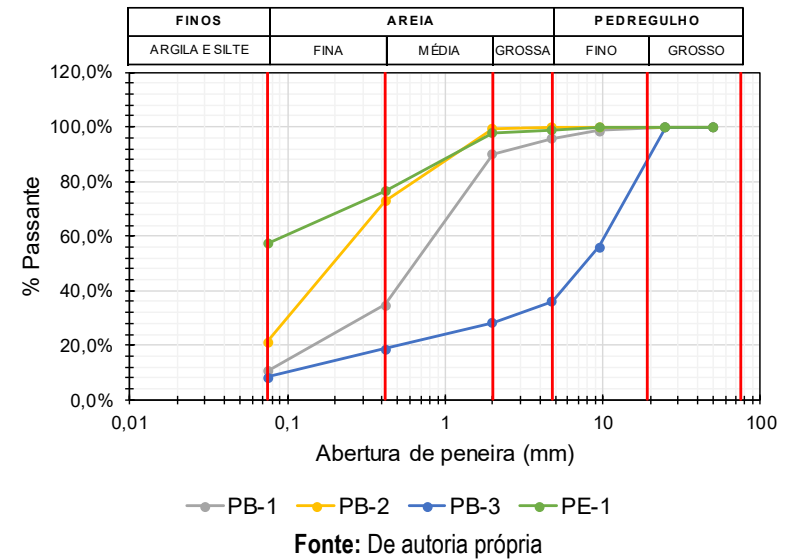


Figura 146: Curvas granulométricas das amostras do Estado do Goiás

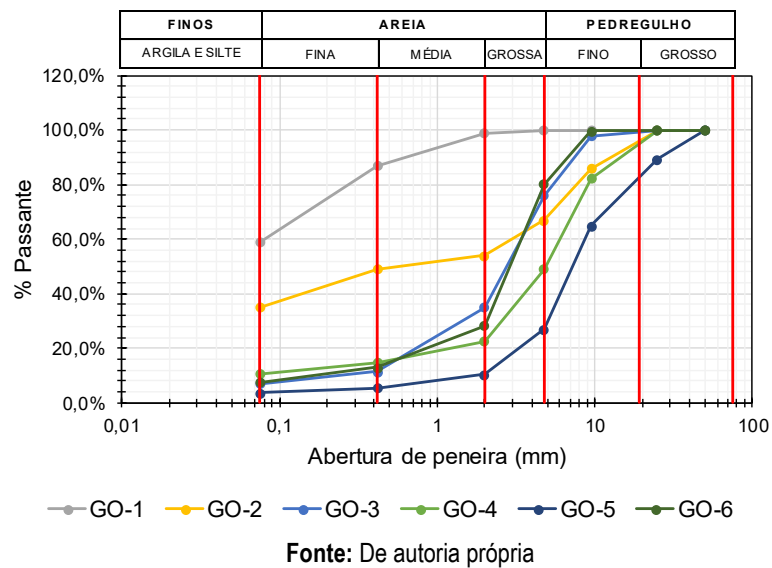


Figura 148: Curvas granulométricas das amostras do Estado do Piauí

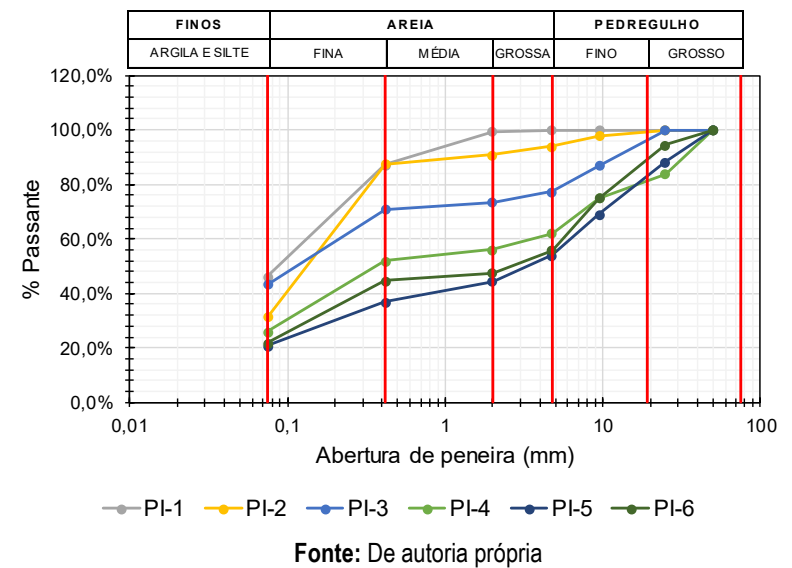


Tabela 15: Resultados dos ensaios de caracterização e classificação TRB dos solos

Amostra	Passante (%)							Fração granulométrica (%)			LL (%)	LP (%)	IP (%)	IG	Classificação TRB
	#2" (50 mm)	#1" (25 mm)	#3/8" (25mm)	#4 (4,75 mm)	#10 (2 mm)	#40 (0,425 mm)	#200 (0,075 mm)	Finos	Areia	Pedregulho					
BSB-1	100,00	87,00	62,00	50,00	41,00	30,00	22,00	22,00	19,00	59,00	28	16	12	0	A-2-6
BSB-2	100,00	93,00	81,00	77,00	73,00	69,00	65,00	65,00	8,00	27,00	46	27	19	10	A-7-6
BSB-3	100,00	91,00	68,00	53,00	43,00	36,00	25,00	25,00	18,00	57,00	32	19	13	0	A-2-6
BSB-4	100,00	100,00	97,00	92,00	88,00	85,00	79,00	79,00	9,00	12,00	45	27	18	12	A-7-6
GO-1	100,00	100,00	100,00	100,00	99,00	87,00	59,00	59,00	40,00	1,00	47	35	12	7	A-7-5
GO-2	100,00	100,00	86,00	67,00	54,00	49,00	35,00	35,00	19,00	46,00	27	NP	NP	0	A-2-4
GO-3	100,00	100,00	97,82	76,08	35,18	11,53	6,96	6,96	28,22	64,82	36	26	10	0	A-2-4
GO-4	100,00	100,00	82,33	49,20	22,67	14,96	10,73	10,73	11,94	77,33	27	21	6	0	A-1-a
GO-5	100,00	89,23	65,04	26,97	10,50	5,63	3,80	3,80	6,70	89,50	33	20	13	0	A-2-6
GO-6	100,00	100,00	99,80	80,23	28,30	13,00	7,48	7,48	20,82	71,70	32	23	9	0	A-2-4
PB-1	100,00	100,00	98,71	95,78	90,09	34,76	10,71	10,71	79,38	9,91	NL	NP	NP	0	A-2-4
PB-2	100,00	100,00	100,00	99,85	99,41	73,03	21,24	21,24	78,17	0,59	NL	NP	NP	0	A-2-4
PB-3	100,00	100,00	55,99	36,02	28,37	18,61	8,27	8,27	20,10	71,63	NL	NP	NP	0	A-1-a
PE-1	100,00	100,00	100,00	98,86	97,78	76,52	57,39	57,39	40,40	2,22	42	29	13	6	A-7-6
PI-1	100,00	100,00	100,00	99,92	99,31	87,27	46,23	46,23	53,09	0,69	26	23	3	0	A-4
PI-2	100,00	100,00	97,89	94,03	90,91	87,50	31,49	31,49	59,42	9,09	NL	NP	NP	0	A-2-4
PI-3	100,00	100,00	87,10	77,37	73,54	70,88	43,42	43,42	30,12	26,46	NL	NP	NP	0	A-4
PI-4	100,00	84,00	75,00	62,00	56,00	52,00	26,00	26,00	30,00	44,00	NL	NP	NP	0	A-2-4
PI-5	100,00	88,28	69,14	54,09	44,36	36,84	20,78	20,78	23,58	55,64	NL	NP	NP	0	A-2-4
PI-6	100,00	94,48	75,08	55,75	47,63	44,71	21,89	21,89	25,74	52,37	NL	NP	NP	0	A-2-4

Fonte: De autoria própria

4.1.4.1. CLASSIFICAÇÃO UNIVERSAL DE SOLOS LATERÍTICOS

Para a metodologia de classificação universal de solos lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010), a granulometria dos solos permite diferenciá-los em três grupos: solos lateríticos finos (SLF), solos lateríticos arenosos (SLA) e solos lateríticos pedregulhosos (SLP). Os solos lateríticos finos são aqueles que possuem material passante na peneira nº 200 (de abertura 80µm ou 75µm) superior a 30% em peso. As amostras com material passante inferior ou igual à 30% na peneira citada, são denominados solos lateríticos granulares, divididos em solos lateríticos pedregulhosos (passante na peneira de abertura 2mm inferior ou igual a 30%) e em solos lateríticos arenosos (passante na 2mm superior a 30%).

Com os resultados, constatou-se que oito solos são classificados como finos, onde mais de 30% dos grãos passam na peneira #80µm; oito são arenosos, onde menos de 30% dos grãos passam na peneira #80µm e mais de 30% passam na peneira #2mm, e quatro são pedregulhosos, onde menos de 30% passa na peneira #2mm. A Tabela 16 exibe as amostras e seus respectivos grupos com base nas condições supracitadas.

De maneira geral, os grupos de classificação conseguiram distinguir os solos com certa coerência em relação às suas frações granulométricas. Contudo, exceções podem ser citadas, como a presença das amostras GO-3, PI-5 e PI-6 no grupo dos solos lateríticos arenosos (SLA), mesmo possuindo certa predominância da fração pedregulhosa.

As próximas etapas consistem na etapa da metodologia proposta por Rodrigues *et al.* (2010), onde os solos serão enquadrados com o objetivo de identificar e considerar as particularidades inerentes e a contribuição das frações granulométricas na estrutura do solo como um todo, com vistas à aplicação em camadas de pavimentos.

O avanço na classificação dos solos se dá de formas diferentes nos três grupos. Para solos lateríticos arenosos e finos, a atividade da fração fina é avaliada por meio do ensaio de adsorção de azul de metileno (VA), e prossegue com a determinação do limite de contração/retração (LR). Especialmente aos solos lateríticos arenosos, é obtido o coeficiente de friabilidade (FS). Para os solos lateríticos pedregulhosos tem-se a determinação dos coeficientes de fragmentabilidade (FR) e degradabilidade (DG). Por fim, para os três grupos da classificação tem-se a determinação da capacidade de suporte dos solos, avaliada por meio do ensaio de compactação e do índice CBR.

Tabela 16: Classificação granulométrica dos solos lateríticos estudados

Amostra	Passante (%)		Classificação granulométrica
	#10 (2,00 mm)	#200 (0,075 mm)	
BSB-1	41,00	22,00	SLA
BSB-2	73,00	65,00	SLF
BSB-3	43,00	25,00	SLA
BSB-4	88,00	79,00	SLF
GO-1	99,00	59,00	SLF
GO-2	54,00	35,00	SLF
GO-3	35,18	6,96	SLA
GO-4	22,67	10,73	SLP
GO-5	10,50	3,80	SLP
GO-6	28,30	7,48	SLP
PB-1	90,09	10,71	SLA
PB-2	99,41	21,24	SLA
PB-3	28,37	8,27	SLP
PE-1	97,78	57,39	SLF
PI-1	99,31	46,23	SLF
PI-2	90,91	31,49	SLF
PI-3	73,54	43,42	SLF
PI-4	56,00	26,00	SLA
PI-5	44,36	20,78	SLA
PI-6	47,63	21,89	SLA

Fonte: De autoria própria

4.1.4.1.1. ADSORÇÃO DE AZUL DE METILENO

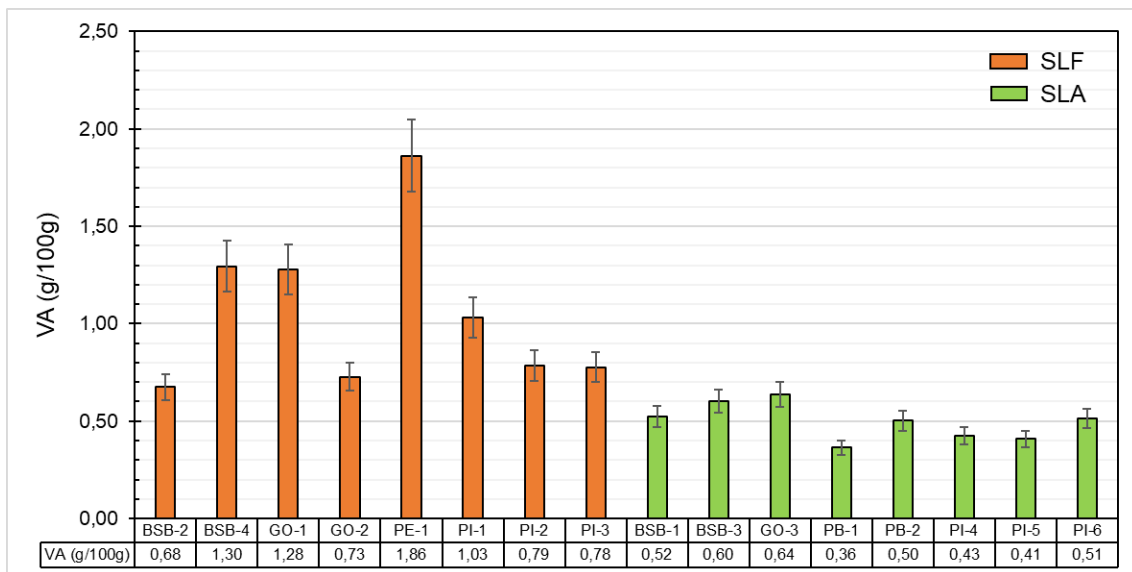
A aplicação do ensaio de adsorção de azul de metileno na metodologia de classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010) é condicionada aos respectivos grupos classificatórios, onde apenas para os solos lateríticos finos (SLF) e arenosos (SLA) o ensaio é empregado. O valor de azul (VA), neste trabalho, é definido como a quantidade de solução padronizada de azul de metileno consumida por 100g de solo.

A Figura 149 exhibe os valores de adsorção de azul de metileno encontrados para as amostras de solos lateríticos finos (BSB-2, BSB-4, GO-1, GO-2, PE-1, PI-1, PI-2 e PI-3) e solos lateríticos arenosos (BSB-1, BSB-3, GO-3, PB-1, PB-2, PI-4, PI-5 e PI-6).

Como já mencionado anteriormente, o ensaio de adsorção de azul de metileno consiste em determinar a capacidade de adsorção iônica de um solo medindo a quantidade de corante necessária para cobrir, com uma camada monomolecular, a superfície total (interna e externa) de todas as partículas de argila. Portanto, quanto maior a quantidade de argila e quanto mais esta argila for ativa, ou seja, com uma superfície específica alta e muito carregada, maior tenderá ser a quantidade de azul de metileno adsorvida pelo material.

A amostra PE-1 foi a que apresentou o maior valor de azul de metileno, e uma das possíveis justificativas para tal fato consiste na presença do argilomineral montmorilonita no respectivo solo, caracterizado por possuir alta atividade e alto valor de superfície específica, favorecendo um maior consumo do corante.

Figura 149: Valores de adsorção de azul de metileno



Fonte: De autoria própria

A média dos valores de adsorção de azul de metileno obtidos para os solos lateríticos finos foi de 1,05g/100g e o desvio padrão foi de 0,41g/100g de solo, enquanto que para os solos lateríticos arenosos foi de 0,50g/100g e o desvio padrão foi de 0,09g/100g de solo. Estes números confirmam que as amostras finas apresentaram maior argilosidade quando comparadas às amostras arenosas. Ademais, nenhum valor ultrapassou 3,00g/100g de solo, que é o limite, com base na classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010), na qual os solos apresentam elevada atividade. Essa é uma característica intrínseca aos solos lateríticos, que possuem como argilomineral predominante ou exclusivo a caulinita, reconhecida por possuir baixa superfície específica.

Como visto, na classificação de Rodrigues *et al.* (2010), o limite de valor de azul que distingue os solos arenosos-siltosos dos solos arenosos-argilosos também é de 1,50g/100g. Já para o limite que distingue os solos siltosos dos solos argilosos, esse valor é 3,00g/100g. Ao comparar os resultados de adsorção de azul de metileno dos solos estudados e os limites supracitados, vê-se que todas as amostras tenderam a manifestar sensibilidade à água. A noção de sensibilidade, para a norma NF P 11-300 (1992), possui restrição em relação ao seu sentido, já que não existem solos totalmente insensíveis à água. O seu conceito deve ser entendido como a maior ou menor variação da capacidade de carga de um solo dada a variação do seu teor de umidade (devido, por exemplo, à exposição a agentes meteorológicos). Ademais, diz-se que um solo é tanto mais sensível à água quanto maior for a perda da capacidade de suporte para um pequeno aumento do seu teor de umidade, e vice-versa.

Nenhum solo ultrapassou o limite de 2,50g/100 g para o valor de adsorção de azul de metileno, ou seja, todas as amostras possuem baixa plasticidade de acordo com o critério da norma. Esta constatação entra em discordância com os resultados de índice de plasticidade (IP) de sete amostras: BSB-1, BSB-2, BSB-3, BSB-4, GO-1, GO-5 e PE-1. Como indica a Tabela 15, as amostras BSB-2 e BSB-4, com IP acima de 18%, apresentaram alta plasticidade, já as amostras BSB-1, BSB-3, GO-1, GO-5 e PE-1, com índices de plasticidade acima de 12%, se configuram como medianamente plásticas. Tal divergência pode ser explicada pela grande variabilidade dos

valores de IP, principalmente para os solos lateríticos. Este tipo de solo possui tendência a apresentar aumento de plasticidade com o grau de amolgamento ou moldagem da amostra, antes do ensaio. Também é válido ressaltar que o procedimento de ensaio para a determinação dos limites de Atterberg possui forte dependência do operador, dificultando ainda mais a reprodutibilidade dos resultados.

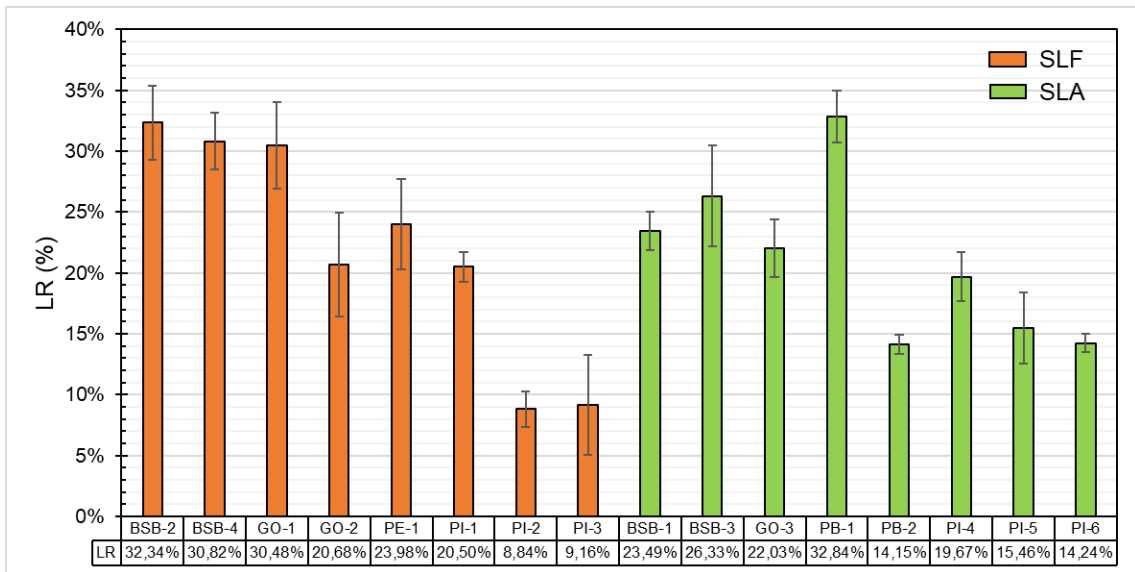
4.1.4.1.2. LIMITE DE CONTRAÇÃO/RETRAÇÃO

Foram determinados os limites de contração/retração (Figura 150) dos solos lateríticos finos (BSB-2, BSB-4, GO-1, GO-2, PE-1, PI-1, PI-2 e PI-3) e dos solos lateríticos arenosos (BSB-1, BSB-3, GO-3, PB-1, PB-2, PI-4, PI-5 e PI-6), como estabelece a classificação proposta por Rodrigues *et al.* (2010). O limite de contração é definido como sendo a umidade abaixo da qual o solo não sofre mais redução de volume ao perder umidade.

O grau de contração (GC) ou retração volumétrica (Figura 151), por sua vez, é a razão entre a diferença entre os volumes inicial e final após a secagem da amostra, para o volume inicial, expressa em porcentagem.

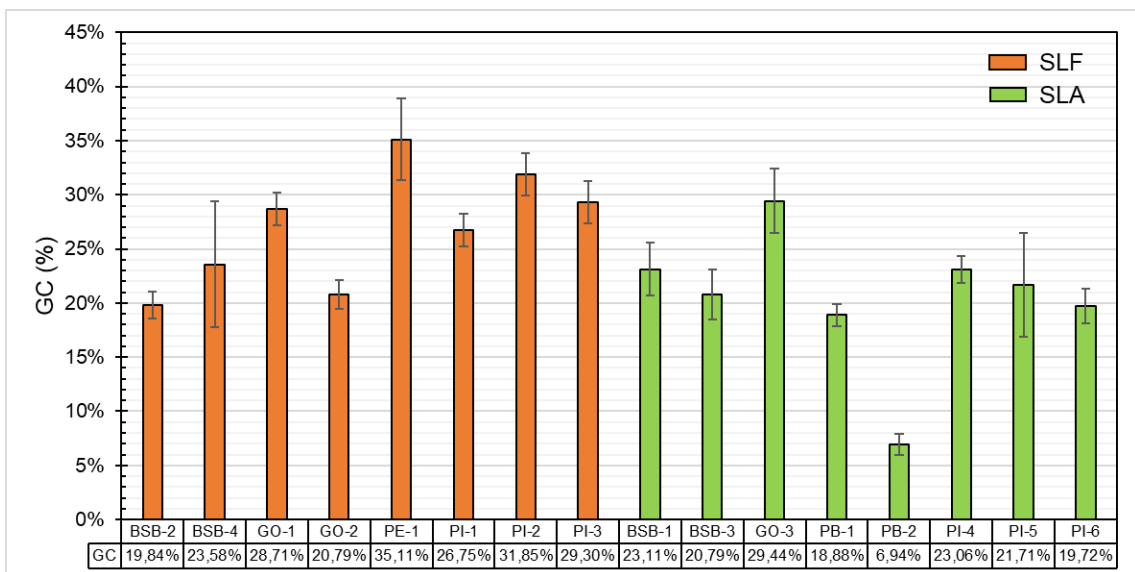
Pela Figura 150, constata-se que não foi possível identificar padrões de valores que diferenciem os solos finos dos arenosos, em que a média dos limites de contração para os solos lateríticos finos foi de 22,10% com desvio padrão de 9,28%, e para os solos lateríticos arenosos de 21,03% com desvio padrão de 6,56%. São números condizentes com materiais que contêm argilominerais de pouca atividade, como é o caso da caulinita presente nos solos lateríticos. Contudo, destaque deve ser dado às amostras PI-2, PI-3, PB-2, PI-5 e PI-6, que apresentaram LR em torno de 15%, um pouco inferior ao esperado para solos de baixa atividade. Alguns motivos podem estar associados a este baixo valor, sendo necessário um estudo mais aprofundado, já que o total de contração dos solos lateríticos depende, por exemplo, da porcentagem da fração argila no solo, da natureza dos seus constituintes, do grau de saturação e da resistência dos agregados. Vale dizer também que o procedimento de ensaio para a determinação do limite de contração promove o amolgamento da amostra e, conseqüentemente, mudanças na sua estrutura. Solos lateríticos amolgados são, em geral, menos porosos, pois ao serem trabalhados as ligações mais fracas entre agregados são rompidas, podendo intensificar a contração volumétrica do material.

Figura 150: Limites de retração



Fonte: De autoria própria

Figura 151: Grau de contração



Fonte: De autoria própria

Com os resultados de forma individual, foi verificado que quanto maior a concentração da fração argilosa (<0,002 mm), maior será sua tendência de contração volumétrica, corroborando com os resultados de Pitta (1985); Albrecht & Benson (2001) e Sadeeq *et al.* (2014). Kleppe & Olson (1985) indicaram que trincas podem começar a aparecer com retração volumétrica de 4 a 5%, e em torno de 10% podem desenvolver trincas severas. Joel & Agbede (2011) revelaram que o uso de areia e/ou adição de cimento resulta na estabilização econômica de um solo laterítico para reduzir a retração e torná-lo adequado para a camada de base. De acordo com Bernucci *et al.* (2010), para que o solo seja estabilizado de forma econômica o mesmo deve conter porção de areia, pois caso

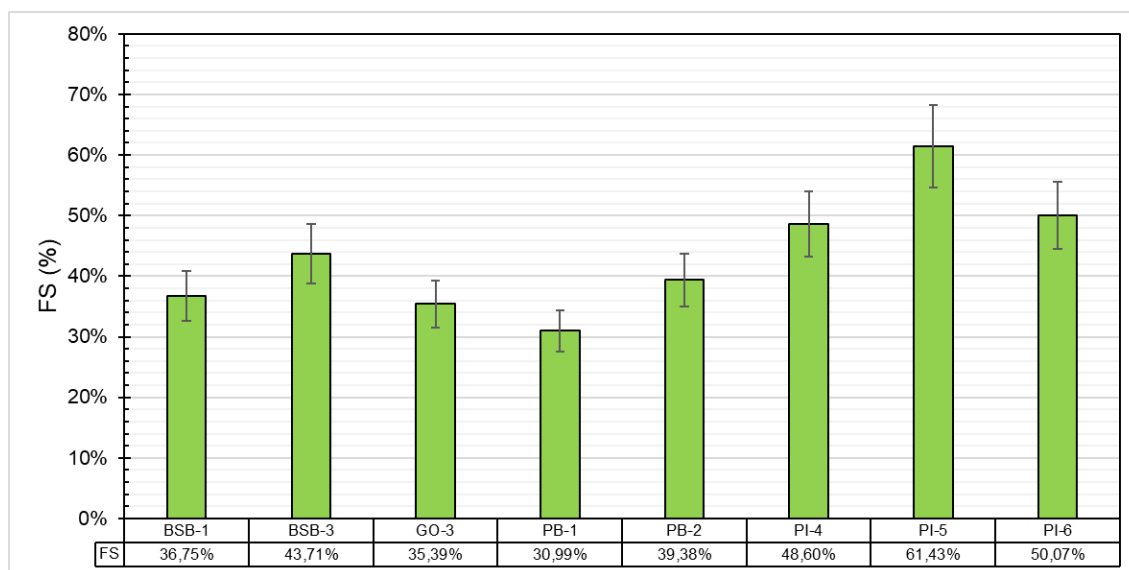
tenha um teor muito elevado de argila pode exigir um aumento considerável de cimento e apresentar elevada retração.

Um dos fatores que afetam a contração dos solos é a natureza mineralógica e físico-química dos argilominerais. Quanto maior a atividade do argilomineral, maior a potencialidade à mudança de volume. Fiori & Carmignani (2011) afirmam que quanto menor for o valor do limite de contração, mais passível estará o solo à mudança de volume, já que menor será a quantidade de água para que se inicie a mudança de volume. Para as caulinitas puras, argilominerais pouco expansivos e pouco ativos, o intervalo de limite de contração gira em torno de 20 a 30% (YONG & WARKENTIN, 1975). Ademais, a presença de agentes cimentantes, como acontece nos solos lateríticos, pode modificar os solos granulometricamente, aumentando o grau de agregação e diminuindo a porcentagem da fração argila e a contração do solo.

4.1.4.1.3. FRIABILIDADE DAS AREIAS

O estudo de friabilidade foi realizado para as amostras pertencentes ao grupo dos solos lateríticos arenosos (BSB-1, BSB-3, GO-3, PB-1, PB-2, PI-4, PI-5 e PI-6). A Figura 152 resume os coeficientes de friabilidade determinados para as amostras de SLA analisadas.

Figura 152: Coeficientes de friabilidade das areias



Fonte: De autoria própria

Os solos arenosos apresentaram valores de coeficiente de friabilidade inferiores a 60%, que é o limite superior recomendado pela norma NF P 18-576 (1990). Desse modo, os solos arenosos se comportaram de forma estável quando submetidos a tensões mecânicas. Apenas para a amostra PI-5, com FS de aproximadamente 62%, tem-se a necessidade de passar por tratamento para torná-la menos friável, viabilizando o seu uso no pavimento.

A friabilidade do solo é influenciada por diversos fatores, tais como: umidade do solo, matéria orgânica do solo, teor de argila dispersa em água, concentração e composição da solução do solo, ciclos de umedecimento e secagem, teor e mineralogia da fração argila e materiais cimentantes, além das condições climáticas (RAHIMI *et al.*, 2000).

4.1.4.1.4. FRAGMENTABILIDADE E DEGRADABILIDADE

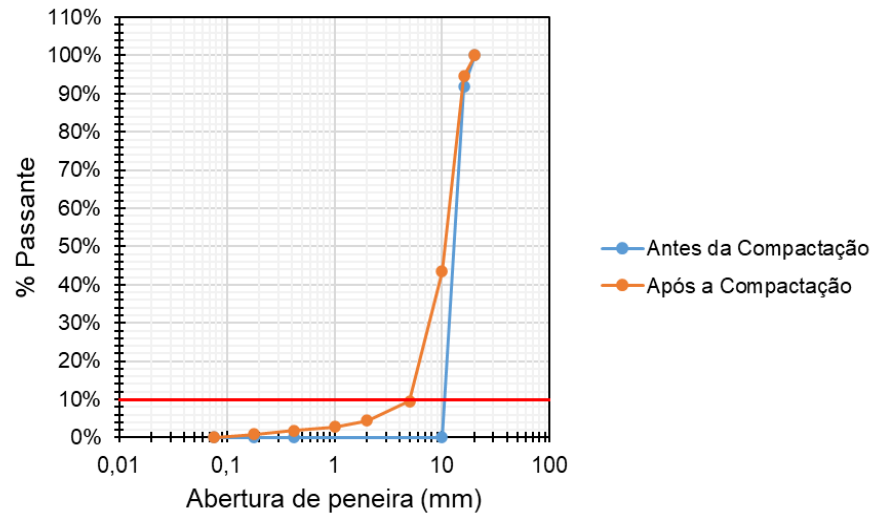
Os coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade objetivam avaliar o caráter evolutivo dos solos pedregulhosos. Nas Figuras 153–156 são indicados os resultados dos ensaios de fragmentabilidade. Nas Figuras 157–160 são apresentados os resultados dos ensaios de degradabilidade. A Tabela 17 resume os resultados obtidos para os solos lateríticos pedregulhosos (GO-4, GO-5, GO-6 e PB-3).

Com os resultados, observa-se que os solos lateríticos pedregulhosos basicamente não apresentaram degradabilidade e fragmentabilidade. A exceção é o solo PB-3, que apresentou fragmentabilidade acima de 7%. Vários são os fatores que podem ter contribuído para que a amostra PB-3 apresentasse alta fragmentabilidade. A dureza das concreções lateríticas pode ser variável em função da concentração de ferro, do teor de umidade, grau de estabilidade e particularmente do seu estado de compactação, onde a formação de couraças porosas e de pequena dureza parece estar associada à lixiviação da caulinita, que absorve o ferro, impedindo a formação da goethita cristalina, causando descontinuidade na fase cristalina, ou um mecanismo no processo de endurecimento. Ademais, segundo Carvalho (1991), as composições química e mineralógica são insuficientes para explicar o grau de dureza das lateritas e a dureza ou o potencial de endurecimento parece estar associado ao arranjo e a espécie dos componentes lateríticos.

Qian *et al.* (2013) notaram quebra de partículas de solos lateríticos pedregulhosos durante a compactação de laboratório. O óxido de ferro, segundo Maignein (1966), é a base do processo de endurecimento de materiais lateríticos, e estando na mesma ocorrência nos solos, a parte mais antiga e mais desidratada é mais dura que a parte mais nova. Contudo, a Tabela 12 indica que a amostra PB-3 é a que possui maior concentração de óxido de ferro (13,51%) dentre todas as amostras, indo na contramão dos estudos supracitados. Sendo assim, surge a necessidade da realização de estudos mais aprofundados que considerem os demais fatores que podem afetar a dureza do material e, conseqüentemente, sua fragmentabilidade.

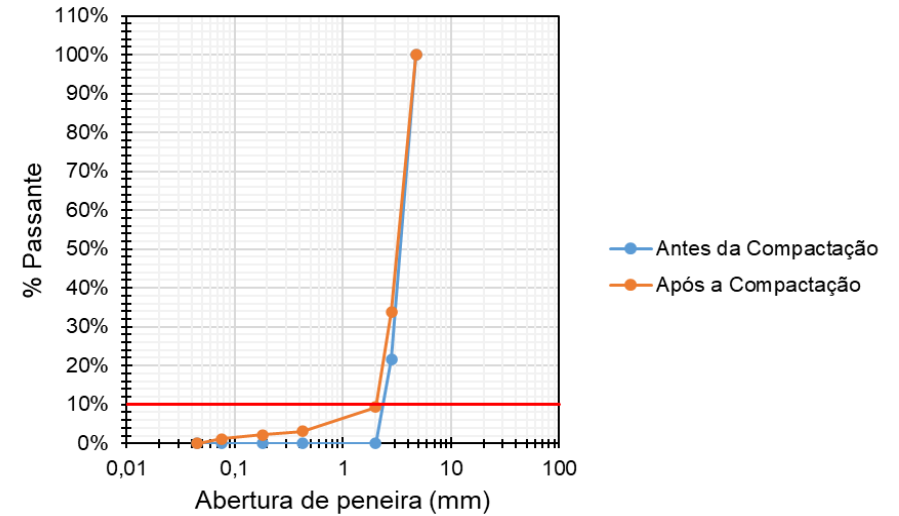
No que concerne aos resultados dos ensaios de degradabilidade, todos os solos se mostraram não degradáveis, havendo pouquíssima alteração em suas estruturas sob o efeito das tensões geradas pelos ciclos de imersão e secagem. Bernucci (1987) já afirmava que a combinação de componentes presentes nos solos lateríticos, como a caulinita e os óxidos hidratados de ferro e/ou alumínio, são responsáveis pela formação de estruturas de agregados altamente estáveis e resistentes à desintegração pela ação da água.

Figura 153: Ensaio de fragmentabilidade do solo GO-4



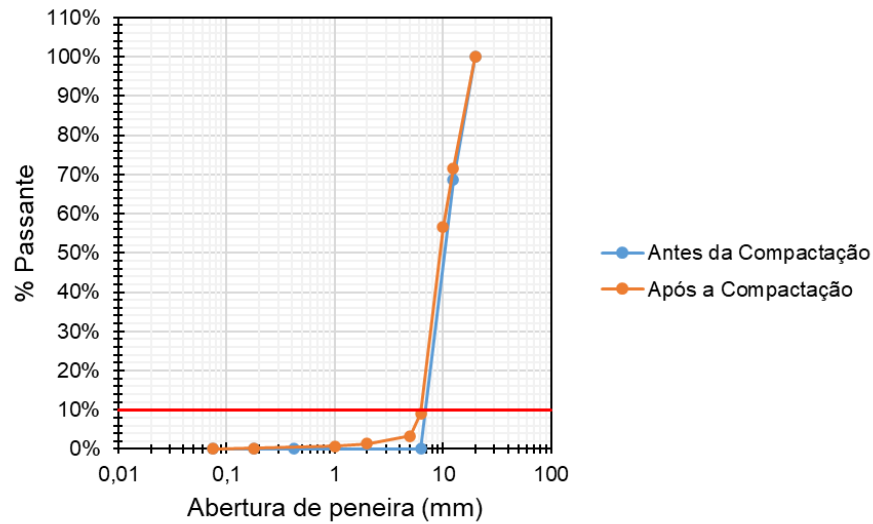
Fonte: De autoria própria

Figura 155: Ensaio de fragmentabilidade do solo GO-6



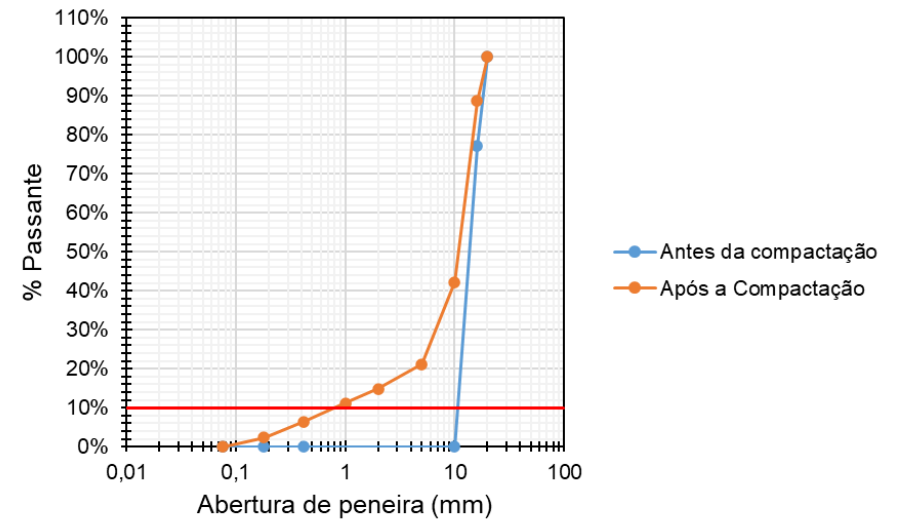
Fonte: De autoria própria

Figura 154: Ensaio de fragmentabilidade do solo GO-5



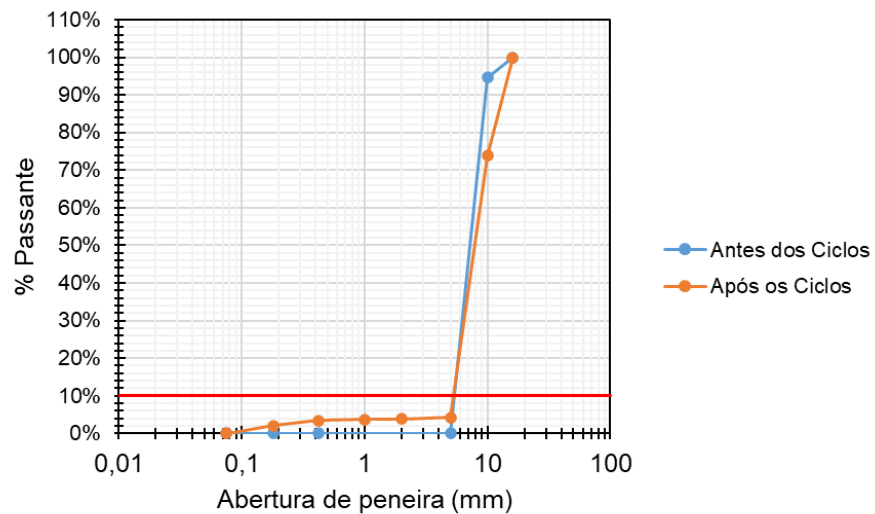
Fonte: De autoria própria

Figura 156: Ensaio de fragmentabilidade do solo PB-3



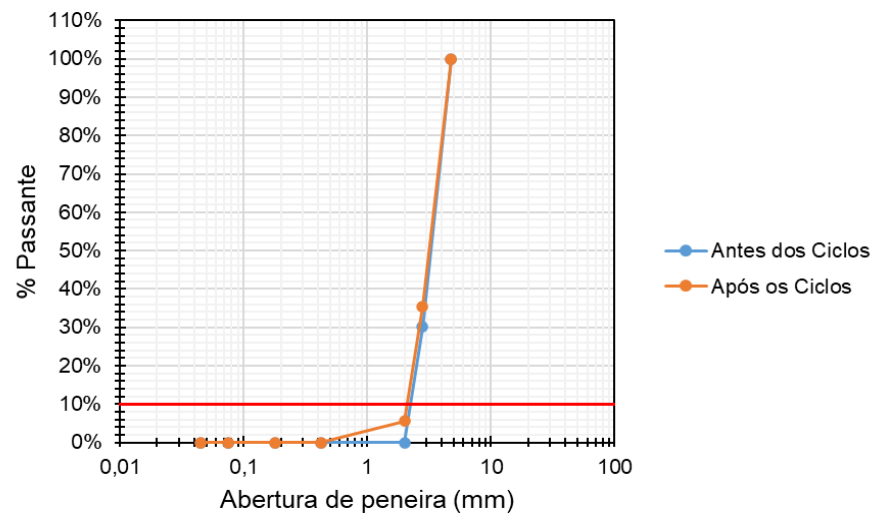
Fonte: De autoria própria

Figura 157: Ensaio de degradabilidade do solo GO-4



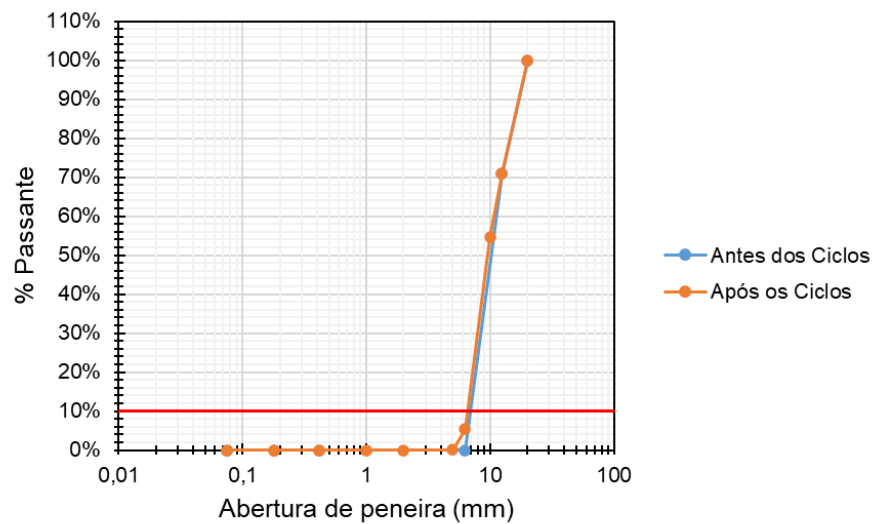
Fonte: De autoria própria

Figura 159: Ensaio de degradabilidade do solo GO-6



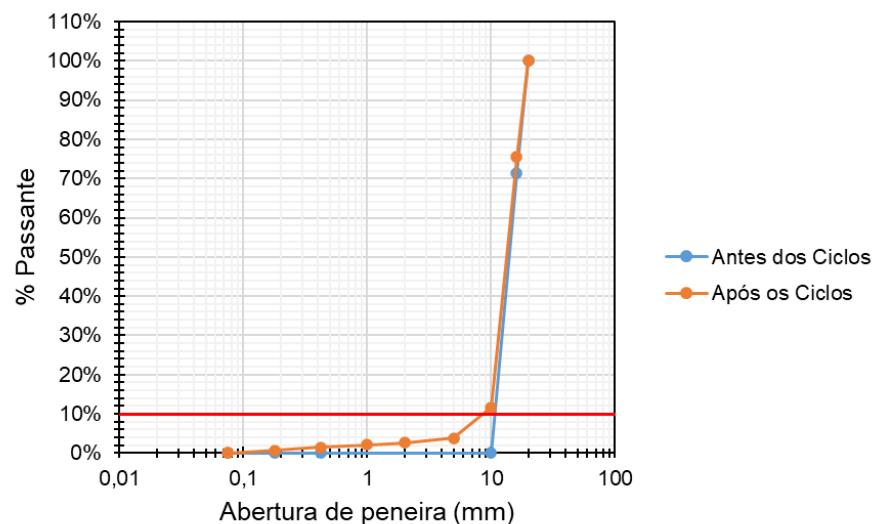
Fonte: De autoria própria

Figura 158: Ensaio de degradabilidade do solo GO-5



Fonte: De autoria própria

Figura 160: Ensaio de degradabilidade do solo PB-3



Fonte: De autoria própria

Tabela 17: Valores dos coeficientes de fragmentabilidade e degradabilidade

Amostra	Fragmentabilidade			Degradabilidade		
	D ₁₀ antes	D ₁₀ depois	FR (%)	D ₁₀ antes	D ₁₀ depois	DG (%)
GO-4	11,00	5,00	2,20	5,40	5,30	1,02
GO-5	7,00	6,50	1,08	7,00	6,60	1,06
GO-6	2,30	2,00	1,15	2,25	2,10	1,07
PB-3	11,00	0,80	13,75	12,00	8,50	1,41

Fonte: De autoria própria

Em suma, os solos pedregulhosos se mostraram estáveis, prevendo resistência quando, por exemplo, forem submetidos à ação combinada de agentes climáticos ou hidrogeológicos e/ou quando submetidos a tensões mecânicas.

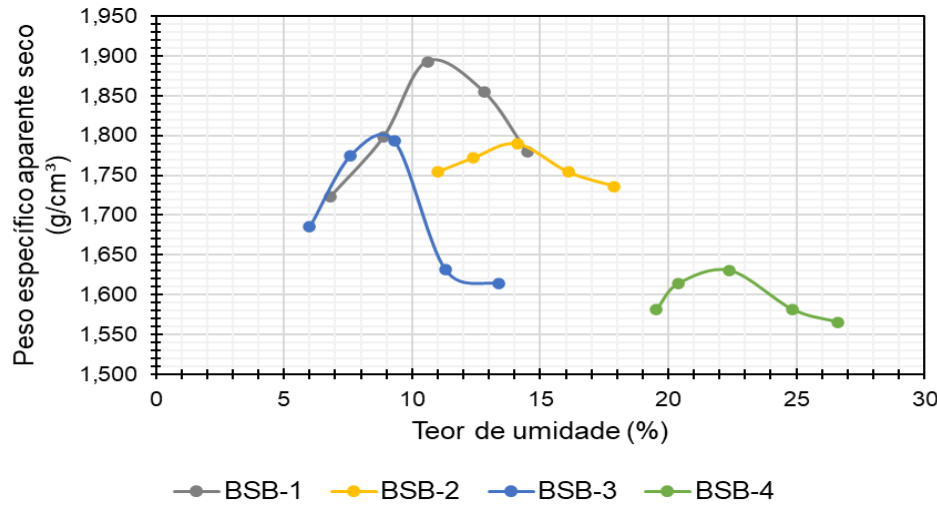
4.1.4.1.5. COMPACTAÇÃO

As curvas obtidas nos ensaios de compactação dos solos lateríticos dos estados de Brasília (BSB-1, BSB-2, BSB-3 e BSB-4); Goiás (GO-1, GO-2, GO-3, GO-4, GO-5 e GO-6); Paraíba (PB-1, PB-2 e PB-3) e Pernambuco (PE-1); e Piauí (PI-1, PI-2, PI-3, PI-4, PI-5 e PI-6), utilizando a energia Proctor Intermediária, são apresentadas nas Figuras 161–164, respectivamente.

Observa-se diferentes formatos de curvas. As amostras de solo fino apresentaram formato de curva típico conforme indicado por Pinto (2006), com uma curva bastante íngreme verificando-se, na região correspondente à umidade ótima, uma mudança sensível da massa específica com pequena variação da umidade. As amostras de solo arenoso também apresentaram aparência típica, apresentando curvas com tendência mais aberta. Em suma, a experiência indica que nos solos mais grosseiros o teor de umidade ótimo é, via de regra, mais reduzido, atingindo valores mais elevados de massa específica aparente seca máxima. Já nos solos com maior predomínio de finos, o teor de umidade ótimo é mais elevado, conduzindo a valores mais reduzidos de massa específica aparente seca máxima.

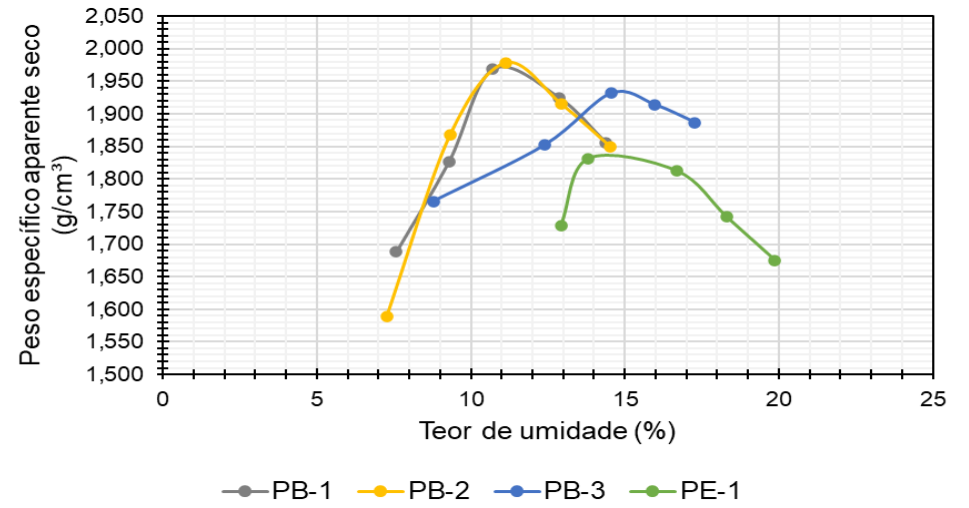
Ademais, as curvas de compactação nem sempre apresentam forma regular. Em alguns casos, isso ocorrer pelo fato de nos solos granulares, sendo bastante permeáveis, são pouco sensíveis ao teor em água, pelo que a curva de compactação destes solos não possui um pico tão pronunciado como nos solos com granulometria mais extensa e verifica-se que a massa específica aparente seca aumenta para teores em água muito baixos devido à ação de tensões capilares entre partículas.

Figura 161: Curvas de compactação dos solos lateríticos do estado de BSB



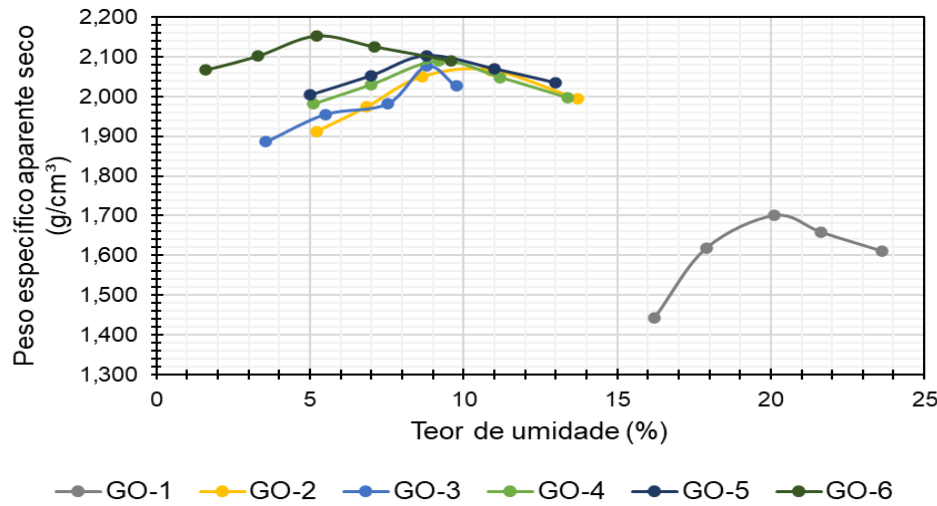
Fonte: De autoria própria

Figura 163: Curvas de compactação dos solos lateríticos dos estados da PB e PE



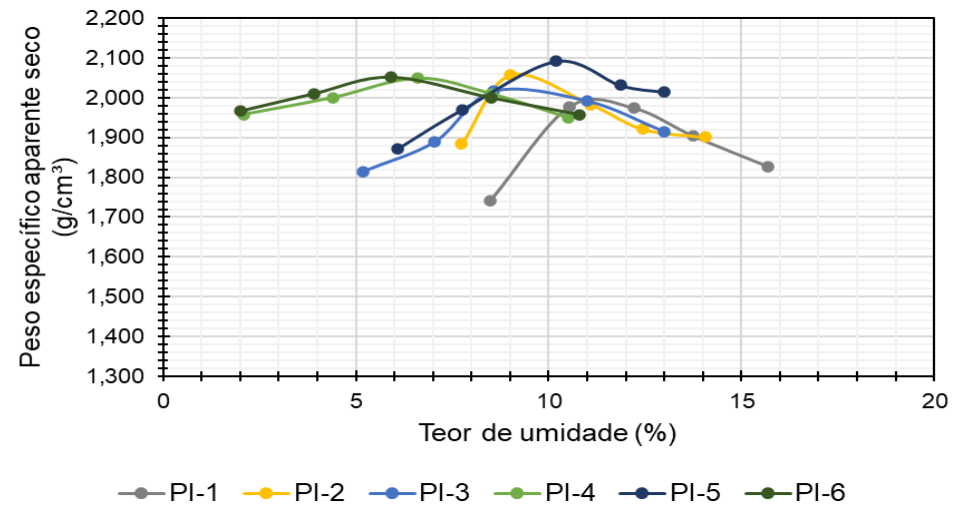
Fonte: De autoria própria

Figura 162: Curvas de compactação dos solos lateríticos do estado do GO



Fonte: De autoria própria

Figura 164: Curvas de compactação dos solos lateríticos do estado do PI



Fonte: De autoria própria

A Tabela 18 apresenta os valores de umidade ótima ($W_{ótima}$, %) e massa específica aparente seca máxima ($pd_{máxima}$, g/cm³) obtidas. Os resultados obtidos indicam certa correspondência com a granulometria, os solos arenosos, por exemplo, apresentam umidade ótima relativamente baixa e alta massa específica aparente seca máxima. Os solos argilosos, por sua vez, comparado aos demais solos, apresentaram altos valores de umidade e de massa específica.

Tabela 18: Massa específica aparente seca máxima e umidade ótima dos solos

Amostra	Energia de compactação	Tipo de solo	$pd_{máxima}$ (g/cm ³)	$W_{ótima}$ (%)
BSB-2	Proctor Intermediária	SLF	1,790	13,9
BSB-4	Proctor Intermediária	SLF	1,633	22,3
GO-1	Proctor Intermediária	SLF	1,703	20,3
GO-2	Proctor Intermediária	SLF	2,069	10,3
PE-1	Proctor Intermediária	SLF	1,836	14,5
PI-1	Proctor Intermediária	SLF	1,993	11,2
PI-2	Proctor Intermediária	SLF	2,061	9,2
PI-3	Proctor Intermediária	SLF	2,022	9,1
BSB-1	Proctor Intermediária	SLA	1,893	10,8
BSB-3	Proctor Intermediária	SLA	1,801	8,7
GO-3	Proctor Intermediária	SLA	2,078	8,9
PB-1	Proctor Intermediária	SLA	1,973	11,0
PB-2	Proctor Intermediária	SLA	1,979	11,3
PI-4	Proctor Intermediária	SLA	2,049	6,7
PI-5	Proctor Intermediária	SLA	2,094	10,4
PI-6	Proctor Intermediária	SLA	2,053	5,8
GO-4	Proctor Intermediária	SLP	2,090	9,3
GO-5	Proctor Intermediária	SLP	2,103	8,9
GO-6	Proctor Intermediária	SLP	2,154	5,4
PB-3	Proctor Intermediária	SLP	1,935	14,9

Fonte: De autoria própria

Percebe-se a existência de um agrupamento de solos segundo os grupos classificatórios, já que as amostras arenosas e pedregulhosas apresentaram maiores massas específicas e menores teores de umidade ótima, quando comparadas com as amostras lateríticas finas. Esse comportamento, portanto, vai de acordo com o esperado, visto que quanto mais finos os solos, maior tende a ser a umidade ótima.

Destaque especial deve ser dado as amostras BSB-4, PI-5 e PB-3. O primeiro apresentou maior valor de $W_{ótima}$ entre todas as amostras, o segundo apresentou maior valor de $pd_{máxima}$ e o terceiro conferiu o maior valor de $W_{ótima}$ quando comparadas a outras amostras dos seus respectivos grupos classificatórios. Coincidentemente, o solo BSB-4 foi o que apresentou maior quantidade de material passante na peneira nº 200 (0,075 mm). Por sua vez, o solo PI-5 foi o que apresentou maior coeficiente de friabilidade e o solo PB-3 maior coeficiente de fragmentabilidade. Dito isso, solos muito friáveis ou muito fragmentáveis favorecem a formação de elementos finos quando submetidos a aplicação de carga, contribuindo para a elevação da umidade ótima e aumento da massa específica aparente seca máxima no ensaio de compactação.

Isso evidencia que a compactação de solos lateríticos pode ser nociva em caso de fragilidade dos torrões e/ou concreções, já que pode provocar um incremento no teor de finos por destruição da estrutura do solo, podendo influenciar na determinação da umidade ótima e/ou da massa específica aparente seca máxima. Essa compactação pode, inclusive, tornar o material sensível ao efeito da sucção. Assim, para esses casos se faz necessário um estudo do efeito da compactação em função da energia aplicada para obtenção da compactação ótima.

Segundo Qian *et al.* (2015), a granulometria de um cascalho laterítico tornou-se mais fino à medida que o esforço de compactação aumentou. Grãos grosseiros (dentro de 19 ~ 0,625 mm) foram mais degradados do que outros. A compactação alterou a distribuição granulométrica dos corpos de prova, principalmente para as faixas granulométricas de areia e silte (1 ~ 0,5 mm).

4.1.4.1.6. ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA (CBR)

A Tabela 19 apresenta os resultados de CBR (%) e de Expansão (%) correspondentes à $pd_{máxima}$ e $W_{ótima}$ e dos solos estudados.

Tabela 19: CBR e Expansão dos solos pesquisados

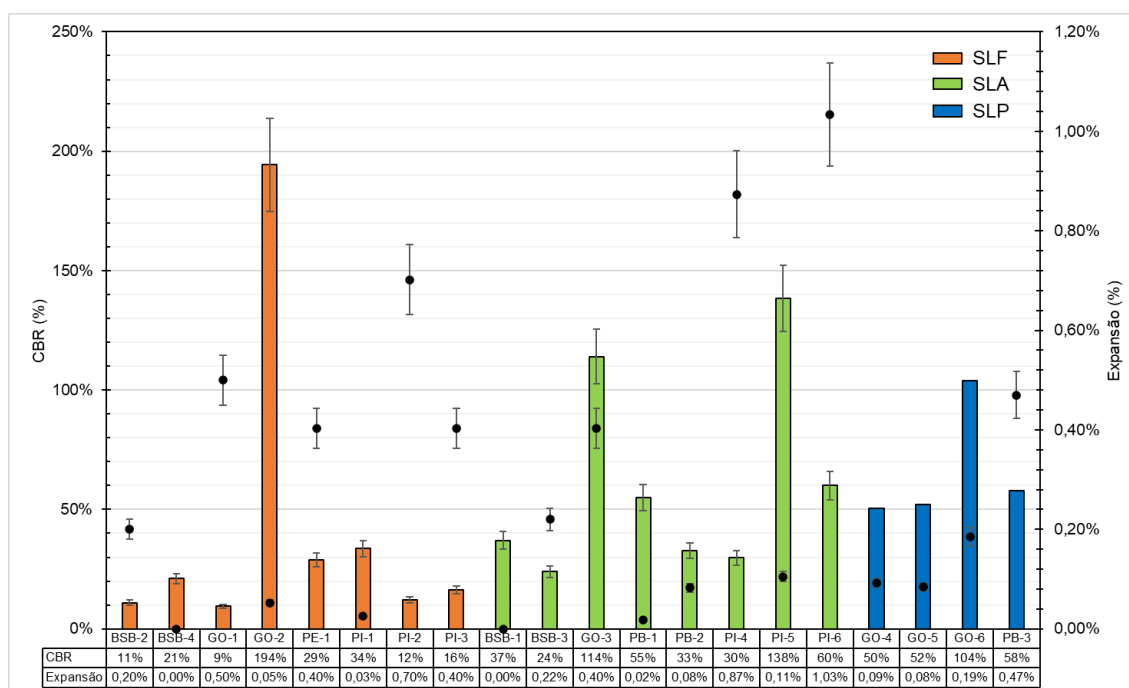
Grupo	Amostra	Parâmetros de compactação		CBR (%)	Expansão (%)
		$pd_{máxima}$ (g/cm ³)	$W_{ótima}$ (%)		
SLF	BSB-2	1,790	13,9	11	0,20
	BSB-4	1,633	22,3	21	0,00
	GO-1	1,703	20,3	9	0,50
	GO-2	2,069	10,3	194	0,05
	PE-1	1,836	14,5	29	0,40
	PI-1	1,993	11,2	34	0,03
	PI-2	2,061	9,2	12	0,70
	PI-3	2,022	9,1	16	0,40
SLA	BSB-1	1,893	10,8	37	0,00
	BSB-3	1,801	8,7	24	0,22
	GO-3	2,078	8,9	114	0,40
	PB-1	1,973	11,0	55	0,02
	PB-2	1,979	11,3	33	0,08
	PI-4	2,049	6,7	30	0,87
	PI-5	2,094	10,4	138	0,11
SLP	PI-6	2,053	5,8	60	1,03
	GO-4	2,090	9,3	50	0,09
	GO-5	2,103	8,9	52	0,08
	GO-6	2,154	5,4	104	0,19
	PB-3	1,935	14,9	58	0,47

Fonte: De autoria própria

Com base nos resultados (Figura 165), é possível identificar uma certa tendência de aumento do índice CBR na transição dos solos lateríticos finos para os arenosos e pedregulhosos. Contudo, existe uma grande variabilidade nos resultados, não sendo possível encontrar um padrão que distinga os grupos classificatórios, fato é que, apesar de na média os solos lateríticos finos apresentarem menores índices CBR, dois solos pertencentes

a esse grupo obtiveram o menor e o maior índice dentre todas as amostras, que foram os solos GO-1 (CBR igual a 9%) e GO-2 (CBR igual a 194%), respectivamente. Esses resultados podem ser justificados pelo meio dos índices K_i e K_r , que indicaram baixos e elevados valores, evidenciando alto e pouco grau de intemperismo dos solos, respectivamente. Além do mais, os resultados evidenciam que a metodologia do ensaio CBR pode provocar uma grande dispersão nos resultados, encontrada também em alguns estudos, como os de Nogami & Villibor (2009).

Figura 165: Resultados de CBR e Expansão dos solos estudados



Fonte: De autoria própria

Segundo os valores de referência do Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), todas as amostras atenderam aos requisitos técnicos para composição de subleitos estradais (CBR maior ou igual a 2,0% e expansão menor ou igual a 2,0%). Para aplicação de material na camada de reforço do subleito, os critérios requeridos são CBR maior que o do subleito e expansão menor ou igual a 1%, sendo assim, considerando apenas a expansão dos solos, com exceção do solo PI-6, todos respeitaram o limite imposto. Já para construção de camadas de sub-base, os solos BSB-1, BSB-3, GO-2, GO-3, GO-4, GO-5, GO-6, PB-1, PB-2, PB-3, PI-1, PI-4 e PI-5 se encaixaram nos critérios exigidos (CBR maior ou igual a 20%, expansão menor ou igual a 1% e IG igual a 0). Por fim, para a camada de base, apenas o solo PI-5 pode ser utilizado, segundo as características técnicas requeridas (CBR maior ou igual a 80%, expansão menor ou igual a 0,5%, limite de liquidez menor ou igual a 25% e índice de plasticidade menor ou igual a 6%).

Vale lembrar que as exigências técnicas supracitadas são para um número de repetições do eixo-padrão, durante o período de projeto, $N > 5 \times 10^6$. Para $N \leq 5 \times 10^6$, podem ser empregados materiais com CBR maior ou igual a 60%, sendo possível, portanto, a utilização de outros solos estudados.

No caso da CUSL, o CBR é um parâmetro de classificação e não índice para destinação do material no pavimento. Apesar de não representar, de maneira adequada, a natureza das cargas aplicadas aos pavimentos, que são dinâmicas e possuem ciclos de carregamento que variam com a velocidade com as quais operam sobre a rodovia e, ademais, de ter sido, em grande parte, substituído por outros ensaios, o ensaio CBR tem algumas vantagens bastante relevantes que são a simplicidade, não exigindo cálculos complicados, e a importância no meio técnico, pelo fato de fornecer resultados que são reconhecidos mundialmente, ou seja, que dão uma ideia do tipo de material (BARROS, 2003; NARZARY *et al.*, 2018; ATTAH *et al.*, 2020; GUILHERME, 2023).

Contudo, mesmo mantendo o CBR como parâmetro de classificação, se faz necessária a realização de uma análise mecanística-empírica para complementar a análise do desempenho estrutural e funcional, através da modelagem das estruturas frente a condições reais de tráfego.

Já é consenso no Brasil e no mundo que para garantir a qualidade e a durabilidade das obras de pavimentação, devem ser utilizados parâmetros vinculados a métodos mecanístico-empíricos. Desse modo, a análise para a destinação do material é realizada por meio da determinação do módulo de resiliência das amostras com a execução de ensaios triaxiais de carga repetida. O módulo de resiliência é uma medida do módulo de elasticidade com base na deformação recuperável sob carga repetida e pode ser medido em laboratório usando o teste triaxial cíclico, No entanto, como o aparato necessário para o teste é complicado, demorado e caro (NARZARY *et al.*, 2018).

4.1.4.1.7. CLASSIFICAÇÃO FINAL

De posse dos resultados de todos os ensaios, foi possível classificar as amostras de solo laterítico segundo a metodologia de classificação universal de solos lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010). A Tabela 20 apresenta os parâmetros utilizados no procedimento classificatório, bem como a classificação propriamente dita.

De forma resumida, com base nos limites expostos na Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos, observou-se que os solos laterítico finos apresentaram baixos valores de adsorção de azul de metileno (abaixo de 3,00g/100g de solo) e LR acima de 20%. As exceções foram os solos PI-2 e PI-3, que teve retração abaixo, denotando pior classificação. O solo que apresentou maior valor de expansão foi o solo PI-2, com valor de 0,70%.

Os solos lateríticos arenosos, por sua vez, apresentaram valores mais baixos de adsorção de azul de metileno, como era de se esperar devido a menor quantidade de grãos passante na peneira #80µm. Além disso, apresentaram valores relativamente baixos de friabilidade (abaixo de 60%). Somente o solo PI-5 apresentou FS um pouco acima de 60%, o que colocou na pior classificação em comparação aos demais solos arenosos. Contudo, vale salientar que o mesmo apresentou melhor valor de CBR (138%), o que indica boa capacidade de suporte. O solo que apresentou maior valor de expansão foi o solo PI-6, com valor de 1,03%.

Em geral, os valores de limites de retração/contração foram semelhantes para os solos finos e arenosos, com média em torno de 21%. Tais números são condizentes com materiais que contêm argilominerais de pouca atividade, como é o caso da caulinita presente nos solos lateríticos.

Finalmente, os solos lateríticos pedregulhosos exibiram bons valores de CBR, com ênfase ao solo GO-6, que apresentaram CBR acima de 60%. Esses valores podem ser explicados pela presença de maior porcentagem de solo na fração arenosa. Em outras palavras, quando se aumenta a quantidade de areia na mistura, também aumenta o CBR, isto ocorre devido ao aumento da variedade das dimensões das partículas presentes na amostra, reduzindo os vazios, forçando um maior entrosamento entre os grãos, o que resulta na melhoria da capacidade de suporte do solo quando compactado. Ademais, com os resultados, observa-se que os solos lateríticos pedregulhosos basicamente não apresentaram degradabilidade e fragmentabilidade, se comportando estáveis quando, por exemplo, forem submetidos à ação combinada de agentes climáticos ou hidrogeológicos e/ou quando submetidos a tensões mecânicas. A exceção é o solo PB-3, que apresentou coeficiente de fragmentabilidade acima de 7%. O solo que apresentou maior valor de expansão foi o solo PB-3, com valor de 0,47%.

É importante observar que todos os solos apresentaram valores de expansão menores ou iguais a 1,00%, o que valida a utilização dos solos em prováveis camadas de base, conforme especificações da CUSL. A ressalva é o solo PI-6, que apresentou 1,03%, valor infimamente maior do que o limite imposto, visto a existência da variabilidade nos resultados de CBR.

Luz (2003) cita que, em geral, os solos lateríticos expandem menos que os não lateríticos. Além disso, menciona que a expansão aumenta com o crescimento da porcentagem da fração argilosa presente nos materiais. Isso também foi constatado nos solos estudados. O solo laterítico pedregulhoso, mesmo apresentando uma baixa porcentagem de fração argilosa, apresenta expansão próxima de 0,50%. Isto deve-se provavelmente a sua elevada fragmentabilidade, favorecendo a formação de elementos finos quando submetidos a aplicação de carga.

Em resumo, levando em consideração o quesito relacionado ao valor de expansão, todos os solos naturais poderiam ser aplicados na camada de base. Entretanto, como antes citado, o campo de utilização de cada subclasse é determinado por meio da análise do módulo de resiliência, bem como mediante a mecanística-empírica para complementar a análise do desempenho estrutural e funcional.

Tabela 20: Classificação Universal de Solos Lateríticos

Grupo	Amostra	VA (g/100 g)	LR	FS	FR	DG	CBR	Expansão (%)	Classificação final
SLF	BSB-2	0,68	32,34%	-	-	-	11%	0,20	SLF ₁₂
	BSB-4	1,30	30,82%	-	-	-	21%	0,00	SLF ₁₂
	GO-1	1,28	30,48%	-	-	-	9%	0,50	SLF ₁₃
	GO-2	0,73	20,68%	-	-	-	194%	0,05	SLF ₁₂
	PE-1	1,86	23,98%	-	-	-	29%	0,40	SLF ₁₂
	PI-1	1,03	20,50%	-	-	-	34%	0,03	SLF ₁₂
	PI-2	0,79	8,84%	-	-	-	12%	0,70	SLF ₁₄
	PI-3	0,78	9,16%	-	-	-	16%	0,40	SLF ₁₄
SLA	BSB-1	0,52	23,49%	36,75%	-	-	37%	0,00	SLA ₆
	BSB-3	0,60	26,33%	43,71%	-	-	24%	0,22	SLA ₇
	GO-3	0,64	22,03%	35,39%	-	-	114%	0,40	SLA ₆
	PB-1	0,36	32,84%	30,99%	-	-	55%	0,02	SLA ₆
	PB-2	0,50	14,15%	39,38%	-	-	33%	0,08	SLA ₈
	PI-4	0,43	19,67%	48,60%	-	-	30%	0,87	SLA ₆
	PI-5	0,41	15,46%	61,43%	-	-	138%	0,11	SLA ₁₀
	PI-6	0,51	14,24%	50,07%	-	-	60%	1,03	SLA ₈
SLP	GO-4	-	-	-	2,20%	1,02%	50%	0,09	SLP ₂
	GO-5	-	-	-	1,08%	1,06%	52%	0,08	SLP ₂
	GO-6	-	-	-	1,15%	1,07%	104%	0,19	SLP ₁
	PB-3	-	-	-	13,75%	1,41%	58%	0,47	SLP ₃

Fonte: De autoria própria

4.1.5. CLASSIFICAÇÃO MCT E G-MCT

Com as MCT e G-MCT, é possível classificar os solos tropicais tanto de granulação fina como grossa, com seus diversos grupos de solos, o que permite prever suas propriedades e hierarquizar seu uso na área rodoviária. A conexão dos parâmetros associados no sistema G-MCT visa qualificar a análise dos resultados que determinam a classificação do material, permitindo verificar a viabilidade de aplicação do material nas camadas de base e sub-base.

De posse dos resultados dos ensaios de Compactação Mini-MCV, Perda de Massa por Imersão e da análise granulométrica, foi possível classificar os solos de acordo com a Metodologia MCT e G-MCT.

A Tabela 21 apresenta os parâmetros utilizados nos procedimentos classificatórios, bem como as classificações propriamente ditas. A Figura 166 apresenta os tipos granulométricos G-MCT da fração granular dos solos analisados. A Figura 167 expõe a distribuição da classificação MCT dos solos analisados.

Segundo Villibor & Alves (2019), para os tipos granulométricos da G-MCT, a fração retida na peneira 2,0mm é constituída de inertes de areia e pedregulho, enquanto a fração que passa na peneira 0,075 mm (silte + argila), que dependendo da quantidade e gênese desta fração, atua como ligante em camadas compactadas. Os solos Ps ou Sp que apresentam menos de 30% passando na peneira de 0,075 mm, após compactados, apresentam um esqueleto granular bem graduado, geralmente adequado para transmissão dos esforços, quando os seus grãos são resistentes. Muitas dessas ocorrências são possíveis de serem utilizadas para execução de camadas nobres do pavimento, como bases e sub-bases. Já os solos Gf, por apresentarem elevada porcentagem da fração que passa na peneira de 2,0 mm, geram, após compactados, camadas designadas de granulometria descontínua. Estes solos podem, ou não, ser utilizados como camada nobre de pavimento, em função das propriedades mecânicas e hídricas, obtidas em amostras compactadas, apesar do excesso de finos na peneira 0,075 mm. Geralmente, os solos Ps e Sp podem apresentar granulometria contínua ou descontínua.

Os solos BSB-1, BSB-3 e PB-1 foram os únicos classificados com comportamento não laterítico. Na classificação G-MCT, o solo BSB-1 foi único classificado como pedregulho com solo argiloso não laterítico (Ps-NS'). O solo BSB-3, por sua vez, foi o único classificado como pedregulho com solo arenoso não laterítico (Ps-NA'). Finalmente, o solo PB-1 é identificado como solo arenoso não laterítico com pedregulho (Sp-NA'). Tais identificações vão de encontro à análise química dos solos, na qual evidenciaram a natureza laterítica dos solos estudados.

Os solos BSB-2, BSB-4, GO-1 e PE-1 foram os classificados como argiloso laterítico (LG'). Na classificação G-MCT, todos foram identificados como solo granular fino argiloso laterítico com pedregulho (Gf-LG').

Os solos GO-2, PI-1, PI-2 e PI-3 foram classificados como solos lateríticos arenoso (LA'). Com base na classificação G-MCT, todos foram denominados como solo granular fino arenoso laterítico com pedregulho (Gf-LA'). Os solos GO-3, GO-4, GO-5, GO-6, PB-3, PI-5 e PI-6 também foram classificados como solos arenosos lateríticos, contudo na classificação G-MCT foram especificados como pedregulho com solo arenoso laterítico (Ps-LA'). Por fim, da mesma forma, os solos PB-2 e PI-4 foram classificados como arenosos lateríticos, porém, segundo a G-MCT são identificados como solo arenoso laterítico com pedregulho (Sp-LA').

Segundo Villibor & Alves (2017), a utilização dos melhores grupos deve ser definitivamente indicada por meio dos valores obtidos em ensaios para os fins que se destinam. Para uso dos solos dos grupos em camadas:

- Prioritariamente, usar solos do grupo Ps-NA', Sp-NA', com menos de 15% passando na peneira de 0,075 mm. Caso não ocorra este grupo, usar os Sp-NA, também nas mesmas condições;
- Para todos os tipos granulométricos, não utilizar solos quando seus finos pertencerem aos grupos NA e NS'. Estes solos, geralmente, são muito resilientes e impróprios para camadas de pavimento;
- Para solos serem usados para base, recomenda-se obter seu módulo de resiliência para que atenda a vida de fadiga de projeto do pavimento, verificada por método mecanístico. Além disso, devem apresentar outras exigências tecnológicas para o fim a que se destinam, ressaltando que mesmo que uma camada apresente CBR adequado, a mesma poderá ser inadequada quanto ao seu módulo de resiliência.

É necessário priorizar os solos dos grupos Ps-LA' e Sp-LA' para base. Tais solos geralmente apresentam elevado suporte e módulo de resiliência, baixa contração e expansão, entre outras. Estes solos podem apresentar sua granulometria contínua ou descontínua, mantendo as propriedades referidas, sendo, no entanto, preferível o uso do solo de granulometria contínua. Já no caso de solo granular com finos não lateríticos, algumas camadas se comportam bem, como constituinte de estrutura de pavimento, enquanto outras apresentam sérios problemas estruturais. As de comportamento satisfatório são as constituídas de poucos finos sendo, portanto, uma diretriz para escolha do estudo das ocorrências (VILLIBOR & ALVES, 2017).

Segundo Villibor & Alves (2019):

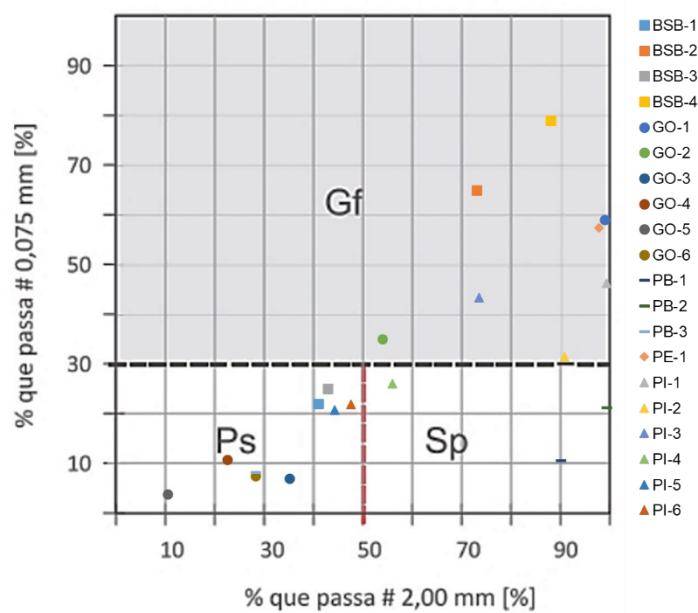
- No caso dos solos granulares com menos de 30% passante na peneira de n° 200 (0,075 mm), para base os melhores solos são os com finos LA', LA e LG', priorizando os solos do tipo Ps, e quando inexistentes utilizar o tipo Sp. Os solos granulares com mais de 30% (tipo Gf) podem ser utilizados para base e sub-base, priorizando os mais granulares, ou seja, com menor fração passando na peneira de 2,0 mm, com a mesma prioridade dos finos referidos acima.
- Os solos granulares com menos de 15% que passa na peneira de 2,0 mm apresentam baixa influência de seus finos, independentemente do comportamento laterítico ou não laterítico, pois seus finos não preenchem de maneira adequada os vazios dos grãos maiores. Esses solos geralmente apresentam um bom comportamento como camada de base. Os solos granulares com material passante na peneira de 2,0 mm entre 15% e 30% de melhor desempenho para camadas são os com finos da classe L, priorizando os solos próximos com 15%.
- No caso de finos com material passante próximo a 30%, pode ocorrer acúmulo entre os grãos maiores do material, o que, quando da classe N, prejudica o desempenho da camada compactada. Para solos granulares com mais de 30% com material passante na peneira de 2,0 mm, quanto maior a porcentagem da fração que passa nessa peneira, priorizam-se os da classe granular com finos de comportamento laterítico. Nesse caso, pode ocorrer um acúmulo dos finos de silte e argila entre os grãos maiores do material, produzindo granulometrias descontínuas.

Desse modo, percebe-se a nítida indicação de solos com características lateríticas para aplicação em camadas de pavimentos, materiais Ps-LA' e Sp-LA' para uso em base e sub-base ou mesmo em revestimento

primário, e em seguida Ps-LA e Sp-LA. Do grupo com comportamento não laterítico, observa-se como principais sugestões para utilização em base e sub-base, materiais com peculiaridades arenosas que é o caso de Ps-NA' e Sp-NA'.

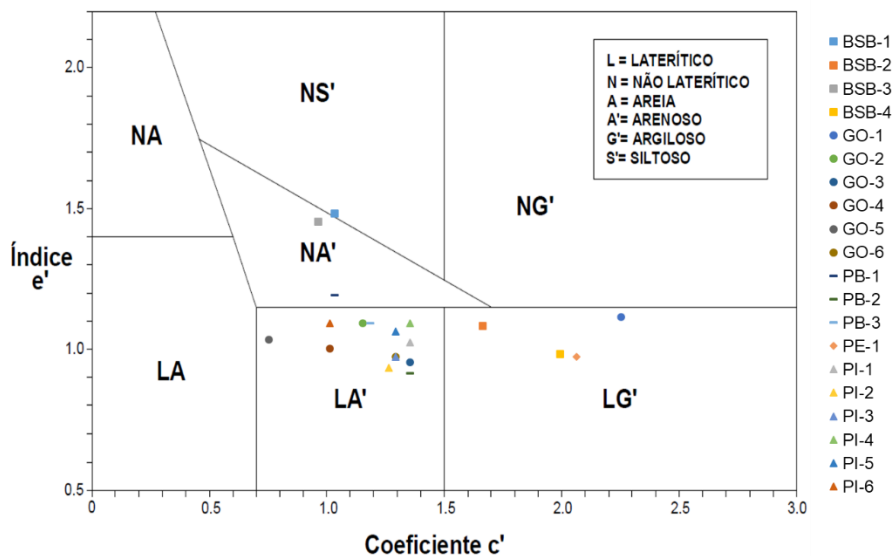
O Quadro 3 apresenta breves descrições dos grupos de solos da classificação G-MCT. Perante a análise dos dados, os solos lateríticos GO-3, GO-4, GO-5, GO-6, PB-3, PI-5 e PI-6, especificados como pedregulho com solo arenoso laterítico (Ps-LA'), e os solos PB-2 e PI-4, identificados como solo arenoso laterítico com pedregulho (Sp-LA'), são os mais indicados para camadas de base, onde teoricamente devem apresentar alto suporte CBR, baixa expansão CBR e baixa contração.

Figura 166: Tipos granulométricos G-MCT da fração granular dos solos analisados



Fonte: De autoria própria

Figura 167: Distribuição da classificação MCT dos solos analisados



Fonte: De autoria própria

Tabela 21: Classificação MCT e G-MCT

Amostra	Coeficiente c'	Índice e'	Classificação MCT	Passante (%)		Classificação G-MCT
				#10 (2,00 mm)	#10 (2,00 mm)	
BSB-1	1,03	1,48	NS'	41,00	22,00	Ps-NS'
BSB-2	1,66	1,08	LG'	73,00	65,00	Gf-LG'
BSB-3	0,96	1,45	NA'	43,00	25,00	Ps-NA'
BSB-4	1,99	0,98	LG'	88,00	79,00	Gf-LG'
GO-1	2,25	1,11	LG'	99,00	59,00	Gf-LG'
GO-2	1,15	1,09	LA'	54,00	35,00	Gf-LA'
GO-3	1,35	0,95	LA'	35,18	6,96	Ps-LA'
GO-4	1,01	1,00	LA'	22,67	10,73	Ps-LA'
GO-5	0,75	1,03	LA'	10,50	3,80	Ps-LA'
GO-6	1,29	0,97	LA'	28,30	7,48	Ps-LA'
PB-1	1,03	1,19	NA'	90,09	10,71	Sp-NA'
PB-2	1,35	0,91	LA'	99,41	21,24	Sp-LA'
PB-3	1,18	1,09	LA'	28,37	8,27	Ps-LA'
PE-1	2,06	0,97	LG'	97,78	57,39	Gf-LG'
PI-1	1,35	1,02	LA'	99,31	46,23	Gf-LA'
PI-2	1,26	0,93	LA'	90,91	31,49	Gf-LA'
PI-3	1,29	0,97	LA'	73,54	43,42	Gf-LA'
PI-4	1,35	1,09	LA'	56,00	26,00	Sp-LA'
PI-5	1,29	1,06	LA'	44,36	20,78	Ps-LA'
PI-6	1,01	1,09	LA'	47,63	21,89	Ps-LA'

Fonte: De autoria própria

Quadro 3: Breves descrições dos grupos de solos da classificação G-MCT

Grupo MCT	G-MCT	Classificação G-MCT	Breve descrição
NS'	Ps-NS'	Pedregulho com solo argiloso não laterítico	Reforço de Subleito, Base e Sub-base: 4° em prioridade de utilização
NA'	Ps-NA'	Pedregulho com solo arenoso não laterítico	Reforço de Subleito, Base e Sub-base: 1° em prioridade de escolha
	Sp-NA'	Solo arenoso não laterítico com pedregulho	Reforço de Subleito, Base e Sub-base: 1° em prioridade de escolha
LG'	Gf-LG'	Solo granular fino argiloso laterítico com pedregulho	Revestimento primário: 4° em prioridade de escolha Reforço de Subleito: 6° em prioridade de escolha Base e Sub-base: 6° em prioridade de escolha
LA'	Gf-LA'	Solo granular fino arenoso laterítico com pedregulho	Revestimento primário: 3° em prioridade de escolha Reforço de Subleito: 5° em prioridade de escolha Base e Sub-base: 4° em prioridade de escolha
	Ps-LA'	Pedregulho com solo arenoso laterítico	Revestimento primário: 1° em prioridade de escolha Reforço de Subleito: 2° em prioridade de escolha Base e Sub-base: 1° em prioridade de escolha
	Sp-LA'	Solo arenoso laterítico com pedregulho	Revestimento primário: 1° em prioridade de escolha Reforço de Subleito: 2° em prioridade de escolha Base e Sub-base: 1° em prioridade de escolha

Fonte: Adaptado de VILLIBOR & ALVES (2019)

4.1.6. COMPARAÇÃO ENTRE OS SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO

Foi realizada uma análise comparativa entre os resultados das classificações TRB, CUSL, MCT, G-MCT. A Tabela 22 expõe a classificação dos solos de acordo com as duas metodologias.

Tabela 22: Análise comparativa entre metodologias de classificação

Grupo	Amostra	Classificação			
		TRB	CUSL	MCT	G-MCT
SLF	BSB-2	A-7-6	SLF ₁₂	LG'	Gf-LG'
	BSB-4	A-7-6	SLF ₁₂	LG'	Gf-LG'
	GO-1	A-7-5	SLF ₁₃	LG'	Gf-LG'
	GO-2	A-2-4	SLF ₁₂	LA'	Gf-LA'
	PE-1	A-7-6	SLF ₁₂	LG'	Gf-LG'
	PI-1	A-4	SLF ₁₂	LA'	Gf-LA'
	PI-2	A-2-4	SLF ₁₄	LA'	Gf-LA'
	PI-3	A-4	SLF ₁₄	LA'	Gf-LA'
SLA	BSB-1	A-2-6	SLA ₆	NS'	Ps-NS'
	BSB-3	A-2-6	SLA ₇	NA'	Ps-NA'
	GO-3	A-2-4	SLA ₆	LA'	Ps-LA'
	PB-1	A-2-4	SLA ₆	NA'	Sp-NA'
	PB-2	A-2-4	SLA ₈	LA'	Sp-LA'
	PI-4	A-2-4	SLA ₆	LA'	Sp-LA'
	PI-5	A-2-4	SLA ₁₀	LA'	Ps-LA'
	PI-6	A-2-4	SLA ₈	LA'	Ps-LA'
SLP	GO-4	A-1-a	SLP ₂	LA'	Ps-LA'
	GO-5	A-2-6	SLP ₂	LA'	Ps-LA'
	GO-6	A-2-4	SLP ₁	LA'	Ps-LA'
	PB-3	A-1-a	SLP ₃	LA'	Ps-LA'

Fonte: De autoria própria

A classificação TRB indica o comportamento geral do solo como subleito. Os solos classificados nos grupos A-1, A-2 e A-3 apresentam um desempenho de excelente a bom. Por sua vez, os solos pertencentes aos grupos A-4, A-5, A-6 e A-7 manifestam um comportamento regular a mau.

Comparando-se a classificação TRB com a classificação CUSL de Rodrigues *et al.* (2010), a Tabela 22 indica que as maiores diferenças são encontradas para os solos lateríticos finos e pedregulhosos. Nos solos lateríticos finos (SLF), têm-se amostras pertencentes aos grupos A-2 (GO-2 e PI-2), A-4 (PI-1 e PI-3) e A-7 (BSB-2, BSB-4, GO-1 e PE-1). Ou seja, a classificação TRB inviabiliza o aproveitamento de seis dos oito solos lateríticos finos: BSB-2, BSB-4, GO-1, PE-1, PI-1 e PI-3.

De acordo como o Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), o grupo A-4 é tipicamente representado pelos solos siltosos não plásticos, ou com discreta plasticidade. Inclui misturas de siltes com até 64% de areia e pedregulho retidos na peneira de abertura 0,075 mm. Além disso, podem conter quantidades variadas de material grosso, que traduz em menor ou maior IG. Espera-se que apresentem valores baixos de capacidade de suporte em termos de CBR e expansão razoável.

Contudo, o solo PI-1, apesar de classificado no grupo A-4, mostrou capacidade de suporte suficiente (CBR igual a 34%) para ser aplicado em uma sub-base, segundo os critérios do Manual de Pavimentação do DNIT (2006). Ademais, apresentou também, expansão praticamente nula, indo em desacordo com as especificações do seu grupo TRB. As mesmas observações valem para a amostra PI-3, que igualmente exibiu baixa expansão (0,40%) e que, apesar de um índice CBR bem inferior (16%) à amostra PI-1, atende a capacidade de suporte mínima imposta pelo referido Manual, que é um índice CBR de 2%.

O grupo A-7 é composto por materiais que apresentam elevado valor de limite de liquidez, conferindo caráter excessivamente elástico e sujeito a variação de volume expressiva entre os estados seco e úmido. Espera-se que apresentem valores de suporte muito baixos e comportamento altamente expansivo. No entanto, a amostra GO-1, pertencente ao grupo A-7, foi a que mostrou maior valor de limite de contração (30,48%), e isso associado ao baixo valor de adsorção de azul de metileno adsorvido (1,28g/100g), sugere que o solo é menos passível a grandes variações de volume. O valor do índice CBR (9%) do solo GO-1 foi o mais baixo dentre todos os solos estudados, mas ainda assim, suficiente para ser aplicado em um subleito, conforme os critérios do DNIT.

Outra amostra classificada no grupo A-7 foi a PE-1, que exibiu baixa expansão (0,40%) e índice CBR igual a 29%, três vezes maior do que o apresentado pela amostra GO-1.

As observações supracitadas evidenciam que nenhuma das classificações conseguiu agrupar os solos, levando-se em consideração a capacidade de suporte em termos do índice CBR. A grande variabilidade dos valores de CBR é uma característica bastante comum em solos lateríticos, constatada não só na presente pesquisa, mas em diversos outros estudos. Isso mostra que não é recomendável adotar o CBR como critério único para avaliar a capacidade de suporte desses solos. A consideração, por exemplo, das propriedades resilientes e de deformação permanente desses materiais é uma solução que pode complementar as análises de resistência, juntamente com a implementação de métodos mecanístico-empíricos.

Além disso, outra particularidade dos solos lateríticos é a baixa expansibilidade. Devido à presença exclusiva ou predominante do argilomineral caulinita, esses solos tendem a ser pouco expansivos, porém com comportamento contrátil. Diante disso, além de não abordar as características contráteis dos materiais, a metodologia TRB atribui um valor classificatório considerável para a granulometria e para os limites de consistência de Atterberg.

Já foi exposto que os ensaios para a determinação dos limites de plasticidade não possuem reprodutibilidade em solos lateríticos, diante das particularidades inerentes a esse tipo de solo. Em contrapartida, a metodologia de Rodrigues *et al.* (2010) analisa a atividade da fração fina do solo por meio do ensaio de adsorção de azul de metileno, por ser um procedimento que se baseia na superfície específica dos argilominerais presentes, mostrando-se mais adequado para ser aplicado em solos lateríticos. Pelos resultados dos ensaios de adsorção de azul de metileno, todos os solos manifestaram baixa atividade, o que é esperado para esses materiais que possuem um argilomineral de baixa superfície específica, a caulinita.

Para exemplificar o que foi supracitado, basta observar na Tabela 22 que todos os solos lateríticos arenosos foram enquadrados em um mesmo grupo da metodologia TRB, o grupo A-2. No entanto, esses solos apresentam diferenças significativas em algumas das propriedades estudadas, como a friabilidade, que variou de 30,99% a 61,43%, e o limite de contração, que variou de 14,15% a 32,84%. Nos solos lateríticos pedregulhosos, a amostra PB-3, apesar de sua alta fragmentabilidade, obteve uma melhor classificação na metodologia TRB, pertencendo ao grupo A-1, em comparação com as outras amostras.

Agora, comparando-se a classificação MCT e G-MCT com a classificação CUSL, constata-se, analisando a Tabela 22, que há correspondência entre os sistemas. Contudo, pode-se afirmar que as metodologias apresentam incompatibilidade parcial entre si, uma vez que amostras classificadas em um mesmo grupo na CUSL são classificadas em grupos adversos na MCT e G-MCT. Vale destacar algumas observações:

- Alguns solos foram apresentaram comportamento não laterítico perante a metodologia MCT e G-MCT;
- Os únicos solos lateríticos classificados como argilosos lateríticos (LG') na MCT, foram também classificados solos lateríticos finos (SLF) na CUSL;
- Todos os solos lateríticos finos (SLF) da CUSL apresentaram tipo granulométrico Gf (granular fino) na G-MCT,
- Todos os SLP (solos lateríticos pedregulhosos) da CUSL apresentaram tipo granulométrico Ps (pedregulho com solo) na G-MCT; e
- Os únicos solos que apresentaram tipo granulométrico Sp (solo com pedregulho) estão na classificação SLA (solos lateríticos arenosos) da CUSL.

Perante isso, corroborando com Marson (2004), o coeficiente c' que se correlaciona, principalmente, com o comportamento granulométrico do solo se mostrou fundamental e coerente com as demais classificações. Entretanto, índice e' , que avalia o caráter laterítico, pareceu não ser muito adequado e pouco sensível as características genéticas dos solos. Ademais, sua formulação matemática, segundo Nogami & Villibor (1985), é inteiramente empírica e depende do d' , cuja determinação, em alguns casos, é complexa.

Além disso, a análise morfológica, mineralógica e química presente na classificação CUSL se mostrou importante, uma vez que solos com gênese laterítica comprovada, se situaram em grupos de comportamento não laterítico na classificação MCT e G-MCT.

4.1.7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Como considerações finais, a principal vantagem da metodologia MCT e G-MCT é a quantidade de material necessário para a classificação. Além do mais, as mesmas fundamentalmente necessitam apenas de três ensaios (Mini-MCV, perda de massa por imersão e granulometria no caso da G-MCT). Entretanto, algumas minuciosidades na execução dos ensaios, bem como a análise subjetiva e complexa dos resultados, podem comprometer a identificação fidedigna dos solos.

A CUSL, por sua vez, mesmo necessitando de uma quantidade maior de ensaios e de material para a classificação final dos solos lateríticos, considera diretamente as propriedades genéticas, físicas e químicas dos solos, bem como as concepções apropriadas do meio ambiente tropical úmido.

Enquanto isso, a classificação TRB acaba por impossibilitar o aproveitamento desses materiais por se tratar de uma metodologia mais adequada para ser utilizada em solos de clima de temperado, que se formam em condições diferentes do observado em regiões tropicais.

Em resumo, como era o esperado, nota-se que não há correspondência direta entre os sistemas (VILLIBOR & NOGAMI, 2009; RODRIGUES *et al.*, 2010; GUIMARÃES *et al.*, 2018; SILVA, 2019). Pode-se afirmar que as metodologias apresentam incompatibilidade parcial entre si. As incompatibilidades observadas nesta pesquisa se justificam pelo fato dessas metodologias terem sido desenvolvidas em contextos distintos e considerando condições do meio físico completamente diversas. Em outras palavras, perante as incompatibilidades pode-se desprezar um material bom e, por outro lado, selecionar um material que apresente propriedades aquém das esperadas (SILVA, 2019).

O conhecimento da caracterização química do solo é fundamental para justificar o comportamento de alguns solos finos, pois nem sempre a curva granulométrica é suficiente para verificar as propriedades do material. Um exemplo de ocorrência comum se dá com os solos que apresentam alta porcentagem de argila na sua composição, mas nem sempre esses solos vão apresentar características de solos argilosos, como coesão, compressibilidade, baixa permeabilidade, entre outros. Por vezes, as areias pulverizadas e partículas de rocha com granulação muito fina, acabam interferindo nas propriedades mecânicas desse material (PASCOAL, 2020).

Assim, diante do que foi exposto, a CUSL de Rodrigues *et al.* (2010) apresenta potencial e permitiu viabilizar a aplicação de solos lateríticos nas camadas estruturais que constituem um pavimento, justamente por levar em conta as particularidades desses solos, advindas do processo de laterização.

CAPÍTULO 4.2. ENSAIOS MECÂNICOS ESTÁTICOS DOS MATERIAIS NATURAIS E MELHORADOS

Após o programa de caracterização e classificação dos 20 (vinte) solos com base na Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010), 3 (três) solos foram escolhidos, sendo um solo laterítico fino, um arenoso e um pedregulhoso, para análises por meio de ensaios mecânicos em sua situação natural e melhorado com ligantes hidráulicos.

Devido à proximidade do Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) e Geotecnia localizado no Campus I da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG) e conseqüentemente a facilidade de realizar novas coletas, foram escolhidos o solo laterítico fino PE-1, o solo laterítico arenoso PB-2 e o solo laterítico pedregulhoso PB-3.

Para tais solos, foram executados ensaios de compactação sem reuso, para determinação da umidade ótima e do peso específico aparente seco máximo. Além do mais, foram realizados ensaios de CBR, compressão simples e tração por compressão diametral. Todos os ensaios foram executados com base nas normas expostas no capítulo de metodologia (Capítulo 3). Vale salientar que os ensaios foram realizados para os solos em sua situação natural e também quando tratados com ligantes hidráulicos. Além dos solos, os ensaios mecânicos também foram executados na mistura de Brita Graduada Tratada com Cimento (BGTC).

4.2.1. SOLOS NATURAIS

Antes da realização dos ensaios mecânicos, foram realizados ensaios de compactação sem reuso, com o objetivo de comparar os resultados e avaliar a influência do reuso na obtenção da umidade ótima e da massa específica aparente seca máxima. Os resultados dos ensaios de compactação com e sem reuso são apresentados na Tabela 23.

Tabela 23: Resultados da compactação sem e com reuso

Amostra	Compactação sem reuso		Compactação com reuso	
	pd _{máxima} (g/cm ³)	W _{ótima} (%)	pd _{máxima} (g/cm ³)	W _{ótima} (%)
PE-1	1,720	19,6	1,836	14,5
PB-2	1,980	8,8	1,979	11,3
PB-3	1,870	15,7	1,935	14,9

Fonte: De autoria própria

Com base nos resultados, notou-se que o reuso das amostras levou a um aumento da massa específica aparente seca máxima e a uma diminuição da umidade ótima. O que era de se esperar, visto que o procedimento com reuso, mesmo com a vantagem da economia de material utilizado no ensaio de compactação, suscita a possibilidade de fragmentação de partículas que poderia alterar a granulometria e o peso específico aparente do material em cada reuso. Para Nogami & Villibor (1995), com o reuso do mesmo material saprolítico nos ensaios, há muita fragmentação dos grãos em processo de intemperização, dificultando a previsão do seu comportamento quando compactado.

A exceção foi o solo PB-2, na qual o reuso provocou um aumento na umidade ótima e manteve a massa específica aparente seca máxima basicamente igual. O solo PB-2, com base nos resultados de friabilidade, mostrou-se consideravelmente estável, apresentando FS de 39,38%. Isso pode ter influenciado nos valores basicamente constantes de $\rho_{d\text{máxima}}$. O solo PB-3, por sua vez, apresentou coeficiente de fragmentabilidade (FR) muito elevado (13,75%), o que justifica o aumento na massa específica aparente seca máxima quando realizado o ensaio com o reuso do solo.

A natureza da curva granulométrica, bem como a resistência da fração grosseira de concreção, são fatores cruciais na determinação da influência de amostras naturais e de reutilização nas características de compactação de solos lateríticos. Em geral, as densidades secas máximas da compactação de amostras reutilizadas são maiores do que aquelas obtidas da compactação de amostras naturais. Nenhuma tendência, contudo, é estabelecida para diferenças nos valores de teor de umidade ótima quando empregada amostra reutilizada ou amostra natural (YOHANNA *et al.* 2015).

4.2.1.1. CBR

Os resultados dos ensaios de CBR e Expansão dos solos compactados com e sem reuso são apresentados na Tabela 24. Com os resultados, observa-se pouca influência da reutilização das amostras na determinação do CBR. Nota-se um discreto aumento do CBR com o reuso, provavelmente devido a elevação da massa específica aparente seca máxima. Contudo, como supracitado, a variabilidade dos valores de CBR é uma característica bastante comum em solos lateríticos, e diante disso não se pode determinar uma real influência da reutilização ou não das amostras no valor de CBR.

Nota-se uma maior elevação do CBR do solo PB-3 com o reuso. Esses valores podem ser explicados pelo considerável valor do coeficiente de fragmentabilidade (FR) do solo. Desse modo, ao ser compactado e por isso “quebrado”, a porcentagem da fração arenosa aumenta e, conseqüentemente, o valor do CBR é dilatado.

Tabela 24: Resultados de CBR do solo sem e com reuso

Amostra	Compactação sem reuso			
	$\rho_{d\text{máxima}}$ (g/cm ³)	W _{ótima} (%)	CBR (%)	Expansão (%)
PE-1	1,720	19,6	25	0,40
PB-2	1,980	8,8	32	0,10
PB-3	1,870	15,7	51	0,12
Amostra	Compactação com reuso			
	$\rho_{d\text{máxima}}$ (g/cm ³)	W _{ótima} (%)	CBR (%)	Expansão (%)
PE-1	1,836	14,5	29	0,40
PB-2	1,979	11,3	33	0,08
PB-3	1,935	14,9	58	0,07

Fonte: De autoria própria

4.2.1.2. RCS E RTCD

Como já mencionado no capítulo de metodologia (Capítulo 3), para cada ensaio foram moldados três corpos de prova em condições semelhantes, sendo aceitos os corpos de prova com 200 ± 2 mm de altura e 100 ± 1 mm de diâmetro. Além das dimensões, a umidade de moldagem deveria estar no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação sem reuso, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação sem reuso. Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e à tração por compressão diametral (RTCD) são expostos na Tabela 25.

Tabela 25: Resultados dos ensaios de RCS e RTCD

Amostra	$\rho_{d\text{máxima}}$ (g/cm ³)	$W_{\text{ótima}}$ (%)	RCS média (kPa)	RTCD média (kPa)
PE-1	1,720	19,6	839	109
PB-2	1,980	8,8	527	62
PB-3	1,870	15,7	331	37

Fonte: De autoria própria

Wahab *et al.* (2021) analisando um solo laterítico classificado como silte plástico (MH) e A-7-5 de acordo com os sistemas USCS e AASHTO, respectivamente, obteve valores de RCS de aproximadamente 200 kPa. Mélo (2011), por sua vez, ao analisar solos de comportamento laterítico (L), pertencente à classe dos arenosos (LA') e argilosos (LG'), verificaram valores de RCS em torno de 900 kPa e 300 kPa, respectivamente. Budny (2018), por sua vez, analisando um solo Laterítico Argiloso, obteve valores de RCS próximos de 1000 kPa e de RTCD próximos de 100 kPa. Joel & Agbede (2011), estudando um solo laterítico marrom-avermelhado classificado como A-2-7 no sistema de classificação de solos AASHTO, obtiveram valores de RCS na faixa de 600 kPa. Por fim, Rocha & Rezende (2017) obtiveram resultados de RCS de aproximadamente 400 kPa ao estudar solos lateríticos granulares.

Mesmo sendo compactados na energia Proctor Intermediária, os solos apresentaram bons valores de RCS. Além do mais, fica nítida a influência da granulometria, visto que, quanto mais granular o solo, menor foi a resistência não confinada. A resistência à tração por compressão diametral (RTCD) foi considerada baixa, porém apresentou a mesma tendência de decréscimo com a granulometria dos solos. O fato do solo PB-3 ser altamente fragmentável pode ter influenciado na discrepância dos resultados, pois apesar de sua alta rigidez eles também aumentam a heterogeneidade quando compactados.

4.2.2. MATERIAIS MELHORADOS

Para a análise desempenho dos solos lateríticos melhorados com ligantes hidráulicos, inicialmente foi feita a dosagem para a definição dos teores de cimento e da cal a serem utilizados para confecção dos corpos de prova. Como mencionado anteriormente, para o solo laterítico fino (PE-1), empregou-se cal hidratada I (CH-I). Já para os solos lateríticos arenoso (PB-2) e pedregulhoso (PB-3), foi utilizado o cimento Portland pozolânico (CP IV-32).

A dosagem do teor de cimento foi realizada com base na norma ABNT NBR 12253 (2012) e o teor mínimo de cal necessário para a estabilização físico-química foi realizado conforme a norma DNIT-ME 419 (2019).

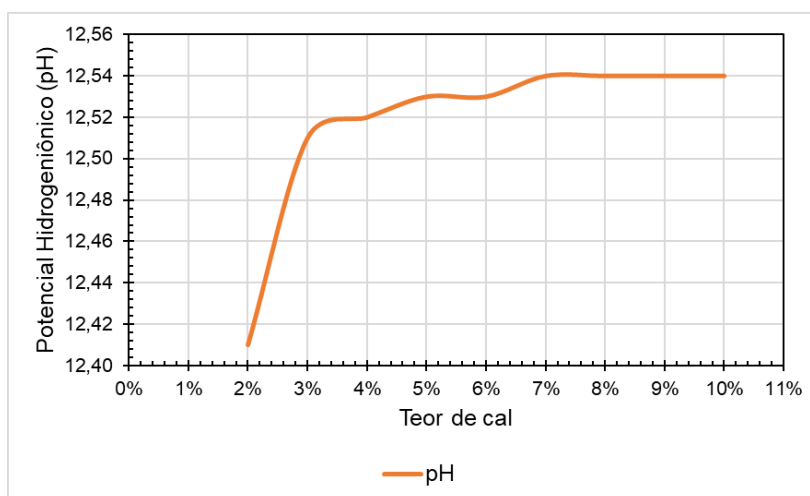
O resultado da dosagem físico-química da cal é indicado na Tabela 26 e Figura 168. Observa-se que com apenas 2% de cal o solo laterítico fino (PE-1) já apresentou pH acima de 12,4 que é a referência proposta pela norma. Assim, adotou-se 2%, em relação à massa seca de solo laterítico, como o teor provável de cal que proporciona a estabilização do solo PE-1.

Tabela 26: Teor mínimo de cal necessário para a estabilização físico-química

Amostra	Mistura	Teor de cal (%)	pH
1	2 g de cal + 100 ml de água	-	12,38
2	25 g de solo + 2% de cal + 100 ml de água	2%	12,41
3	25 g de solo + 3% de cal + 100 ml de água	3%	12,51
4	25 g de solo + 4% de cal + 100 ml de água	4%	12,52
5	25 g de solo + 5% de cal + 100 ml de água	5%	12,53
6	25 g de solo + 6% de cal + 100 ml de água	6%	12,53
7	25 g de solo + 7% de cal + 100 ml de água	7%	12,54
8	25 g de solo + 8% de cal + 100 ml de água	8%	12,54
9	25 g de solo + 9% de cal + 100 ml de água	9%	12,54
10	25 g de solo + 10% de cal + 100 ml de água	10%	12,54
11	25 g de solo + 100 ml de água	-	5,26

Fonte: De autoria própria

Figura 168: Evolução do pH com o teor de cal



Fonte: De autoria própria

Para a dosagem do teor de cimento, por sua vez, se fez necessário previamente a realização do ensaio de compactação sem reuso com os solos melhorados para determinação da umidade ótima e do peso específico aparente seco máximo e, assim, moldagem dos corpos de prova. O ensaio de compactação, segundo a norma citada no Capítulo 3, é realizado na energia Proctor Normal, com um teor cimento proposto a depender do tipo de solo.

Para o solo laterítico arenoso (PB-2), o teor proposto foi 5% de cimento. Já para o solo laterítico pedregulhoso (PB-3), o teor de cimento estimado pela norma foi 4%. Os resultados dos ensaios de compactação são apresentados na Tabela 27.

Tabela 27: Compactação para dosagem do teor de cimento

Amostra	Teor de cimento recomendado pela norma	Compactação sem reuso	
		$pd_{máxima}$ (gf/cm ³)	$W_{ótima}$ (%)
PB-2	5%	1,960	10,6
PB-3	4%	1,730	18,4

Fonte: De autoria própria

De porte dos dados de compactação, foi realizada a confecção dos corpos de prova foi realizada com misturas contendo três teores de cimento: 1, 4 e 7% em relação à massa de solo seco. Para cada teor, foram moldados e curados por 7 dias, três corpos de prova cilíndricos. Decorrido o tempo de cura, os corpos de prova foram imersos por 4 horas em água à temperatura ambiente, secos superficialmente e submetidos ao ensaio de compressão simples. Os resultados são apresentados na Tabela 28.

Tabela 28: RCS para dosagem do teor de cimento

Amostra	Teor de cimento (%)	RCS média (kPa)
PB-2	1,0	73
	4,0	378
	7,0	602
PB-3	1,0	0
	4,0	98
	7,0	203

Fonte: De autoria própria

A norma estabelece afirma que deve ser adotado o teor de cimento cuja a resistência à compressão seja igual ou superior a 2,1 MPa aos 7 dias de cura, sendo permitida interpolação, mas não extrapolação. É nítido que os resultados obtidos foram muito inferiores, com destaque ao SLP que apresentou resistência nula mesmo quando tratado com 1% de cimento (Figura 169). Em outras palavras, o material perde, basicamente na sua totalidade, a capacidade de suporte.

Figura 169: RCS do SLP (PB-3) com 1% de cimento



Fonte: De autoria própria

Godoy (1997) cita que os solos de comportamento laterítico, desde que sejam compactados em condições específicas previamente determinadas, adquirem resistências altas e uma excelente capacidade de suporte, contudo podem apresentar perda dessa capacidade quando imersos em água. Lovato (2004) cita a desintegração gradual durante o período de imersão prévia ao ensaio, é possivelmente devido à perda de umidade durante o período de cura.

Em relação a capacidade de suporte perante deformações elásticas, Pascoal (2020) verifica que os CPs quando submersos por 4 dias em água, obtiveram redução de aproximadamente 74%. Com base neste valor elevado, salienta-se que, se não houver um controle ideal da sucção ou um projeto/execução de drenagem adequado, o material perde, quase na sua totalidade, a capacidade de suporte às deformações elásticas. Bhattacharja *et al.* (2003) afirmam que quando uma amostra de solo estabilizado é imersa em água, a água penetra na amostra ou sai através da estrutura de poros interconectados. A tensão superficial da água é alta o suficiente para gerar uma pressão capilar que causará trincamento na matriz, principalmente em solos estabilizados que apresentam baixa resistência à tração. A força capilar exercida na parede do poro depende do tamanho do poro; quanto menor o poro, maior a força de sucção da água. À medida que a água se move para dentro e para fora da amostra durante os ciclos de molhagem e secagem, a força de tração gerada pode causar um dano irreversível à integridade do material e, devido a seu efeito cumulativo, eventualmente a amostra entra em colapso.

Qian *et al.* (2019), revela que o pedregulho laterítico melhorado com cimento exibe baixa estabilidade à água. Segundo os autores, a água pode reduzir significativamente a resistência do pedregulho laterítico estabilizado com cimento.

Desse modo, foram executados os ensaios de compressão simples, porém sem considerar o período de imersão. Os resultados dos ensaios de RCS para os solos melhorados com ligantes hidráulicos com e sem imersão são apresentados na Tabela 29.

Observa-se que a imersão em água tem influência considerável na diminuição da resistência à compressão simples dos solos lateríticos estudados. Contudo, vale ressaltar que mesmo sem o período de imersão em água os resultados de RCS obtidos foram muito inferiores a 2,1MPa, que é a resistência estipulada pela norma. Como o intuito é utilizar o mínimo possível de estabilizante, adotou-se 2% como o teor provável de cimento que proporciona a estabilização do solo PB-2 e PB-3.

Tabela 29: Resultados dos ensaios de RCS para os solos melhorados com e sem imersão

Amostra	Teor de cimento (%)	RCS média (kPa)	
		Com imersão	Sem imersão
PB-2	1,0	73	475
	4,0	378	713
	7,0	602	887
PB-3	1,0	0	159
	4,0	98	269
	7,0	203	445

Fonte: De autoria própria

Em resumo, para as misturas de solo laterítico tratado com cimento, no intuito de avaliar a incorporação de pequenas quantidades de cimento, indicando a viabilidade econômica de o material testado poder ser utilizado como solo melhorado com cimento, optou-se pela utilização de 2% em relação à massa seca de solo laterítico. Esse percentual é muito utilizado em experiências brasileiras e internacionais com solos lateríticos estabilizados com cimento (MENGUE *et al.*, 2017; ROCHA & REZENDE, 2017; SAMB *et al.*, 2018; BISWAL *et al.*, 2018a; BISWAL *et al.*, 2018b; BISWAL *et al.*, 2018c; CARO *et al.*, 2018; FEDRIGO *et al.*, 2019; OLIVEIRA & PAIVA, 2019; BISWAL *et al.*, 2020; WAHAB *et al.*, 2021).

4.2.2.1. COMPACTAÇÃO E CBR

Ensaio de compactação sem reuso e com energia Proctor Intermediária foram realizados para determinar o teor de umidade ideal e o peso unitário seco máximo de cada mistura. Após a pesagem do solo, estabilizante (cal ou cimento) e água, o solo e o estabilizante foram misturados até que a mistura adquirisse uma consistência uniforme para garantir a homogeneidade. A água então foi adicionada, continuando o processo de mistura até que uma pasta homogênea fosse criada (Figura 170).

Figura 170: Mistura e homogeneização do solo, estabilizante e água



Fonte: De autoria própria

O resultado do ensaio de compactação sem reuso dos solos PE-1, PB-2 e PB-3 melhorados é indicado na Tabela 30.

Tabela 30: Compactação dos solos naturais e melhorados

Amostra	Solo natural		Solo melhorado	
	$\rho_{d\text{máxima}}$ (g/cm ³)	$W_{\text{ótima}}$ (%)	$\rho_{d\text{máxima}}$ (g/cm ³)	$W_{\text{ótima}}$ (%)
PE-1	1,720	19,6	1,670	21,0
PB-2	1,980	8,8	2,010	11,0
PB-3	1,870	15,7	1,740	19,0

Fonte: De autoria própria

Como era de esperar, a estabilização de solo com cal proporcionou redução na massa específica aparente seca máxima densidade e, além disso, aumento no teor de umidade ótima, o que corrobora com as observações de Pei *et al.* (2015) e Silva (2016). Isso ocorre, como já mencionado anteriormente devido a floculação do solo que ocorre quando a cal é adicionada e, portanto, a quantidade e a dimensão dos vazios aumentam (SILVA, 2016).

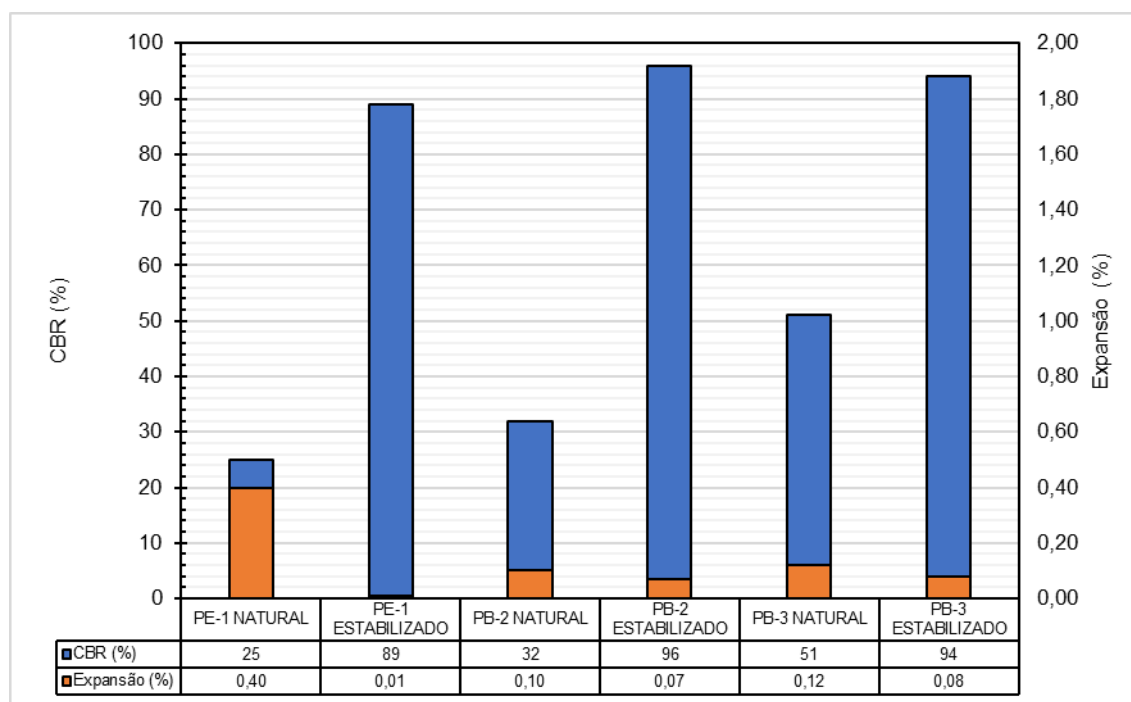
Com a determinação da $p_{d\text{máxima}}$ e da $W_{\text{ótima}}$, foram executados os ensaios de CBR na energia Proctor Intermediária. O resultado do CBR e da Expansão do solo PE-1 tratado com 2% cal, bem como a comparação com o valor do CBR do solo natural é apresentado na Tabela 31 e Figura 171.

Tabela 31: CBR e Expansão dos solos naturais e melhorados

Amostra	Solo natural			
	$p_{d\text{máxima}}$ (g/cm ³)	$W_{\text{ótima}}$ (%)	CBR (%)	Expansão (%)
PE-1	1,720	19,6	25	0,40
PB-2	1,980	8,8	32	0,10
PB-3	1,870	15,7	51	0,12
Amostra	Solo melhorado			
	$p_{d\text{máxima}}$ (g/cm ³)	$W_{\text{ótima}}$ (%)	CBR (%)	Expansão (%)
PE-1	1,670	21,0	89	0,01
PB-2	2,010	11,0	96	0,07
PB-3	1,740	19,0	94	0,08

Fonte: De autoria própria

Figura 171: Comparação entre CBR e Expansão dos materiais naturais e melhorados



Fonte: De autoria própria

Com a incorporação do estabilizante, houve aumento considerável nos valores de CBR, em especial no solo PE-1 com crescimento de aproximadamente 260%, bem como redução na expansão. Isso era esperado, visto que o emprego do aglutinante dá origem a uma matriz que contribui para a resistência da mistura transformando o solo em um material endurecido, durável e com significativa redução de permeabilidade e expansão (LOVATO, 2004; NICHOLSON, 2014; PEI *et al.*, 2015; SILVA, 2016; FIROOZI *et al.*, 2017).

Mesmo apresentando um importante aumento no CBR, o solo PB-3 foi o que menos apresentou crescimento ($\approx 80\%$). Como supracitado, o fato do solo PB-3 ser altamente fragmentável promove, quando compactado, a quebra das concreções lateríticas e conseqüentemente o aumento de sua heterogeneidade. Assim, a presença de vazios não preenchidos pelo cimento pode ser considerável.

Analisando o CBR de forma individual, com a estabilização, os solos lateríticos PE-1, PB-2 e PB-3, segundo os valores de referência do Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), poderiam ser empregados em camada de base, pois apresentaram características técnicas acima das requeridas do referido manual, com CBR maior que 80% e expansão menor que 0,5%.

4.2.2.2. RCS E RTCD

Da mesma forma, para cada ensaio foram moldados três corpos de prova em condições semelhantes, sendo aceitos os corpos de prova com 200 ± 2 mm de altura e 100 ± 1 mm de diâmetro. Além das dimensões, a umidade de moldagem deveria estar no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação sem reuso, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação sem reuso. As amostras de solo foram compactadas na energia Proctor Intermediária, enquanto o BGTC em Energia Proctor Modificada.

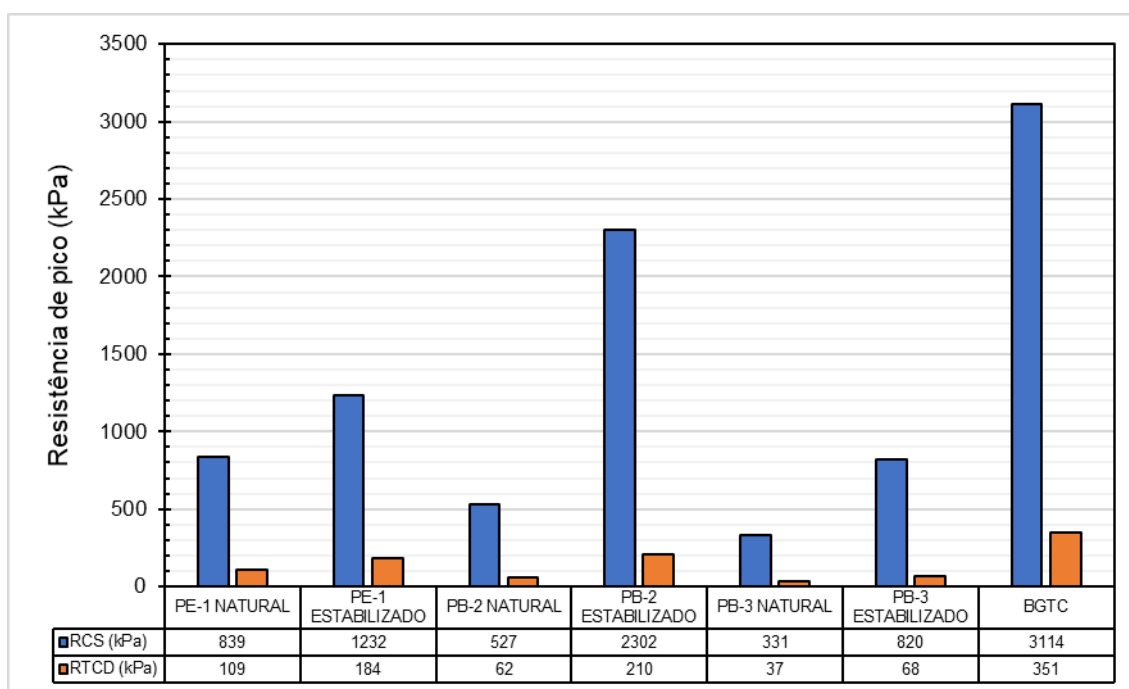
Os resultados dos ensaios de resistência à compressão simples (RCS) e à tração por compressão diametral (RTCD) para os solos PE-1, PB-2 e PB-3 naturais e melhorados, bem como da BGTC, com são expostos na Tabela 32 e Figura 172.

Tabela 32: RCS e RTCD dos materiais naturais e melhorados

Amostra	Solo natural			
	$pd_{m\acute{a}xima}$ (g/cm ³)	$W_{\acute{o}tima}$ (%)	RCS média (kPa)	RTCD média (kPa)
PE-1	1,720	19,6	839	109
PB-2	1,980	8,8	527	62
PB-3	1,870	15,7	331	37
Amostra	Material melhorados			
	$pd_{m\acute{a}xima}$ (g/cm ³)	$W_{\acute{o}tima}$ (%)	RCS média (kPa)	RTCD média (kPa)
PE-1	1,670	21,0	1232	184
PB-2	2,010	11,0	2302	210
PB-3	1,740	19,0	820	68
BGTC	2,198	6,5	3114	351

Fonte: De autoria própria

Figura 172: Comparação entre RCS e RTCD dos materiais naturais e melhorados



Fonte: De autoria própria

Com os resultados, para o solo PE-1, observa-se, com a incorporação da cal, um aumento de aproximadamente 50% na resistência à compressão simples e quase 70% na resistência à tração por compressão diametral. Vale salientar que a grande maioria dos corpos de prova apresentou uma ruptura frágil à compressão simples, característica de materiais estabilizados.

Para o solo PB-2, com a introdução do cimento, notou-se um aumento em torno de 350% na resistência à compressão simples e mais ou menos 250% na resistência à tração por compressão diametral.

Por fim, para o solo PB-3, com a inserção do cimento, verificou-se um aumento de quase 150% na resistência à compressão simples e de cerca de 90% na resistência à tração por compressão diametral.

A RCS e RTCD do solo PE-1, que obteve melhor desempenho entre os solos naturais, representa quase de 27% da RCS e 31% da RTCD da BGTC. Já as resistências do solo PB-2 com incorporação do cimento, que obteve melhor comportamento entre os melhorados com ligantes hidráulicos, representa quase de 75% da RCS e 60% da RTCD da BGTC.

Fica nítido que o desempenho dos solos tratados com cimento é melhor do que o dos solos tratados com cal e não tratados, corroborando com Mohammad & Saadeh (2008); Portelinha *et al.*, 2012 e Todingrara *et al.*, 2017, onde verificaram que o uso de baixos teores de cimento mostrou-se mais eficaz do que a cal para melhorar a resistência do solo laterítico. No entanto, vale salientar que trincas de retração nos solos estabilizados com cimento é uma grande preocupação quando usados como material de pavimento, principalmente quando empregados em solos lateríticos finos.

Silva (2016), verificou que, no período de 0 a 7 dias de cura, a mistura de solo laterítico argiloso com 4% de cal apresentou taxa de acréscimo de resistência à compressão em torno de 15% e, ademais, crescimento de

33% na resistência à tração. Azevedo (2010), por sua vez, ao analisar solos de comportamento laterítico, analisou um aumento na RCS com o acréscimo de 2% na mistura. Segundo o autor, a RCS evoluiu de aproximadamente 200 kPa para perto de 350 kPa durante o período de 7 dias de cura.

Segundo Okeke *et al.* (2020), o processo envolve a adição de cal a solos lateríticos na presença de umidade. Isso desencadeia uma reação pozolânica que resulta na troca de cátions, floculação, aglomeração e formação de novos compostos cimentícios, como hidratos de silicato de cálcio (CSH) e hidratos de aluminato de cálcio (CAH). Quando a cal é adicionada e misturada ao solo, dá-se início a uma sequência de reações químicas, que resultam em alterações imediatas. Outras reações são processadas mais lentamente, o que atribui à estabilização de solos com cal uma parcela de ganho de resistência imediato e outra ao longo do tempo. De forma geral, nas misturas solo-cal ganhos de resistência podem continuar ocorrendo durante um período prolongado, desde que as condições de cura sejam adequadas (SILVA, 2016).

Contudo, mesmo com apenas 7 dias de cura em câmara úmida e 2% de cal em relação ao solo seco, verificou-se uma boa estabilização do solo PE-1 estudado, o que comprova a aptidão da metodologia de dosagem utilizada.

O solo PB-2, como supracitado, foi o que apresentou melhor desempenho com a estabilização. O solo em questão é classificado como solo laterítico arenoso (SLA), com 78,17% de fração areia. Além disso, o solo PB-2 apresentou coeficiente de friabilidade (FS) de 39,38%, evidenciando grãos consideravelmente estáveis. Vale destacar que o desempenho do solo PB-2 melhorado com cimento ficou relativamente próximo do comportamento da BGTC, mesmo este sendo compactado na energia Proctor Modificada.

Segundo Joel & Agbede (2011), a adição de areia a solos naturais lateríticos melhora suas propriedades de engenharia, podendo contribuir com a granulometria e as características de compactação. Consoli *et al.* (2021) indicam que para uma mesma energia de compactação é possível obter uma densidade maior quando se emprega um percentual de areia. Isso se deve a uma melhor distribuição granulométrica e conseqüentemente um melhor empacotamento das partículas.

Para o solo PB-3, o processo de estabilização melhorou o comportamento, contudo não apresentou resultados tão significativos. Como comparação, a resistência à compressão simples do solo PB-3 melhorado com cimento foi menor do que a do solo PE-1 natural. Da mesma forma que foi discutido anteriormente, a compactação, considerando que o solo PB-3 é altamente fragmentável (FR de 13,75%), promove a quebra das concreções e, assim, aumento da heterogeneidade macroestrutural. Com isso, a presença de vazios não preenchidos pelo cimento pode ser considerável. Fica explícito, assim, que as propriedades mecânicas das lateritas compactadas mostram dependência de sua curva granulométrica final após compactados.

Segundo Millogo *et al.* (2008), as adições de cimento aos solos pedregulhosos lateríticos levam à formação de uma microestrutura homogênea e melhoraram a resistência mecânica. Esses impactos positivos estão relacionados principalmente da hidratação do cimento. Assim, solos pedregulhosos lateríticos melhorados com cimento são convenientes para a fabricação de camadas de base de pavimentos. Por considerações econômicas, uma quantidade de 2% em peso é suficiente para este tipo de construção. Acima de 2% ou 3% de cimento, o pedregulho laterítico aumentará o risco de trincas de retração (QIAN *et al.*, 2019).

4.2.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

A incorporação do cimento ou da cal promoveu aumento nos parâmetros mecânicos estáticos, com repercussão nítida na resistência à compressão simples e na resistência à tração por compressão diametral. É observado também que o desempenho dos solos tratados com cimento foi melhor do que o dos solos tratados com cal.

Um destaque é dado ao solo PB-3, cuja fração granulométrica pedregulhosa corresponde a aproximadamente 75% e, além do mais, apresenta considerável fragmentabilidade. Diante disso, dentre os solos analisados, o processo de estabilização melhorou o comportamento do solo PB-3 de forma mais tênue (menos efetiva). Isso indica que a incorporação do cimento não conseguiu preencher os vazios e o período de sete dias de cura foi insuficiente para que todas as reações entre o solo e o cimento fossem realizadas.

A depender da fragmentabilidade do solo, os resultados indicaram que as propriedades mecânicas das lateritas compactadas tendem a resultar da sua curva granulométrica após a compactação, visto que o processo pode promover a quebra das concreções e, conseqüentemente, aumento da heterogeneidade macroestrutural.

CAPÍTULO 4.3. ENSAIOS MECÂNICOS CÍCLICOS DOS MATERIAIS NATURAIS E MELHORADOS

Os ensaios triaxiais de carga repetida, pelos motivos supramencionados, constituem a melhor configuração experimental para caracterização mecânica de solos e agregados com vistas à aplicação em pavimentação.

Para os solos PE-1, PB-2 e PB-3, bem como para a BGTC, foram executados ensaios de compactação sem reuso, para determinação da umidade ótima e do peso específico aparente seco máximo. Ademais, foram realizados ensaios de módulo de resiliência e de deformação permanente. Todos os ensaios foram executados com base nas normas expostas no capítulo de metodologia (Capítulo 3). Vale salientar que os ensaios foram realizados para os solos em sua situação natural e também quando melhorados com ligantes hidráulicos.

É sempre importante destacar que para cada ensaio foram moldados três corpos de prova em condições semelhantes, sendo aceitos os corpos de prova com 200 ± 2 mm de altura e 100 ± 1 mm de diâmetro. Além das dimensões, a umidade de moldagem deveria estar no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação sem reuso, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação sem reuso.

4.3.1. MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS SOLOS NATURIAS

Foram executados os ensaios de módulo de resiliência (MR) para os 20 (vinte) tipos de solo. A Tabela 33 resume os valores dos módulos de resiliência mínimo, máximo e médio dos solos estudados. São indicados também os parâmetros de regressão “k” e os coeficientes de determinação (R^2) dos modelos σ_3 (tensão confinante), σ_d (tensão desvio) e composto (tensão confinante e tensão desvio). Os parâmetros de regressão foram obtidos através de regressão múltipla não linear no programa “*STATISTICA* (sistema de *software* de análise de dados), versão 10”.

Examinando a Tabela 33, percebe-se que não houve um padrão de valores de módulo resiliente que diferenciasse os solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos. Além do mais, não foi constatada uma relação nítida entre o grau de intemperismo e os valores MR. Todos os três grupos exibiram bons valores de módulo de resiliência, equivalentes, inclusive, à materiais tradicionais empregados na pavimentação.

O solo laterítico fino GO-1 foi o que apresentou menor valor de módulo resiliente médio, obtendo 330 MPa. Mesmo assim, esse valor consegue ser superior a materiais como a brita graduada simples (BGS) e o macadame seco, conforme Araújo (2022). A amostra BSB-2, também do grupo dos solos lateríticos finos, foi a que teve maior módulo de resiliência médio, com $MR_{\text{médio}}$ igual a 1237 MPa. Esse valor de módulo, segundo Araújo (2022), supera o de solos melhorados com cimento, material utilizado em bases e sub-bases, que em média possuem um módulo resiliente de 900 MPa. Ótimos valores também foram encontrados para os solos lateríticos arenosos e pedregulhosos. No grupo dos solos lateríticos arenosos, o menor módulo médio foi da amostra GO-3, com $MR_{\text{médio}}$ de 336 MPa, já o maior, foi da amostra BSB-1, com 1110 MPa. Para os solos lateríticos pedregulhosos, o maior valor foi do solo PB-3, com $MR_{\text{médio}}$ de 761 MPa, e o menor, do solo GO-6, com módulo médio de 344 MPa.

Quando relacionados a cada uma das variáveis de tensão, os dados experimentais apresentam dispersão significativa, indicando que nenhuma dessas variáveis de tensão pode, por si só, descrever completamente o comportamento. Já para o modelo composto, foram obtidos melhores ajustes, onde todos os coeficientes de determinação (R^2) foram iguais ou superiores a 0,80. As exceções são os solos GO-2, BSB-3, PB-1 e PI-5, nos quais apresentaram R^2 abaixo de 0,80. Coincidentemente, o solo GO-2 apresenta baixo valor de VA entre os solos finos, o solo BSB-3 alto valor de VA entre os arenosos, o solo PB-1 o maior valor de LR e o solo PI-5 o maior valor FS (maior que 60%). Diante disso, especificamente com relação ao solo PI-5, a sua alta friabilidade pode ter facilitado a formação de elementos finos, o que parece ter influenciado o comportamento do material ao longo do ensaio.

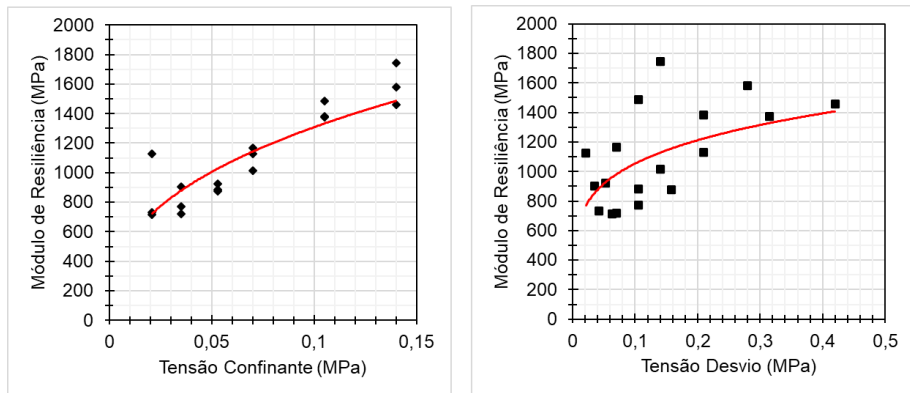
Em suma, nota-se que existe uma variação do módulo de resiliência com o estado de tensões. Entretanto, os resultados obtidos sugerem que não há correspondência direta entre a qualidade de ajuste dos modelos σ_3 e σ_d (aqui representada pelo valor do parâmetro R^2) e a predominância granulométrica das amostras. É importante observar que o coeficiente k_3 , que é expoente da tensão desvio no modelo composto, para todos os solos, foi negativo. Isso indica que σ_d crescente causa diminuição do módulo de resiliência.

Por fim, nota-se que para os solos arenosos e pedregulhosos, o valor do coeficiente de regressão k_2 , expoente da tensão confinante, foi sempre positivo e superior ao coeficiente k_3 . Isso indica que σ_3 crescente causa aumento do módulo de resiliência. Além do mais, como a tensão de desvio é responsável pela deformação angular dos materiais, e a tensão de confinamento é responsável pela deformação volumétrica, à medida que a deformação volumétrica aumenta no solo granular, o atrito entre as partículas também aumenta, o que explica o aumento do módulo resiliente com a tensão de confinamento, bem como indica a maior relação entre k_2 e o MR.

Nas Figuras 173–212 são apresentados o comportamento e os gráficos dos modelos σ_3 e σ_d , bem como as superfícies de ajuste usando o modelo composto de cada solo.

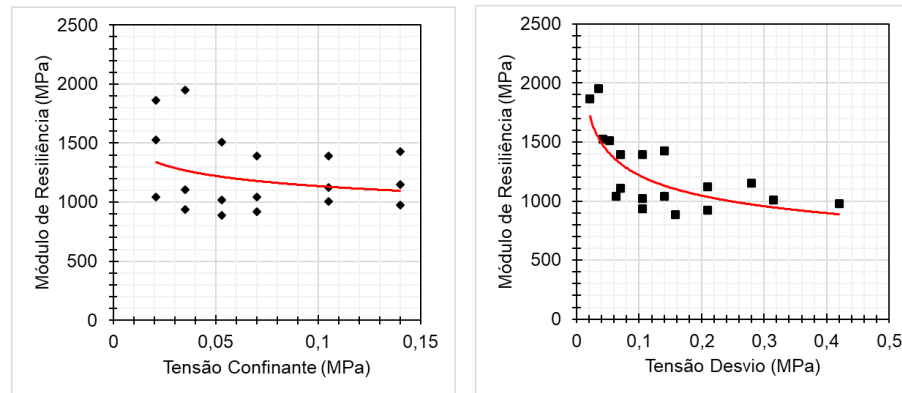
Com os dados, os valores de MR obtidos podem ser considerados elevados, pois todas as amostras correspondem a solos compactados com energia Proctor Intermediária. Guimarães (2009), Zago (2016); Norback (2018); Osten (2018); Gomes *et al.* (2018), Pascoal (2020) e Serra *et al.* (2020) verificam que solos lateríticos sem estabilização apresentam módulo de resiliência na faixa de 100 a 500 MPa.

Figura 173: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo BSB-1



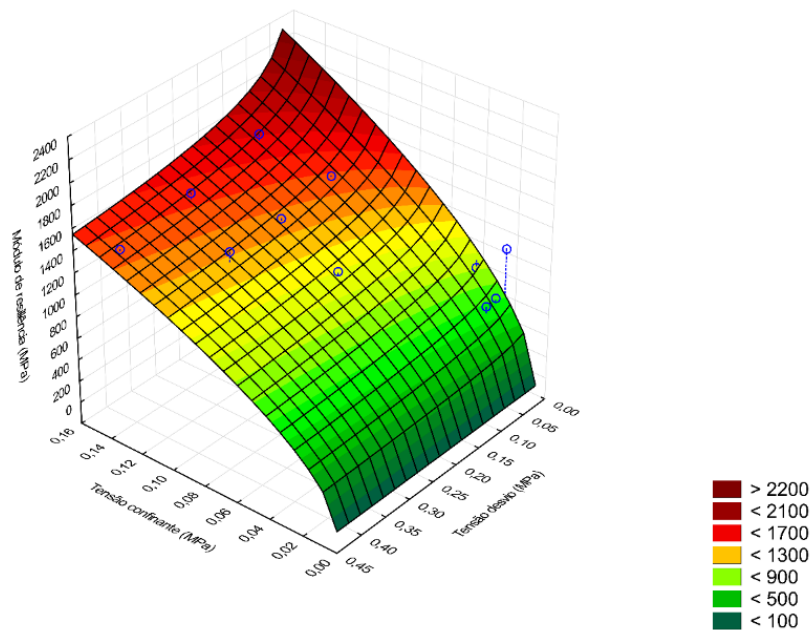
Fonte: De autoria própria

Figura 175: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo BSB-2



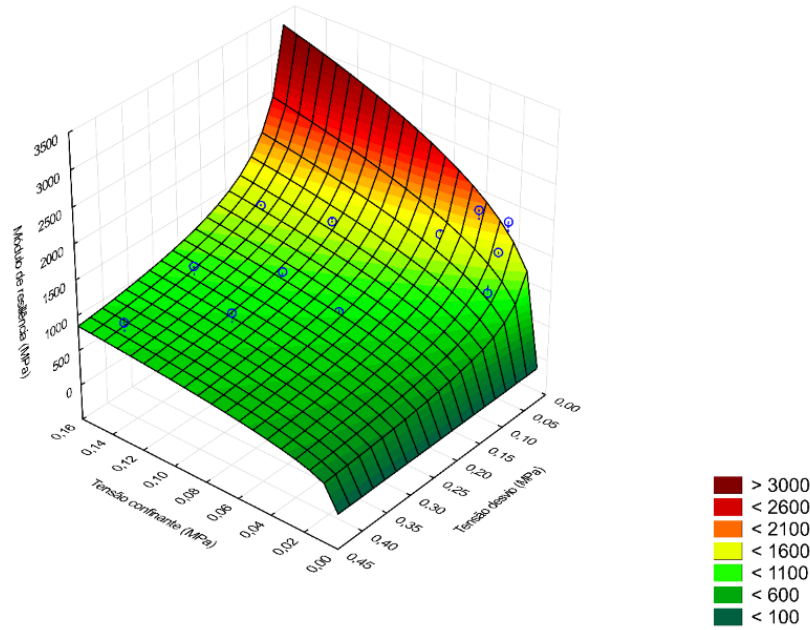
Fonte: De autoria própria

Figura 174: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo BSB-1



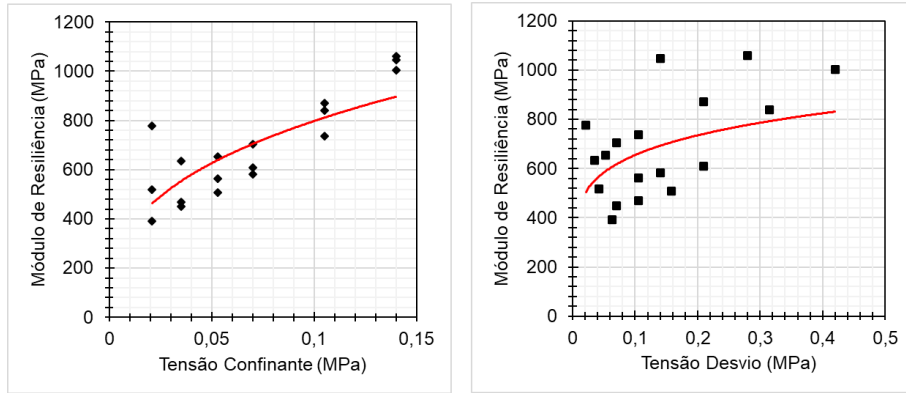
Fonte: De autoria própria

Figura 176: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo BSB-2



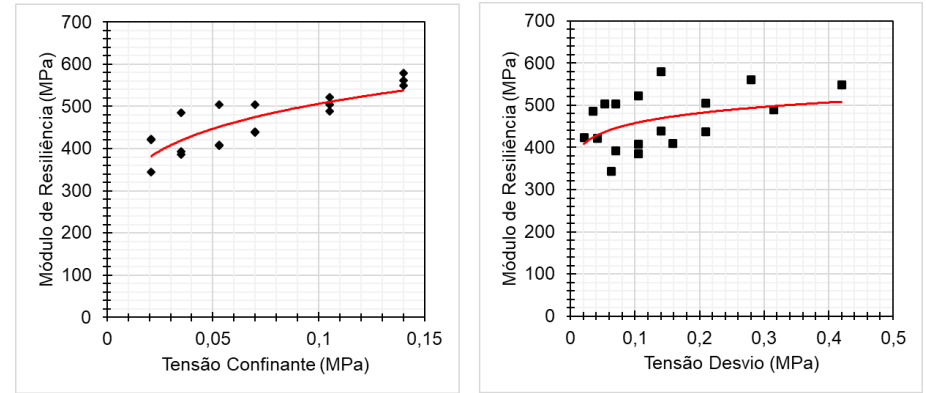
Fonte: De autoria própria

Figura 177: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo BSB-3



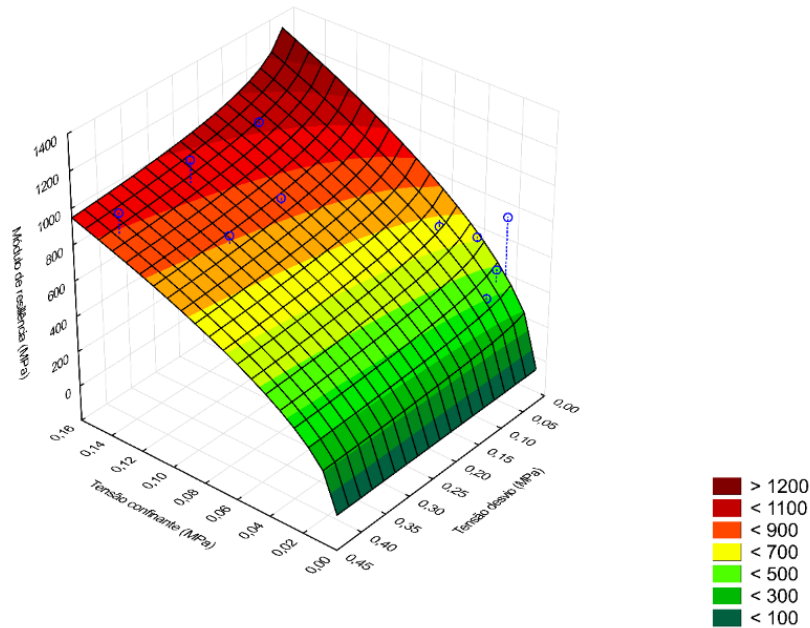
Fonte: De autoria própria

Figura 179: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo BSB-4



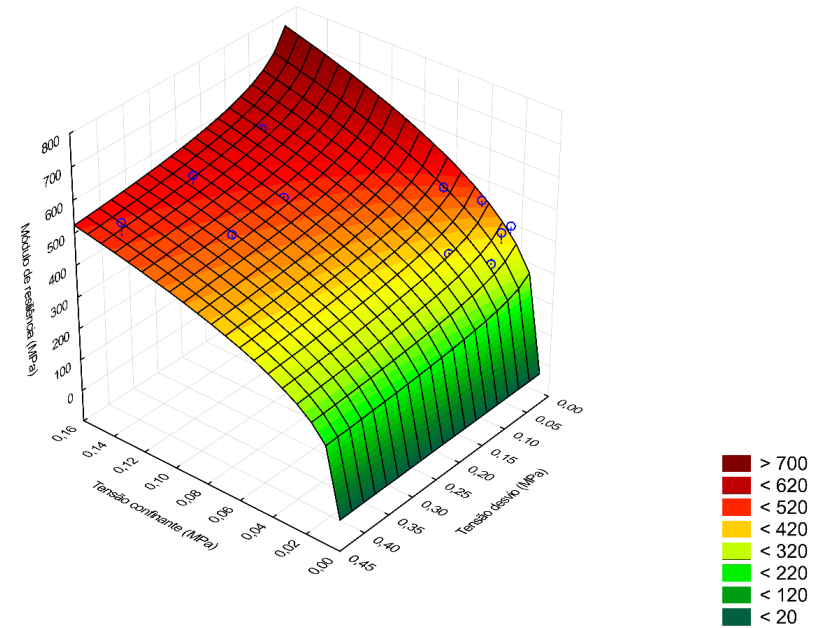
Fonte: De autoria própria

Figura 178: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo BSB-3



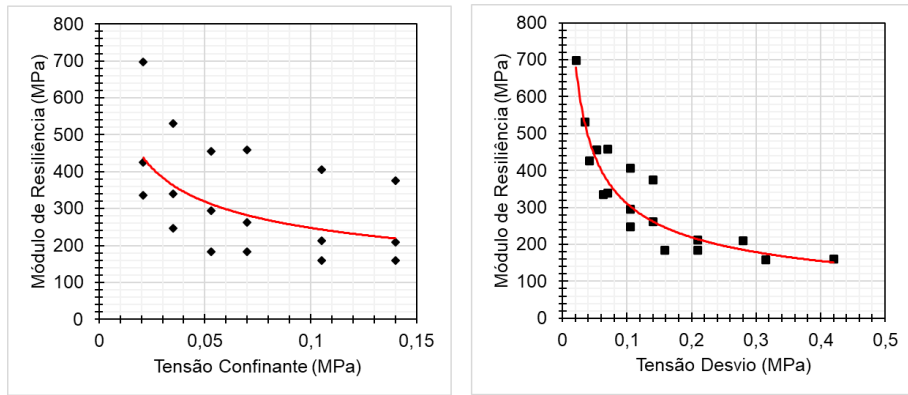
Fonte: De autoria própria

Figura 180: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo BSB-4



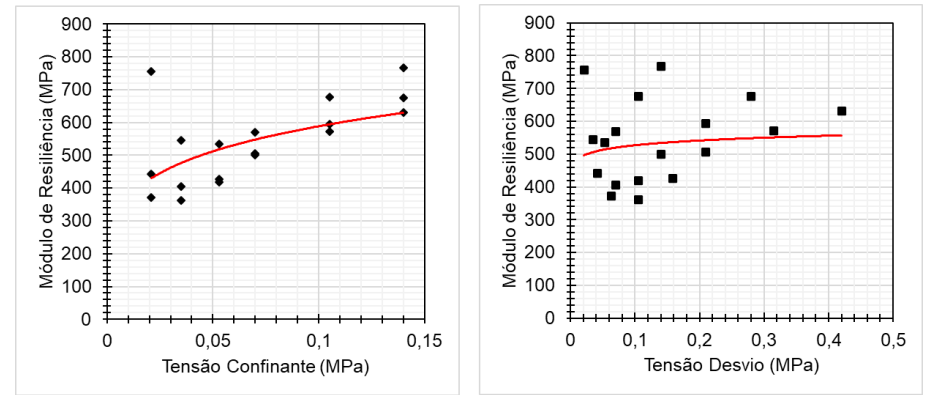
Fonte: De autoria própria

Figura 181: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-1



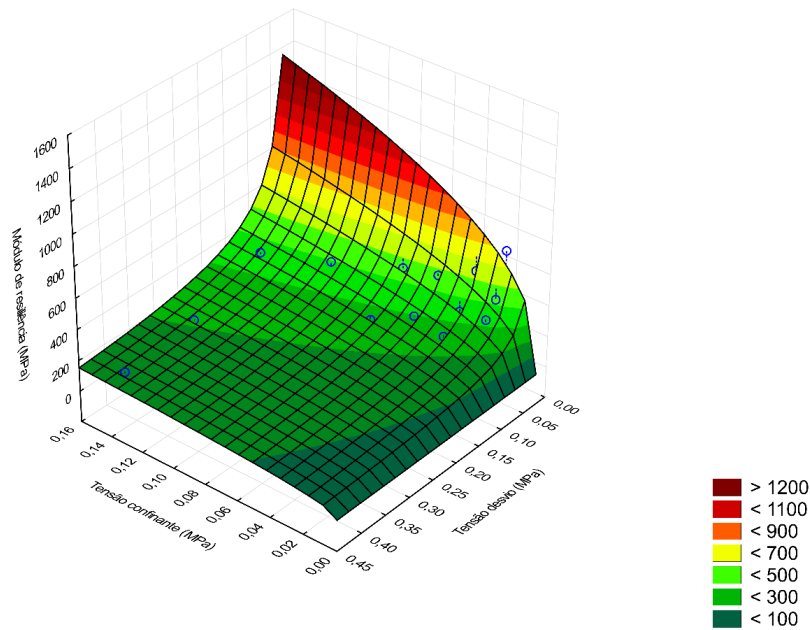
Fonte: De autoria própria

Figura 183: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-2



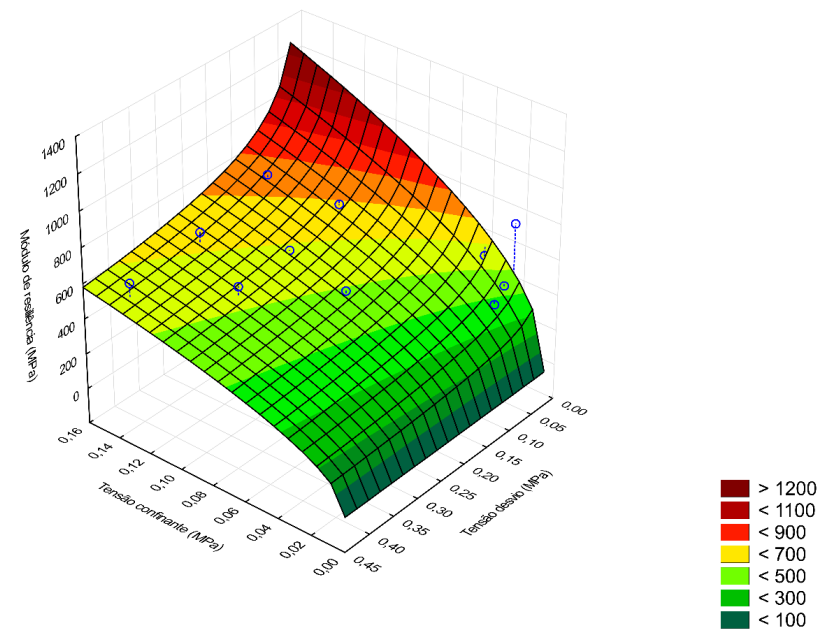
Fonte: De autoria própria

Figura 182: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-1



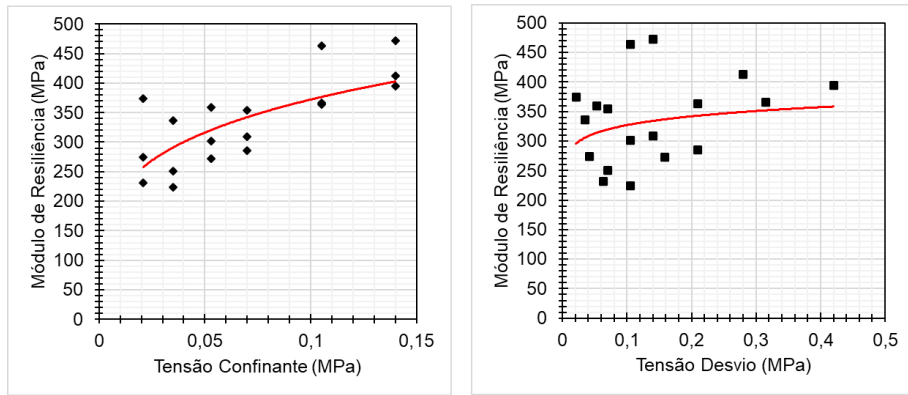
Fonte: De autoria própria

Figura 184: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-2



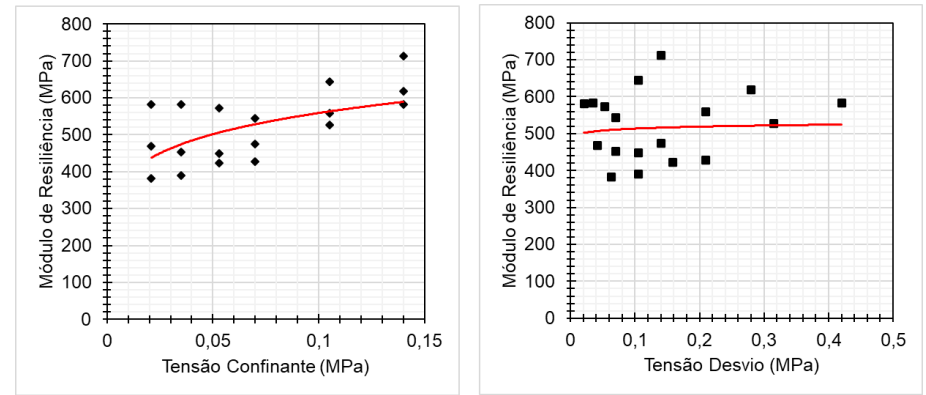
Fonte: De autoria própria

Figura 185: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-3



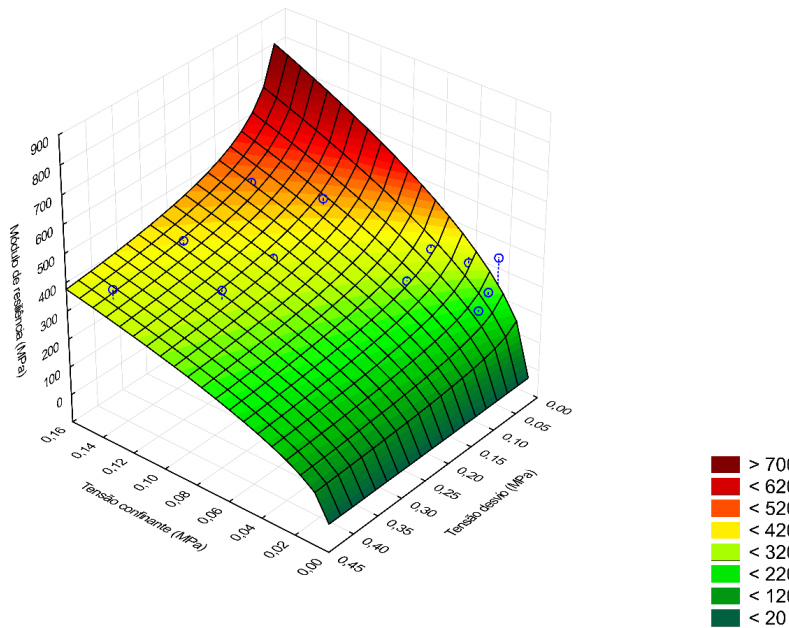
Fonte: De autoria própria

Figura 187: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-4



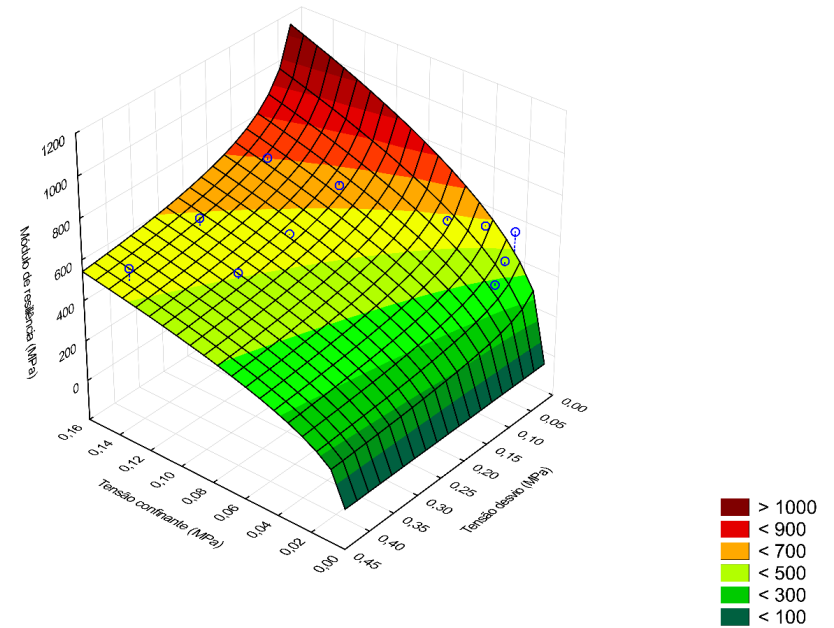
Fonte: De autoria própria

Figura 186: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-3



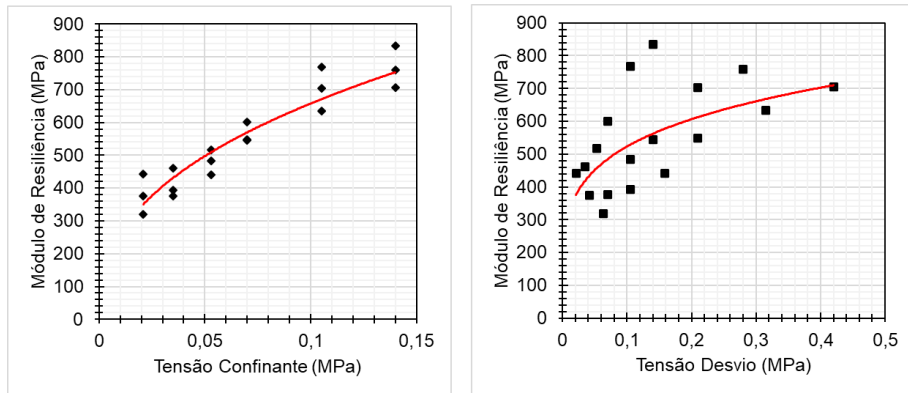
Fonte: De autoria própria

Figura 188: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-4



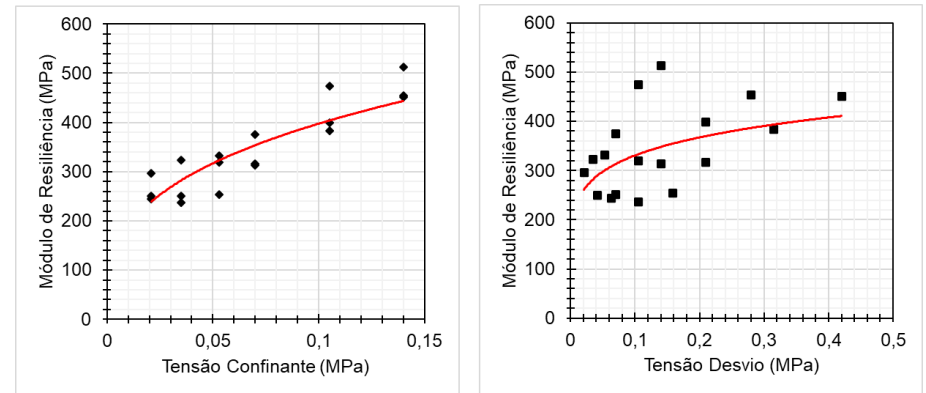
Fonte: De autoria própria

Figura 189: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-5



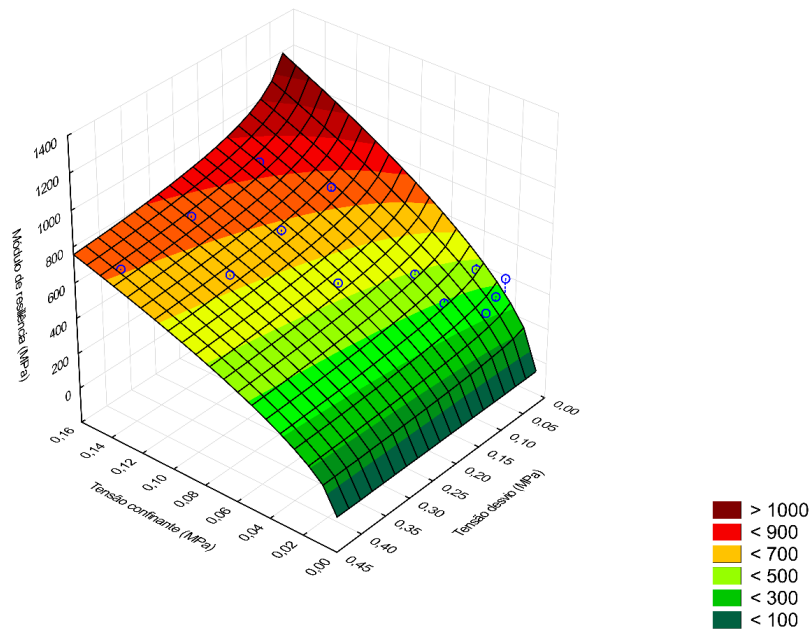
Fonte: De autoria própria

Figura 191: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo GO-6



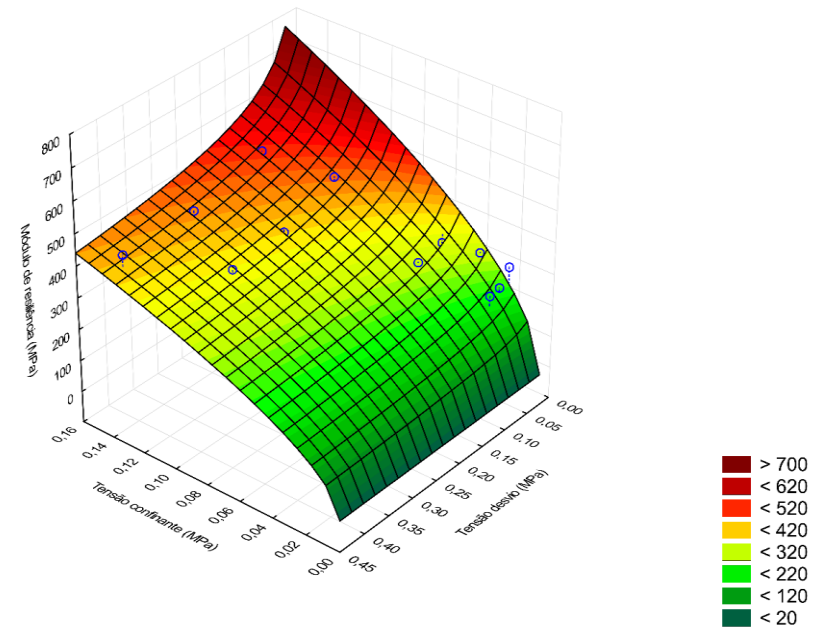
Fonte: De autoria própria

Figura 190: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-5



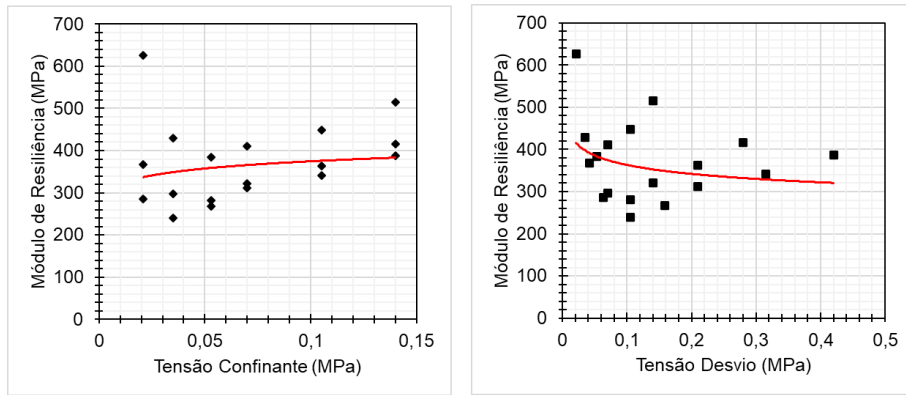
Fonte: De autoria própria

Figura 192: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo GO-6



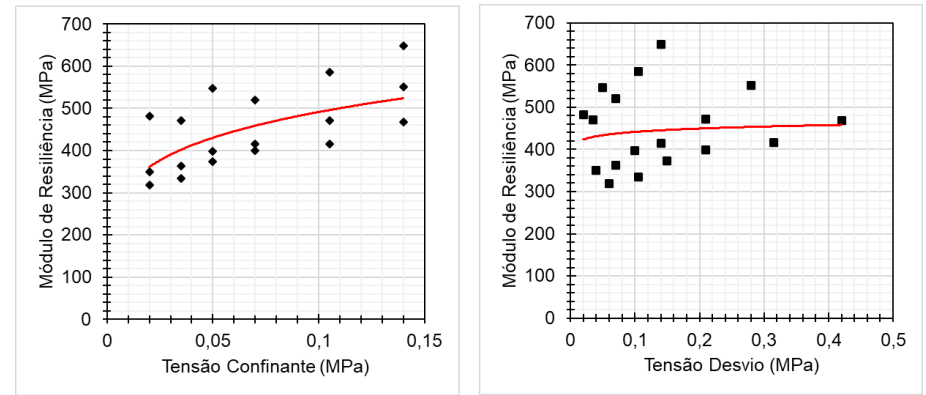
Fonte: De autoria própria

Figura 193: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-1



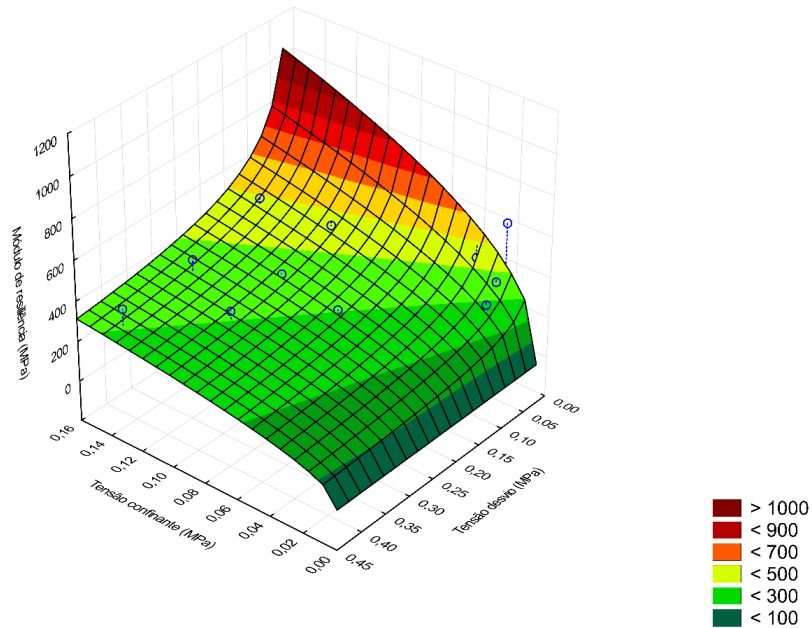
Fonte: De autoria própria

Figura 195: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-2



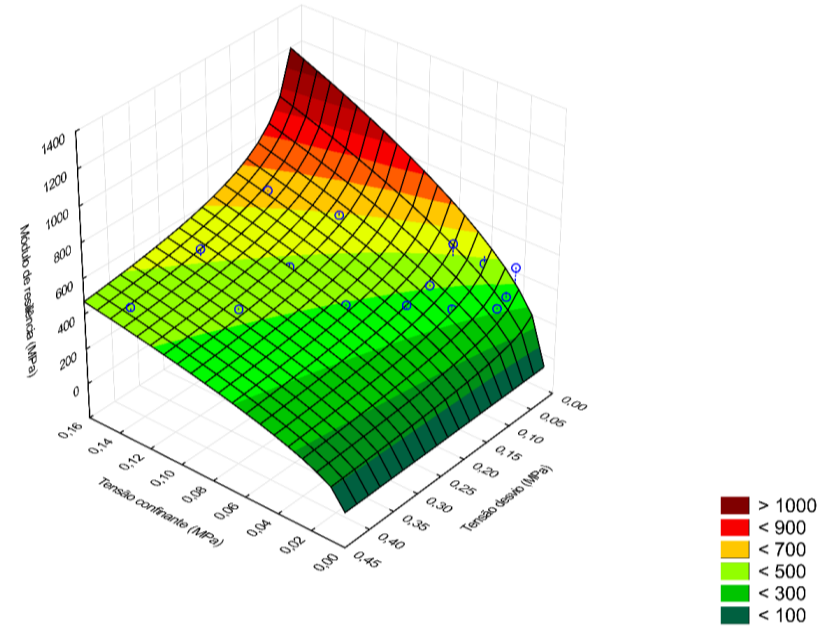
Fonte: De autoria própria

Figura 194: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-1



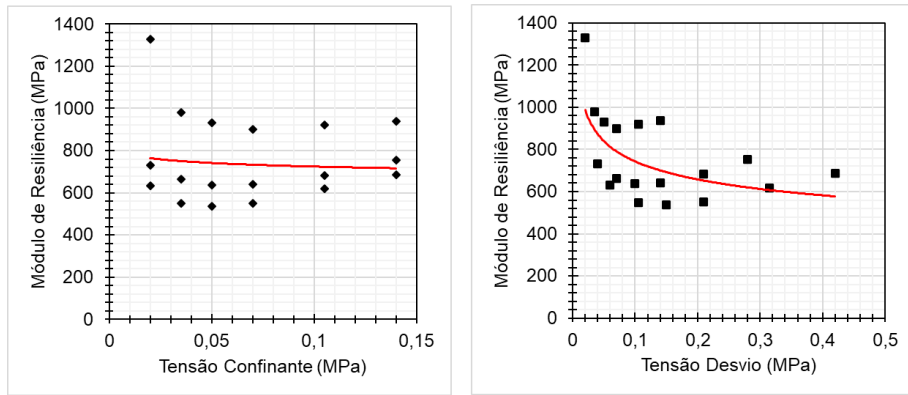
Fonte: De autoria própria

Figura 196: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-2



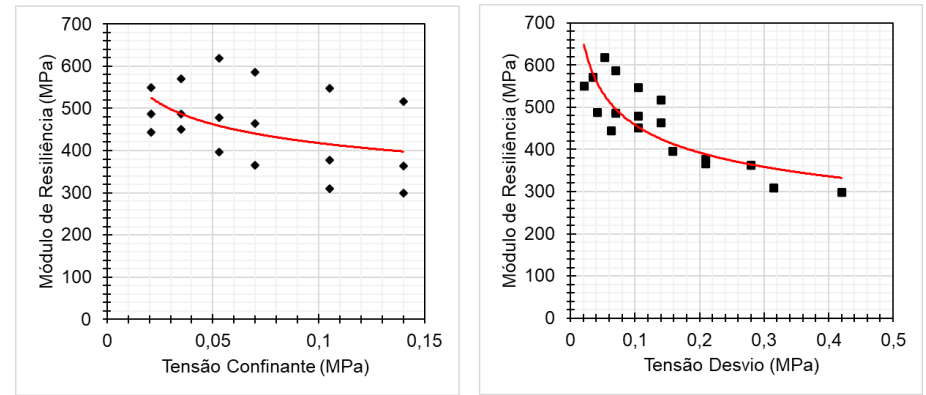
Fonte: De autoria própria

Figura 197: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-3



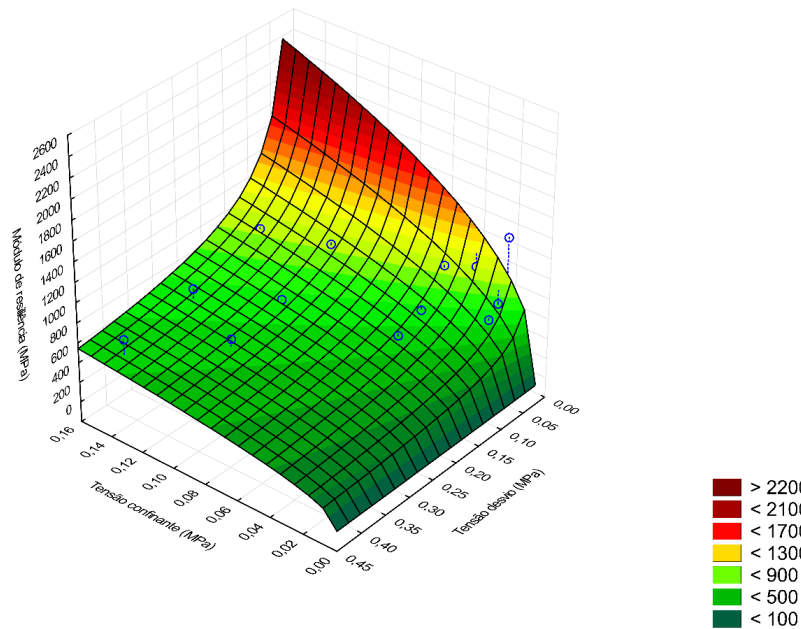
Fonte: De autoria própria

Figura 199: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PE-1



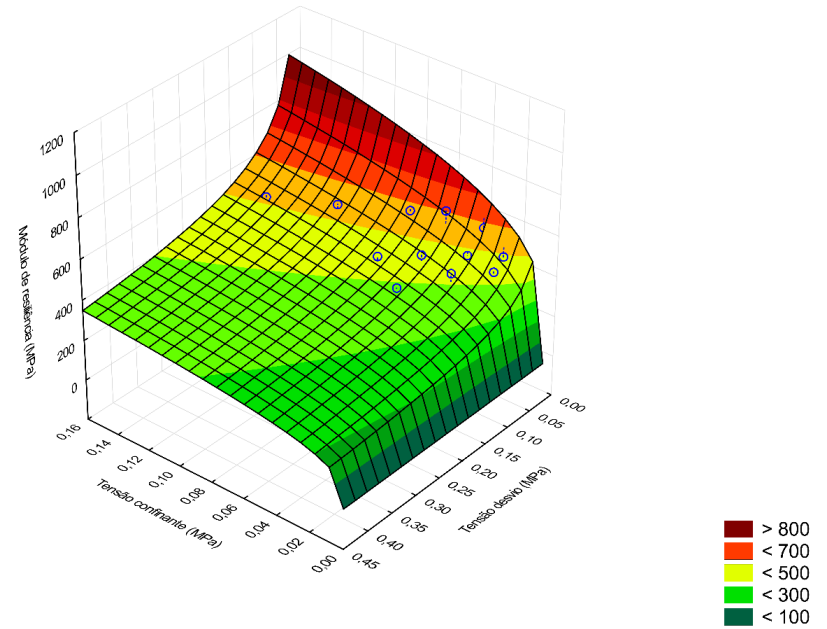
Fonte: De autoria própria

Figura 198: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-3



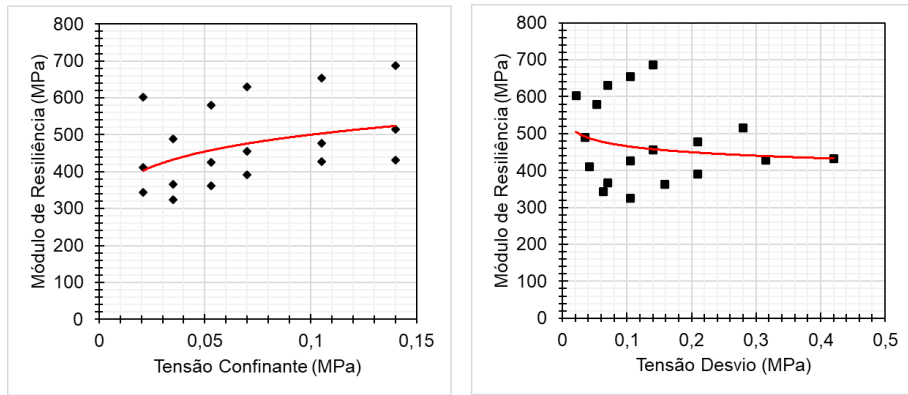
Fonte: De autoria própria

Figura 200: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PE-1



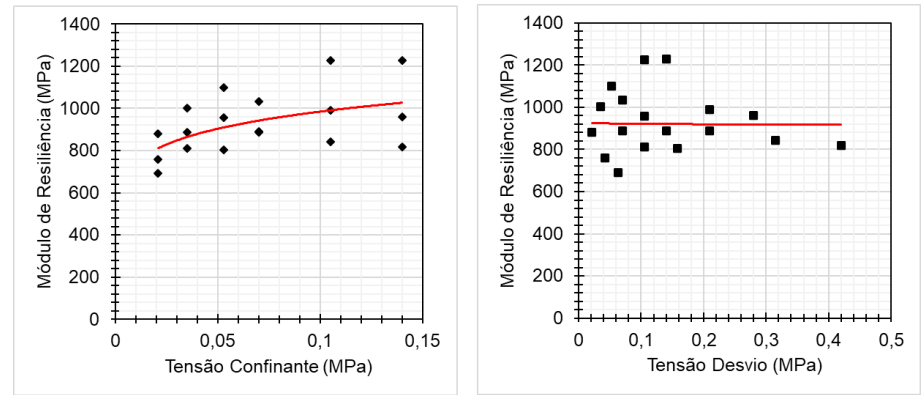
Fonte: De autoria própria

Figura 201: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-1



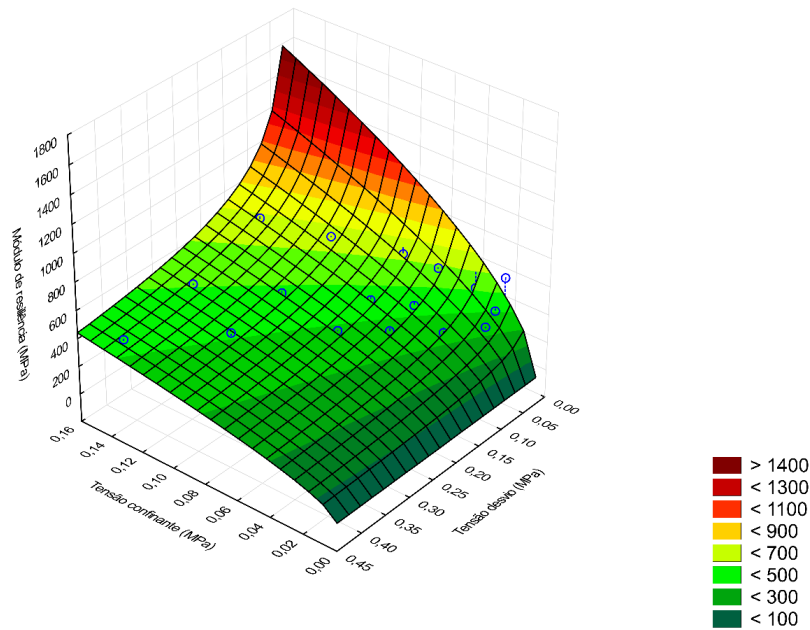
Fonte: De autoria própria

Figura 203: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-2



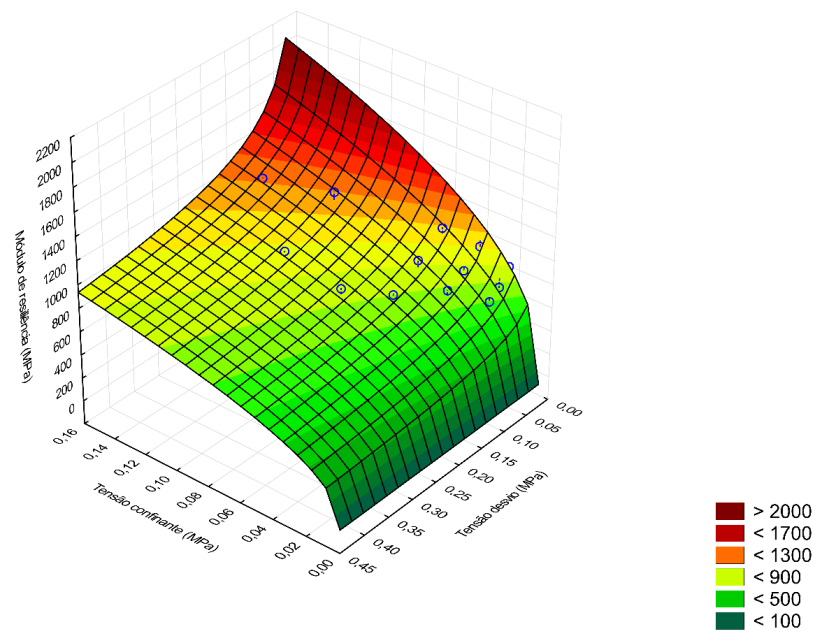
Fonte: De autoria própria

Figura 202: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-1



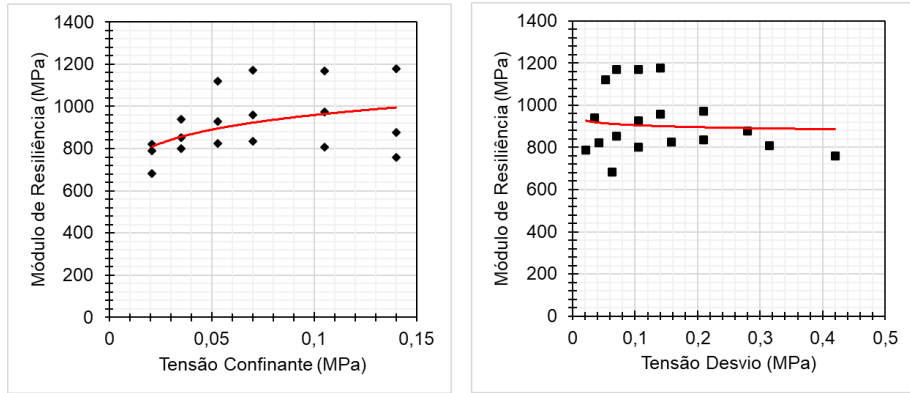
Fonte: De autoria própria

Figura 204: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-2



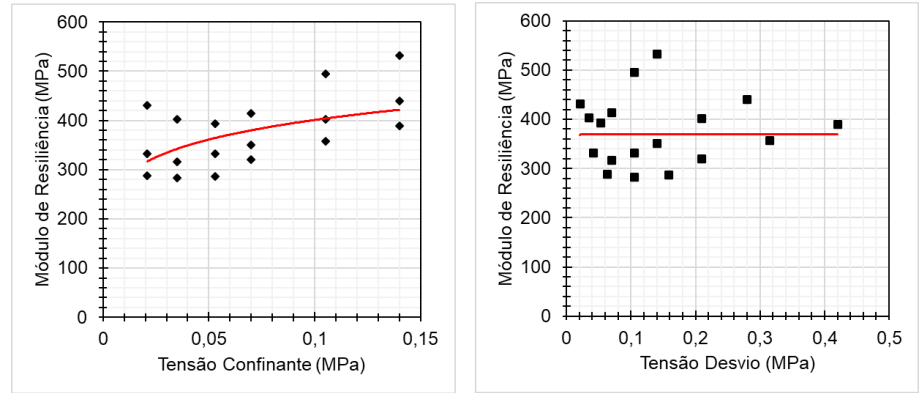
Fonte: De autoria própria

Figura 205: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-3



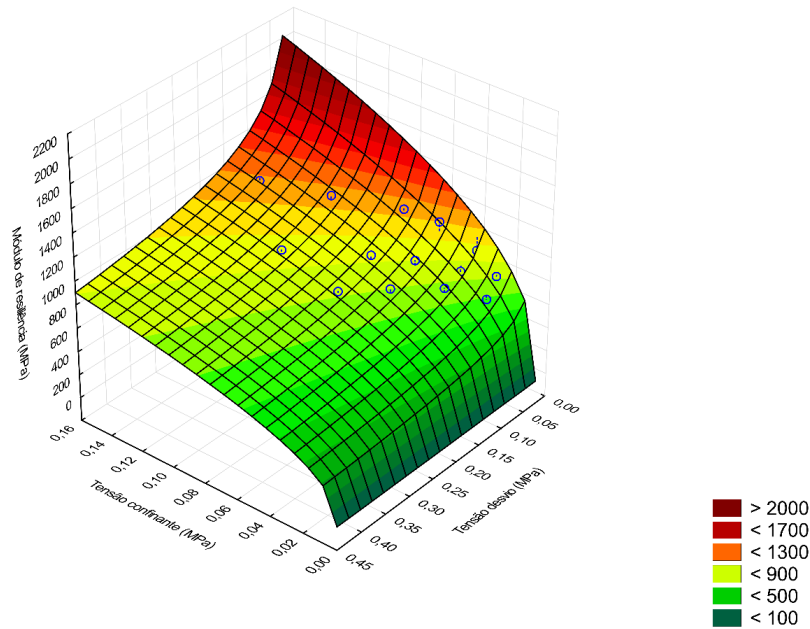
Fonte: De autoria própria

Figura 207: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-4



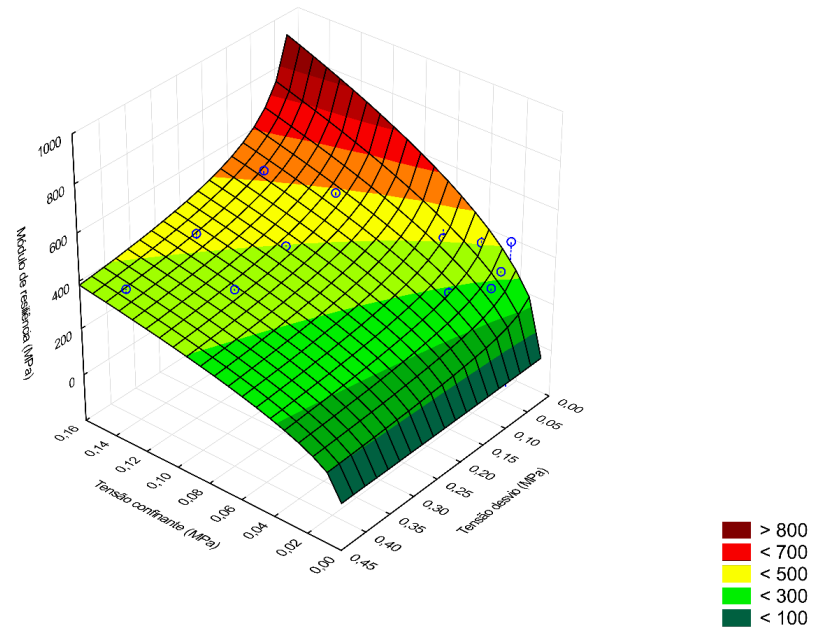
Fonte: De autoria própria

Figura 206: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-3



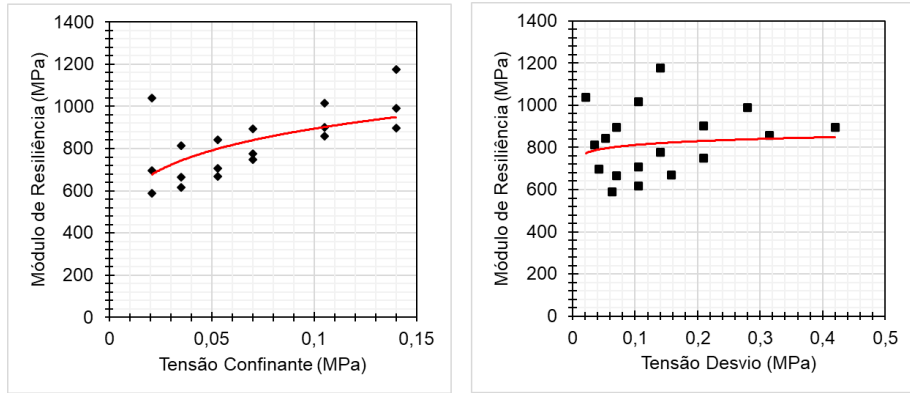
Fonte: De autoria própria

Figura 208: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-4



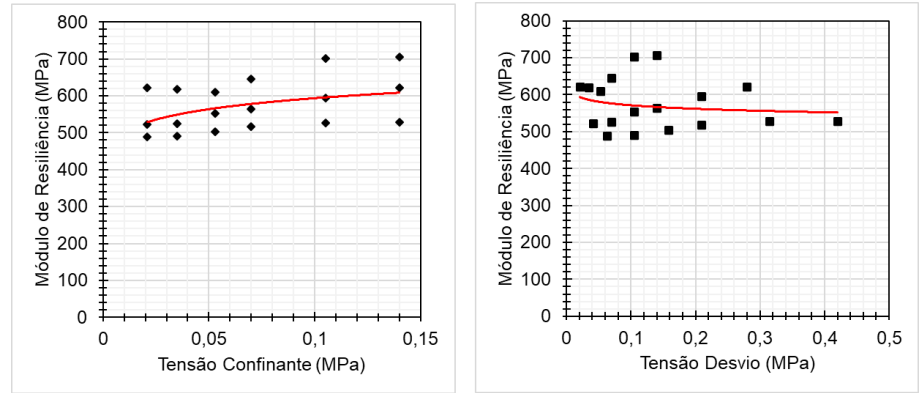
Fonte: De autoria própria

Figura 209: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-5



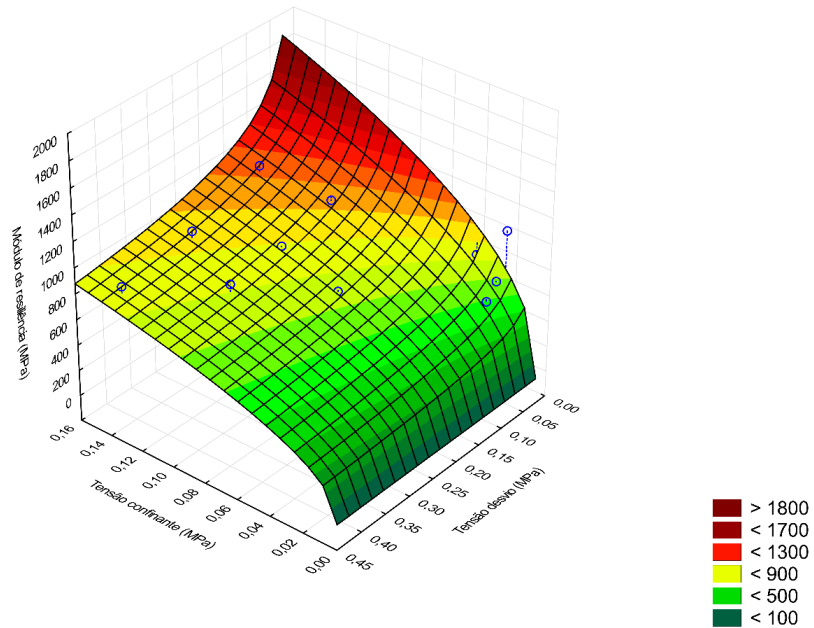
Fonte: De autoria própria

Figura 211: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PI-6



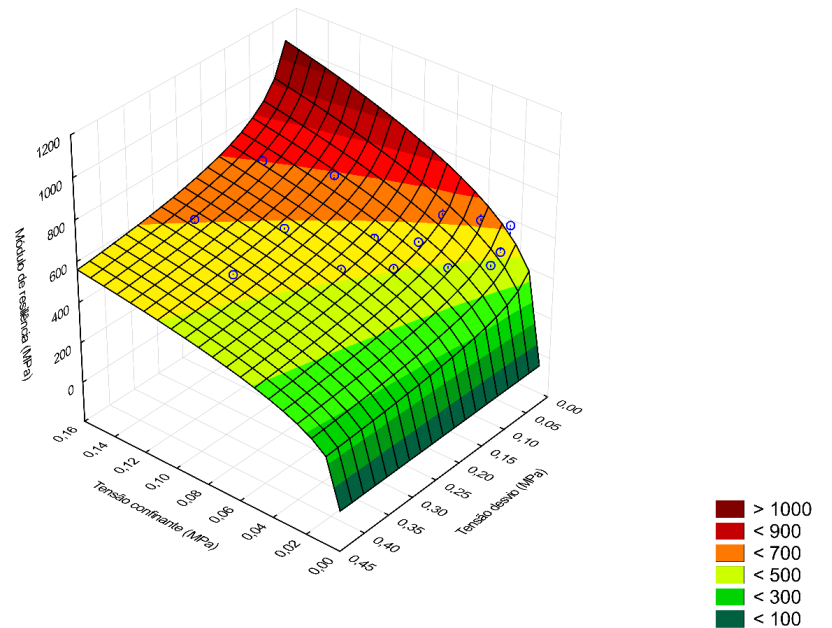
Fonte: De autoria própria

Figura 210: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-5



Fonte: De autoria própria

Figura 212: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PI-6



Fonte: De autoria própria

Tabela 33: Modelos e respectivos valores dos coeficientes de regressão para as amostras

Grupo	Amostra	MR _{mínimo} (MPa)	MR _{médio} (MPa)	MR _{máximo} (MPa)	MR = k ₁ .σ ₃ ^{k₂}			MR = k ₁ .σ _d ^{k₂}			MR = k ₁ .σ ₃ ^{k₂} .σ _d ^{k₃}			
					k ₁	k ₂	R ²	k ₁	k ₂	R ²	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
SLF	BSB-2	886	1237	1950	891,06	-0,11	0,08	733,52	-0,22	0,54	1045,02	0,32	-0,46	0,85
	BSB-4	344	464	579	765,14	0,18	0,66	541,78	0,07	0,17	835,91	0,31	-0,13	0,86
	GO-1	159	330	697	106,99	-0,37	0,31	97,79	-0,50	0,87	169,75	0,38	-0,74	0,98
	GO-2	361	542	767	934,06	0,20	0,32	576,18	0,04	0,01	1083,33	0,46	-0,26	0,60
	PE-1	299	462	618	298,44	-0,15	0,16	274,24	-0,22	0,63	412,95	0,25	-0,36	0,85
	PI-1	324	476	687	687,00	0,14	0,15	413,51	-0,05	0,04	889,02	0,57	-0,43	0,92
	PI-2	692	932	1228	1311,11	0,12	0,26	915,04	-0,003	0,0006	1550,85	0,39	-0,26	0,89
	PI-3	682	916	1177	1232,20	0,11	0,18	874,72	-0,02	0,01	1477,72	0,39	-0,27	0,80
SLA	BSB-1	715	1110	1745	3138,13	0,38	0,74	1676,04	0,20	0,31	3872,04	0,56	-0,13	0,85
	BSB-3	391	690	1060	1782,08	0,35	0,60	960,08	0,17	0,20	2221,50	0,51	-0,11	0,71
	GO-3	224	336	472	638,37	0,23	0,52	378,77	0,06	0,06	766,11	0,50	-0,26	0,84
	PB-1	239	372	626	437,72	0,07	0,01	297,33	-0,09	0,13	493,31	0,43	-0,41	0,57
	PB-2	319	451	649	762,99	0,19	0,40	468,46	0,03	0,01	933,23	0,51	-0,32	0,94
	PI-4	283	376	532	566,48	0,15	0,30	370,26	0,001	0,00003	699,01	0,46	-0,30	0,86
	PI-5	589	827	1177	1345,20	0,18	0,37	872,35	0,03	0,01	1579,72	0,43	-0,25	0,74
	PI-6	488	574	706	703,92	0,07	0,18	540,19	-0,02	0,03	812,97	0,30	-0,22	0,95
SLP	GO-4	383	522	713	801,10	0,16	0,35	531,30	0,02	0,01	947,12	0,42	-0,25	0,81
	GO-5	319	550	834	1662,20	0,40	0,89	853,68	0,21	0,37	1923,02	0,58	-0,15	0,97
	GO-6	237	344	513	842,34	0,33	0,79	468,43	0,15	0,26	1028,77	0,54	-0,19	0,92
	PB-3	536	760	1329	670,76	-0,03	0,01	495,35	-0,18	0,35	771,13	0,41	-0,50	0,81

Fonte: De autoria própria

4.3.1.1. COMPORTAMENTO RESILIENTE E UTILIZAÇÃO DO SOLO CONFORME CUSL

Além do quesito relacionado ao valor de expansão, o campo de utilização de cada subclasse é determinado, também, por meio da análise do módulo de resiliência. O resumo da classificação CUSL e do comportamento resiliente dos 20 solos é apresentado na Tabela 34 abaixo.

Tabela 34: Resumo da classificação CUSL e o comportamento resiliente

Grupo	Amostra	Classificação final	MR _{mínimo} (MPa)	MR _{médio} (MPa)	MR _{máximo} (MPa)
SLF	BSB-2	SLF ₁₂	886	1237	1950
	BSB-4	SLF ₁₂	344	464	579
	GO-1	SLF ₁₃	159	330	697
	GO-2	SLF ₁₂	361	542	767
	PE-1	SLF ₁₂	299	462	618
	PI-1	SLF ₁₂	324	476	687
	PI-2	SLF ₁₄	692	932	1228
	PI-3	SLF ₁₄	682	916	1177
SLA	BSB-1	SLA ₆	715	1110	1745
	BSB-3	SLA ₇	391	690	1060
	GO-3	SLA ₆	224	336	472
	PB-1	SLA ₆	239	372	626
	PB-2	SLA ₈	319	451	649
	PI-4	SLA ₆	283	376	532
	PI-5	SLA ₁₀	589	827	1177
	PI-6	SLA ₈	488	574	706
SLP	GO-4	SLP ₂	383	522	713
	GO-5	SLP ₂	319	550	834
	GO-6	SLP ₁	237	344	513
	PB-3	SLP ₃	536	760	1329

Fonte: De autoria própria

Com os valores expostos, fica claro a análise unicamente do CBR pode subestimar o comportamento dos solos. Um exemplo claro são os solos finos BSB-2, PI-2 e PI-3 que apresentaram baixos valores de CBR e ótimos dados de MR, considerando solos naturais e compactados na Energia Proctor Intermediária.

Segundo o Manual do DNIT (2006), devido às diferentes características granulométricas, os solos tendem a apresentar diferentes comportamentos mecânicos (resposta à carga aplicada). Portanto, o solo granular, em geral, é altamente resistente à penetração, devido ao atrito intergranular e ao entrosamento de partículas. Ao mesmo tempo, a sua deformabilidade elástica tende a ser elevada, porque as partículas têm liberdade suficiente para rolar umas sobre as outras, devido à baixa coesão e à fraca influência das forças de campo em comparação com o peso das partículas. Já nos solos finos coesivos, a resistência à penetração tende a ser baixa, pois as partículas são plaquetas com baixo grau de entrosamento, e sua deformidade elástica tende a ser baixa, devido aos campos eletromagnéticos que existem entre as partículas, os quais se opõem a seus deslocamentos relativos, tendo importância devido ao pequeno peso das partículas.

Considerando somente o MR médio, todos os solos teriam a possibilidade de emprego em camadas de base quando $N \geq 10^6$. Contudo, considerando $N \geq 10^7$, somente 75% dos solos poderiam compor uma estrutura de pavimento como camada de base (as exceções são os solos GO-1, GO-3, PB-1, PI-4 e GO-6).

Todavia, a CUSL — como mencionado várias vezes ao longo do texto e como apresentado no Quadro 2 — não se resume somente ao MR. O solo PI-2, por exemplo, foi classificado como SLF₁₄ devido, principalmente, seu baixo valor de LR (8,84%). Ou seja, somente após apresentar grau de umidade menor que 9%, a camada atingirá um limite de retração no qual não ocorrerá mais nenhuma alteração de volume devido à secagem. É provável que apareçam fissuras e/ou rachaduras na superfície da camada.

Os solos GO-3 e PI-4, por sua vez, foram classificados como SLA₆ (a melhor classificação dos solos arenosos), porém apresentaram os menores valores de MR. O mesmo aconteceu com o solo GO-6, classificado como SLP₁, que, mesmo sendo o melhor classificado entre os pedregulhosos, apresentou os menores valores de MR. Nesses casos, ambos deveriam apresentar melhoramento para suprir as elevadas deformações elásticas, seja por meio de estabilização granulométrica e/ou química.

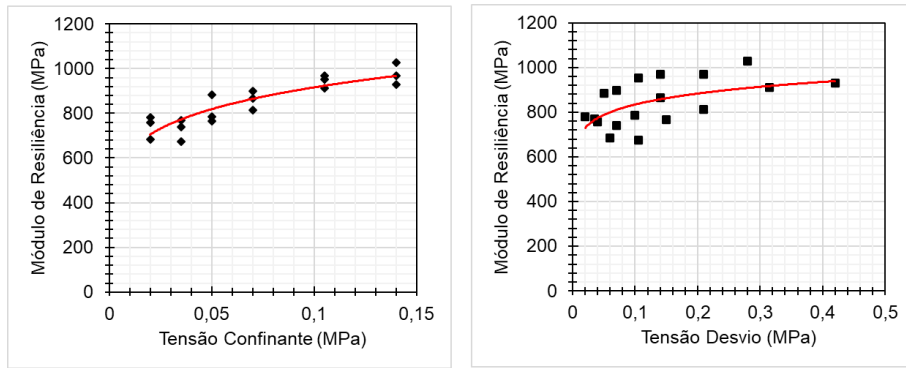
Desse modo, a análise em conjunto de todos os parâmetros e índices previstos na Classificação Universal de Solos Laterítico, bem como a avaliação empírico-mecânica, é fundamental para a previsão do desempenho dos solos lateríticos em distintas aplicações em camadas de pavimento frente a condições reais de tráfego.

4.3.2. MÓDULO DE RESILIÊNCIA DOS MATERIAIS MELHORADOS

Foram executados os ensaios de módulo de resiliência (MR) dos solos melhorados com ligantes hidráulicos para os 3 (três) tipos anteriormente citados (PE-1, PB-2 e PB-3), bem como para a BGTC. As curvas para os modelos σ_3 e σ_d e as superfícies de ajuste do modelo composto são apresentadas nas Figuras 213–222. A partir de então, os solos puros serão denominados PE-1, PB-2 e PB-3. Os solos melhorados com ligantes hidráulicos serão chamados de PE-1_2%, PB-2_2% e PB-3_2%. A mistura de brita graduada tratada com cimento será denominada BGTC.

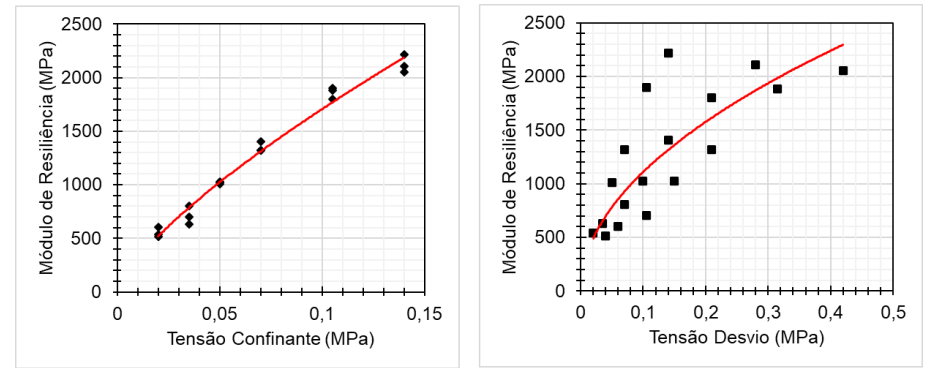
Por fim, a sigla BGS (BGTC_0%) foi utilizada para designar os ensaios realizados na BGTC sem a adição do cimento. Essa análise foi realizada devido ao *software* MeDiNa considerar materiais melhorados com ligantes hidráulicos como materiais que possuem propriedades elásticas que variam ao longo do tempo de vida útil (comportamento do tipo sigmoidal). Em outras palavras, o programa considera que o valor do MR varia entre dois limites: o módulo inicial ou superior, obtido considerando a mistura com o estabilizante (material sem danos); e o módulo final ou inferior, determinado, por segurança, considerando a mistura sem o estabilizante (material trincado e sem vida de fadiga).

Figura 213: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PE-1_2%



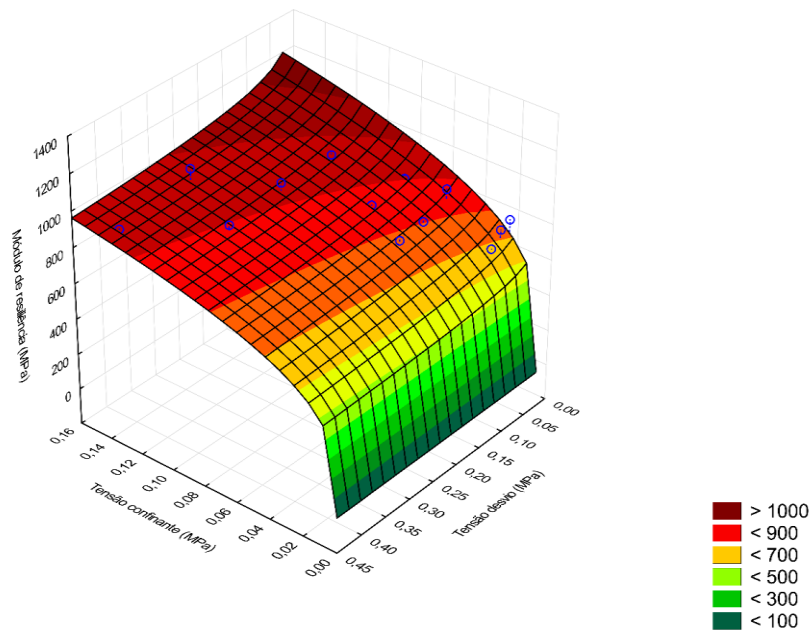
Fonte: De autoria própria

Figura 215: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-2_2%



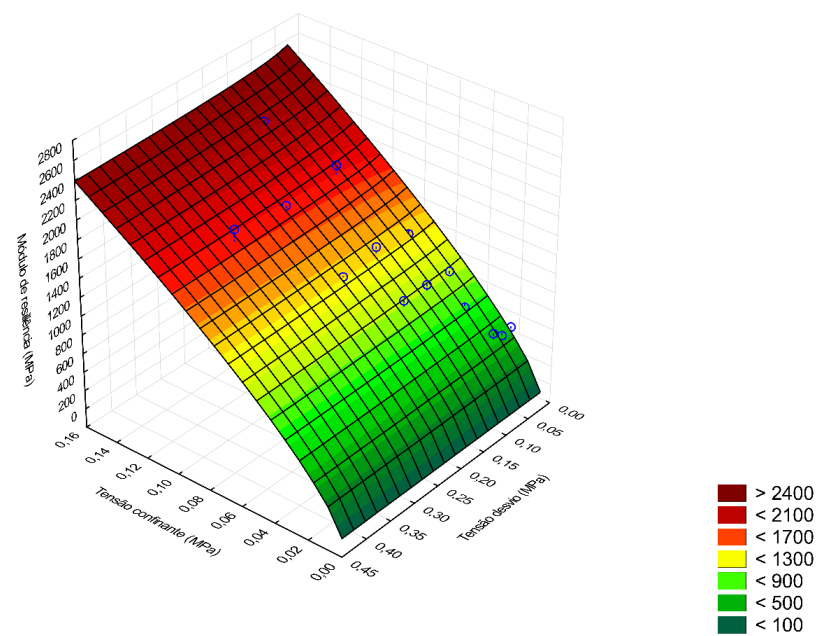
Fonte: De autoria própria

Figura 214: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PE-1_2%



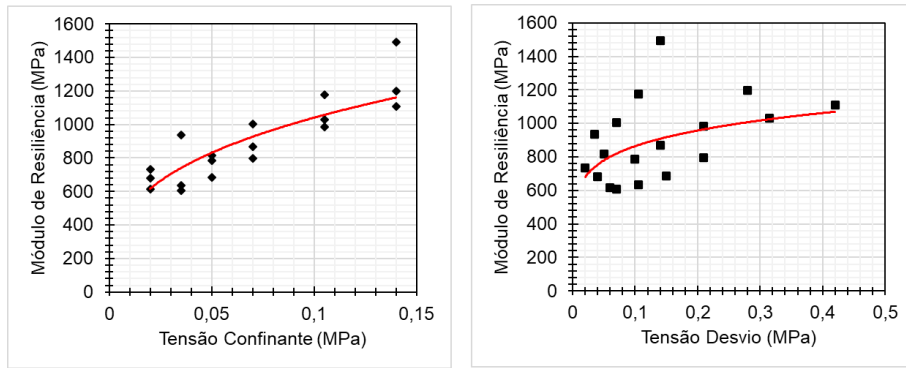
Fonte: De autoria própria

Figura 216: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-2_2%



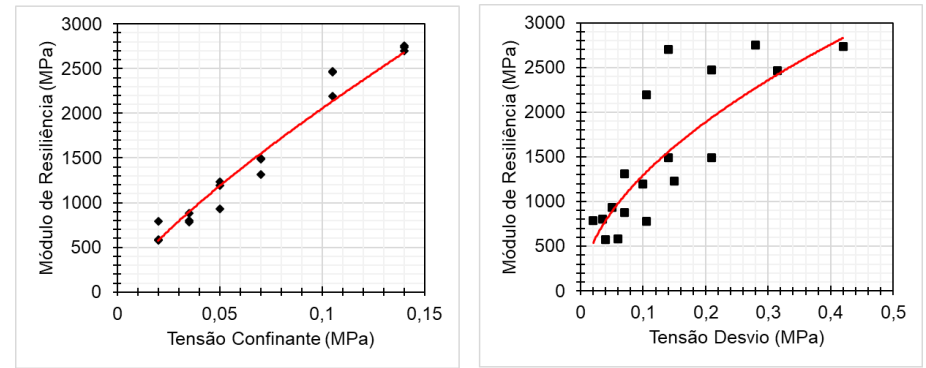
Fonte: De autoria própria

Figura 217: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-3_2%



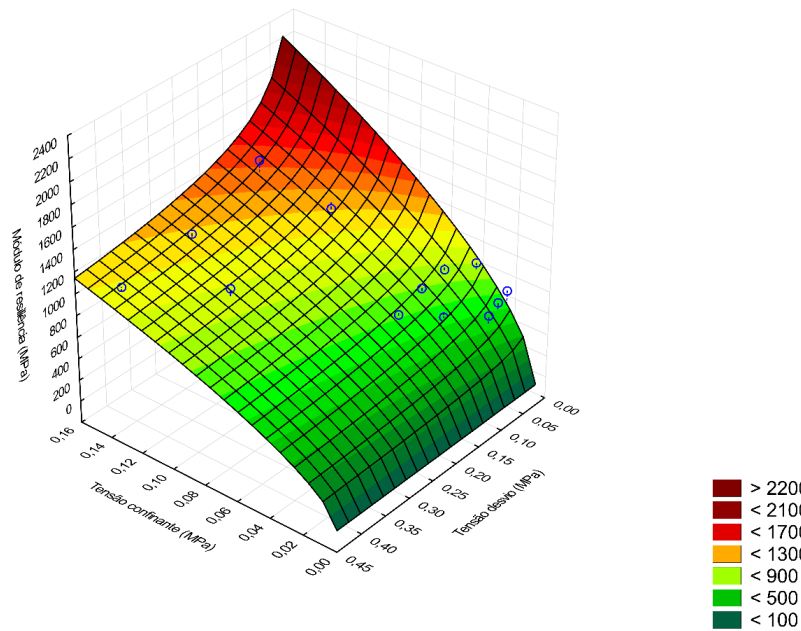
Fonte: De autoria própria

Figura 219: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para a BGTC



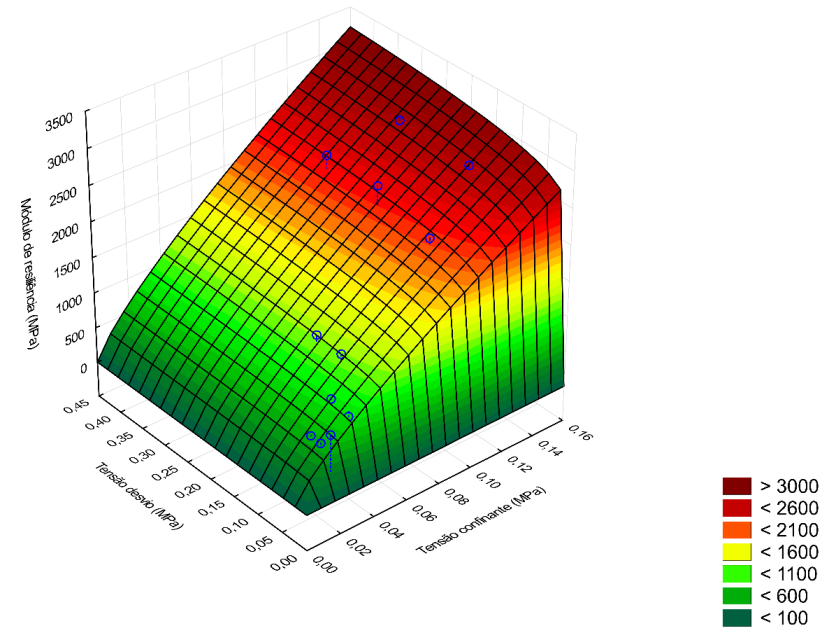
Fonte: De autoria própria

Figura 218: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-3_2%



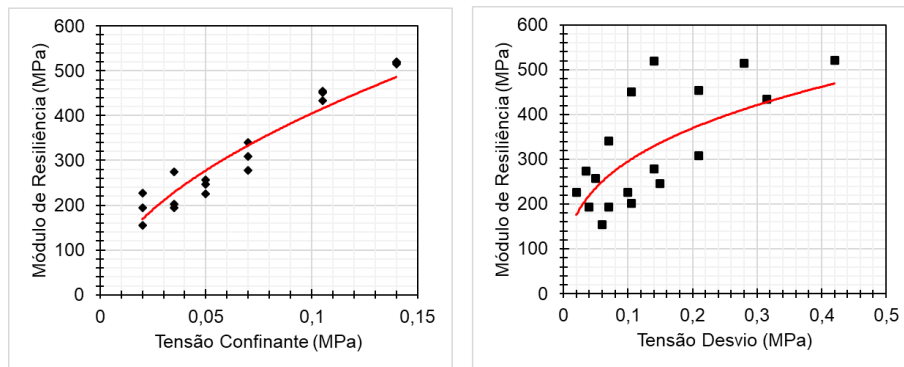
Fonte: De autoria própria

Figura 220: Superfície de ajuste usando o modelo composto para a BGTC



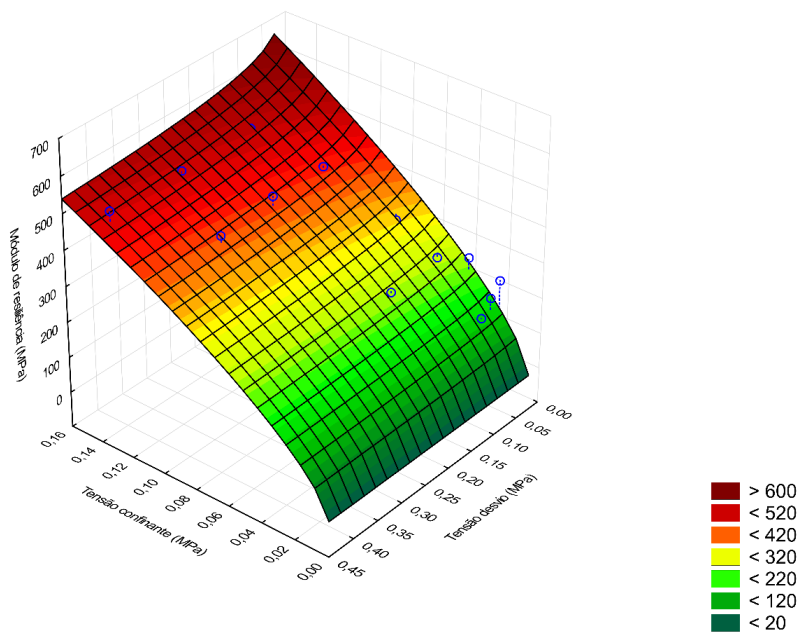
Fonte: De autoria própria

Figura 221: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para a BGS (BGTC_0%)



Fonte: De autoria própria

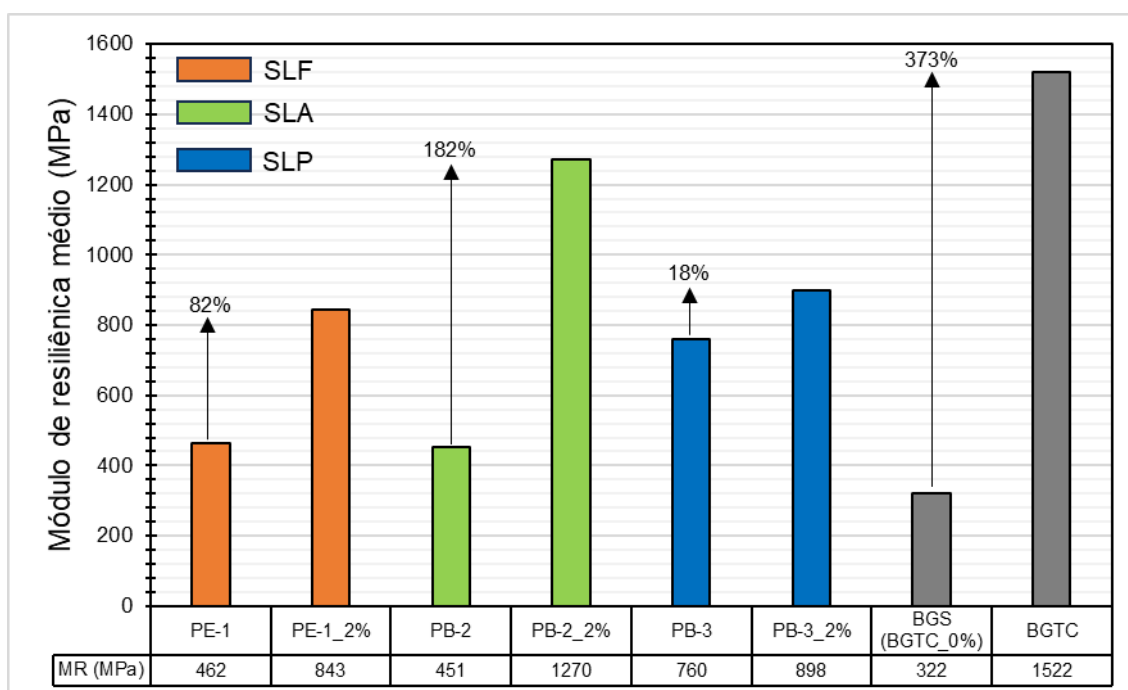
Figura 222: Superfície de ajuste usando o modelo composto para a BGS (BGTC_0%)



Fonte: De autoria própria

A Tabela 35 resume os valores do módulo resiliente mínimo, máximo e médio dos materiais estudados. Também são apresentados os parâmetros de regressão k e os coeficientes de determinação R^2 dos modelos σ_3 (tensão de confinamento), σ_d (tensão de desvio) e composto (tensão de confinamento e tensão de desvio). Os parâmetros de regressão foram obtidos por meio do programa “*STATISTICA* (sistema de *software* de análise de dados), versão 10”. A Figura 223 apresenta a variação dos módulos de resiliência médio dos solos estudados com o processo de estabilização.

Figura 223: Variação do módulo de resiliência médio com a estabilização



Fonte: De autoria própria

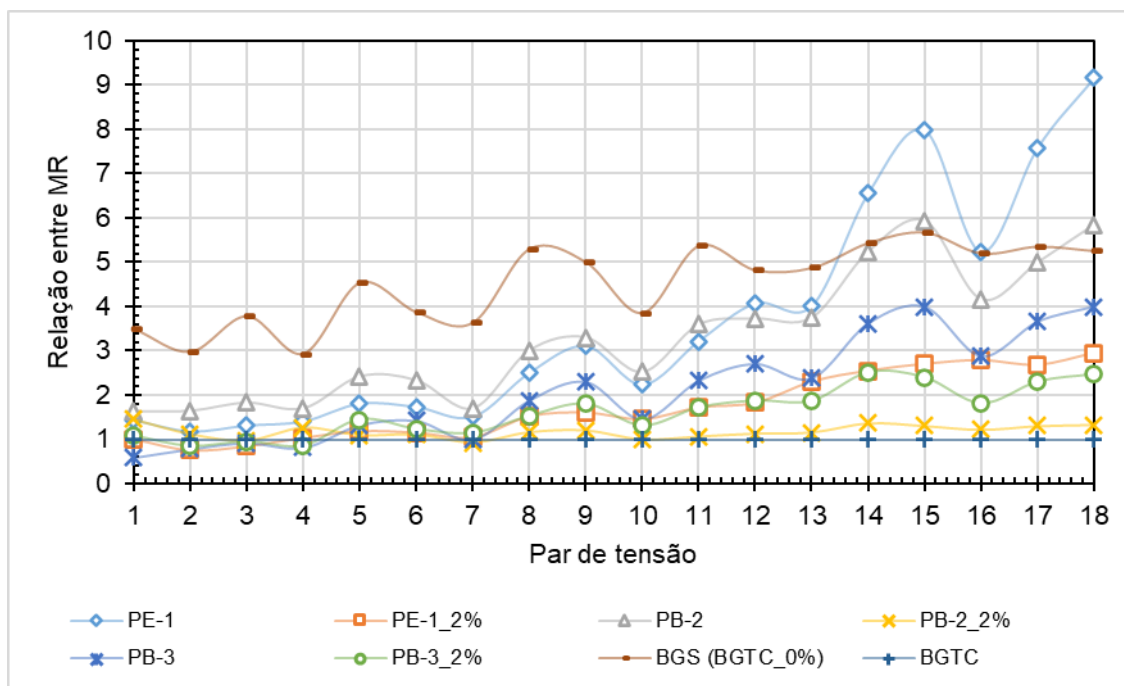
Para o solo PE-1, analisando os resultados de $MR_{\text{médio}}$ considerando a presença do estabilizante, verifica-se que os CPs com solo melhorado indicaram valores médios muito maiores ($\approx 80\%$) do que aqueles moldados com solo natural. Tais resultados corroboram com Silva (2016), que verificou, para um solo LG' com adição de cal, um valor de MR 54% superior ao MR do solo natural. Para o solo PB-2, a incorporação de cimento promoveu um aumento considerável nos valores do módulo resiliente (aumento de quase 200%). Para o solo PB-3, o uso do cimento também resultou no crescimento da MR, porém com evolução mais discreta (aproximadamente 20%).

Da mesma forma como mencionado anteriormente, o fato do solo PB-3 ser altamente fragmentável pode ter influenciado, pois apesar de sua alta rigidez eles também aumentam a heterogeneidade quando compactados, e assim a presença de vazios não preenchidos pelo cimento pode ser considerável.

A Figura 224 mostra a razão entre o comportamento resiliente da BGTC com os solos *in natura* e melhorados com ligantes hidráulicos, para cada par de tensões. Comparando com os resultados obtidos nos ensaios com BGTC, que é convencionalmente utilizada em camadas de base de pavimentos principalmente devido a sua alta rigidez, os valores de MR obtidos podem ser considerados altos, pois as amostras de solo foram

compactadas na energia Proctor Intermediária, enquanto o BGTC em Energia Proctor modificada. O destaque é dado ao solo PB-2_2%, que apresentou valores médios de MR acima de 1200MPa, representando quase de 85% do valor de MR médio da BGTC.

Figura 224: Relação entre o MR da BGTC e das misturas de solos *in natura* e melhorados



Fonte: De autoria própria

No modelo composto foram obtidos os melhores ajustes, onde todos os coeficientes de determinação (R^2) foram maiores que 0,80. Para todas as amostras de solo, observa-se um valor negativo de k_3 , indicando uma redução no módulo resiliente com o aumento da tensão de desvio, comportamento típico para solos com granulometria fina ou arenosa (GUIMARÃES, 2009; BONZANINI, 2011; SANTOS, 2016; ZAGO, 2016; NORBACK, 2018; LIMA *et al.*, 2018; DALLA ROZA, 2018; PASCOAL, 2020; SERRA, 2020). Mesmo PB-3 sendo pedregulhoso, o valor de k_3 negativo justifica-se pelo seu valor significativo do coeficiente de fragmentabilidade e consequente quebra das concreções lateríticas quando compactado.

Com exceção do solo PE-1, na qual k_2 basicamente se manteve constante, observa-se um aumento no coeficiente k_2 com a estabilização. Ou seja, há um aumento da influência da tensão confinante na determinação do MR. O coeficiente k_3 apresentou um valor mais elevado (próximo de zero), embora ainda negativo. Para o BGTC, valores positivos são encontrados para todos os coeficientes de regressão.

Em outras palavras, observa-se uma redução da influência da tensão desviadora na determinação do MR (redução do coeficiente k_3 com a estabilização). Esse fato confirma que nos solos lateríticos, a cimentação das partículas tem o efeito de reduzir a dependência de MR com estado de tensões. Ademais, o próprio valor do módulo tende a aumentar, juntamente com a resistência (DNIT, 2006; OLIVEIRA, 2007; KUMAR & SILVA, 2016; GEORGE, 2018; SERRA *et al.*, 2020).

Tabela 35: MR e coeficientes de regressão

Parâmetro	PE-1	PE-1_2%	PB-2	PB-2_2%	PB-3	PB-3_2%	BGTC	BGS (BGTC_0%)
Módulo								
MR _{mínimo} (MPa)	299	675	319	515	536	607	576	155
MR _{média} (MPa)	462	843	451	1270	760	898	1522	322
MR _{máximo} (MPa)	618	1028	649	2215	1329	1494	2754	521
Modelo de regressão								
MR = $k_1 \cdot \sigma_3^{k_2}$								
Coefficiente de regressão (k_1)	298,44	1344,10	762,99	9335,38	670,76	2197,88	12686,16	1414,78
Coefficiente de regressão (k_2)	-0,15	0,17	0,19	0,74	-0,03	0,32	0,79	0,54
R ²	0,16	0,79	0,40	0,98	0,01	0,72	0,95	0,88
MR = $k_1 \cdot \sigma_d^{k_2}$								
Coefficiente de regressão (k_1)	274,24	1008,76	468,46	3565,99	495,35	1216,44	4549,43	620,60
Coefficiente de regressão (k_2)	-0,22	0,08	0,03	0,51	-0,18	0,15	0,55	0,32
R ²	0,63	0,31	0,01	0,63	0,35	0,22	0,67	0,46
MR = $k_1 \cdot \sigma_3^{k_2} \cdot \sigma_d^{k_3}$								
Coefficiente de regressão (k_1)	412,95	1408,32	932,98	9348,81	771,13	2803,03	14268,26	1767,34
Coefficiente de regressão (k_2)	0,25	0,24	0,51	0,75	0,41	0,59	0,78	0,68
Coefficiente de regressão (k_3)	-0,36	-0,07	-0,32	-0,02	-0,50	-0,23	0,07	-0,07
R ²	0,85	0,87	0,94	0,98	0,81	0,90	0,97	0,94

Fonte: De autoria própria

4.3.3. DEFORMAÇÃO PERMANENTE DOS SOLOS NATURAIS

Neste item são apresentados e analisados os resultados dos ensaios de deformação permanente (DP) realizados nos solos PE-1, PB-2 e PB-3. Novamente, é sempre importante destacar que para cada ensaio foram moldados três corpos de prova em condições semelhantes, sendo aceitos os corpos de prova com 200 ± 2 mm de altura e 100 ± 1 mm de diâmetro. Além das dimensões, a umidade de moldagem deveria estar no intervalo de $\pm 0,5$ ponto percentual em torno da umidade ótima de compactação sem reuso, bem como grau de compactação entre 98% e 102% da densidade obtida no ensaio de compactação sem reuso.

Conforme procedimento abordado no capítulo de metodologia (Capítulo 3) foram realizados seis ensaios para cada condição e em pares espaçados, seguindo os preceitos da normativa DNIT-ME 179/2018. Os corpos de prova foram submetidos a 150.000 ciclos na frequência de 5 Hz. As análises apresentadas a seguir foram realizadas com o modelo de Guimarães (2009), que tem sua ferramenta matemática descrita na normativa supracitada.

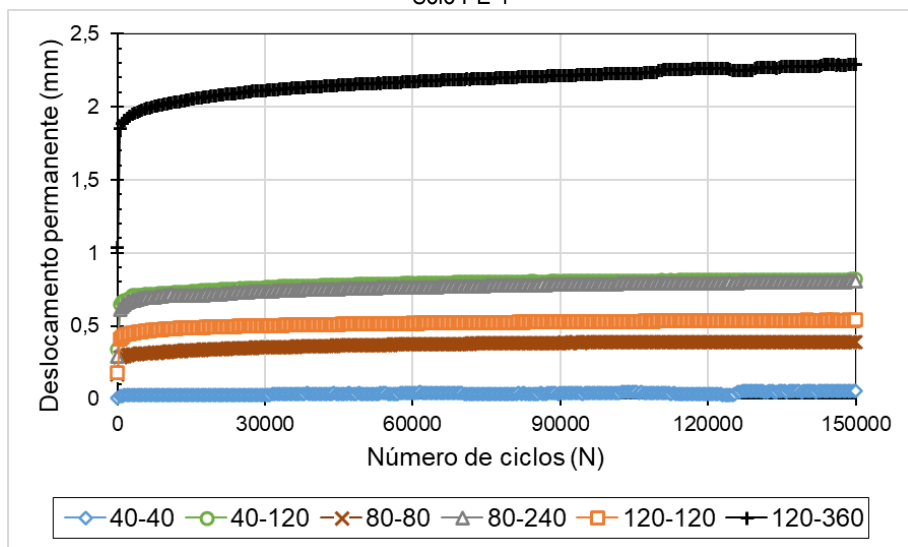
Os resultados de deslocamento permanente acumulado das amostras ensaiadas de solo natural estão apresentados na Tabela 36 e Figuras 225–227, bem como o par de tensões no qual cada amostra foi submetida. Todas as amostras foram submetidas a 150.000 ciclos, conforme o protocolo de ensaio presente na normativa DNIT-IE 179 (2018). O deslocamento permanente acumulado é representado por " ξ_n " sendo que o número "n" representa o número de ciclos de carga.

Tabela 36: Resultados de deslocamento permanente acumulado

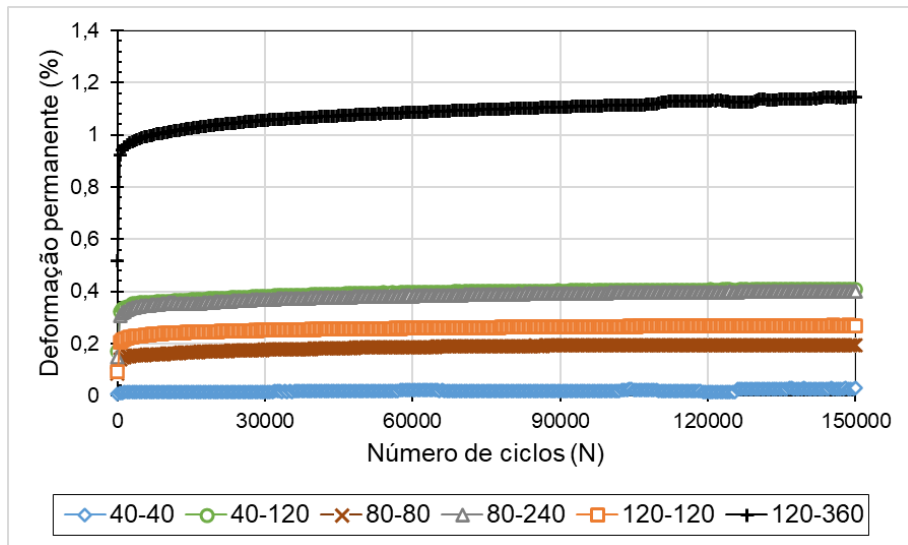
Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Deslocamento permanente (mm)					
			$\xi_{1.000}$	$\xi_{10.000}$	$\xi_{30.000}$	$\xi_{50.000}$	$\xi_{100.000}$	$\xi_{150.000}$
PE-1	40	40	0,0232	0,0251	0,0271	0,0364	0,0383	0,0559
		120	0,6644	0,7226	0,7623	0,7847	0,8065	0,8180
	80	80	0,2904	0,3217	0,3526	0,3688	0,3863	0,3886
		240	0,6353	0,7093	0,7375	0,7584	0,7892	0,8035
	120	120	0,4268	0,4782	0,5013	0,5132	0,5299	0,5391
		360	1,8881	2,0206	2,1126	2,1560	2,2256	2,2910
PB-2	40	40	0,0761	0,0989	0,1069	0,1092	0,1095	0,1152
		120	0,2379	0,2643	0,2678	0,2668	0,2772	0,2821
	80	80	0,1617	0,1855	0,1943	0,1924	0,1970	0,2096
		240	0,5112	0,5489	0,5605	0,5641	0,5680	0,5660
	120	120	0,1698	0,1930	0,2046	0,2099	0,2166	0,2213
		360	0,7429	0,8030	0,8360	0,8533	0,8785	0,8923
PB-3	40	40	0,0611	0,0743	0,0790	0,0795	0,0771	0,0817
		120	0,2966	0,3196	0,3304	0,3342	0,3401	0,3413
	80	80	0,1579	0,1765	0,1833	0,1855	0,1860	0,1942
		240	0,4121	0,4462	0,4610	0,4659	0,4745	0,4785
	120	120	0,1388	0,1604	0,1705	0,1791	0,1891	0,1924
		360	0,6823	0,7367	0,7536	0,7629	0,7726	0,7794

Fonte: De autoria própria

Figura 225: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
Solo PE-1



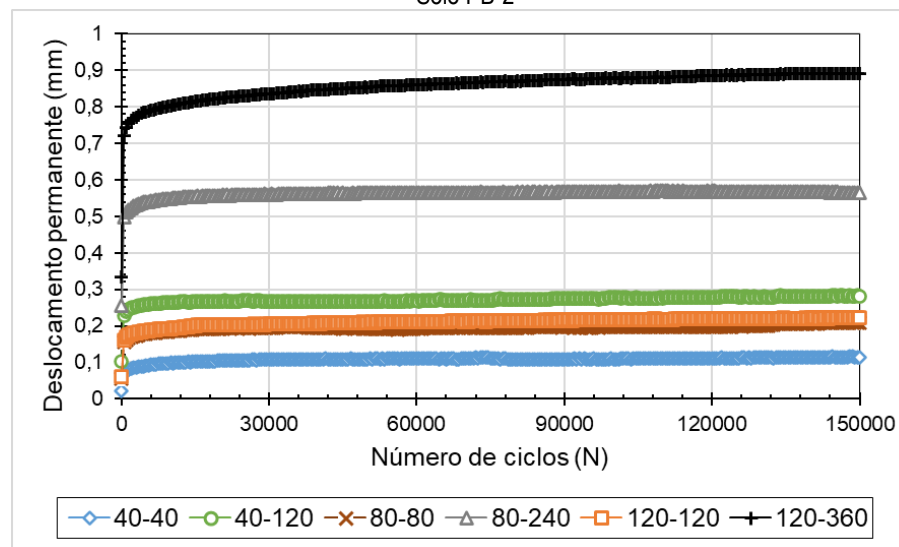
(a)



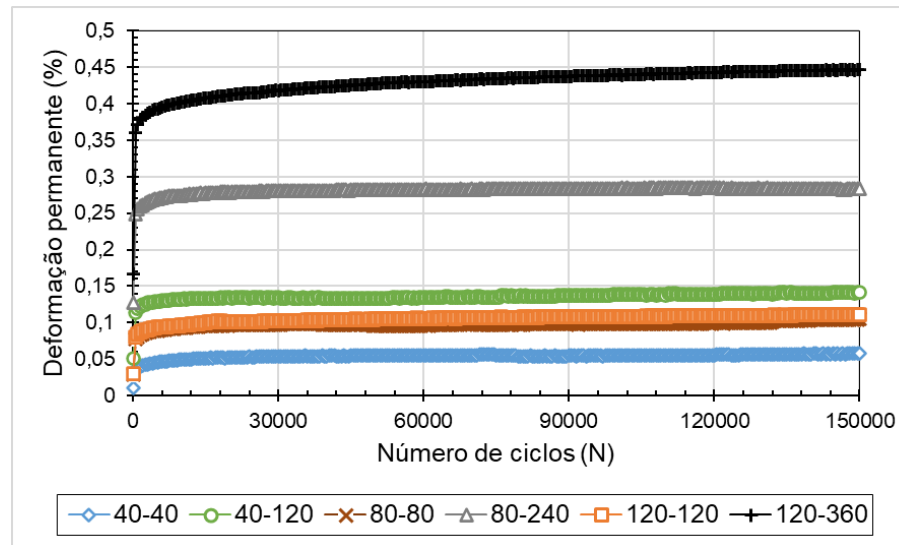
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 226: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
Solo PB-2



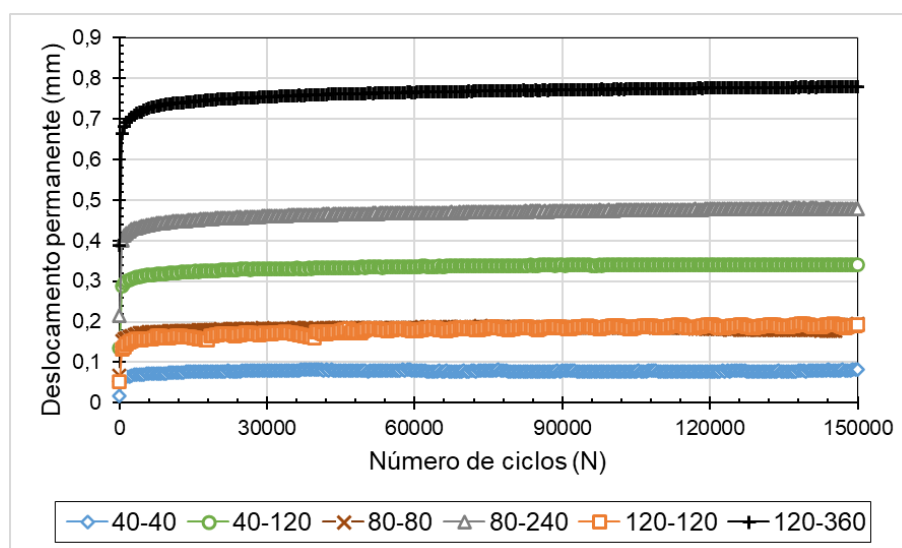
(a)



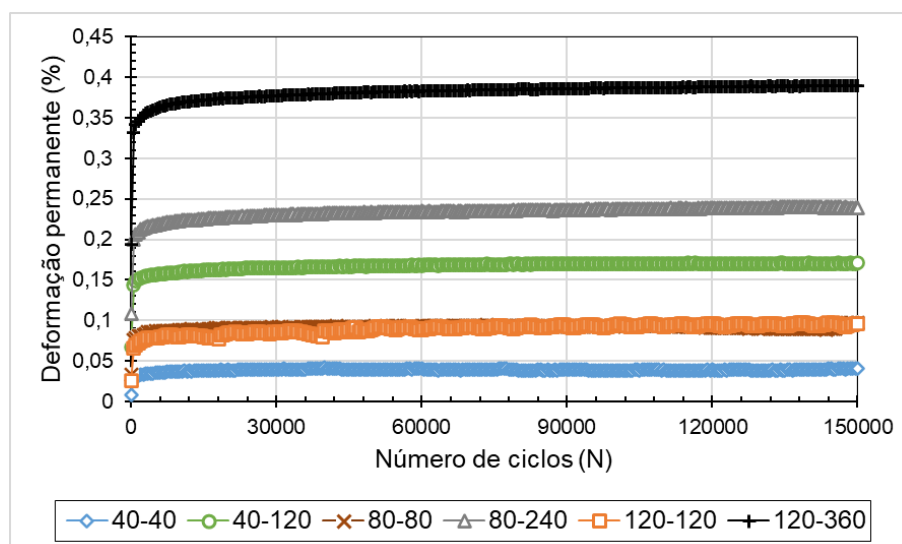
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 227: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos. Solo PB-3



(a)



(b)

Fonte: De autoria própria

A maior deformação é obtida no nono par de tensões (σ_3 : 120 e σ_d : 360 kPa). À medida em que as tensões se elevavam, as deformações também aumentavam. O comportamento apontou acomodamento plástico (ou *shakedown*), que é tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento. Observa-se que nenhum dos solos obteve deformação permanente superior a 3,0mm (ou 1,5% para uma amostra com 200mm de altura). Como destaque, nota-se o ótimo comportamento dos solos PB-2 e PB-3, que apresentaram deformação permanente inferior a 1,0mm (ou 0,5% para uma amostra com 200mm de altura), pouco contribuindo para o afundamento total do pavimento que constituem.

De modo geral, vê-se que a variação da tensão desvio parece apresentar um impacto maior na magnitude das deformações permanentes do que a variação da tensão confinante. Resultados semelhantes também foram obtidos por Zago (2016), Pascoal (2020) e Sousa (2021).

De posse dos resultados supracitados, os dados foram submetidos a uma regressão múltipla não linear no programa “STATISTICA (sistema de *software* de análise de dados), versão 10”, para obtenção dos parâmetros “ Ψ ” de Guimarães (2009) dos materiais analisados. Os parâmetros de regressão de DP, conforme preconiza a normativa do DNIT-IE 179 (2018) são indicados na Tabela 37 abaixo.

Tabela 37: Parâmetros de regressão obtidos por meio do modelo de Guimarães (2009)

Amostra	$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4}$				R^2
	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	
PE-1	0,123	0,247	1,212	0,048	0,89
PB-2	0,066	-0,140	1,143	0,039	0,99
PB-3	0,061	-0,353	1,166	0,033	0,97

Fonte: De autoria própria

Com os resultados, observa-se significativos valores de R^2 (acima de 0,85) indicando um bom enquadramento dos dados ao modelo usado. Como principais avaliações dos parâmetros de regressão, o parâmetro ψ_2 , que está associado à tensão de confinamento, apresenta valor negativo, o que indica uma diminuição da DP com o aumento de σ_3 . A exceção foi o PE-1, que apresentou valor de ψ_2 positivo. Analisando os valores de ψ_3 , que por sua vez está relacionado com a tensão de desvio, observa-se um comportamento similar entre os solos, indicando uma influência semelhante da tensão desvio independentemente do tipo de solo.

4.3.3.1. INVESTIGAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE SHAKEDOWN

A investigação da ocorrência de *shakedown* através de ensaios triaxiais de carga cíclica, analisa a taxa de aumento da deformação permanente em função da deformação permanente total acumulada, conforme apresentado nas Figuras 228–230. Para a interpretação dos resultados dos ensaios, a fim de definir os tipos de comportamento do material ensaiado, devem ser observadas as seguintes indicações e os preceitos da tese de Guimarães (2009).

Em posse dos valores de deformação permanente e dos ciclos de aplicação de cargas, foi possível determinar a taxa de variação da deformação permanente e plotar os gráficos a fim de analisar a ocorrência das condições de *shakedown* nos solos em estudo. Para o material ser considerado acomodado ou *shakedown*, é necessário apresentar taxa de acréscimo da DP na ordem de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo de aplicação de carga. As Figuras 228–230 indicaram a ocorrência das condições de *shakedown* para os solos analisados.

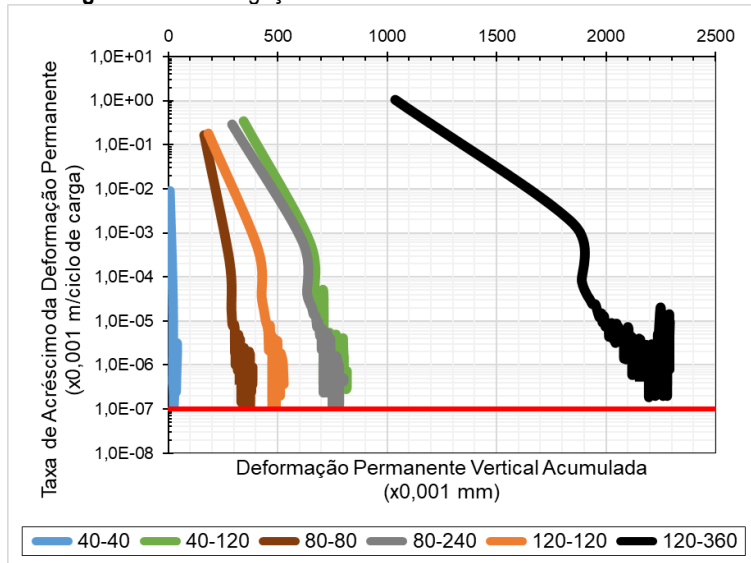
Todos os resultados indicaram uma situação de acomodamento das deformações permanentes, ou *shakedown*, pois a taxa de crescimento atingiu um valor muito baixo. Observa-se que todas as amostras tiveram sua taxa de aumento de deformação permanente próxima ou abaixo de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo de aplicação de carga, indicando uma situação de acomodamento das deformações permanentes, ou *shakedown*.

Neste caso, com a compactação intermediária, provavelmente não haverá problemas de afundamento deste material na camada do pavimento. Contudo, embora todos os casos aparentaram entrar em *shakedown*, a maioria das amostras não atingiu a taxa de DP requerida pela normativa do DNIT-IE 179 (2018). Possivelmente, com a aplicação de um número maior de ciclos de repetição de cargas, todas as amostras atingiriam da taxa de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo de aplicação de carga.

No entanto, de acordo com os modelos de comportamento de deformação permanente de solos expostos na norma DNIT-IE 179 (2018), o formato das curvas, em geral, indicou um padrão tipo A para amostras ensaiadas com menores tensões e uma combinação AB quando ensaiadas com maiores tensões. Conforme citado por Guimarães *et al.* (2018), é provável que a exclusão de um número maior do que os registros de deformação iniciais transformaria a situação AB na situação convencional de A, mas optou-se por não excluir tais dados incluindo-os no modelo de previsão de deformação permanente.

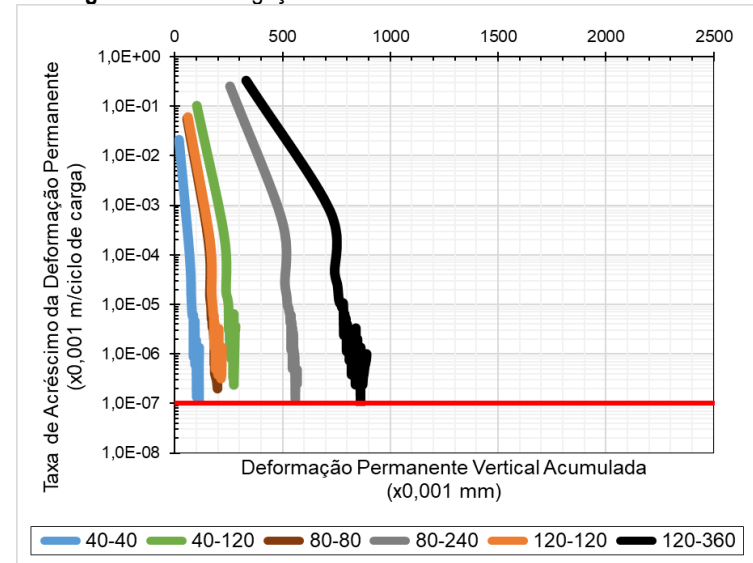
Resultados semelhantes foram encontrados por Pascoal (2020) e Sousa (2021), onde os solos estudados apresentaram predominância do modelo A de comportamento a deformação permanente. Lima *et al.* (2017), por sua vez, obtiveram, comportamentos do tipo A e B, sendo que o fato de alguns ensaios não terem atingido 10^{-7} ($\times 0,001$ m/ciclo de carga) na análise gráfica pode ser devido ao número de ciclos realizados no equipamento triaxial de cargas repetidas não ter sido suficiente.

Figura 228: Investigação de ocorrência de *shakedown*. Solo PE-1



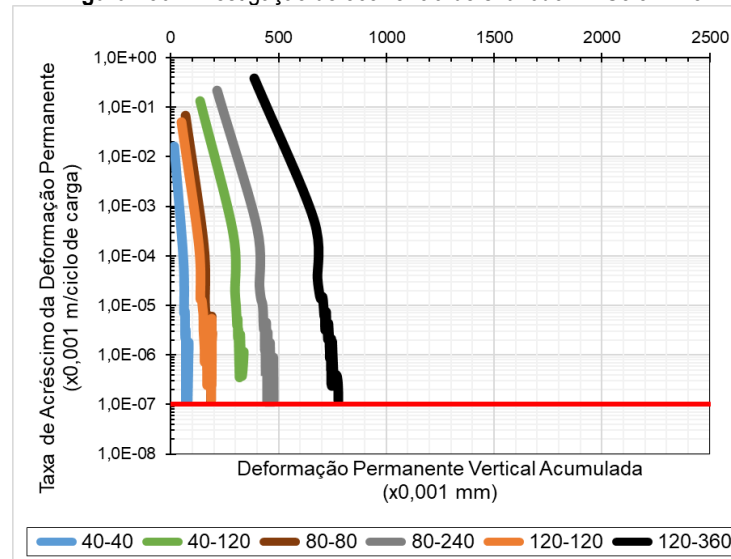
Fonte: De autoria própria

Figura 229: Investigação de ocorrência de *shakedown*. Solo PB-2



Fonte: De autoria própria

Figura 230: Investigação de ocorrência de *shakedown*. Solo PB-3



Fonte: De autoria própria

4.3.3.2. DEFORMAÇÃO RESILIENTE

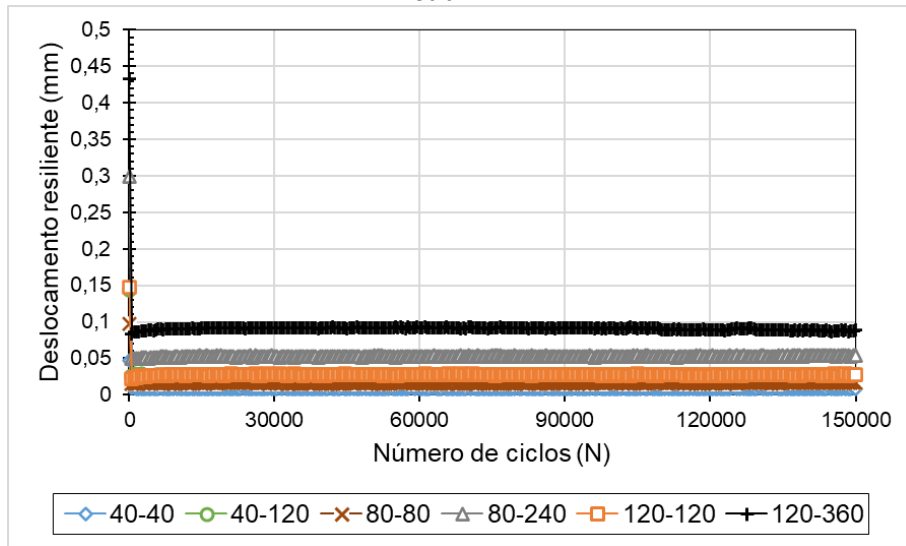
Observa-se nas Figuras 231–233 que as deformações elásticas tendem a diminuir com a aplicação de ciclos de carga, e posteriormente apresentam valores aproximadamente constantes. Comportamentos semelhantes foram obtidos por Guimarães (2009); Lima (2016); Norback (2018); Guimarães *et al.* (2018) e Lima (2020).

As Figuras 234–236 apresentam a evolução do módulo de resiliência resultante de cada corpo de prova, testado em cada par de tensões no ensaio de deformação permanente. A obtenção deste gráfico é feita através dos dados de deformação elástica obtidos durante os ensaios de deformação permanente. Os resultados indicaram que, com o número de ciclos de aplicação de carga, ocorre rearranjo das partículas e do esqueleto mineral, e, assim, aumento da densidade, tendendo a tornar o material menos deformável elasticamente e conseqüentemente mais rígido.

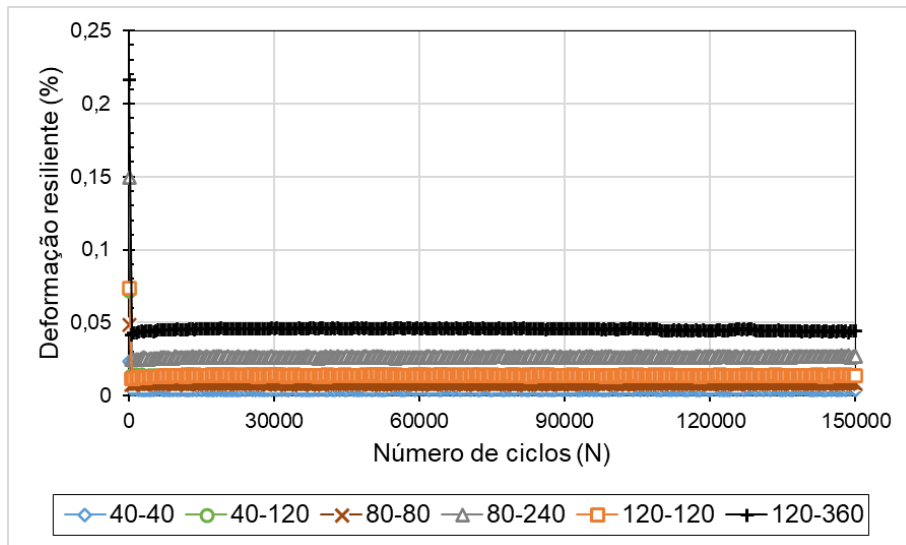
O valor do módulo durante o período de carregamento não seguiu um padrão de aumento da rigidez com o aumento da tensão. No entanto, é possível concluir que os valores dos módulos foram maiores, indicando assim que há um aumento na rigidez do material. Os módulos de resiliência médios foram de 462 MPa, 451MPa e 760MPa para os solos PE-1, PB-2 e PB-3, respectivamente. Observando as Figuras 234–236, para o solo PE-1 os valores de MR ficaram em torno de 850MPa, para o solo PB-2 por volta de 900 MPa e para o solo PB-3 por volta de 800MPa.

Ou seja, comparando os valores de MR ao longo do ensaio DP e os resultados dos ensaios tradicionais de módulo de resiliência realizados em corpos-de-prova, foi possível verificar que os valores de módulo foram superiores durante o período de aplicação da carga, o que indica ganho de rigidez ao longo do ensaio de DP e, portanto, que os materiais podem enrijecer quando submetidos a movimentos repetidos de cargas impostas pelo tráfego.

Figura 231: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PE-1



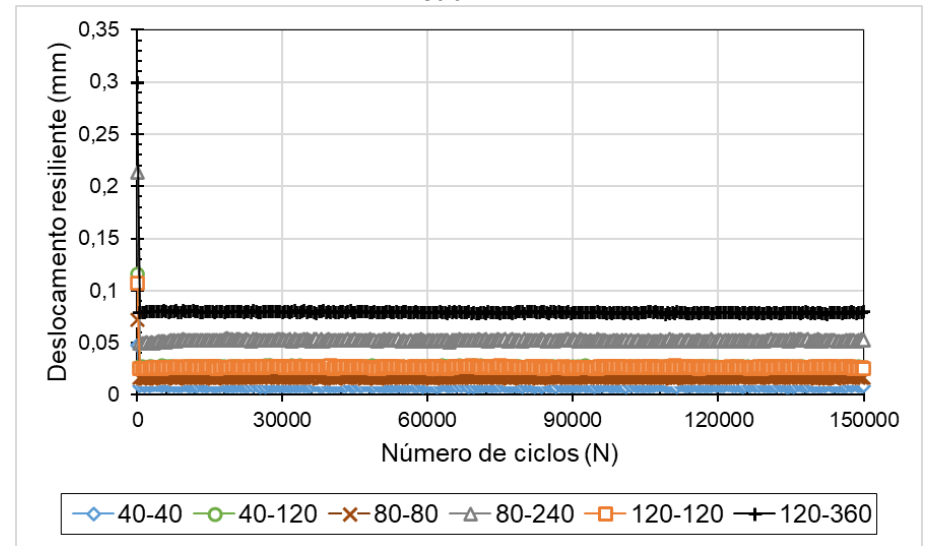
(a)



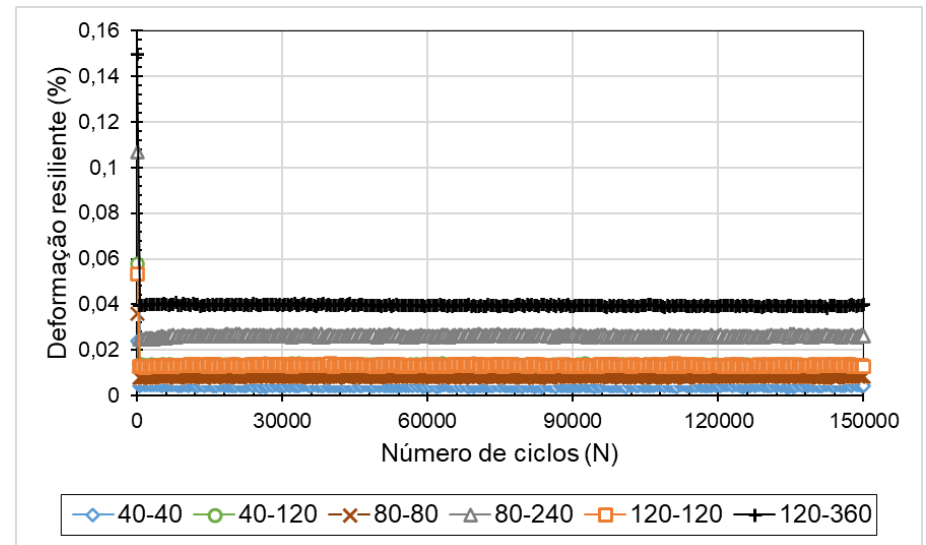
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 232: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PB-2



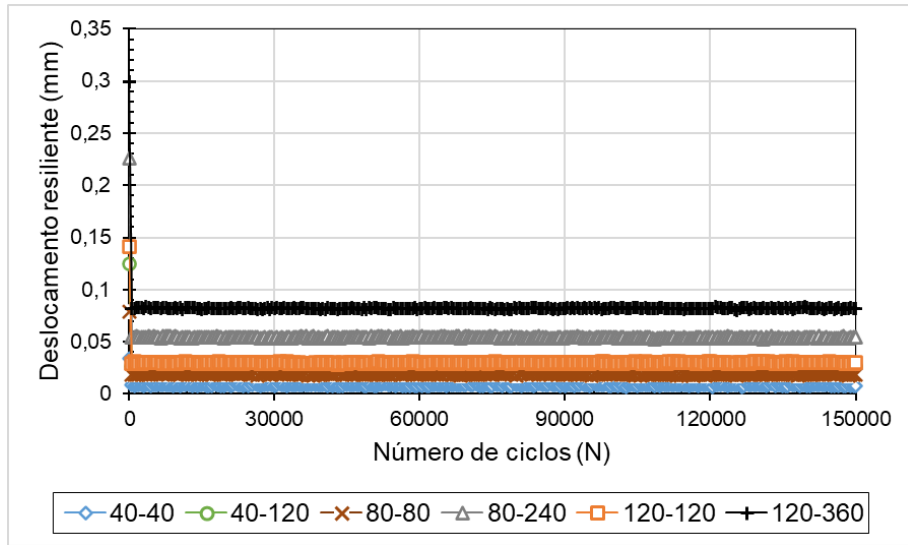
(a)



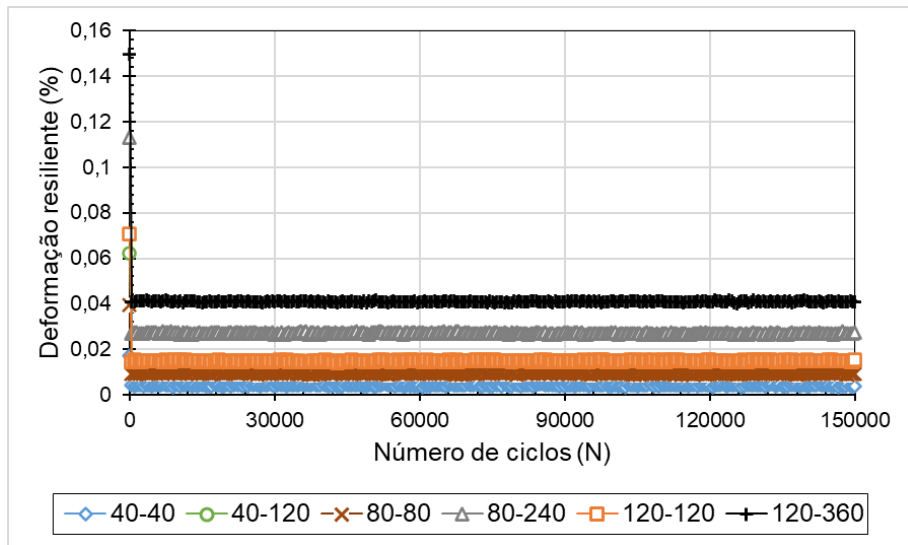
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 233: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PB-3



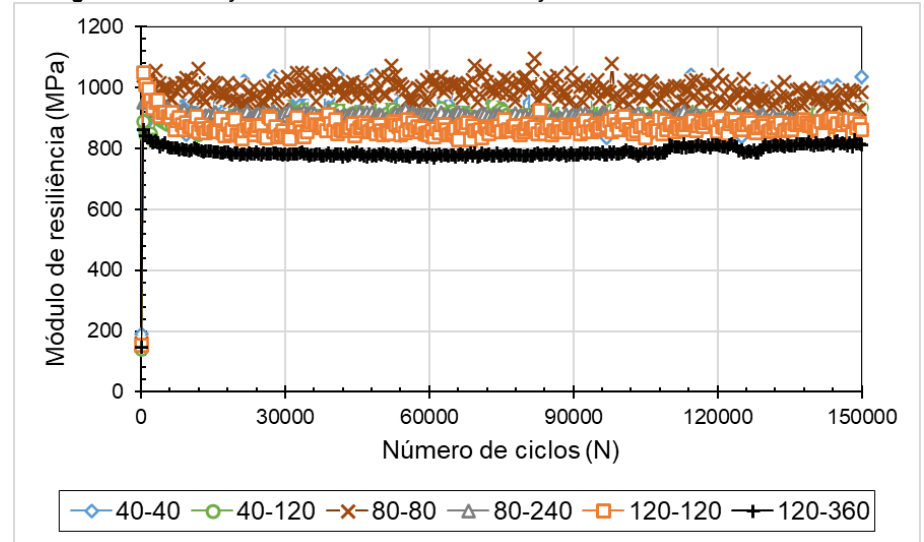
(a)



(b)

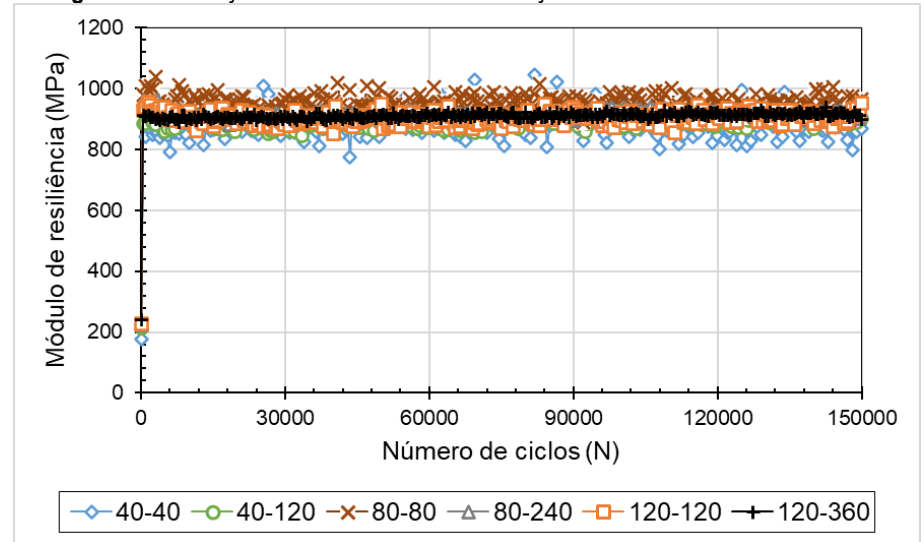
Fonte: De autoria própria

Figura 234: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PE-1



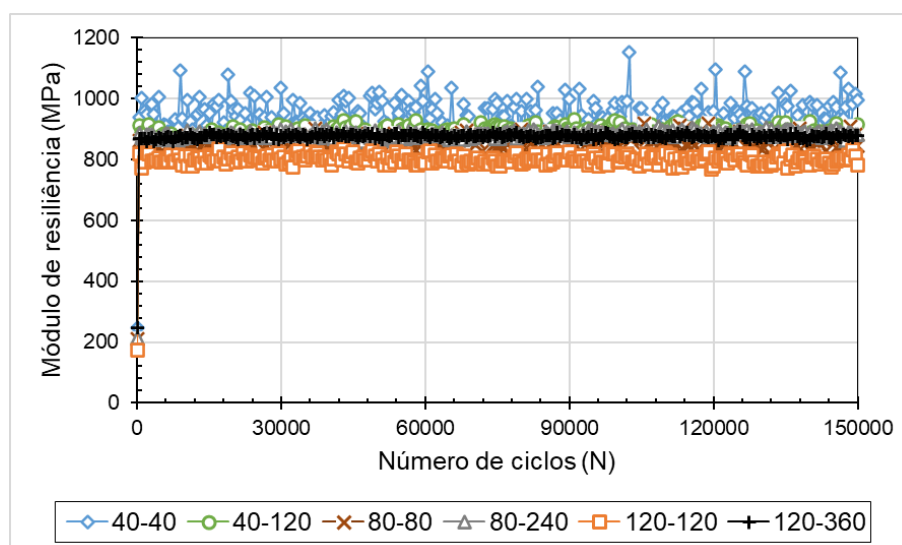
Fonte: De autoria própria

Figura 235: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PB-2



Fonte: De autoria própria

Figura 236: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PB-3



Fonte: De autoria própria

4.3.4. DEFORMAÇÃO PERMANENTE DOS MATERIAIS MELHORADOS

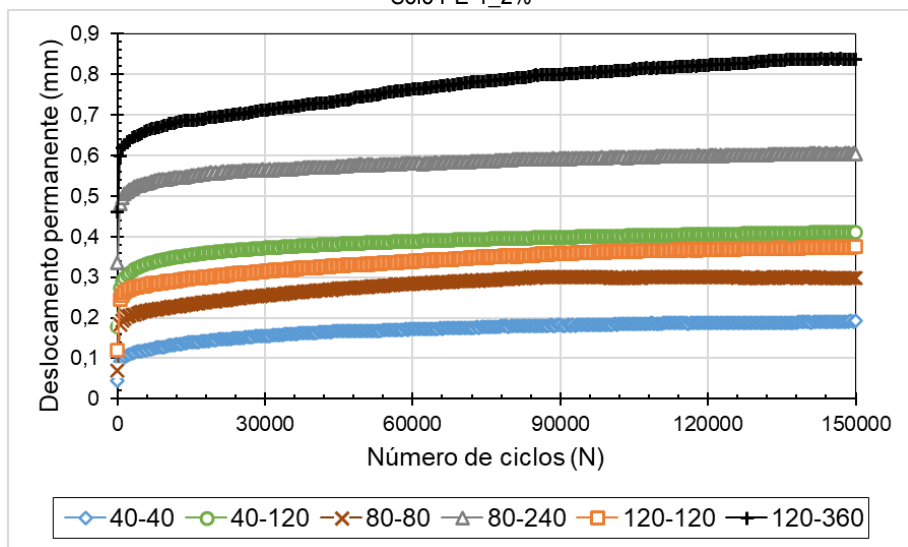
Foram executados os ensaios de deformação permanente (DP) nos solos PE-1, PB-2 e PB-3 melhorados com ligantes hidráulicos, bem como para a BGTC. Os resultados de deslocamento permanente acumulado das amostras ensaiadas dos solos melhorados e da BGTC estão apresentados na Tabela 38 e Figuras 237–240, bem como o par de tensões no qual cada amostra foi submetida. Todas as amostras foram submetidas a 150.000 ciclos, conforme o protocolo de ensaio presente na normativa DNIT 179/2018. O deslocamento permanente acumulado é representado por “ ξ_n ” sendo que o número “n” representa o número de ciclos de carga.

Tabela 38: Resultados de deslocamento permanente acumulado

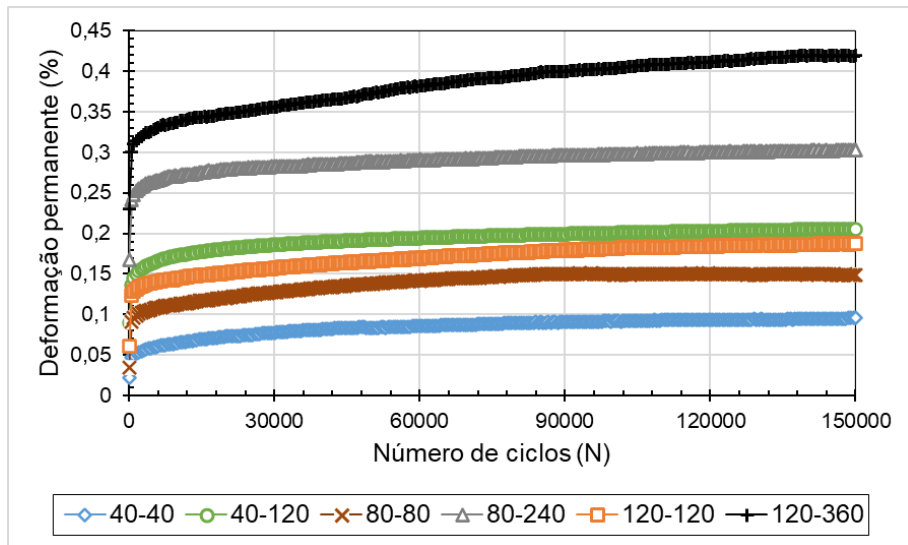
Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Deslocamento permanente (mm)					
			$\xi_{1.000}$	$\xi_{10.000}$	$\xi_{30.000}$	$\xi_{50.000}$	$\xi_{100.000}$	$\xi_{150.000}$
PE-1	40	40	0,0232	0,0251	0,0271	0,0364	0,0383	0,0559
		120	0,6644	0,7226	0,7623	0,7847	0,8065	0,8180
	80	80	0,2904	0,3217	0,3526	0,3688	0,3863	0,3886
		240	0,6353	0,7093	0,7375	0,7584	0,7892	0,8035
	120	120	0,4268	0,4782	0,5013	0,5132	0,5299	0,5391
		360	1,8881	2,0206	2,1126	2,1560	2,2256	2,2910
PE-1_2%	40	40	0,0999	0,1305	0,1553	0,1678	0,1835	0,1919
		120	0,2894	0,3453	0,3720	0,3844	0,4013	0,4111
	80	80	0,1930	0,2244	0,2553	0,2764	0,2980	0,2973
		240	0,4966	0,5416	0,5645	0,5770	0,5955	0,6047
	120	120	0,2565	0,2895	0,3144	0,3315	0,3630	0,3749
		360	0,6198	0,6741	0,7104	0,7446	0,8074	0,8379
PB-2	40	40	0,0761	0,0989	0,1069	0,1092	0,1095	0,1152
		120	0,2379	0,2643	0,2678	0,2668	0,2772	0,2821
	80	80	0,1617	0,1855	0,1943	0,1924	0,1970	0,2096
		240	0,5112	0,5489	0,5605	0,5641	0,5680	0,5660
	120	120	0,1698	0,1930	0,2046	0,2099	0,2166	0,2213
		360	0,7429	0,8030	0,8360	0,8533	0,8785	0,8923
PB-2_2%	40	40	0,0350	0,0483	0,0584	0,0644	0,0731	0,0761
		120	0,1321	0,1591	0,1643	0,1685	0,1791	0,1829
	80	80	0,0556	0,0836	0,0929	0,0969	0,1059	0,1194
		240	0,2098	0,2481	0,2606	0,2676	0,2742	0,2799
	120	120	0,0814	0,0996	0,1129	0,1193	0,1267	0,1260
		360	0,3176	0,3500	0,3563	0,3589	0,3721	0,3811
PB-3	40	40	0,0611	0,0743	0,0790	0,0795	0,0771	0,0817
		120	0,2966	0,3196	0,3304	0,3342	0,3401	0,3413
	80	80	0,1579	0,1765	0,1833	0,1855	0,1860	0,1942
		240	0,4121	0,4462	0,4610	0,4659	0,4745	0,4785
	120	120	0,1388	0,1604	0,1705	0,1791	0,1891	0,1924
		360	0,6823	0,7367	0,7536	0,7629	0,7726	0,7794
PB-3_2%	40	40	0,0638	0,0806	0,0890	0,0921	0,0983	0,1013
		120	0,1956	0,2117	0,2181	0,2236	0,2305	0,2340
	80	80	0,1338	0,1490	0,1544	0,1626	0,1544	0,1569
		240	0,3499	0,3672	0,3606	0,3563	0,3622	0,3661
	120	120	0,1799	0,1947	0,2101	0,2103	0,2195	0,2326
		360	0,4114	0,4387	0,4450	0,4482	0,4494	0,4568
BGTC	40	40	0,0581	0,0706	0,0721	0,0721	0,0698	0,0661
		120	0,1567	0,1807	0,1887	0,1955	0,2021	0,2102
	80	80	0,1074	0,1312	0,1414	0,1449	0,1478	0,1536
		240	0,2524	0,2778	0,2889	0,2970	0,3089	0,3155
	120	120	0,1665	0,1884	0,1972	0,1990	0,1997	0,1960
		360	0,3541	0,3853	0,3993	0,4063	0,4167	0,4234

Fonte: De autoria própria

Figura 237: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
Solo PE-1_2%



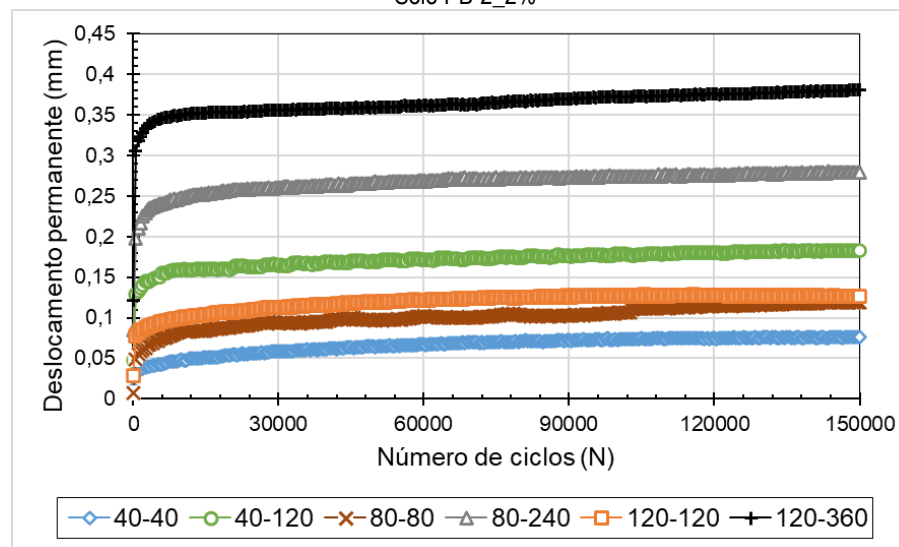
(a)



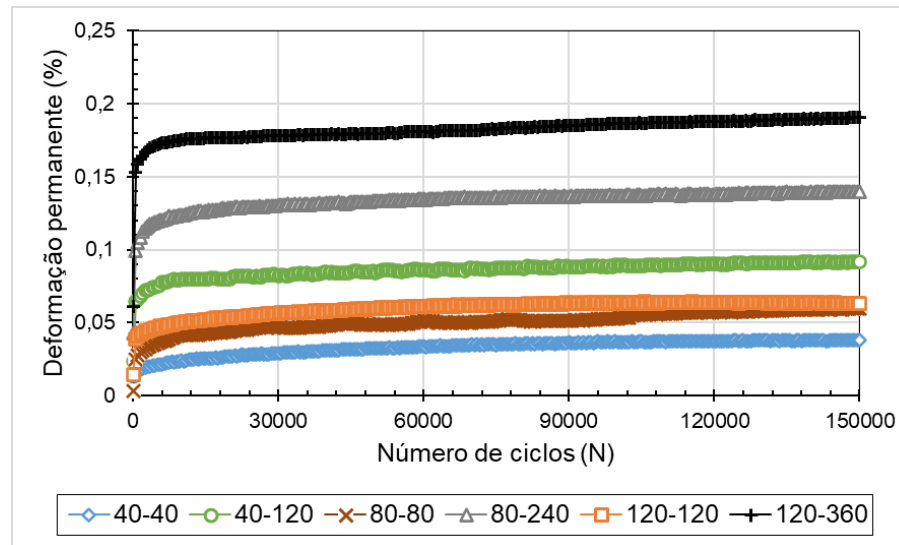
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 238: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
Solo PB-2_2%



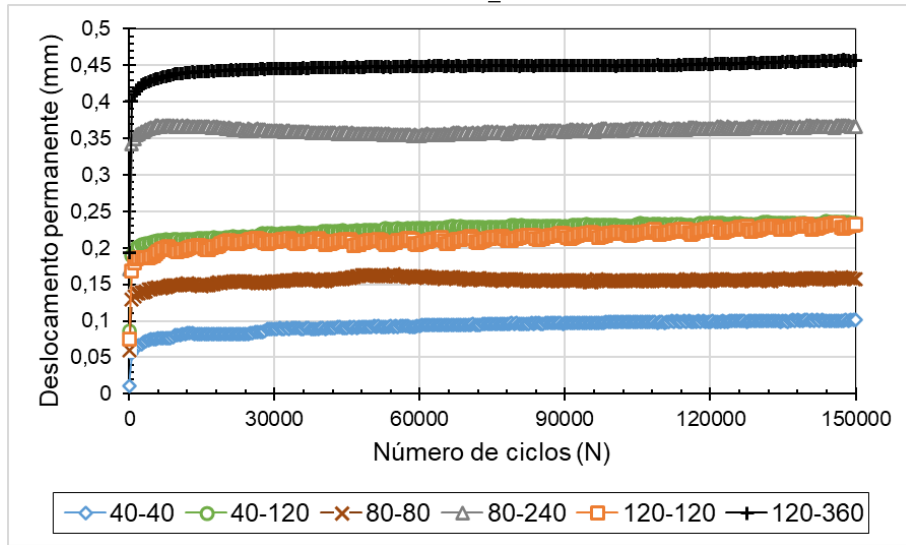
(a)



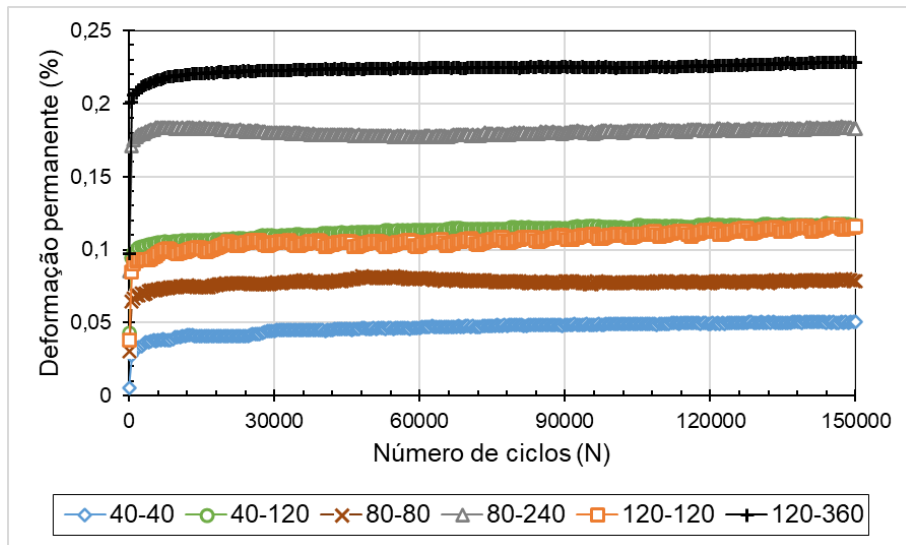
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 239: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
Solo PB-3_2%



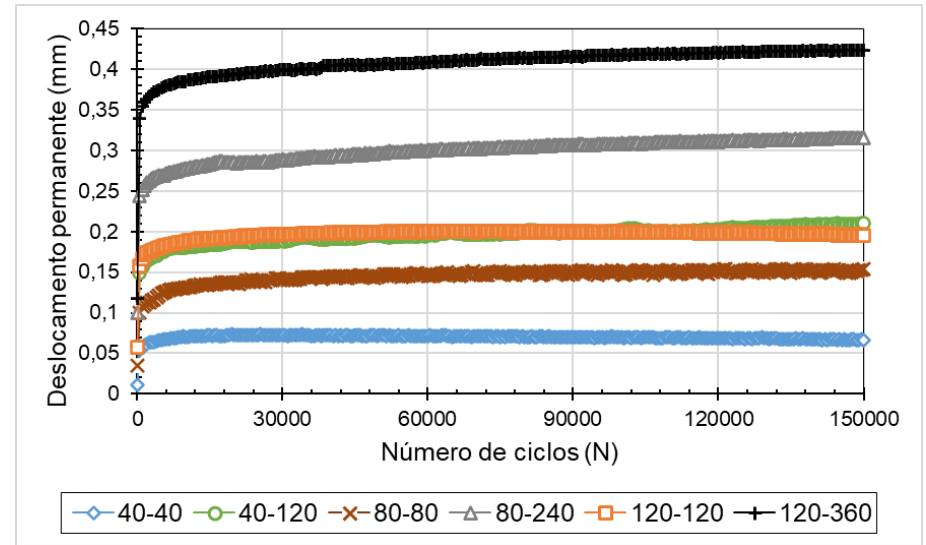
(a)



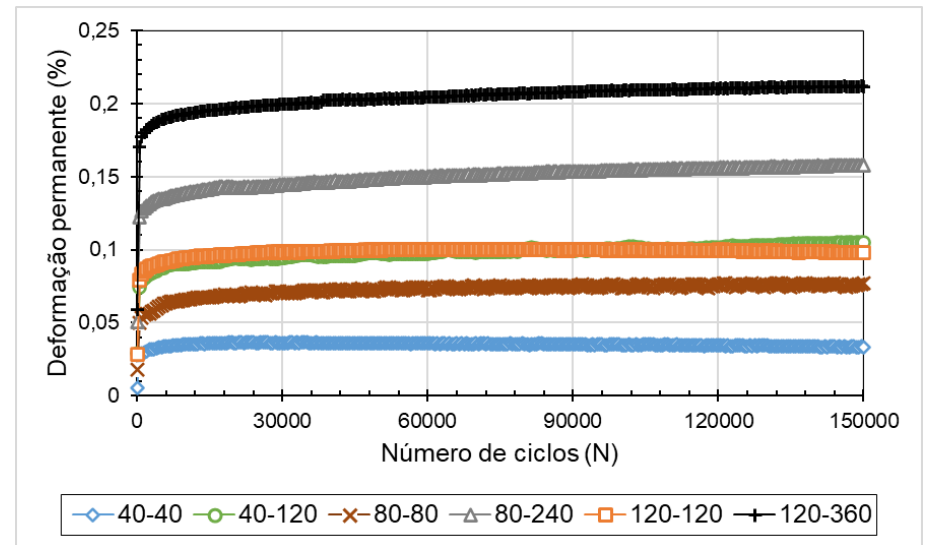
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 240: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
BGTC



(a)



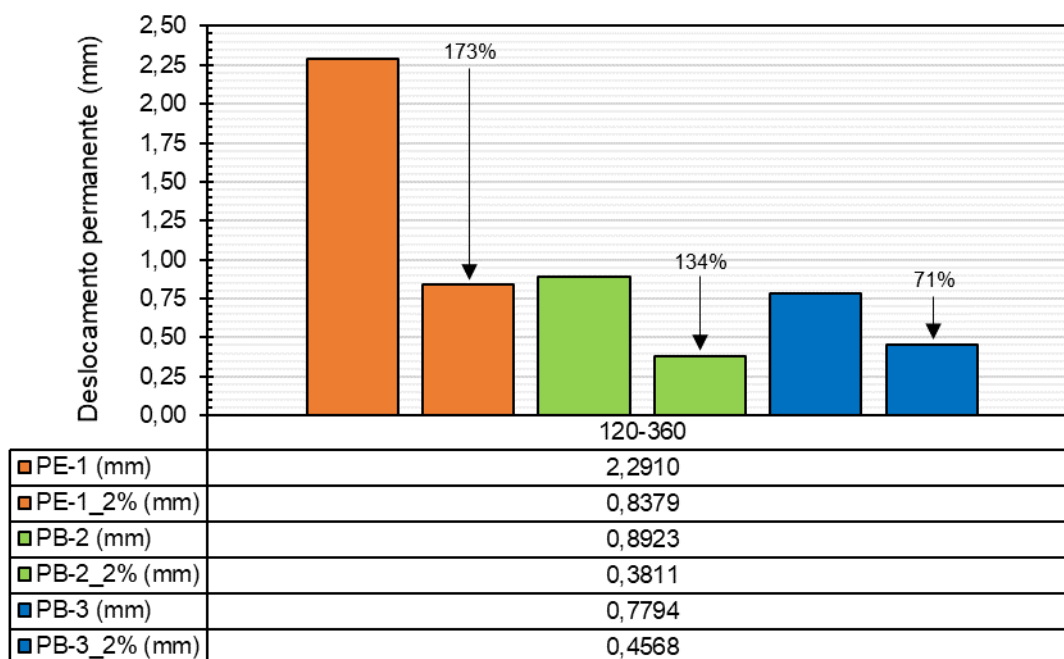
(b)

Fonte: De autoria própria

A maior deformação é obtida no nono par de tensões (σ_3 : 120 e σ_d : 360 kPa). À medida em que as tensões se elevavam, as deformações também aumentavam. O comportamento apontou acomodamento plástico (ou *shakedown*), que é tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento. Nenhum dos materiais melhorados obteve deformação permanente superior a 1,0mm (ou 0,5% para uma amostra com 200mm de altura), pouco contribuindo para o afundamento total do pavimento que constituem.

Para o solo PE-1, observa-se que a amostra com 2% de cal apresentou deformações permanentes inferiores, com diminuição de aproximadamente 180% quando considerado o nono par de tensões. O solo PB-2_2% apontou deformações permanentes menores, inclusive abaixo até que a deformações registradas nos ensaios com a BGTC, e obteve redução de mais de 130% quando considerado o nono par de tensões. O solo PB-3_2%, por sua vez, expressou um decréscimo de mais de 70% quando considerado o nono par de tensões (Figura 241). A BGTC apresentou valores relativamente bons de deformação permanente, com valores inferiores a 0,5mm (ou 0,25% para uma amostra com 200mm de altura). Em todos os materiais, é notório que ocorre uma tendência ao acomodamento das deformações a partir de um determinado número de ciclos.

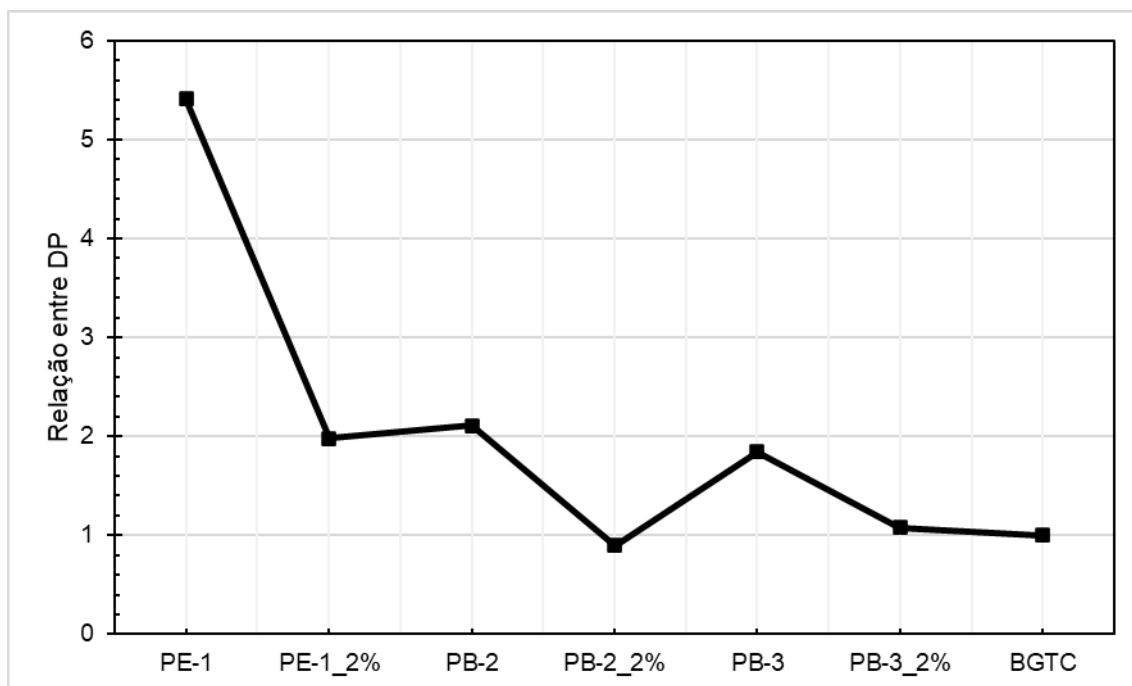
Figura 241: Variação do deslocamento permanente com a estabilização, considerando $\sigma_3 = 120$ e $\sigma_d = 360$ kPa



Fonte: De autoria própria

Comparando os resultados obtidos em solos tropicais com os resultados da BGTC, os valores de DP indicam que todas as amostras, naturais ou estabilizadas, podem ser consideradas bons materiais e não apresentarão problemas e nem contribuirão para o ATR nas camadas do pavimento. A Figura 242 apresenta a relação entre o valor de DP dos solos *in natura* e melhorados, e o valor da DP da BGTC, considerando o nono par de tensões (σ_3 : 120 e σ_d : 360 kPa) ao final dos 150.000 ciclos de carregamento.

Figura 242: Relação entre a DP das misturas de solos *in natura* e melhorados e a DP da BGTC



Fonte: De autoria própria

Comparando com os resultados obtidos nos ensaios com BGTC, que é convencionalmente utilizada em camadas de base de pavimentos principalmente devido a sua alta rigidez, os valores de DP obtidos podem ser considerados baixos, pois as amostras de solo foram compactadas na energia Proctor Intermediária, enquanto o BGTC em Energia Proctor modificada. O destaque é dado ao solo PB-2_2%, que apresentou valores de DP abaixo dos valores de DP da BGTC, ao final dos 150.000 ciclos de carregamento. Essa afirmação será melhor discutida nas análises mecânicas-empíricas elaboradas no pavimento tipo (Tabela 10), onde serão simulados os valores de afundamento de trilha de roda (ATR) e do percentual de área trincada (AT) através da análise no MeDiNa.

De posse dos resultados supracitados, os dados foram submetidos a uma regressão múltipla não linear no programa “STATISTICA (sistema de *software* de análise de dados), versão 10”, para obtenção dos parâmetros “Ψ” de Guimarães (2009) dos materiais analisados. Os resultados são apresentados na Tabela 39.

Tabela 39: Parâmetros de regressão obtidos por meio do modelo de Guimarães (2009)

Amostra	$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4}$				
	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R ²
PE-1	0,123	0,247	1,212	0,048	0,89
PE-1_2%	0,072	-0,084	0,715	0,070	0,99
PB-2	0,066	-0,140	1,143	0,039	0,99
PB-2_2%	0,031	-0,276	0,948	0,055	0,99
PB-3	0,061	-0,353	1,166	0,033	0,97
PB-3_2%	0,067	-0,082	0,719	0,029	0,99
BGTC	0,050	0,026	0,693	0,048	0,99

Fonte: De autoria própria

Constata-se grandes valores de R^2 (acima de 0,85), indicando um excelente ajuste dos dados ao modelo utilizado. Avaliando os parâmetros da regressão, o parâmetro ψ_2 , que está associado à tensão de confinamento, apresenta valor negativo, o que indica uma diminuição da DP com o aumento de σ_3 . As exceções foram o solo PE-1 e a BGTC, que apresentaram valores de ψ_2 positivos.

Analisando os valores de ψ_3 , que está relacionado com a tensão de desvio, observa-se um decréscimo com a estabilização, indicando uma redução da influência da tensão de desvio nos valores de DP. Nota-se similaridade nos valores de ψ_1 e ψ_4 antes e após o processo de estabilização. Mesmo com todos os coeficientes de regressão positivos, há uma maior influência da tensão desvio nos valores de DP da Brita Graduada Tratada com Cimento.

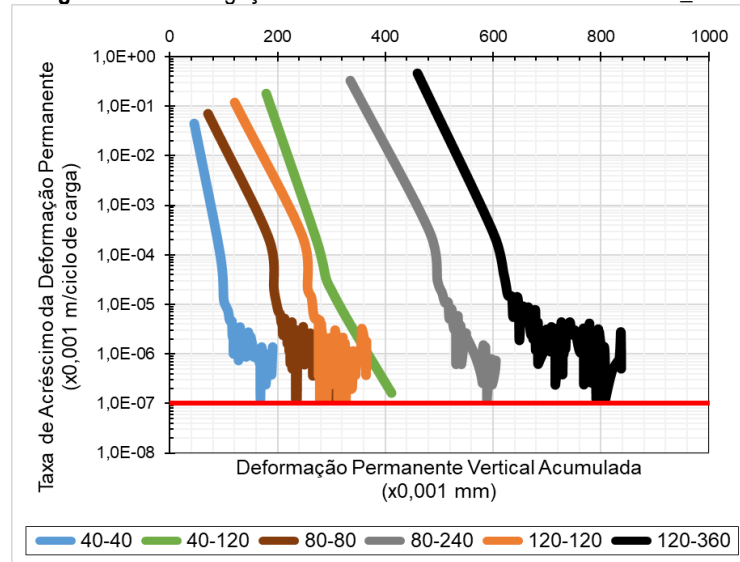
4.3.4.1. INVESTIGAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE *SHAKEDOWN*

Novamente, com os valores de deformação permanente e dos ciclos de aplicação de cargas, foi possível determinar a taxa de variação da deformação permanente e plotar os gráficos a fim de analisar a ocorrência das condições de *shakedown*. Como citado anteriormente, para o material ser considerado acomodado ou *shakedown*, é necessário apresentar taxa de acréscimo da DP na ordem de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo de aplicação de carga. As Figuras 243–246 indicam a ocorrência das condições de *shakedown* para os materiais melhorados com ligantes hidráulicos.

Todos os resultados indicaram uma situação de acomodamento das deformações permanentes, ou *shakedown*, pois a taxa de crescimento atingiu um valor muito baixo. Observa-se que todas as amostras tiveram sua taxa de aumento de deformação permanente próxima ou inferior a $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo de aplicação de carga, indicando uma situação de acomodamento das deformações permanentes, ou *shakedown*.

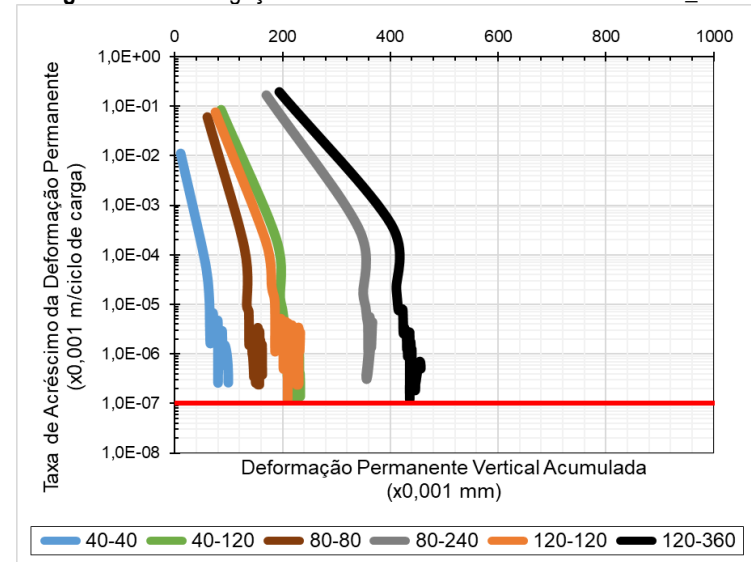
Neste caso, como era de se esperar, já que os solos naturais já apresentaram bons resultados, com a compactação intermediária, provavelmente não haverá problemas de afundamento deste material na camada do pavimento. Contudo, embora todos os casos aparentaram entrar em *shakedown*, a maioria das amostras não atingiu a taxa de DP requerida pela normativa do DNIT-ME 179 (2018). Possivelmente, com a aplicação de um número maior de ciclos de repetição de cargas, todas as amostras atingiriam da taxa de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo de aplicação de carga.

Figura 243: Investigação de ocorrência de *shakedown*. Solo PE-1_2%



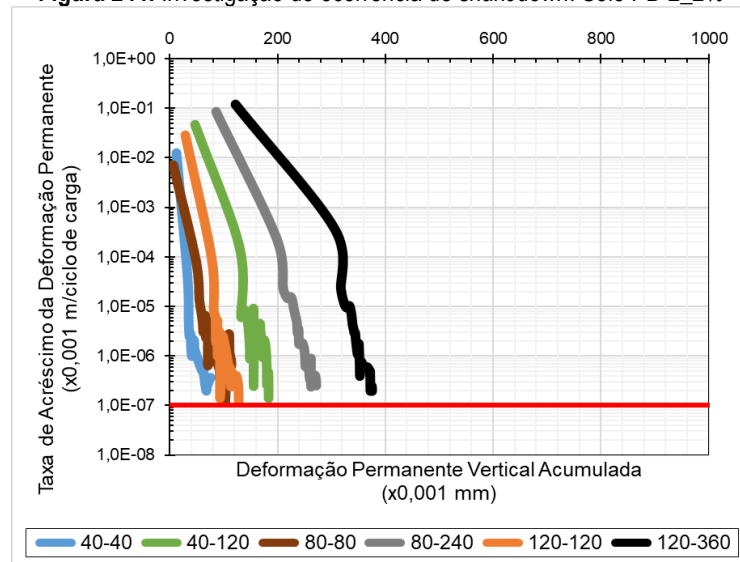
Fonte: De autoria própria

Figura 245: Investigação de ocorrência de *shakedown*. Solo PB-3_2%



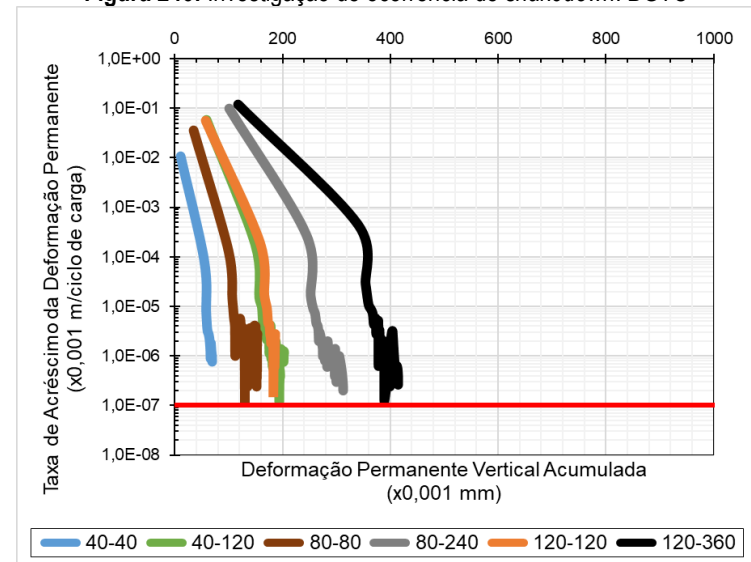
Fonte: De autoria própria

Figura 244: Investigação de ocorrência de *shakedown*. Solo PB-2_2%



Fonte: De autoria própria

Figura 246: Investigação de ocorrência de *shakedown*. BGTC



Fonte: De autoria própria

De acordo com os modelos de comportamento de deformação permanente de solos expostos na norma DNIT-IE 179 (2018), o formato das curvas, em geral, indicou um padrão tipo A para amostras ensaiadas com menores tensões e uma combinação AB quando ensaiadas com maiores tensões. Conforme citado por Guimarães *et al.* (2018), é provável que a exclusão de um número maior do que os registros de deformação iniciais transformaria a situação AB na situação convencional de A.

No caso da BGTC, apresentado na Figura 246, embora a deformação total tenha sido baixa, todos os ensaios indicaram um comportamento do tipo AB, comportamento plástico, indicando uma tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carga, mas com alto valor de deslocamento permanente acumulado antes do assentamento (*shakedown*). Mesmo empregando a compactação na energia Proctor Modificada, foi utilizado apenas 2% de cimento na composição. Assim, considerando apenas 7 dias de cura, a matriz heterogênea pode ter gerado muitos poros e descontinuidade em sua estrutura interna com alto número de vazios. Esses vazios, sob carga repetida, fazem com que a mistura cimentada se deforme plasticamente e as trincas se propaguem, causando sua desestruturação.

Tal situação também pode ter ocorrido com o solo PB-3, que por ser pedregulhoso, provavelmente demandaria maior quantidade de cimento e tempo de cura. Arelado a isso, o alto valor do coeficiente de fragmentabilidade (FR) também pode influenciar, pois, embora apresentem alta rigidez, quando compactados esses solos sofrem aumento da heterogeneidade granulométrica e, assim, a presença de vazios não preenchidos pelo cimento pode ser muito expressiva.

Segundo Qian *et al.* (2015), baixos teores de argilominerais finos em pedregulhos lateríticos resultam na ineficácia das reações de cimento. Contudo, se os períodos de cura fossem longos o suficiente, a adição de cimento aos acabaria por trazer a interseção compacta de partículas lateríticas entrelaçadas.

Em ambos os casos, o teor insuficiente de cimento pode não ter possibilitado o preenchimento dos vazios, reduzindo a resistência da mistura final esperada. No entanto, se a dosagem de cimento for muito alta, a mistura está sujeita a trincas por retração e a resistência é reduzida. Assim, em aplicações práticas de engenharia, uma quantidade criteriosa de cimento é usada (JIANG *et al.*, 2020).

4.3.4.2. DEFORMAÇÃO RESILIENTE

Semelhante ao que acontece com solos naturais, as deformações elásticas tendem a diminuir com a aplicação de ciclos de carga, e posteriormente apresentam valores aproximadamente constantes, basicamente paralelos ao eixo das abscissas (Figuras 247–250).

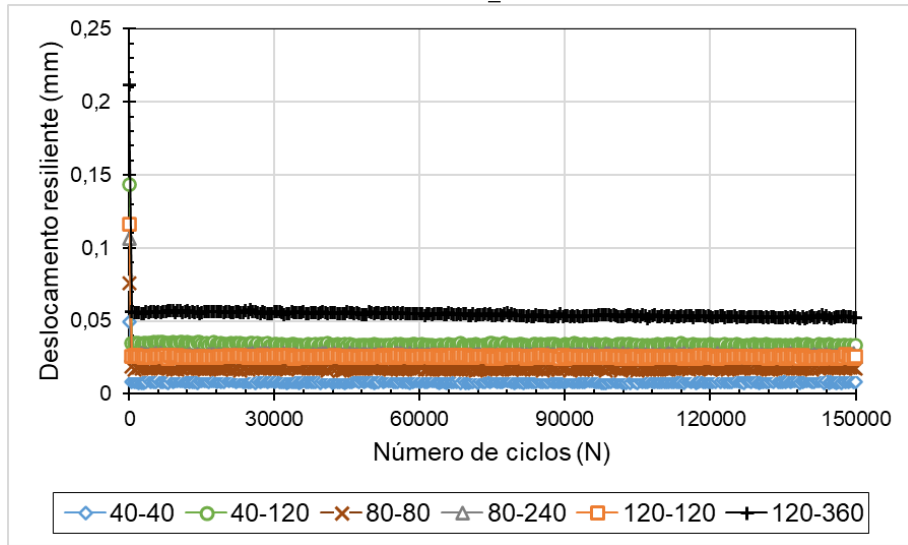
As Figuras 251–254 indicam a evolução do módulo de resiliência resultante de cada corpo de prova, testado em cada par de tensões no ensaio de deformação permanente. Como mencionado anteriormente, a obtenção deste gráfico é feita através dos dados de deformação elástica obtidos durante os ensaios de deformação permanente.

Com o passar dos ciclos de aplicação de carga, as deformações resilientes tenderam a se estabilizar. Contudo, diferentemente do que aconteceu com os solos naturais — onde devido ao rearranjo das partículas e aumento da densidade, o número de ciclos de aplicação de carga tendeu a aumentar o MR, indicando considerável aumento de rigidez ao longo do ensaio de DP — não foi constatada significativa variação no MR durante os ensaios de DP para os materiais melhorados. Para os materiais PE-1_2%, PB-2_2%, PB-3_2% e BGTC, os MR médios foram 843MPa, 1270MPa, 898MPa e 1522MPa, respectivamente. Observando as Figuras 251–254, os valores de MR variaram entre aproximadamente 900MPa para PE-1_2%, 1100MPa para PB-2_2%, 900MPa para PB-3_2% e 1100MPa para a BGTC.

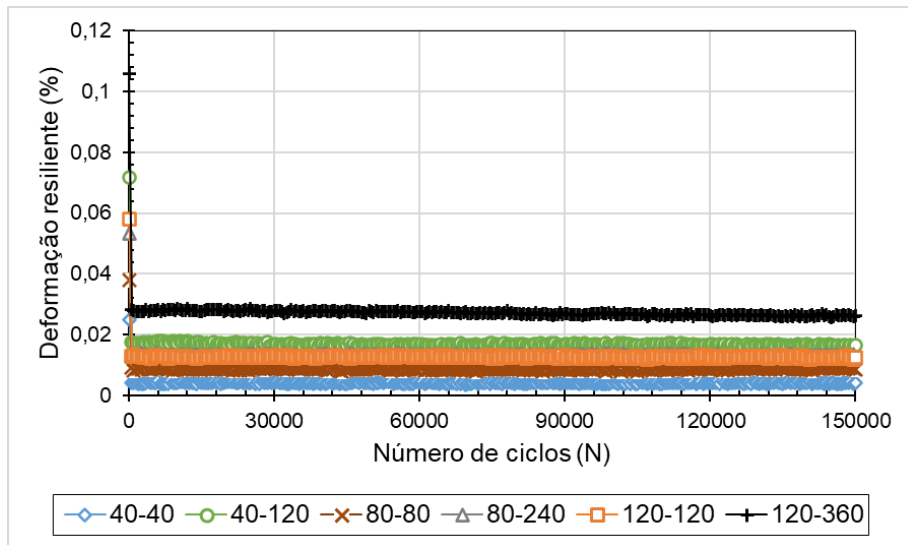
Assim, devido ao desenvolvimento da estabilização e consequente ligação cimentícia entre as partículas, o processo de densificação com a aplicação dos ciclos de carregamento pode não ter contribuído substancialmente. Pelo contrário, nota-se que em alguns casos o valor do MR sofreu redução com a aplicação dos ciclos, com destaque na BGTC. Segundo Lima (2022), a ligação da pasta de cimento com o agregado é o ponto fraco da BGTC. Além disso, como já discutido anteriormente, foi utilizado apenas 2% de cimento na composição e considerado apenas 7 dias de cura. Isso pode ter gerado uma matriz heterogênea com presença de muitos poros e descontinuidade em sua estrutura interna.

Rosa (2006) cita que a estabilização contribuí enquanto não acontece a quebra progressiva das ligações. Essa quebra das ligações cimentantes entre os contatos das partículas se dá de forma gradual durante a aplicação de carregamento, de maneira que o comportamento do material tenderia estar mais próximo daquele encontrado para amostras não cimentadas.

Figura 247: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PE-1_2%



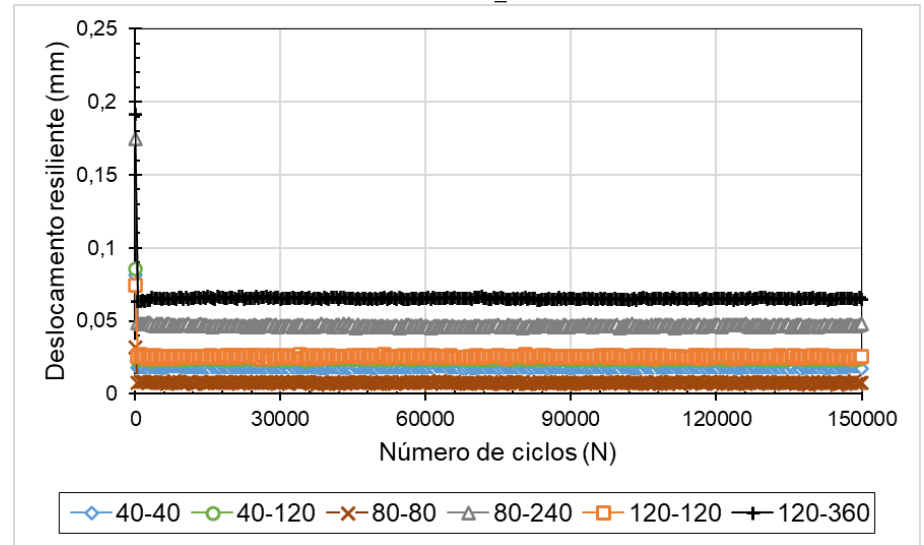
(a)



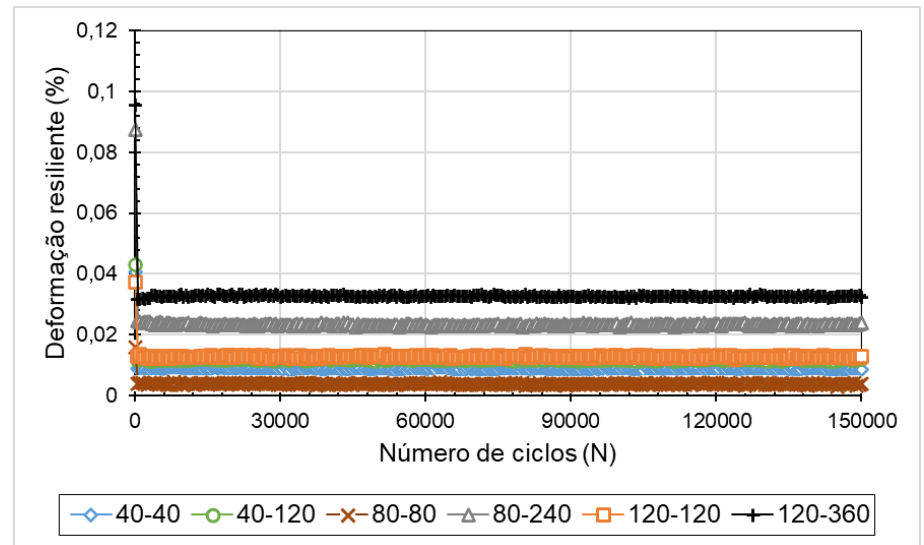
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 248: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PB-2_2%



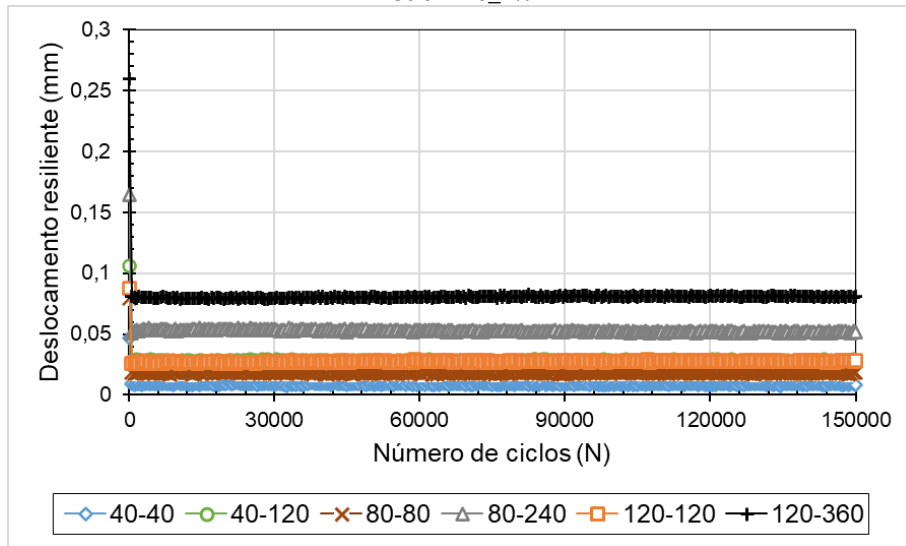
(a)



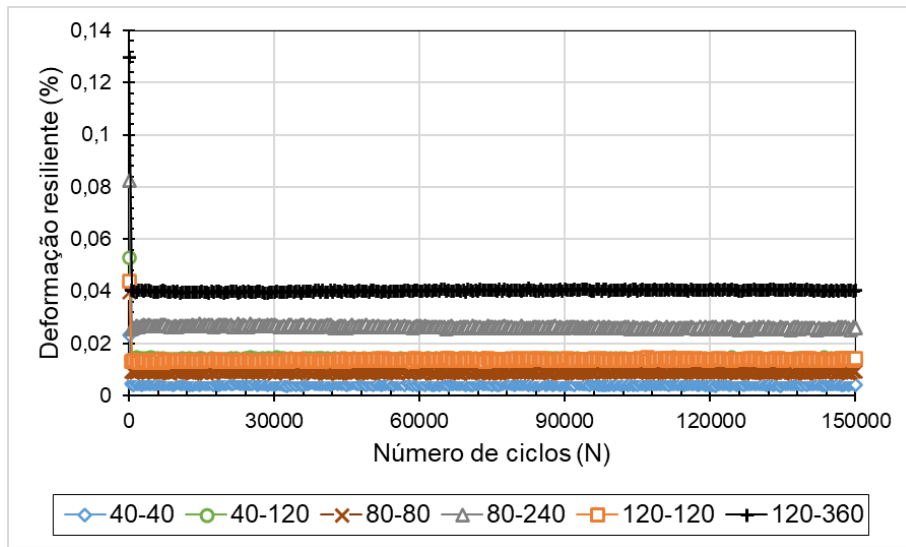
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 249: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PB-3_2%



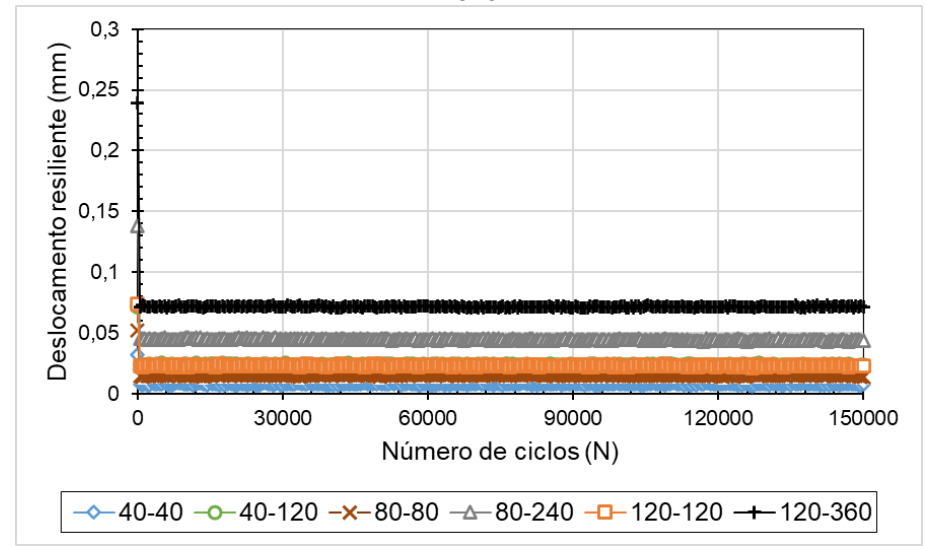
(a)



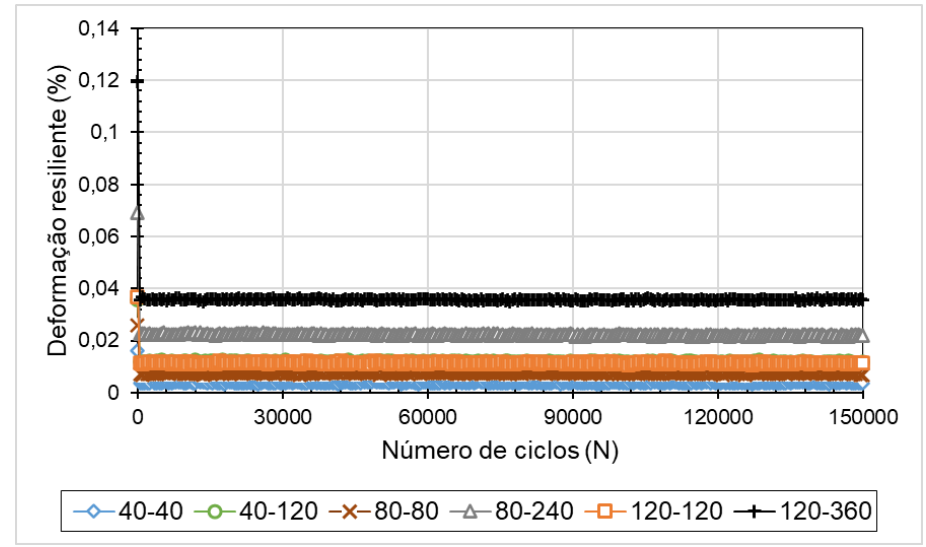
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 250: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
BGTC



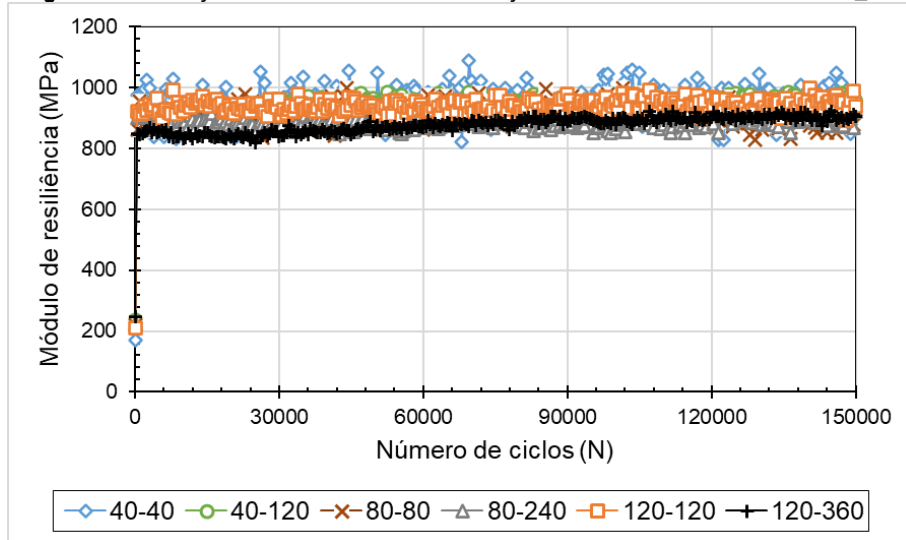
(a)



(b)

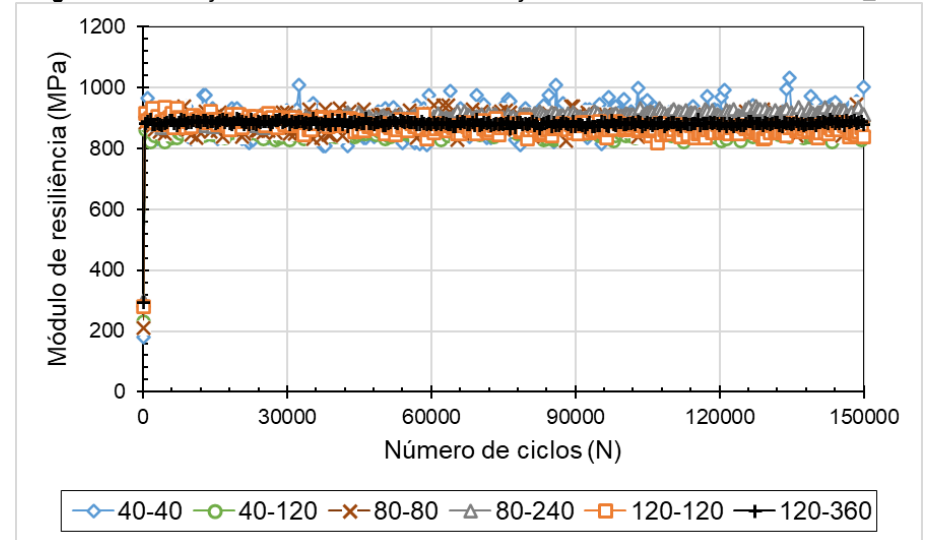
Fonte: De autoria própria

Figura 251: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PE-1_2%



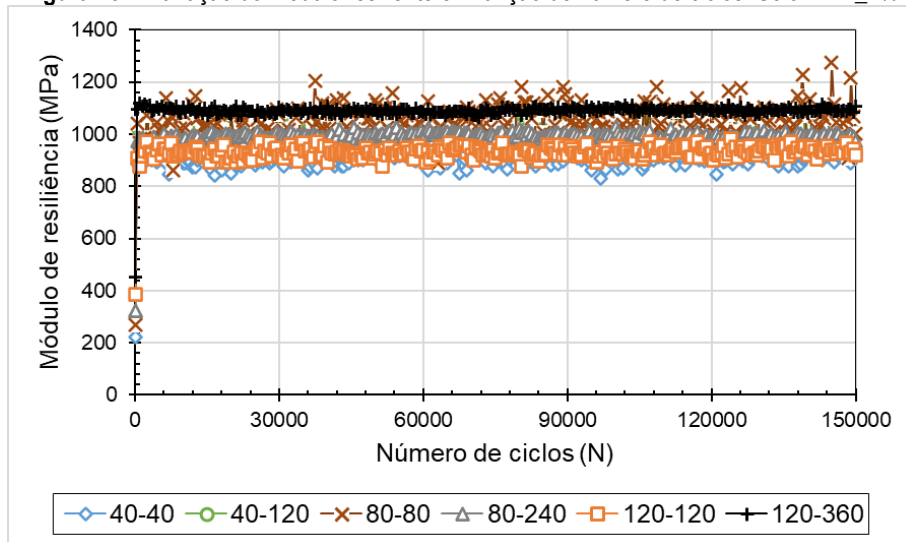
Fonte: De autoria própria

Figura 253: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PB-3_2%



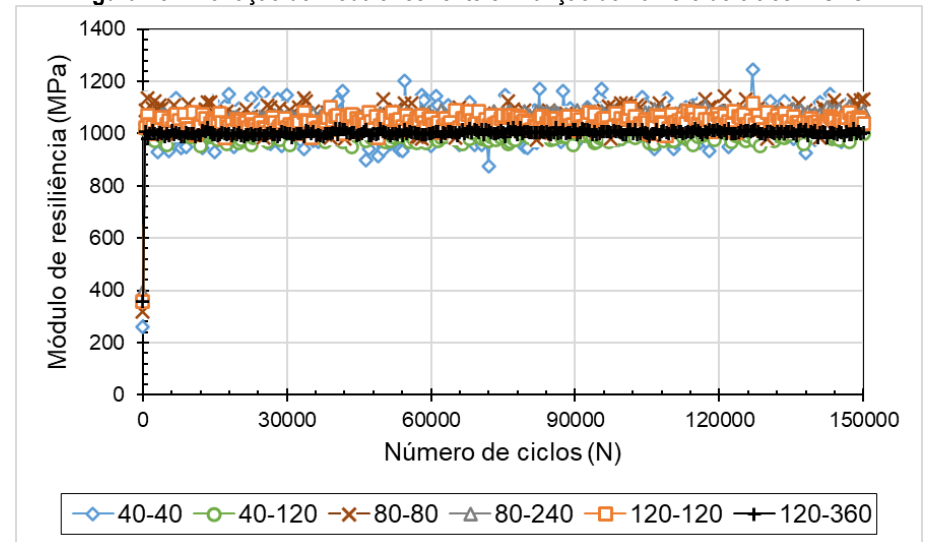
Fonte: De autoria própria

Figura 252: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. Solo PB-2_2%



Fonte: De autoria própria

Figura 254: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos. BGTC



Fonte: De autoria própria

4.3.5. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Não houve um padrão de valores de módulo resiliente que diferenciasse os solos lateríticos fino, arenoso e pedregulhoso. O modelo composto apresentou melhores resultados para representar a variação do módulo de resiliência com as tensões atuantes no solo, pois nele são consideradas todas as tensões que causam deformações no corpo de prova. Os resultados de módulo de resiliência médios obtidos foram relativamente bons, com valores acima de 300 MPa quando compactados na energia Proctor intermediária. A influência da estabilização também foi constatada, com consequência positiva nos valores e modelos de MR.

Além disso, a influência da tensão desvio na determinação do MR é reduzida (redução do coeficiente k_3 com estabilização). Essa evidência confirma que a cimentação de partículas nos solos lateríticos reduz a dependência de MR com estado de tensão.

De maneira geral, os valores de deformações permanentes totais foram inferiores a 3,0mm ou 1,5% de uma amostra com 200mm de altura. Com a estabilização, nenhuma das misturas obteve deformação permanente superior a 1,0mm (ou 0,5% para uma amostra com 200mm de altura), o que pode ser considerado muito baixo. Comparando os resultados obtidos em solos tropicais com os resultados da BGTC, os valores de DP indicam que todas as amostras, naturais ou estabilizadas, podem ser consideradas bons materiais e não apresentarão problemas de subsidência na camada do pavimento. Foi encontrado um excelente ajuste dos dados ao modelo de Guimarães (2009).

As formas das curvas de deformação total acumulada em função do número de ciclos de aplicação de carga indicaram uma situação de acomodamento em praticamente todos os ensaios. Em geral, a forma das curvas indica um padrão tipo A para as amostras testadas nas tensões mais baixas, o que indica acomodamento plástico. Porém, com tensões maiores, observa-se uma combinação AB, que indica deformações iniciais significativas seguidas, também, de acomodamento plástico. Para misturas com granulometria grossa (solo PB-3 e BGTC) os resultados de todos os ensaios mostraram um comportamento indicando uma tendência de estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento, mas com alto valor de deslocamento permanente acumulado antes do assentamento. Isso pode estar ligado à deficiência de cimento e tempo de cura e, além disso, à alta fragmentabilidade e consequente heterogeneidade do solo laterítico pedregulhoso PB-3.

CAPÍTULO 4.4. INFLUÊNCIA DA RETRAÇÃO INDUZIDA POR DESSECAÇÃO NO COMPORTAMENTO CÍCLICO DOS SOLOS NATURAIS E MELHORADOS

Esse capítulo buscou avaliar a influência da retração induzida por dessecação na resposta à deformação resiliente e permanente de amostras compactadas de solos lateríticos naturais e melhorados com ligantes hidráulicos.

Apesar das inúmeras aplicações de solos lateríticos em camadas de pavimentos e dos vários estudos realizados para avaliar o efeito da secagem nas propriedades dos solos tropicais, os efeitos da retração induzida por dessecação na resposta à deformação resiliente e permanente de solos lateríticos ainda não foram relatados pela bibliografia especializada.

No intuito de avaliar o efeito retração volumétrica nas propriedades de solos tropicais puros e melhorados, os ensaios mecânicos cíclicos (MR e DP) foram realizados em corpos de prova que, após o processo de moldagem, foram retirados do molde de compactação e secos ao ar em uma sala do laboratório a uma temperatura uniforme de $25 \pm 2^\circ\text{C}$ e umidade de $60 \pm 10\%$ por um período de 15 dias. Vale salientar que para os solos lateríticos melhorados com ligantes hidráulicos, antes dos 15 dias de retração por dessecação, os CPs foram curados por um período de 7 dias em câmara úmida com temperatura e umidade controlada.

4.4.1. RETRAÇÃO VOLUMÉTRICA E PERDA DE MASSA

Como já mencionado anteriormente, após o processo de moldagem, alguns CPs foram submetidos ao processo de dessecação, com o intuito de avaliar o efeito da retração volumétrica causada por secagem ou dessecação nas propriedades de solos tropicais puros e melhorados com ligantes hidráulicos. Diante disso, para cada corpo de prova moldado com solos puros, três medidas de diâmetro e altura, respectivamente, foram feitas a cada 5 dias, por um período de 15 dias, com o auxílio de um paquímetro com precisão de 0,05 mm.

Já para os solos lateríticos melhorados, as três medidas de diâmetro e altura respectivamente, para cada corpo de prova, foram feitas diariamente durante os 7 dias de cura em câmara úmida, e a cada 5 dias durante o período de dessecação. As leituras médias de diâmetro e altura foram usadas para calcular a porcentagem de deformação de contração volumétrica. Ressalta-se que além das medidas de diâmetro e altura, as massas durante o período de secagem e/ou cura também foram coletadas.

Os resultados de perda de massa e de retração volumétrica média durante o período de secagem e/ou cura são apresentados nas Figuras 255–257.

Para o solo PE-1, durante o período de 15 dias (360 horas) de dessecação, a contração volumétrica média dos CPs moldados para os ensaios de MR e DP ficou em torno de 2,3%. Com o uso de cal, a retração volumétrica média apresentou uma redução de aproximadamente 30%, ficando em torno de 1,8%.

Para o solo PB-2, durante os 15 dias (360 horas) de dessecação, a contração volumétrica média dos CPs moldados para os ensaios de MR e DP ficou por volta de 1,5%. Com o emprego do cimento, a deformação volumétrica de retração média apresentou uma redução de aproximadamente 20%, ficando em torno de 1,3%.

Por fim, para o solo PB-3, após os 15 dias (360 horas) de dessecação, a contração volumétrica média dos CPs moldados para os ensaios de MR e DP ficou por volta de 1,3%. Com a estabilização, a deformação volumétrica de retração média apresentou uma redução de aproximadamente 22%, ficando em torno de 1,1%.

As mudanças de massa foram mais pronunciadas nos primeiros 5 dias (120 horas) de secagem. Semelhante às variações de massa, não ocorreu alteração significativa na retração de volume após os primeiros 5 dias (120 horas) de secagem, contudo as alterações na retração volumétrica foram muito mais rápidas nos primeiros 5 dias de secagem. Pode-se inferir que a possibilidade de desenvolvimento de trincas de retração é maior nas fases iniciais da construção e, portanto, a cura por um período mínimo de 3 dias resultará em redução da retração das camadas.

Osinubi & Eberemu (2010), analisaram as mudanças de massa e retração volumétrica em um solo laterítico fino marrom avermelhado. Como resultados, os autores verificaram que as mudanças na massa e na contração volumétrica foram rápidas nos primeiros 5 dias de secagem, e essas mudanças foram proporcionais ao teor de umidade de moldagem e não foram afetadas pela energia de compactação. Ademais, a contração volumétrica aumentou com maior teor de umidade de moldagem e energia de compactação. A tensão de retração volumétrica variou muito entre os lados seco e úmido da linha de ótica, onde aumentou para o lado úmido e diminuiu para o lado seco, onde apresentou tendência de expansão. Resultados semelhantes também foram obtidos por Osinubi & Nwaiwu (2008) e Osinubi *et al.* (2018).

Para os solos melhorados com ligantes hidráulicos, os valores de perda de massa após o período de cura foram ínfimos. Contudo, é importante mencionar que, mesmo controlando a umidade e a temperatura do processo de cura, e, ademais, empregando cal hidratada I (CH-I) e cimento Portland pozolânico (CP IV-32), conferindo menor calor de hidratação a mistura, a retração é um processo natural e foi constatada nos resultados.

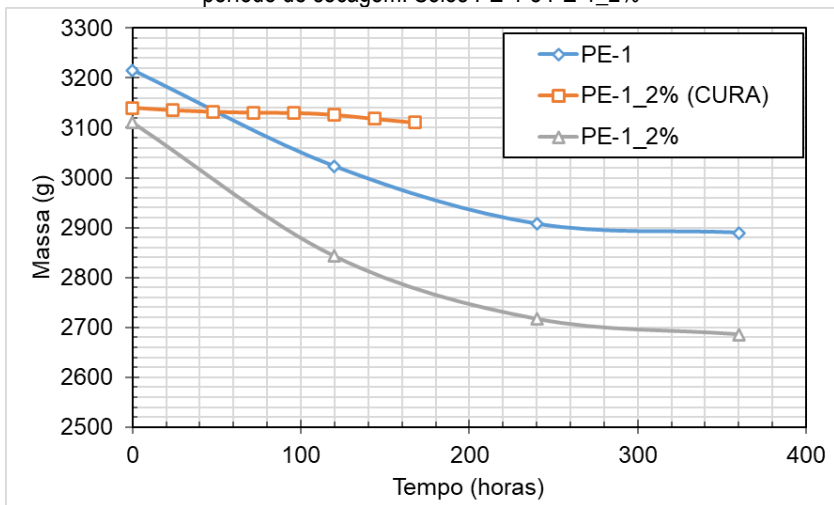
Segundo Specht (2000), fissuras por retração volumétrica aparecem, normalmente, durante o processo de cura de solos estabilizados. A redução da retração volumétrica e, conseqüentemente, da fissuração, podem ser alcançadas minimizando-se a retração por secagem nas camadas. A proteção da superfície e o controle de cura são fundamentais para este fim.

Observando as curvas de retração volumétrica para os solos melhorados, verifica-se, para um maior período de dessecação, uma tendência de estabilização e até decrescente. Uma tímida tendência crescente é observada para o solo PB-2. Mesmo apresentando menores valores de deformação por retração volumétrica, que era esperado, o fato de ser um solo arenoso pode demandar mais tempo para alcançar a estabilidade. Desse modo, a estabilização pode apresentar maior influência quando analisados períodos de secagem maiores, como nos trabalhos elaborados por Osinubi & Eberemu (2010) e Biswal *et al.* (2018a), onde os corpos de prova compactados foram extrudados do molde e secos ao ar por 30 dias.

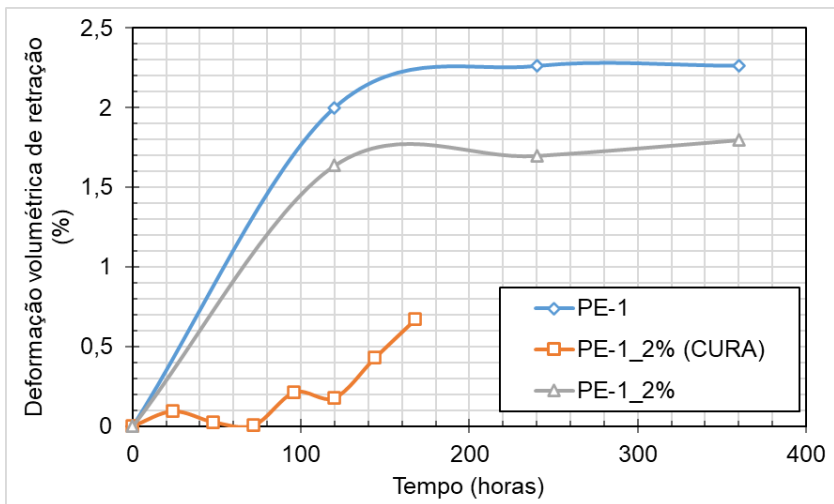
Biswal *et al.* (2018a) observaram que a secagem de amostras de solos lateríticos granulares com dosagens de cimento de 2 a 8% atinge 90% da retração final em três dias, enquanto o solo laterítico não estabilizado sofre mais de 90% da deformação final em 24h. Portanto, pode-se inferir que a possibilidade de desenvolvimento de trincas de retração é mais nos estágios iniciais de construção. Assim, a cura por um período mínimo de 3 dias resultará na redução da contração das camadas.

Biswal *et al.* (2018a) ainda verificaram que a retração do solo não tratado é maior do que o solo tratado, que é reduzido significativamente pela adição de poucas porcentagens de cimento. A adição de 2% de cimento resulta em notável redução da retração. No entanto, a adição de maior dosagem de cimento, ou seja, 6 ou 8% resulta em aumento de deformação a uma taxa lenta. Isso pode ser devido ao aumento do tamanho dos poros quando utilizado maior teor de cimento.

Figura 255: Perda de massa (a) e deformação volumétrica de retração (b) médias durante o período de secagem. Solos PE-1 e PE-1_2%



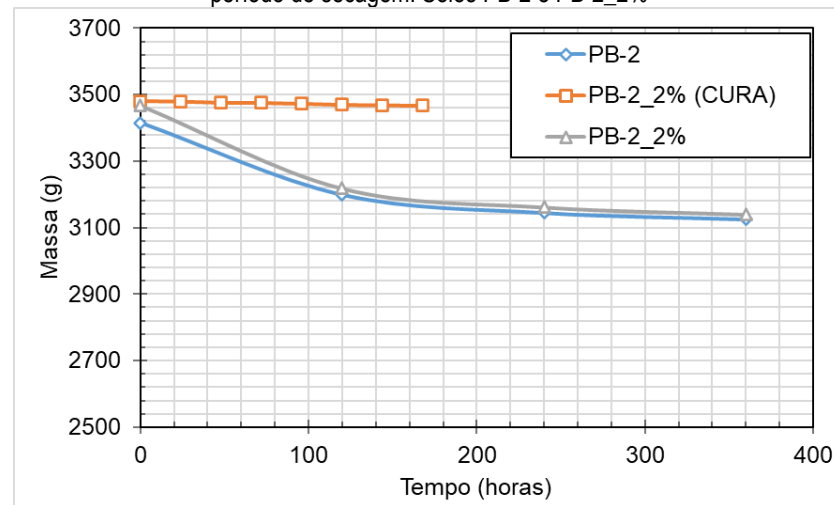
(a)



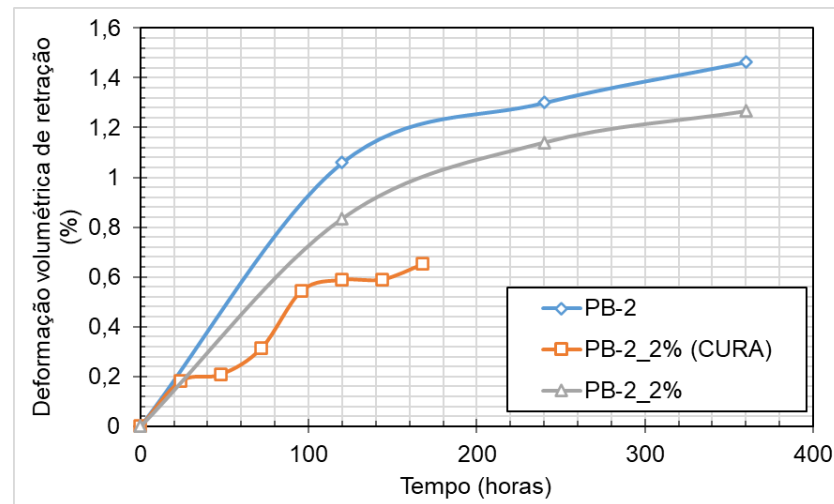
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 256: Perda de massa (a) e deformação volumétrica de retração (b) médias durante o período de secagem. Solos PB-2 e PB-2_2%



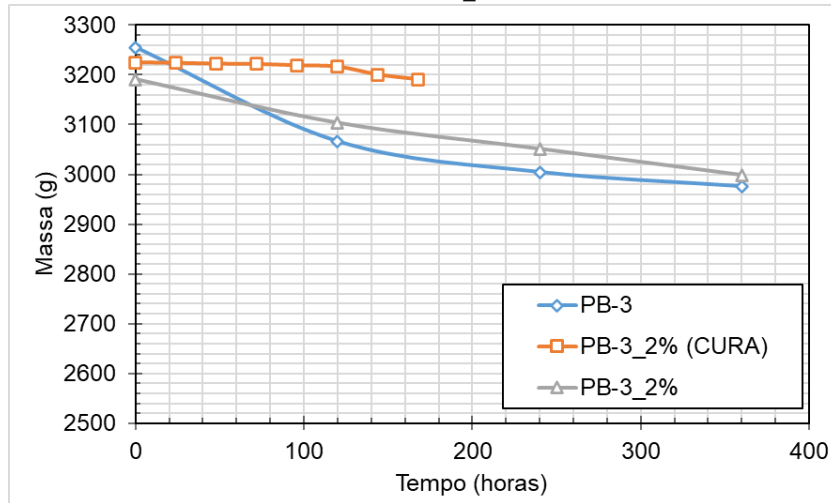
(a)



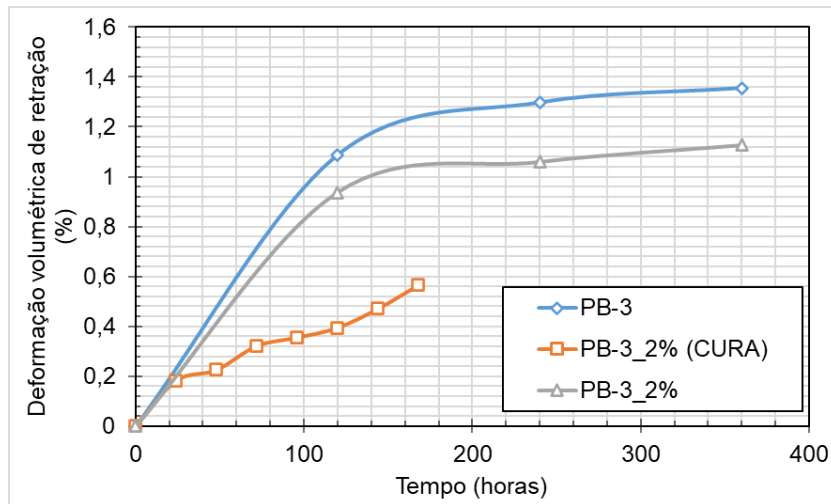
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 257: Perda de massa (a) e deformação volumétrica de retração (b) médias durante o período de secagem. Solos PB-3 e PB-3_2%



(a)



(b)

Fonte: De autoria própria

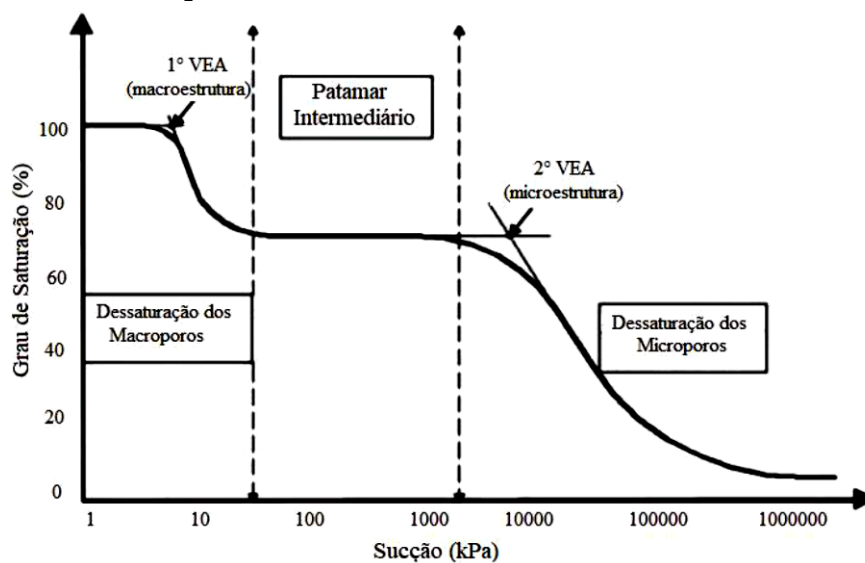
4.4.2. SUÇÃO MATRICIAL

Para analisar a influência da sucção no desempenho mecânico das misturas solo-cal e solo-cimento, foram medidos valores de sucção matricial com uma técnica simples e econômica conhecida como a técnica ou método do papel filtro.

Segundo Silva *et al.* (2020), a curva característica representativa dos solos pouco intemperizados é monomodal e a curva característica representativa dos solos profundamente intemperizados é bimodal. A curva característica bimodal é marcada por duas entradas de ar (VEA), uma nos macroporos (1° VEA) e outra nos microporos (2° VEA), que maioritariamente integram os agregados (Figura 258). Os macroporos definem um primeiro patamar com grandes variações de umidade e pequenas variações de sucção. Em seguida, existe uma zona de transição, e logo após os microporos. A quantidade e distribuição inclusive quanto ao tamanho dos poros definem a inclinação dessa linha de transição, a qual pode ser íngreme, quando da inexistência destes, ou ser suave, quando for significativa a sua presença.

Nos solos tropicais, os agentes atmosféricos e a acidez são responsáveis pela formação de agregados de partículas, solidificadas ou não por óxidos e/ou hidróxidos de alumínio e/ou ferro. E essas agregações estão conectadas entre si formando macroporos, seja com os mesmos cimentos ou através de pontes de argila, o que provoca uma distribuição bimodal de poros neste meio. No caso dos solos tropicais, o intemperismo e a acidez são responsáveis pela formação de agregações de partículas cimentadas ou não por óxidos e/ou hidróxidos de alumínio e/ou ferro. Estas agregações por sua vez se ligam umas às outras formando macroporos, seja por estes mesmos cimentos, seja por pontes de argila, dando assim origem a distribuição bimodal de poros desse solo (CAMAPUM & LEROUEIL, 2004).

Figura 258: Parâmetros da curva característica bimodal



Fonte: Adaptado de Feuerharmel *et al.* (2005) por Silva *et al.* (2020)

A Equação 11, utilizada para representação matemática da curva de retenção de água dos dados experimentais, foi proposta por Durner (1994), que modificou a equação de van Genuchten a fim de estender seu uso para curvas bimodais, típicas de solos tropicais conforme mostrado a seguir. Tal modelo apresenta sete parâmetros a serem estimados e dois pontos de inflexão.

$$S_e = w_1 [1 + (\alpha_1 h)^{n_1}]^{-m_1} + (1 - w_1) [1 + (\alpha_2 h)^{n_2}]^{-m_2} \quad (11)$$

Os parâmetros são: w_1 é um fator de ponderação ($0 < w_1 < 1$); α_1 está relacionado ao valor de entrada de ar para os macroporos, n_1 é a inclinação da linha que relaciona a umidade e a sucção dos macroporos; m_1 é a inclinação da linha que relaciona umidade e sucção na região de transição; α_2 está relacionado ao valor de entrada de ar para os microporos, n_2 é a inclinação da linha que relaciona a umidade e a sucção dos microporos; m_2 é a inclinação da linha que relaciona a umidade e a sucção após o valor de umidade higroscópica do solo.

Em outras palavras, conforme Sirio *et al.* (2020), α_1 e α_2 são parâmetros que conferem dupla porosidade, um da estrutura do solo (agregados ou macroporos) e outro, da textura do solo (microporos), respectivamente. Já n_1 , n_2 , m_1 e m_2 são os parâmetros de ajuste de curvatura do modelo, os dois primeiros, do platô assintótico de saturação ao intermediário, e os dois últimos, entre o platô intermediário e o residual. O parâmetro m_i é obtido de n_i : $m_i = 1 - (1/n_i)$.

A curva de retenção de água no solo é descrita pela função de retenção de água, $\theta(h)$, que expressa a relação entre a umidade gravimétrica (θ) e a sucção matricial (h). O grau de saturação efetiva (S_e) é definido por $\frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r}$, onde S_e é adimensional; θ é a umidade relativa do solo; θ_r é a umidade residual; e θ_s é a umidade na saturação. Portanto, $\theta = \theta_r + (\theta_s - \theta_r)S_e$.

As curvas características são geralmente plotadas colocando-se a sucção em função da umidade gravimétrica, da umidade volumétrica ou do grau de saturação. No presente trabalho, será empregado o modelo Duplo van Genuchten e se trabalhará nas análises com a umidade gravimétrica.

As Figuras 259–261 apresentam as curvas de retenção de água no solo determinadas pelo método do papel filtro e ajustados no modelo Duplo van Genuchten. Na Tabela 40 são apresentados os parâmetros determinados com o programa *SWRC Fit*, que realiza o ajuste não linear de curvas de retenção de água no solo.

O modelo se ajustou com excelente aproximação aos dados obtidos pelo método do papel filtro, onde obtiveram coeficientes de determinação (R^2) acima de 0,95. Em geral, para os solos arenoso e pedregulhoso, o primeiro valor de entrada de ar ocorre para pequenos valores de sucção, em função da textura grossa e da elevada porosidade do solo. Contudo, uma vez atingido o 1° VEA, a dessaturação acontece rapidamente. Para o solo fino, o valor de entrada de ar é maior devido principalmente ao menor diâmetro dos macroporos.

Para solos intemperizados, os macroporos apresentam um valor de entrada de ar entre 2,5 e 4,0 kPa, enquanto os microporos entre 7000 e 10500 kPa (ARAUJO, 2010). Camapum & Leroueil (2004), no entanto, verificaram valores de entrada de ar nos macroporos geralmente inferior a 10 kPa, e uma entrada de ar nos microporos que compõem os agregados geralmente superior a 1000 kPa, a depender da microestrutura do solo.

Para os solos naturais, é evidente a presença nítida do patamar intermediário. A exceção é o solo PB-2, fino e argiloso, onde o patamar intermediário é mal definido. Segundo Scariot (2018), a relação não gradual entre a sucção e a quantidade de água retida para os solos arenosos, deve-se, também, a presença de poros maiores e mais conectados, quando comparados aos solos argilosos. No patamar intermediário é onde o aumento da sucção não provoca uma variação significativa no teor de umidade, pela inexistência de poros de tamanho intermediário e devido à alta capacidade da microestrutura em reter água (FEURHARMEL, 2007).

Com a estabilização, os solos mesmo os com granulometria grossa apresentaram curvas mais suaves, que é típico de solos com teor de finos maior, como as argilas. Os solos de granulometria mais grossa, como pedregulhos ou areias, apresentam largos poros interconectados e uma brusca variação no grau de saturação com a sucção (curva mais íngreme). O início do estágio residual de não saturação nesses solos é bem definido. Os solos com teor de finos maior, como as argilas, tendem a apresentar uma curva mais suave e conseqüentemente uma maior capacidade de armazenar água (FEURHARMEL, 2003).

Uma forma bimodal, ou seja, com descontinuidades ao longo da curva geradas por importantes variações entre tamanhos de poros, indicam perda de homogeneidade na distribuição, sendo que em cada segmento modal essa curva pode ser mais ou menos horizontalizada a depender do nível de uniformidade ou graduação dos poros, e o trecho entre eles será mais ou menos verticalizado a depender dos poros intermediários existentes no solo (CAMAPUM & LEROUEIL, 2004).

Nota-se também que os solos PE-1 e PE-1_2%, mesmo sendo solos tropicais, não apresentando nitidez do platô intermediário, tendem a apresentar comportamento de curva unimodal suave. Com isso, foi realizada, também, a representação matemática da curva de retenção de água dos dados experimentais por meio da equação unimodal de van Genuchten (Figura 262). O modelo também se ajustou com excelente aproximação, onde obtiveram coeficientes de determinação (R^2) acima de 0,95. Segundo Weber (2013), a tendência de curva unimodal é típica para solos compactados, uma vez que eles perdem suas estruturas naturais e modificam a microestrutura e macroestrutura.

Observa-se que a 2° VEA, que está relacionado aos microporos, aumentou com o emprego do estabilizante. A exceção foi o solo pedregulhoso (PB-3) que, quando tratado com cimento, apresentou baixos valores de entrada de ar. Isso pode estar relacionado aos valores de teor de umidade empregados no ensaio, no qual foram diferentes pois levaram em consideração a umidade ótima de cada mistura. As amostras de solos PB-3_2% foram moldadas com os maiores valores de umidade inicial. Segundo Zhang *et al.* (2016), a sucção correspondente aos pontos de curvatura máxima (VEA) diminui com a diminuição das densidades secas de compactação. Weber (2013) afirma que a umidade de compactação influencia diretamente a estrutura do solo e que, apesar de tratar-se do mesmo solo, podem ser considerados materiais diferentes.

Em suma, a maioria dos autores concorda que a estabilização resulta em tamanhos de partícula bem ligados e compactados, aumentando o valor de entrada de ar (EYO *et al.*, 2022). Hoyos *et al.* (2007) observaram um aumento no valor de entrada de ar atribuído ao maior efeito de adesão e redução de poros causados pela estabilização com cimento. Yang *et al.* (2011) também relataram um aumento no VEA e, portanto, a retenção de umidade observada visualmente como um achatamento da inclinação à medida que a quantidade de cal aumentava. O aumento das porcentagens dos estabilizantes aumentou o VEA, no entanto, o VEA obtido do tratamento com cal foi relativamente menor do que o do tratamento com cimento para a mesma quantidade de ambos os estabilizadores usados (EYO *et al.*, 2022).

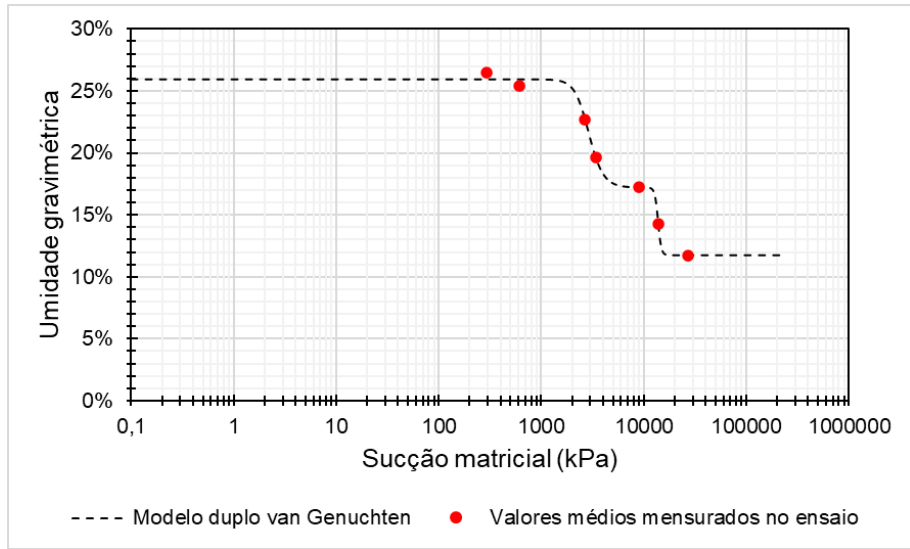
O tratamento ou estabilização pode afetar a capacidade de um solo de reter umidade. O aumento da retenção de umidade ocorre geralmente com o aumento da proporção de estabilizante e sua finura (EYO *et al.*, 2022). Zhang *et al.* (2016), por sua vez, revelaram que o tratamento com cal aumentou a estabilidade volumétrica, mas reduziu a capacidade de retenção de água devido a uma estrutura mais aberta possibilitada pelos efeitos de floculação e ligação química. A determinação do nível de sucção é importante para compreender o comportamento mecânico do solo tanto no estado natural como estabilizado quimicamente. Os estabilizantes químicos podem contribuir para a diminuição dos índices de vazios influenciando nas forças de adsorção de água e consequentemente no potencial de sucção, afetando tanto a compressibilidade quanto a resistência ao cisalhamento dos solos (SCARIOT, 2018).

Tabela 40: Parâmetros de ajuste da curva de retenção

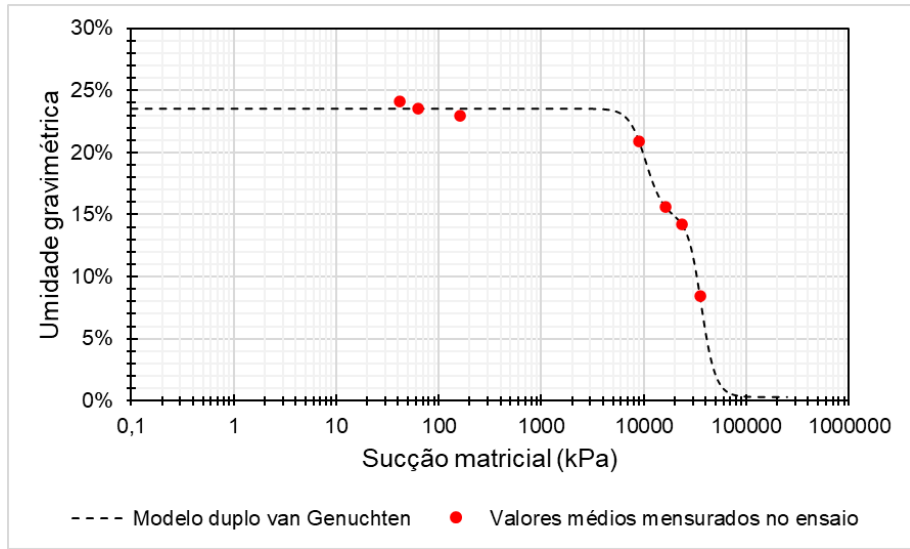
Parâmetro	Amostra					
	PE-1	PE-1_2%	PB-2	PB-2_2%	PB-3	PB-3_2%
1° VEA (kPa)	1000~3000	4000~10000	20~100	8~30	1000~2000	5~20
2° VEA (kPa)	10000~20000	20000~30000	8000~20000	10000~30000	10000~30000	100~1000
θ_s	0,2594	0,2353	0,1587	0,1839	0,1458	0,2422
θ_r	0,11747	0,00304	0,02918	2,26E-33	2,80E-14	1,00E-10
w_1	0,6154	0,3800	0,2888	0,6338	0,3460	0,3669
α_1	0,00035614	0,00009950	0,01941900	0,02554500	0,00048571	0,06875900
n_1	6,5780	5,4640	8,4979	1,2318	8,0000	3,6318
α_2	7,2685E-05	2,8172E-05	3,9530E-05	3,6894E-05	1,9710E-05	7,9626E-04
n_2	27,8860	6,8298	2,5234	8,0000	2,9327	1,2886
m_1	0,8480	0,8170	0,8823	0,1882	0,8750	0,7247
m_2	0,9641	0,8536	0,6037	0,8750	0,6590	0,2240
R^2	0,9940	0,9967	0,9940	0,9950	0,9849	1,0000

Fonte: De autoria própria

Figura 259: Curva bimodal de retenção de água no solo: (a) PE-1; (b) PE-1_2%



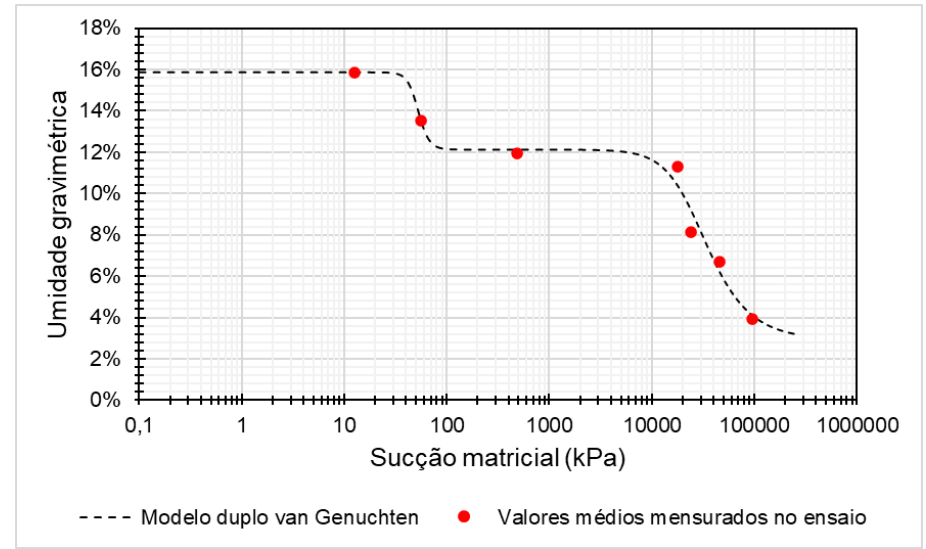
(a)



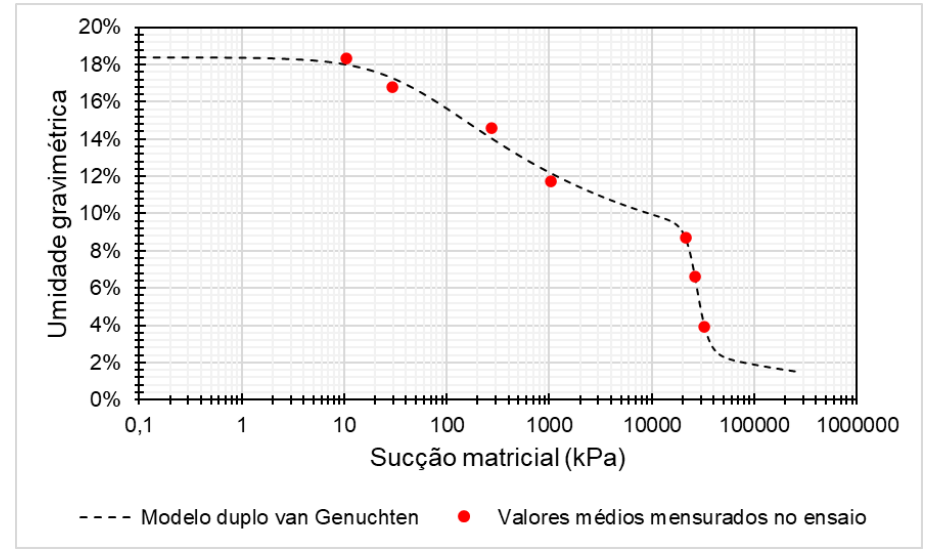
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 260: Curva bimodal de retenção de água no solo: (a) PB-2; (b) PB-2_2%



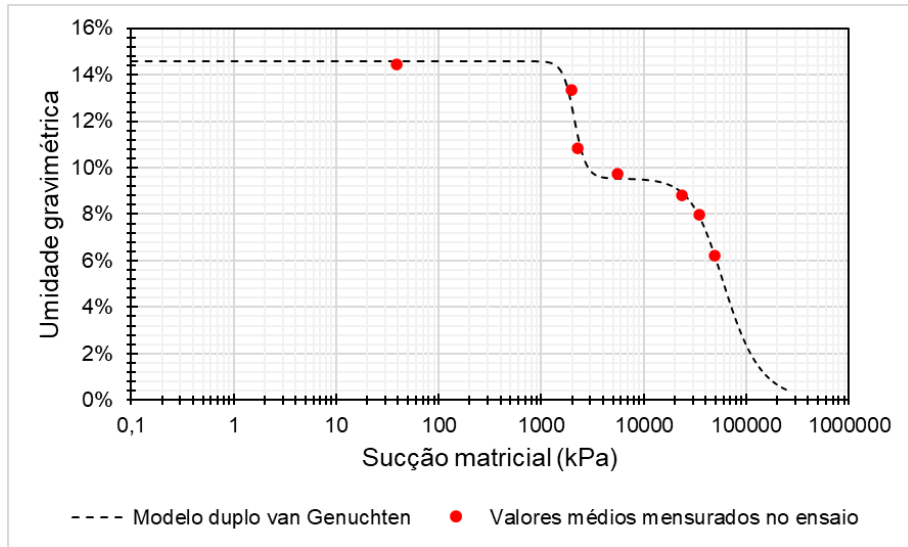
(a)



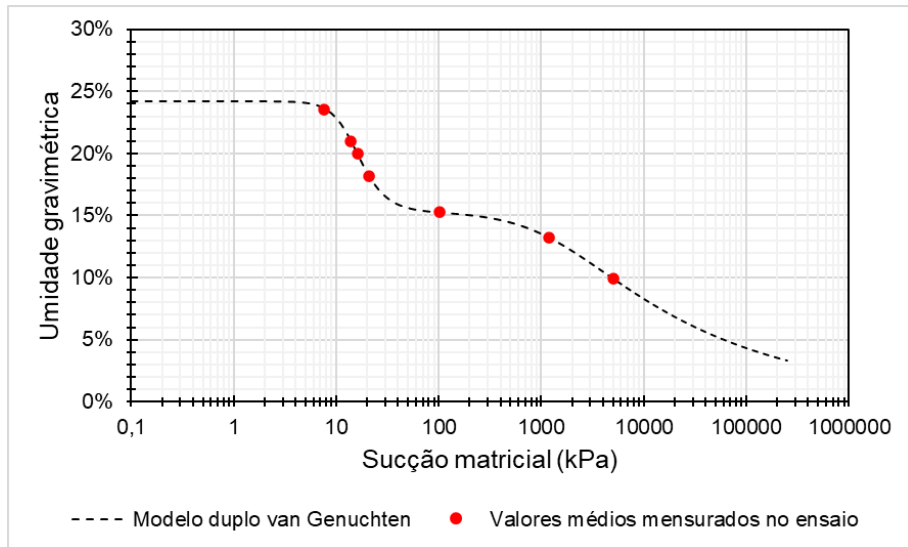
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 261: Curva bimodal de retenção de água no solo: (a) PB-3; (b) PB-3_2%



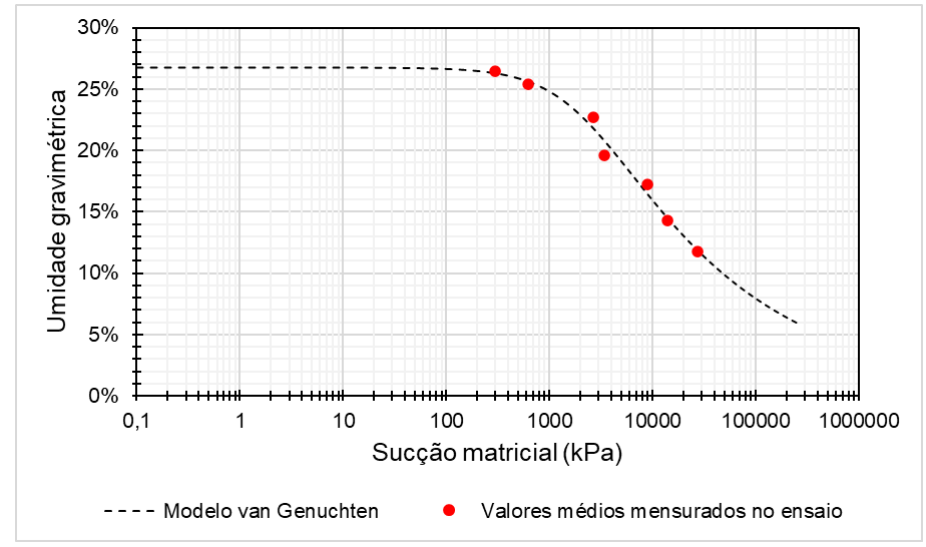
(a)



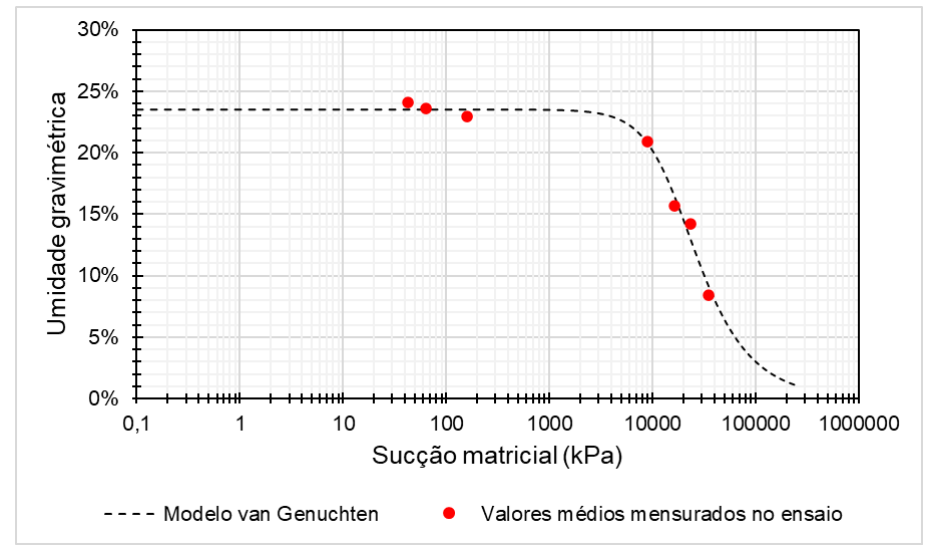
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 262: Curva unimodal de retenção de água no solo: (a) PE-1; (b) PE-1_2%



(a)



(b)

Fonte: De autoria própria

4.4.3. MÓDULO DE RESILIÊNCIA

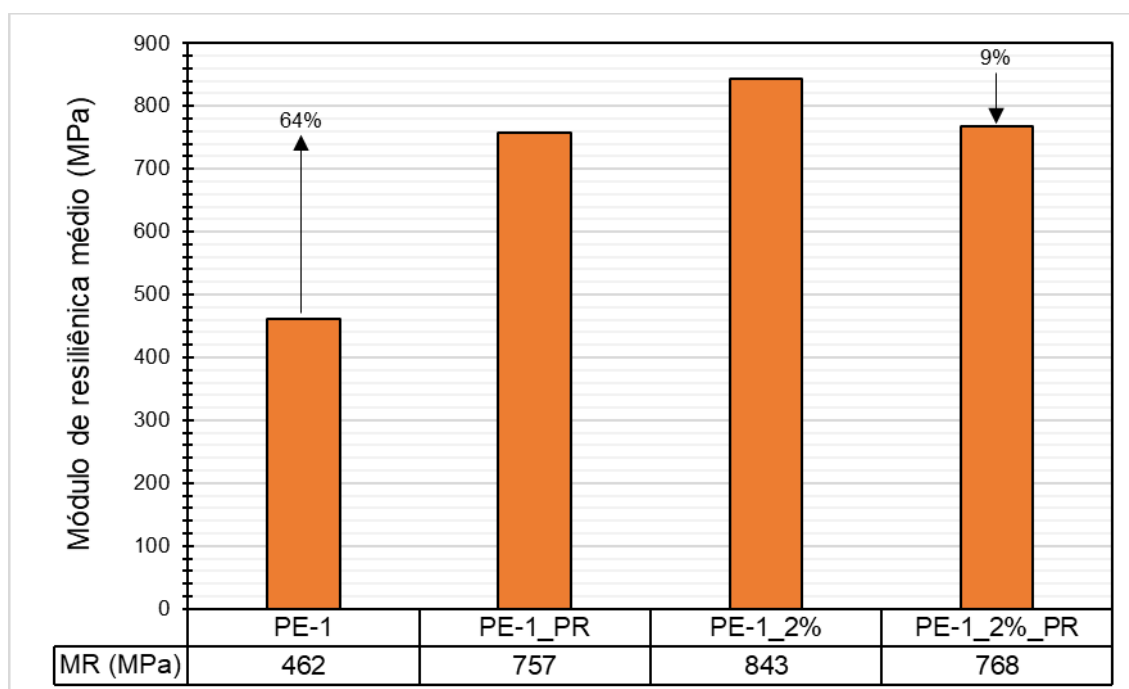
Para o módulo de resiliência (MR) dos solos naturais e melhorados com ligantes hidráulicos após o período de retração (sigla PR), os resultados para os modelos σ_3 e σ_d e modelo composto são expostos nas Figuras 266–277. Além disso, a Tabela 42 resume os valores dos módulos de resiliência mínimo, máximo e médio dos solos PE-1, PB-2 e PB-3 nos seus estados natural e melhorado após o período de retração. São indicados também os parâmetros de regressão k e os coeficientes de determinação R^2 dos modelos σ_3 (tensão confinante), σ_d (tensão desvio) e composto (tensão confinante e tensão desvio).

4.4.3.1. SOLO PE-1

Os maiores valores de MR médio foram obtidos para CPs com solo PE-1_2%. Comparando os valores de MR dos solos antes e depois do período de retração volumétrica, verifica-se que os CPs com solo PE-1_PR apresentaram valores de MR consideravelmente superiores aos obtidos nos CPs com solo PE-1, com crescimento de quase 70% considerando o MR médio. Os CPs com solo PE-1_2%_PR, no entanto, quando comparados aos obtidos nos CPs com solo PE-1_2%, apresentaram redução de aproximadamente 10% considerando o MR médio (Figura 263).

Analisando o modelo composto, que obteve melhores ajustes, se verificou uma tendência de aumento da influência da tensão de confinamento no módulo de resiliência, indicada pelo aumento de k_2 . Já o coeficiente k_3 , que é expoente da tensão desvio, continuou negativo, sem significativa variação com o processo de dessecação. Isso indica que σ_d crescente causa diminuição do módulo de resiliência.

Figura 263: Variação do módulo de resiliência médio com o processo de retração volumétrica. Solo PE-1



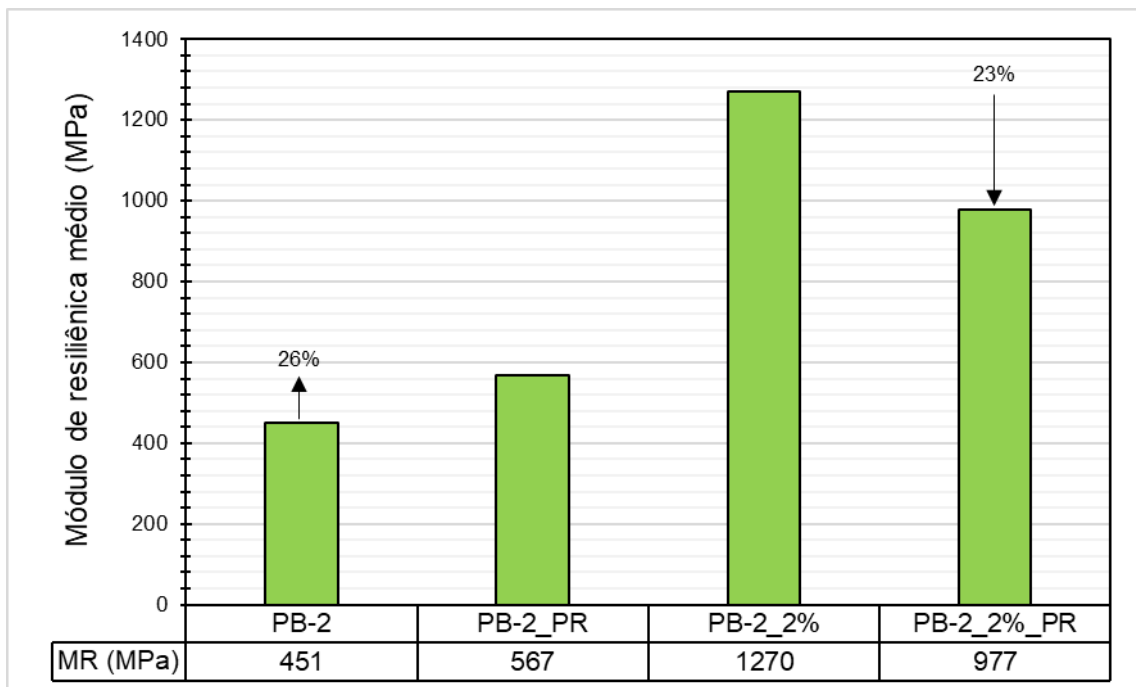
Fonte: De autoria própria

4.4.3.2. SOLO PB-2

Da mesma forma, os maiores valores de MR foram obtidos para CPs com solo PB-2_2%. Comparando os valores de MR dos solos antes e depois do período de retração volumétrica, verifica-se que os CPs com solo PB-2_PR apresentaram valores de MR superiores aos obtidos nos CPs com solo PB-2, com aumento de aproximadamente 30% considerando o MR médio. Entretanto, os CPs com solo PB-2_2%_PR apresentaram decréscimo do MR, quando comparados aos obtidos nos CPs com solo PB-2_2%, com uma redução em torno de 20% considerando o MR médio (Figura 264).

Na análise dos coeficientes de regressão do modelo composto, observa-se comportamentos distintos. Para o solo natural, se verificou uma tendência de aumento da influência da tensão de confinamento no módulo de resiliência, indicada pelo aumento de k_2 . O coeficiente k_3 , que antes processo de secagem era negativo, ficou positivo, indicando que o aumento na tensão desvio provoca também aumento no MR. Já para o solo tratado, as variações foram ínfimas. Contudo, vale ressaltar que o coeficiente k_3 , relacionado a tensão desvio, apresentou valores próximos de zero, ou seja, não indicando influência nos valores de MR do solo.

Figura 264: Variação do módulo de resiliência médio com o processo de retração volumétrica. Solo PB-2



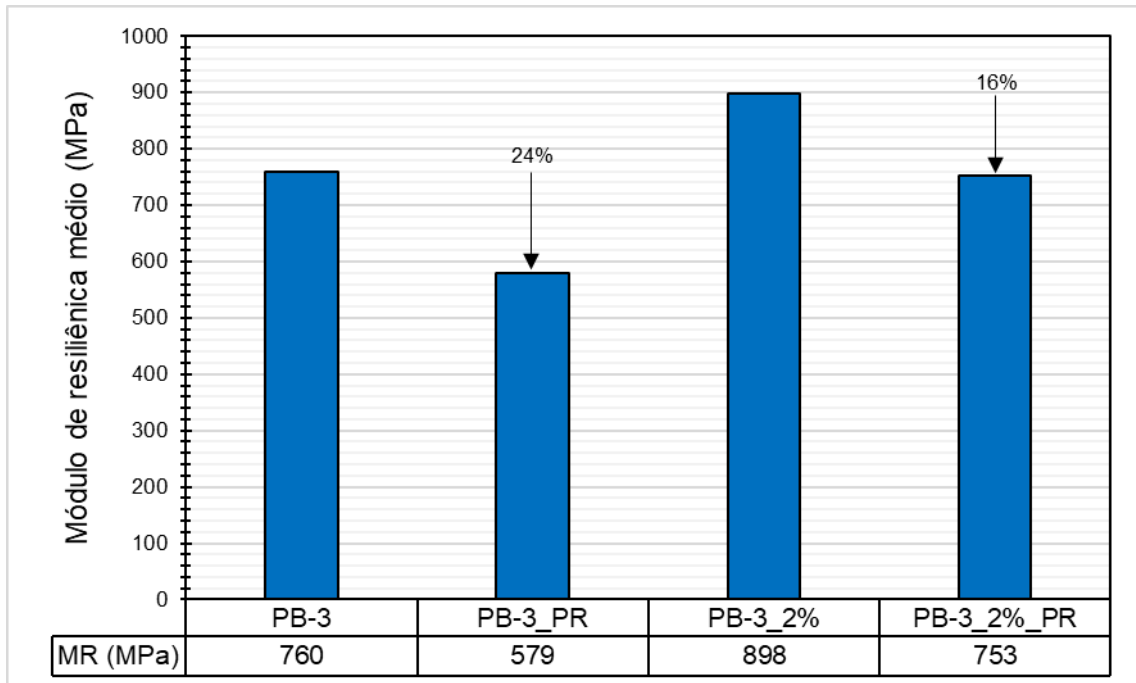
Fonte: De autoria própria

4.4.3.3. SOLO PB-3

Novamente, os maiores valores de MR foram obtidos para CPs com solo PB-3_2%. Comparando os valores de MR dos solos antes e depois do período de retração volumétrica, verifica-se que o período de secagem influenciou negativamente nos valores MR para todos os casos, com redução próxima de 20% (Figura 265).

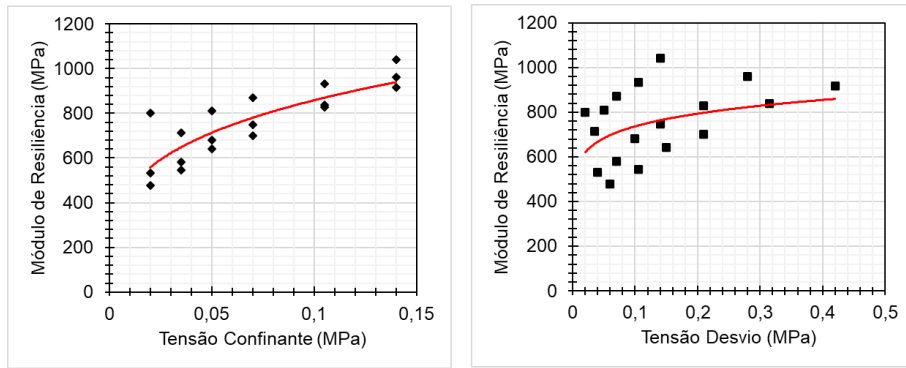
Na análise dos coeficientes de regressão do modelo composto, se verificou uma tendência tímida de aumento da influência da tensão de confinamento no módulo de resiliência, indicada pelo aumento de k_2 . O coeficiente k_3 , relacionado a tensão desvio, apresentou valores próximos de zero após a secagem, indicando que o processo de retração volumétrica reduz e basicamente anula a influência da tensão desvio nos valores de MR do solo.

Figura 265: Variação do módulo de resiliência médio com o processo de retração volumétrica. Solo PB-3



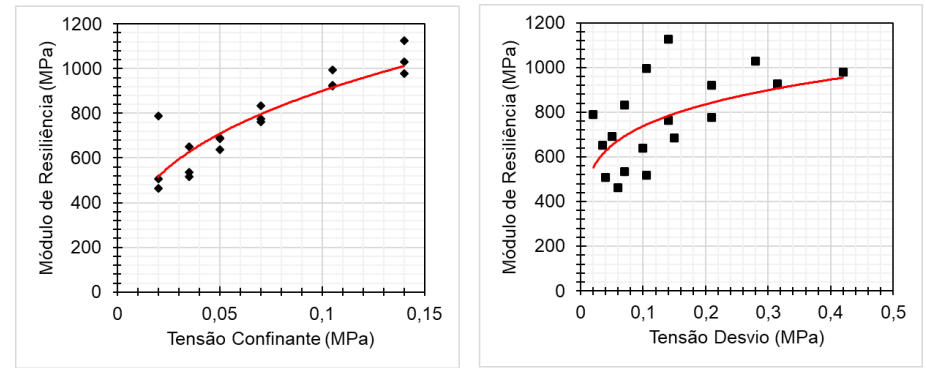
Fonte: De autoria própria

Figura 266: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PE-1_PR



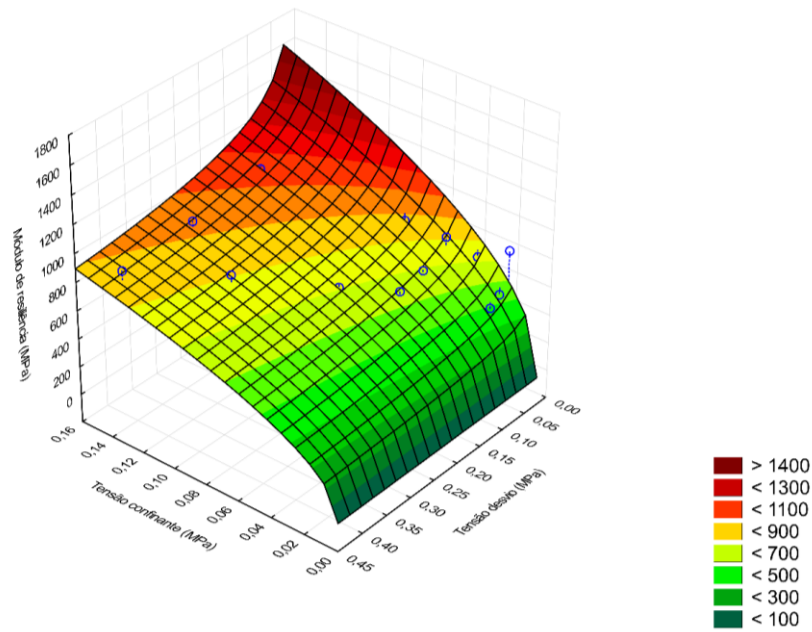
Fonte: De autoria própria

Figura 268: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PE-1_2%_PR



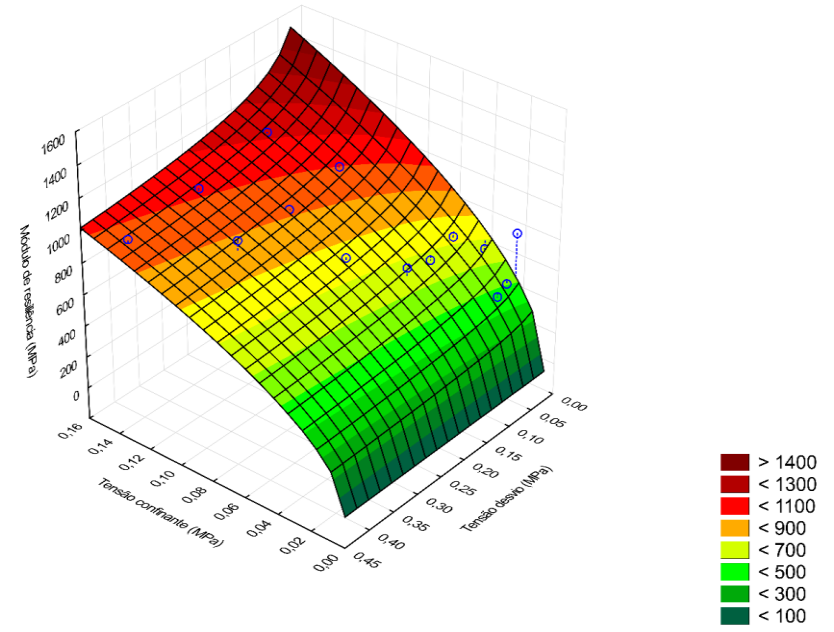
Fonte: De autoria própria

Figura 267: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PE-1_PR



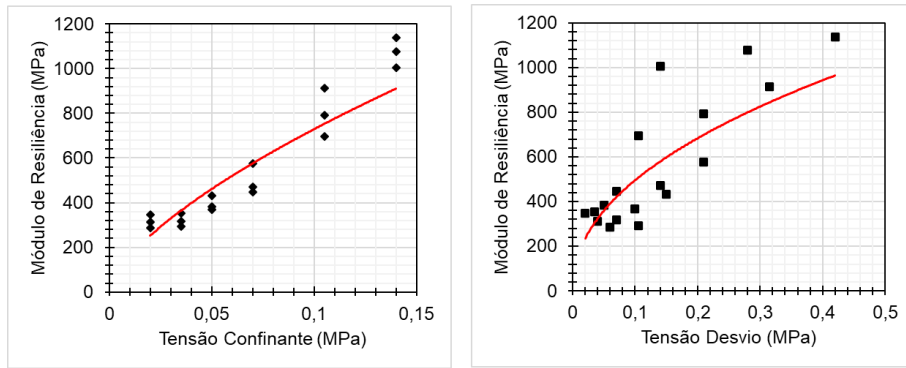
Fonte: De autoria própria

Figura 269: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PE-1_2%_PR



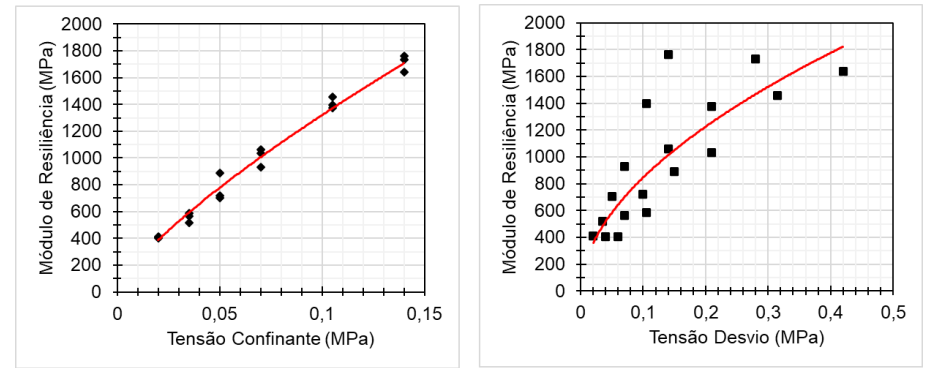
Fonte: De autoria própria

Figura 270: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-2_PR



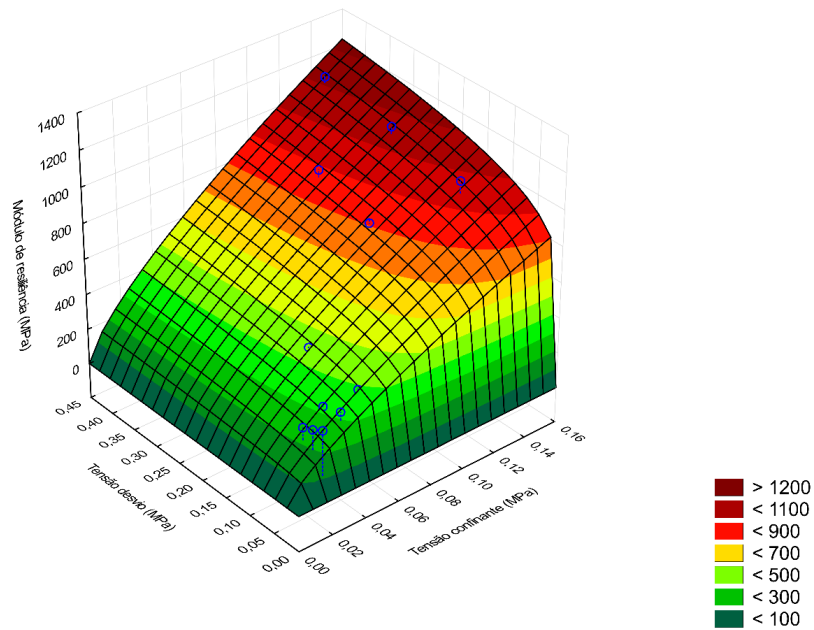
Fonte: De autoria própria

Figura 272: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-2_2%_PR



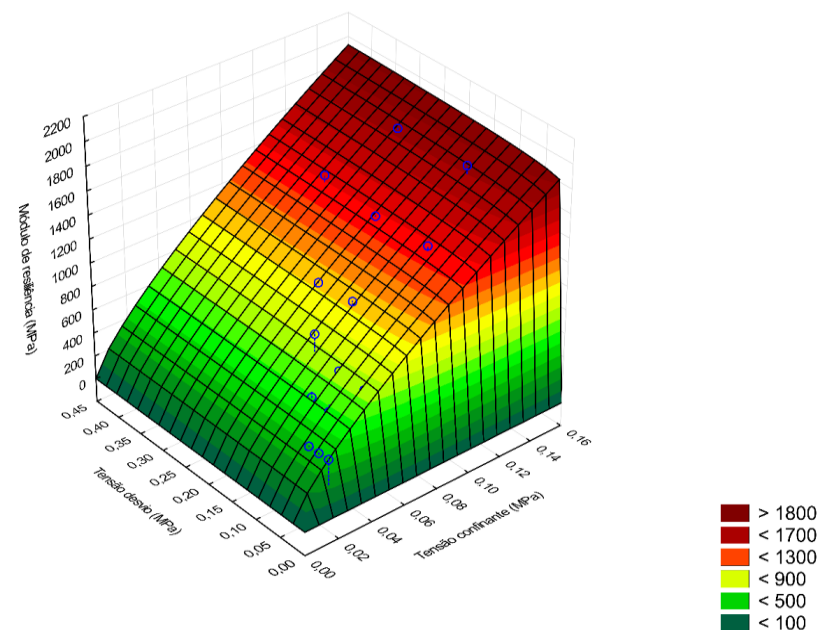
Fonte: De autoria própria

Figura 271: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-2_PR



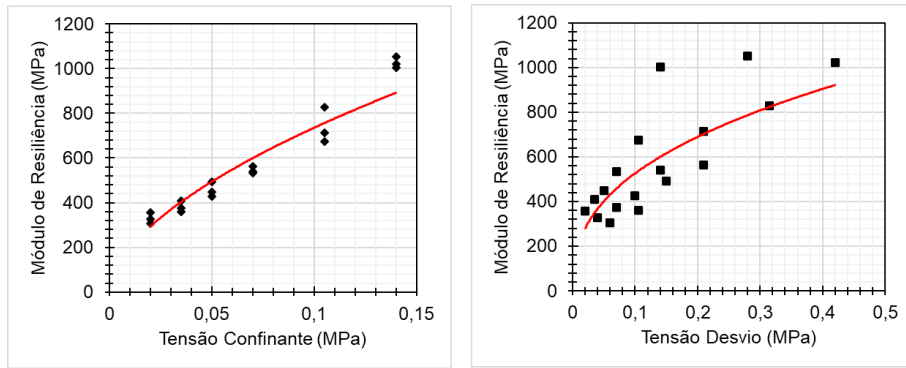
Fonte: De autoria própria

Figura 273: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-2_2%_PR



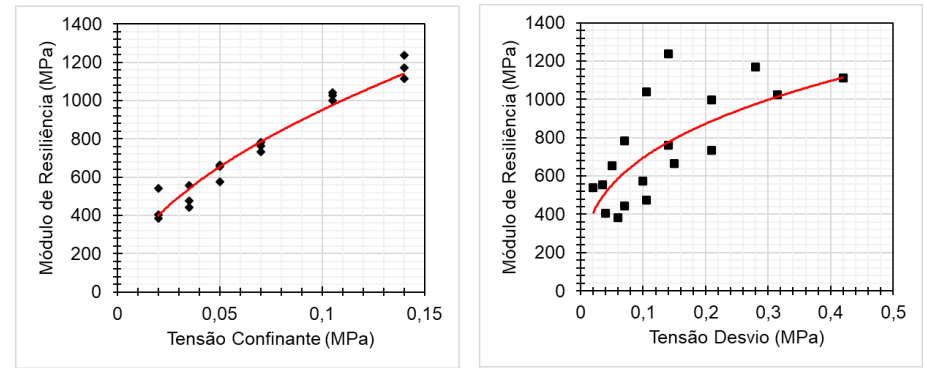
Fonte: De autoria própria

Figura 274: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-3_PR



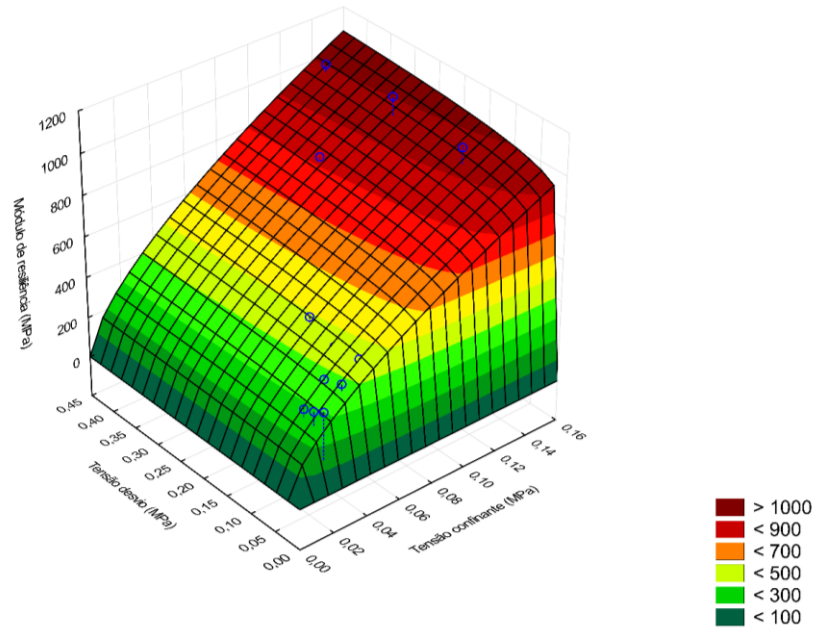
Fonte: De autoria própria

Figura 276: Curvas de ajuste usando os modelos σ_3 e σ_d para o solo PB-3_2%_PR



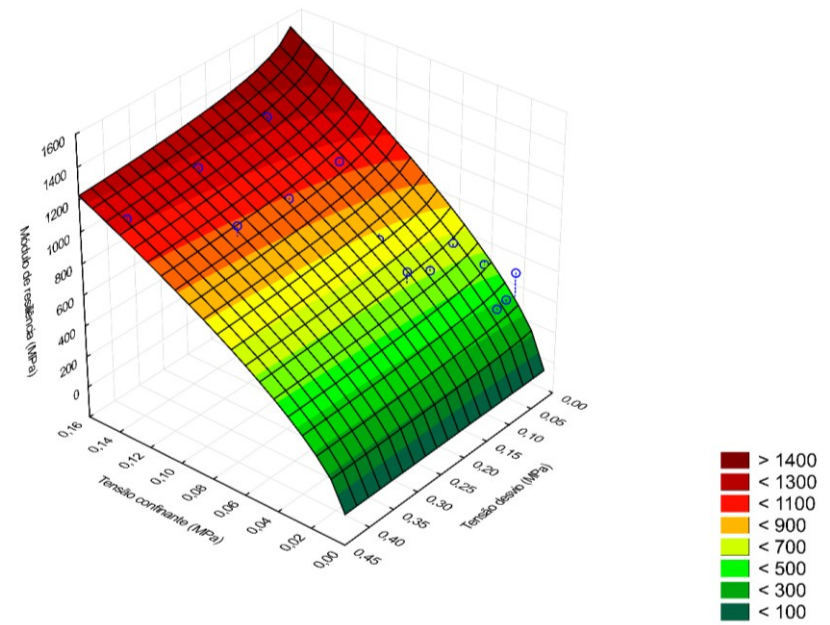
Fonte: De autoria própria

Figura 275: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-3_PR



Fonte: De autoria própria

Figura 277: Superfície de ajuste usando o modelo composto para o solo PB-3_2%_PR

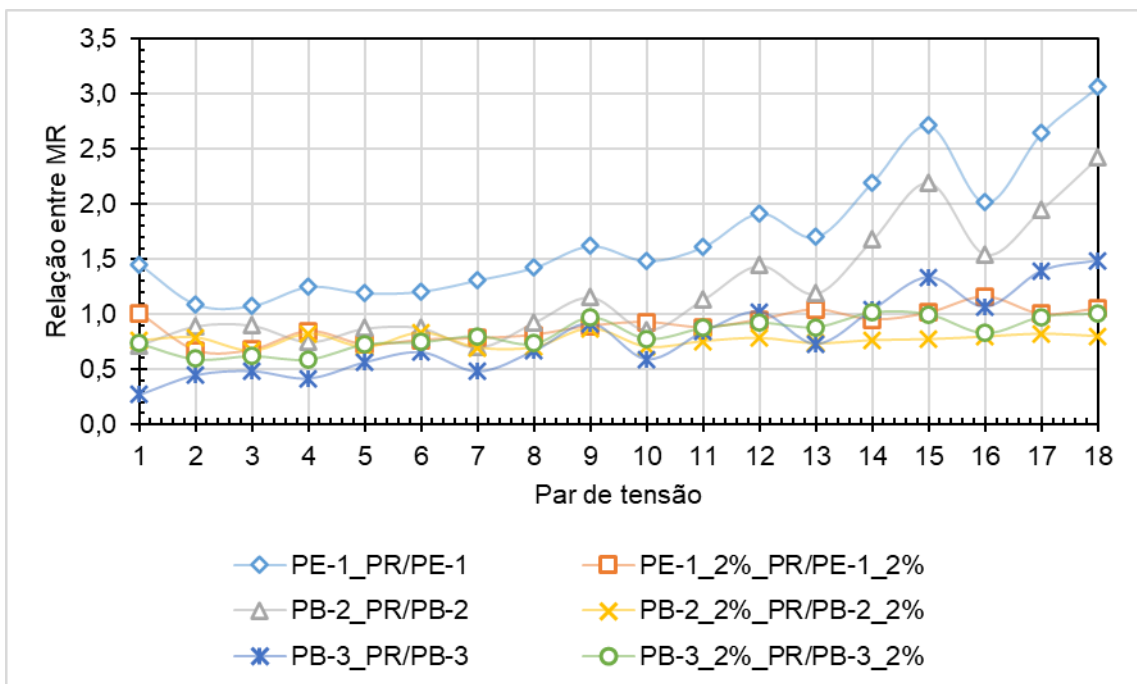


Fonte: De autoria própria

A Figura 278 mostra a razão entre o comportamento resiliente solos *in natura* e melhorados, antes e após o processo de retração volumétrica, para cada par de tensões. Em resumo, fica evidente a positiva influência do período de retração nos resultados de módulo de resiliência dos solos naturais. A exceção foi o solo pedregulhoso PB-3, que possui vazios maiores e menor teor de finos, portanto tem menor capacidade de reter umidade e menor valor de sucção quando comparado aos outros solos.

Para os solos melhorados com ligantes hidráulicos, o período de retração apresenta influência negativa nos valores de MR médio. Isso evidencia que após o período de cura em câmara úmida, a exposição dos CPs ao processo de dessecação reduziu gradativamente a umidade e consequentemente reduziu a ocorrência de reações físico-químicas de longo prazo. No solo PE-1_2%, vale ressaltar, a influência não foi considerável, visto que esse solo apresenta maior capacidade de reter umidade.

Figura 278: Relação entre o MR dos solos *in natura* e melhorados, antes e após o processo de retração volumétrica



Fonte: De autoria própria

Analisando os parâmetros de regressão, os valores de k_2 aumentaram após o período de retração. Além do mais, todos os solos apresentaram valores de k_2 superiores aos de k_3 . Segundo Takeda (2006), em solos mais secos, a tendência é de maiores valores de k_2 quando comparados aos valores de k_3 . Esses fatos podem ser explicados pelo aumento da sucção com a diminuição da umidade. Finalmente, fica exposto que a cimentação das partículas produzida pela estabilização tem o efeito de reduzir a dependência do MR com estado de tensões, principalmente da tensão desvio.

Takeda (2006), observou que a secagem produziu um aumento no valor de MR, e quanto menor a umidade, maior o MR. O aumento médio observado no valor de MR foi de 245%, podendo este aumento chegar a níveis próximos a 700% em alguns materiais. Além disso, do ponto de vista da gênese, o autor verificou pouca influência nos resultados de aumento ou diminuição do módulo de resiliência durante os processos de secagem. De acordo com Khoury *et al.* (2009); Ribeiro (2013); Ribeiro *et al.* (2014); e Santos *et al.* (2019), quando comparados aos resultados na umidade ótima, os valores de MR aumentaram significativamente após o processo de secagem, com valores chegando a aproximadamente 94%.

Gonçalves (1999), ao analisar materiais argilosos de comportamento laterítico, observou um ganho de resistência com a secagem, de modo que a mesma funcionou como uma energia de compactação complementar. Verificou também um efeito benéfico com a perda de umidade em solos lateríticos compactados, diminuindo sua potencialidade à expansão. Segundo o autor, corpos de prova ensaiados após período de dessecação, apresentam valores de módulo de resiliência superiores, sendo esse acréscimo na ordem de 50%.

A partir da relação da sucção com o teor de umidade dos solos em estudo, obtido pelo método do papel filtro, foi possível determinar a relação entre o módulo de resiliência e a sucção. A Tabela 41 apresenta o MR médio, a umidade e a sucção matricial para cada uma das condições avaliadas.

Tabela 41: Relação entre o teor de umidade, sucção matricial e módulo de resiliência médio dos solos em estudo

Amostra	Umidade (%)	Sucção matricial (kPa)	MR_{médio} (MPa)
PE-1	19,60	3412	462
PE-1_PR	10,54	> 250000	757
PE-1_2%	21,00	8888	843
PE-1_2%_PR	7,65	36496	768
PB-2	8,80	26264	451
PB-2_PR	0,35	> 250000	567
PB-2_2%	11,00	2968	1270
PB-2_2%_PR	1,36	> 250000	977
PB-3	15,70	< 0,1	760
PB-3_PR	7,78	35848	579
PB-3_2%	19,00	18	898
PB-3_2%_PR	12,88	1422	753

Fonte: De autoria própria

Com o processo de secagem, os solos apresentaram variação significativa da umidade. Isso retrata a considerável variação da sucção. Uma análise mais precisa poderia ser feita analisando valores de umidade presentes no intervalo entre a umidade residual e a umidade na saturação. Além disso, em determinadas situações verificaram-se algumas incongruências nos valores de sucção auferidos, possivelmente associadas à presença do patamar intermediário em curvas características bimodais ou em decorrência do próprio ajuste matemático, que eventualmente podem acabar projetando esses valores. Todavia, tais discrepâncias não impactam, de modo geral, nas análises (SANTOS, 2020).

Tabela 42: MR e coeficientes de regressão dos materiais antes e após processo de retração

Amostra	MR _{mínimo} (MPa)	MR _{médio} (MPa)	MR _{máximo} (MPa)	MR = k ₁ .σ ₃ ^{k₂}			MR = k ₁ .σ _d ^{k₂}			MR = k ₁ .σ ₃ ^{k₂} .σ _d ^{k₃}			
				k ₁	k ₂	R ²	k ₁	k ₂	R ²	k ₁	k ₂	k ₃	R ²
PE-1	299	462	618	298,44	-0,15	0,16	274,24	-0,22	0,63	412,95	0,25	-0,36	0,85
PE-1_2%	675	843	1028	1344,10	0,17	0,79	1008,76	0,08	0,31	1408,32	0,24	-0,07	0,87
PE-1_PR	479	757	1041	1591,30	0,27	0,66	943,02	0,11	0,16	1777,01	0,46	-0,20	0,89
PE-1_2%_PR	463	768	1126	1996,72	0,35	0,76	1115,19	0,18	0,30	2254,30	0,49	-0,13	0,87
PB-2	319	451	649	762,99	0,19	0,40	468,46	0,03	0,01	932,98	0,51	-0,32	0,94
PB-2_2%	515	1270	2215	9335,38	0,74	0,98	3565,99	0,51	0,63	9348,81	0,75	-0,02	0,98
PB-2_PR	286	567	1137	3341,03	0,66	0,86	1442,57	0,46	0,63	5118,90	0,72	0,14	0,94
PB-2_2%_PR	404	977	1762	7644,38	0,76	0,98	2900,76	0,54	0,72	7838,10	0,76	0,02	0,99
PB-3	536	760	1329	670,76	-0,03	0,01	495,35	-0,18	0,35	771,13	0,41	-0,50	0,81
PB-3_2%	607	898	1494	2197,88	0,32	0,72	1216,44	0,15	0,22	2803,03	0,59	-0,23	0,90
PB-3_PR	306	579	1053	2757,31	0,57	0,92	1293,36	0,39	0,63	3621,28	0,64	0,05	0,94
PB-3_2%_PR	384	753	1238	3299,81	0,54	0,92	1483,94	0,33	0,51	3795,39	0,65	-0,08	0,97

Fonte: De autoria própria

Corroborando com Kern (2022), para a energia intermediária se verificou que o aumento do MR com a sucção não foi tão expressivo, sendo que após certo ponto o valor de MR diminui ou aparenta se manter constante. Essas variações do MR com a sucção nos indicam que a umidade ótima de compactação resulta nas melhores condições de rigidez frente a esta janela de variação permitida pela legislação brasileira ($\pm 2\%$ em relação a umidade ótima). Em alguns casos (dependendo da natureza do solo) uma umidade menor pode trazer uma maior rigidez, porém a preferência pela compactação no teor ótimo apresenta mais benefícios.

Mesmo apresentando aumento no valor da sucção matricial com o processo de secagem, em alguns casos, como já mencionado anteriormente, o valor de MR apresentou redução. Isso é mais evidente no solo PB-3, que possui maior índice de vazios e menor teor de finos, e conseqüentemente tem menor capacidade de reter umidade e menor valor de sucção quando comparado aos outros solos. Isso corrobora com Edil & Motan (1979); Rodrigues (1997); Gehling *et al.* (1998); Ceratti *et al.* (2004), que verificaram que valor do módulo de resiliência aumenta até para valores de sucção denominados de crítico por estes autores. Acima desse valor crítico de sucção, o MR se torna constante ou reduz.

Finalmente, a sucção depende, além do teor de umidade, de outros fatores como granulometria, mineralogia e estrutura, que, como visto, interferem diretamente na curva característica dos solos, refletindo em comportamentos resilientes bastante distintos em face do umedecimento e/ou secagem. Ademais, a rigidez dos solos e a umidade encontra-se fortemente associada à sucção. Na verdade, além de ser um parâmetro explicativo do comportamento dos solos parcialmente saturados, a sucção retrata as oscilações de rigidez em função do teor de umidade de uma forma muito mais adequada do que o próprio teor de umidade, pois contempla outros fatores intervenientes na deformabilidade elástica dos solos, devendo ser considerada na previsão da rigidez desses materiais (SANTOS, 2020).

4.4.4. DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Os resultados dos ensaios de deformação permanente, realizados após o período de retração, das amostras ensaiadas de solo natural e estabilizadas são apresentadas abaixo. Todas as amostras, naturais e estabilizadas, foram submetidas a 150.000 ciclos, conforme o protocolo de ensaio presente na normativa DNIT-IE 179 (2018).

4.4.4.1. SOLO PE-1

Os resultados dos ensaios de deformação permanente das amostras ensaiadas de solo PE-1 são apresentados na Tabela 43 e Figuras 279, 282–283. A maior deformação é obtida no nono par de tensões (σ_3 : 120 e σ_d : 360 kPa). A menor deformação permanente, considerado o nono par de tensões, foi obtida no solo PE-1_2%_PR, mostrando a influência da estabilização e da sucção. Analisando as curvas de deformação permanente acumulada, o comportamento apontou para acomodamento plástico (ou *shakedown*), apresentando tendência a estabilizar a deformação permanente com o número de ciclos de carga.

Comparando os valores de DP antes e depois do processo de retração, observa-se uma redução de quase 250% na DP do solo natural. Para o solo melhorado, a redução fica em torno de 70%. Em ambos os casos considerado o nono par de tensões.

Observa-se que nenhum dos solos após o processo de retração obteve deformação permanente superior a 1,0mm (ou 0,5% para uma amostra com 200mm de altura), pouco contribuindo para o afundamento total do pavimento que constituem.

4.4.4.2. SOLO PB-2

Os resultados dos ensaios de deformação permanente das amostras ensaiadas de solo PE-1 são apresentados na Tabela 44 e Figuras 280, 284–285. Da mesma maneira, a maior deformação é obtida no nono par de tensões (σ_3 : 120 e σ_d : 360 kPa). Contudo, a menor deformação permanente, considerado o nono par de tensões, foi obtida no solo PB-2_2%, indicando a menor influência da sucção no solo arenoso, quando comparado ao solo fino. Analisando as curvas de deformação permanente acumulada, o comportamento também apontou para acomodamento plástico (ou *shakedown*), apresentando tendência a estabilizar a deformação permanente com o número de ciclos de carga.

Comparando os valores de DP antes e depois do processo de retração, observa-se uma redução de quase 70% na DP do solo natural. Para o solo melhorado, foi constatado um aumento na DP em torno de 35%. Em ambos os casos considerado o nono par de tensões. Como o valor da DP foi muito baixa, pode-se considerar que aumento da DP pode estar dentro do erro das leituras.

Nenhum dos solos após o processo de retração obteve deformação permanente superior a 0,5mm (ou 0,25% para uma amostra com 200mm de altura), pouco contribuindo para o afundamento total do pavimento que constituem.

4.4.4.3. SOLO PB-3

Os resultados dos ensaios de deformação permanente das amostras ensaiadas de solo PE-1 são apresentados na Tabela 45 e Figuras 281, 286–287. Da mesma forma, a maior deformação é obtida no nono par de tensões (σ_3 : 120 e σ_d : 360 kPa). Como aconteceu com o solo arenoso, a menor deformação permanente, considerado o nono par de tensões, foi obtida no solo PB-3_2%, indicando a menor influência da sucção quando comparado ao solo fino. Analisando as curvas de deformação permanente acumulada, o comportamento também apontou para acomodamento plástico (ou *shakedown*), apresentando tendência a estabilizar a deformação permanente com o número de ciclos de carga.

Comparando os valores de DP antes e depois do processo de retração, observa-se uma redução de quase 35% na DP do solo natural. Para o solo melhorado, foi constatado um aumento na DP em torno de 25%. Em ambos os casos considerado o nono par de tensões.

Nenhum dos solos obteve deformação permanente superior a 1,0mm (ou 0,5% para uma amostra com 200mm de altura), após o processo de retração. Desse modo, provavelmente pouco irão contribuir para o afundamento total do pavimento que constituem.

Tabela 43: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PE-1

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Deslocamento permanente (mm)					
			$\xi_{1.000}$	$\xi_{10.000}$	$\xi_{30.000}$	$\xi_{50.000}$	$\xi_{100.000}$	$\xi_{150.000}$
PE-1	40	40	0,0232	0,0251	0,0271	0,0364	0,0383	0,0559
		120	0,6644	0,7226	0,7623	0,7847	0,8065	0,8180
	80	80	0,2904	0,3217	0,3526	0,3688	0,3863	0,3886
		240	0,6353	0,7093	0,7375	0,7584	0,7892	0,8035
120	120	0,4268	0,4782	0,5013	0,5132	0,5299	0,5391	
	360	1,8881	2,0206	2,1126	2,1560	2,2256	2,2910	
PE-1_2%	40	40	0,0999	0,1305	0,1553	0,1678	0,1835	0,1919
		120	0,2894	0,3453	0,3720	0,3844	0,4013	0,4111
	80	80	0,1930	0,2244	0,2553	0,2764	0,2980	0,2973
		240	0,4966	0,5416	0,5645	0,5770	0,5955	0,6047
120	120	0,2565	0,2895	0,3144	0,3315	0,3630	0,3749	
	360	0,6198	0,6741	0,7104	0,7446	0,8074	0,8379	
PE-1_PR	40	40	0,0636	0,0798	0,0918	0,0991	0,1028	0,1014
		120	0,1395	0,1531	0,1649	0,1724	0,1881	0,1910
	80	80	0,1021	0,1166	0,1270	0,1336	0,1414	0,1322
		240	0,3672	0,3998	0,4179	0,4301	0,4400	0,4469
120	120	0,2406	0,2698	0,2848	0,2925	0,3023	0,3082	
	360	0,5990	0,6368	0,6404	0,6324	0,6660	0,6846	
PE-1_2%_PR	40	40	0,0961	0,1117	0,1221	0,1239	0,1288	0,1316
		120	0,2941	0,3171	0,3356	0,3405	0,3497	0,3550
	80	80	0,1139	0,1487	0,1718	0,1759	0,1875	0,1942
		240	0,2868	0,3068	0,3228	0,3254	0,3327	0,3370
120	120	0,1975	0,2040	0,2193	0,2166	0,2207	0,2231	
	360	0,4450	0,4654	0,4841	0,4871	0,4953	0,5000	

Fonte: De autoria própria

Tabela 44: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PB-2

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Deslocamento permanente (mm)					
			$\xi_{1.000}$	$\xi_{10.000}$	$\xi_{30.000}$	$\xi_{50.000}$	$\xi_{100.000}$	$\xi_{150.000}$
PB-2	40	40	0,0761	0,0989	0,1069	0,1092	0,1095	0,1152
		120	0,2379	0,2643	0,2678	0,2668	0,2772	0,2821
	80	80	0,1617	0,1855	0,1943	0,1924	0,1970	0,2096
		240	0,5112	0,5489	0,5605	0,5641	0,5680	0,5660
	120	120	0,1698	0,1930	0,2046	0,2099	0,2166	0,2213
		360	0,7429	0,8030	0,8360	0,8533	0,8785	0,8923
PB-2_2%	40	40	0,0350	0,0483	0,0584	0,0644	0,0731	0,0761
		120	0,1321	0,1591	0,1643	0,1685	0,1791	0,1829
	80	80	0,0556	0,0836	0,0929	0,0969	0,1059	0,1194
		240	0,2098	0,2481	0,2606	0,2676	0,2742	0,2799
	120	120	0,0814	0,0996	0,1129	0,1193	0,1267	0,1260
		360	0,3176	0,3500	0,3563	0,3589	0,3721	0,3811
PB-2_PR	40	40	0,0751	0,0859	0,0907	0,1048	0,1071	0,1192
		120	0,2018	0,2206	0,2245	0,2321	0,2386	0,2607
	80	80	0,1534	0,1706	0,1874	0,1876	0,2038	0,2064
		240	0,2574	0,2776	0,2887	0,2901	0,3062	0,3069
	120	120	0,1806	0,1978	0,2176	0,2192	0,2291	0,2375
		360	0,4368	0,4694	0,4863	0,4964	0,5134	0,5262
PB-2_2%_PR	40	40	0,0478	0,0590	0,0648	0,0683	0,0797	0,0866
		120	0,1569	0,1757	0,1810	0,1884	0,1953	0,1913
	80	80	0,1159	0,1211	0,1199	0,1171	0,1226	0,1300
		240	0,2984	0,3311	0,3446	0,3481	0,3657	0,3796
	120	120	0,1816	0,1997	0,2051	0,2129	0,2169	0,2201
		360	0,3979	0,4238	0,4500	0,4605	0,4759	0,4914

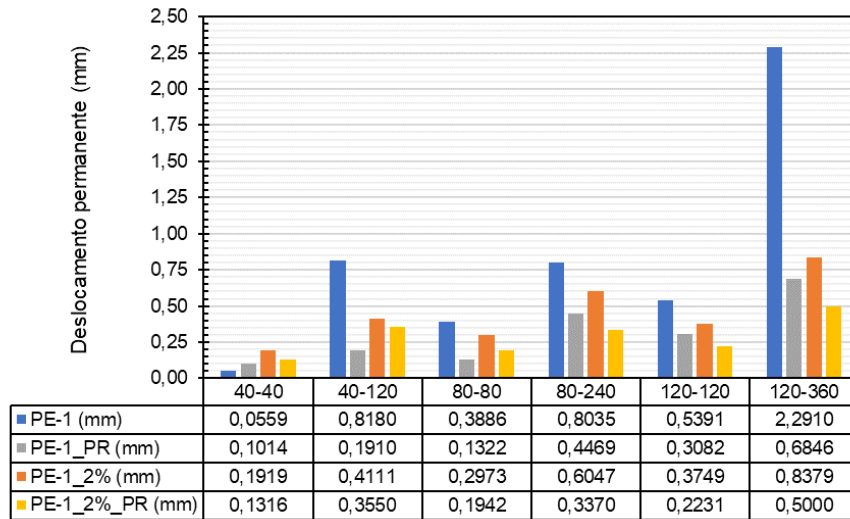
Fonte: De autoria própria

Tabela 45: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PB-3

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Deslocamento permanente (mm)					
			$\xi_{1.000}$	$\xi_{10.000}$	$\xi_{30.000}$	$\xi_{50.000}$	$\xi_{100.000}$	$\xi_{150.000}$
PB-3	40	40	0,0611	0,0743	0,0790	0,0795	0,0771	0,0817
		120	0,2966	0,3196	0,3304	0,3342	0,3401	0,3413
	80	80	0,1579	0,1765	0,1833	0,1855	0,1860	0,1942
		240	0,4121	0,4462	0,4610	0,4659	0,4745	0,4785
	120	120	0,1388	0,1604	0,1705	0,1791	0,1891	0,1924
		360	0,6823	0,7367	0,7536	0,7629	0,7726	0,7794
PB-3_2%	40	40	0,0638	0,0806	0,0890	0,0921	0,0983	0,1013
		120	0,1956	0,2117	0,2181	0,2236	0,2305	0,2340
	80	80	0,1338	0,1490	0,1544	0,1626	0,1544	0,1569
		240	0,3499	0,3672	0,3606	0,3563	0,3622	0,3661
	120	120	0,1799	0,1947	0,2101	0,2103	0,2195	0,2326
		360	0,4114	0,4387	0,4450	0,4482	0,4494	0,4568
PB-3_PR	40	40	0,0667	0,0793	0,0923	0,0942	0,0968	0,1125
		120	0,1217	0,1453	0,1459	0,1468	0,1537	0,1558
	80	80	0,0915	0,1016	0,1096	0,1060	0,1206	0,1143
		240	0,3963	0,4263	0,4455	0,4521	0,4736	0,4798
	120	120	0,2094	0,2326	0,2465	0,2526	0,2619	0,2716
		360	0,5016	0,5434	0,5606	0,5704	0,5855	0,5883
PB-3_2%_PR	40	40	0,0936	0,1091	0,1197	0,1216	0,1353	0,1398
		120	0,2678	0,2954	0,3055	0,3079	0,3208	0,3221
	80	80	0,1831	0,2032	0,2209	0,2282	0,2416	0,2374
		240	0,3459	0,3763	0,3920	0,3977	0,4082	0,4139
	120	120	0,3853	0,4025	0,4160	0,4184	0,4266	0,4324
		360	0,5001	0,5282	0,5439	0,5523	0,5587	0,5640

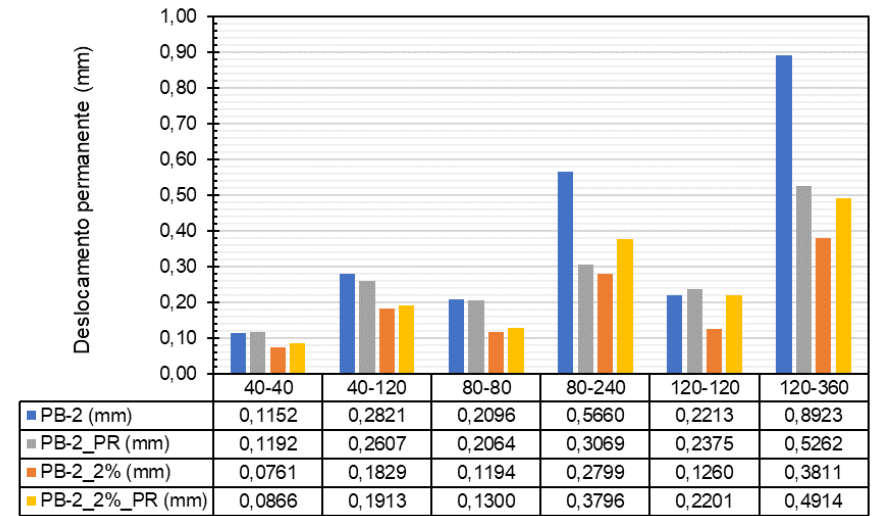
Fonte: De autoria própria

Figura 279: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PE-1 (ξ para 150.000)



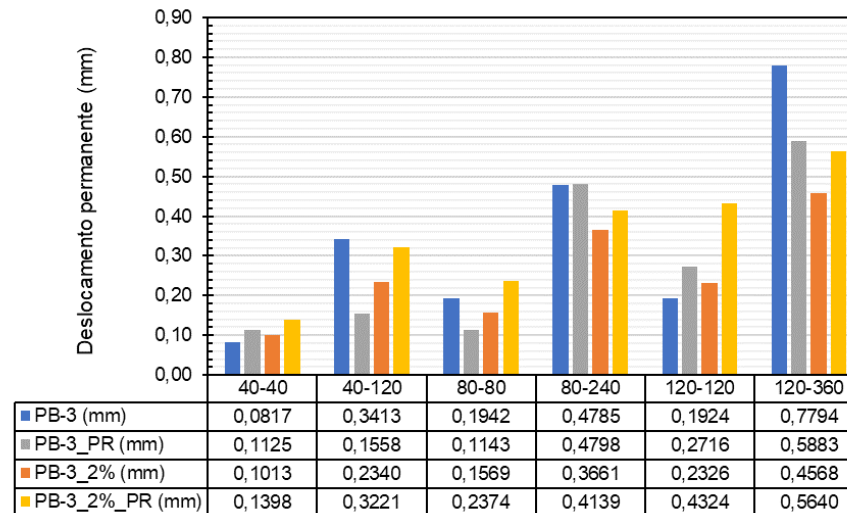
Fonte: De autoria própria

Figura 280: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PB-2 (ξ para 150.000)



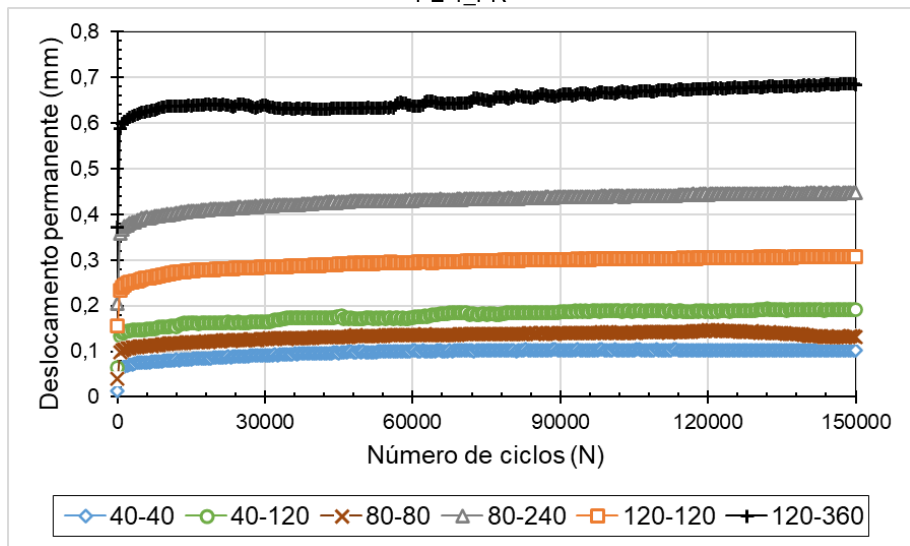
Fonte: De autoria própria

Figura 281: Resultados de deslocamento permanente acumulado. Solo PB-3 (ξ para 150.000)

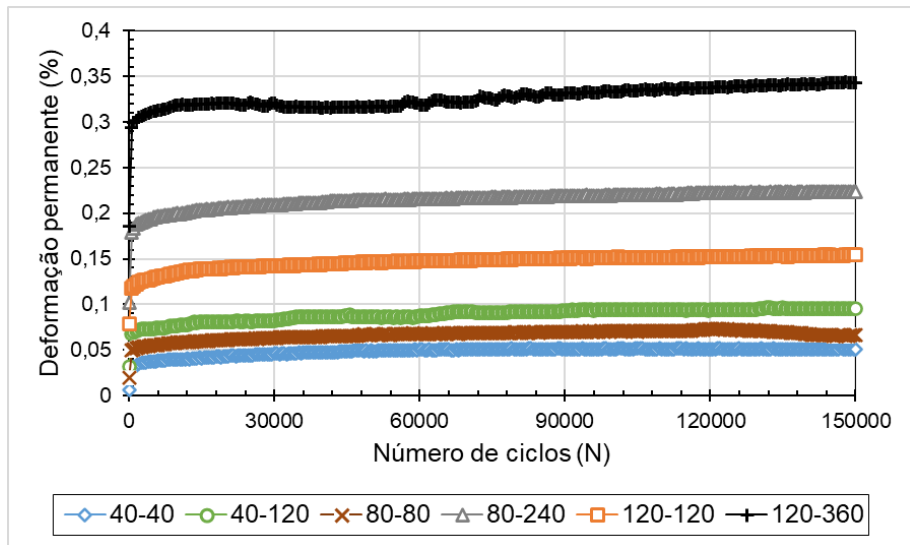


Fonte: De autoria própria

Figura 282: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
PE-1_PR



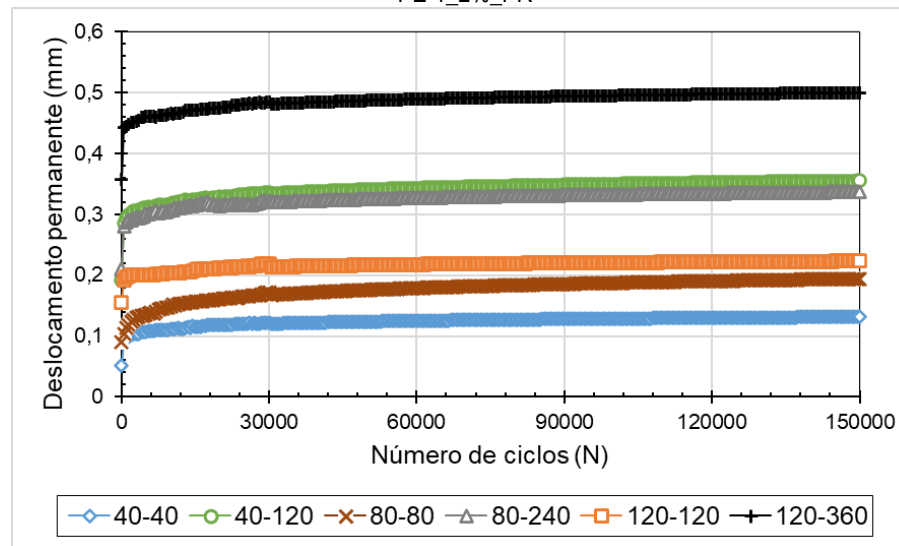
(a)



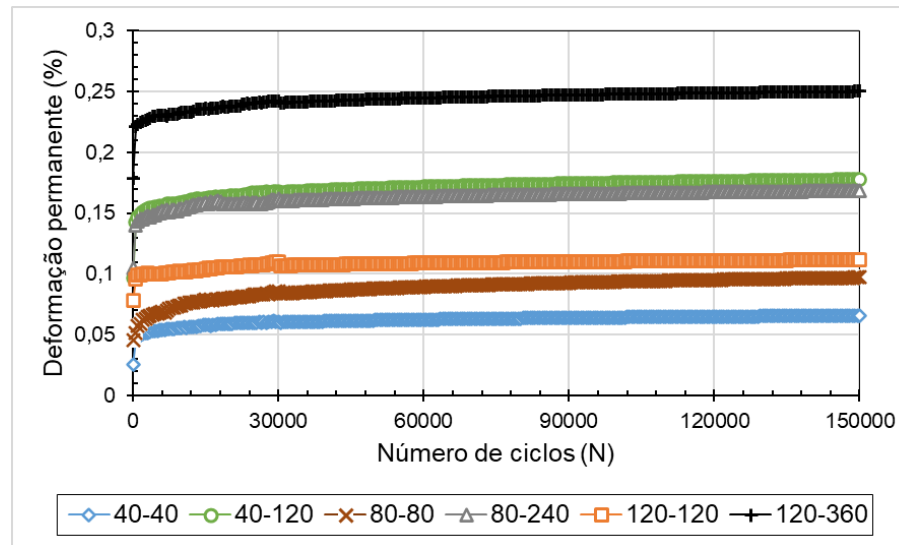
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 283: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
PE-1_2%_PR



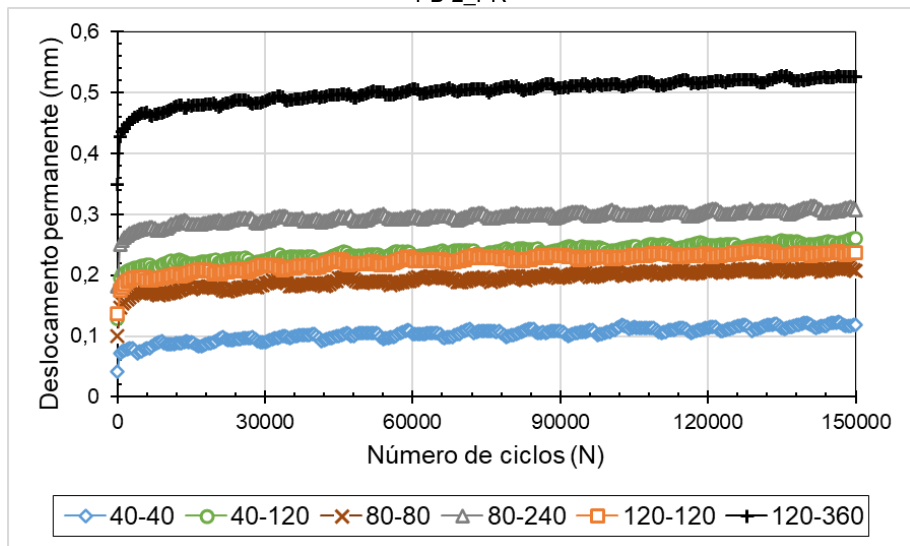
(a)



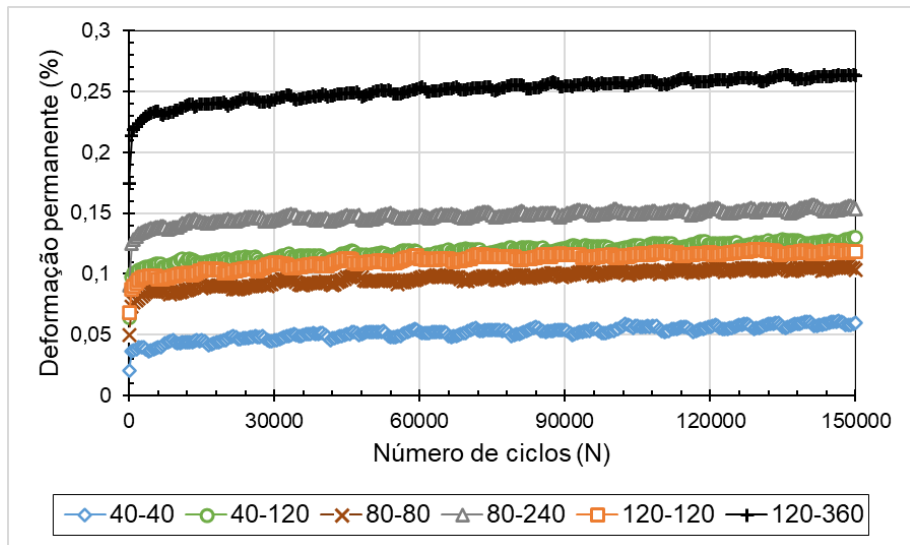
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 284: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
PB-2_PR



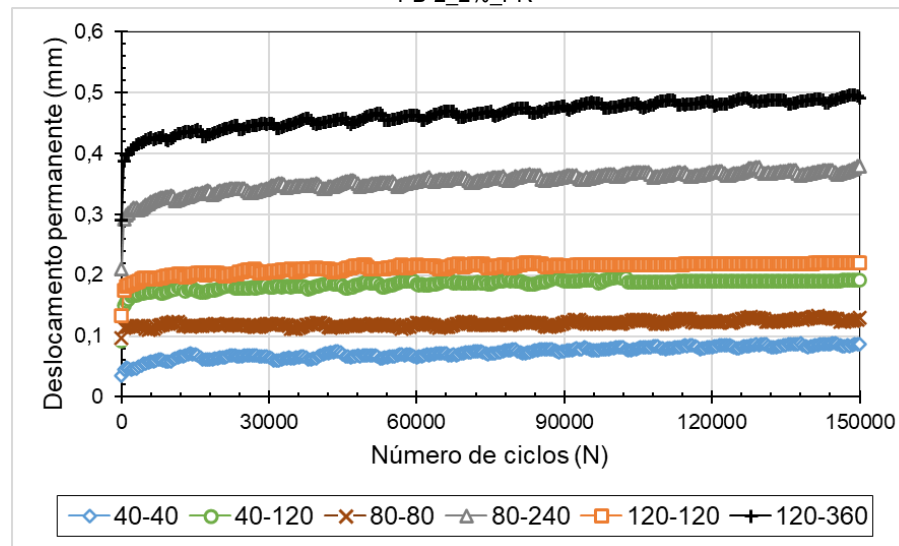
(a)



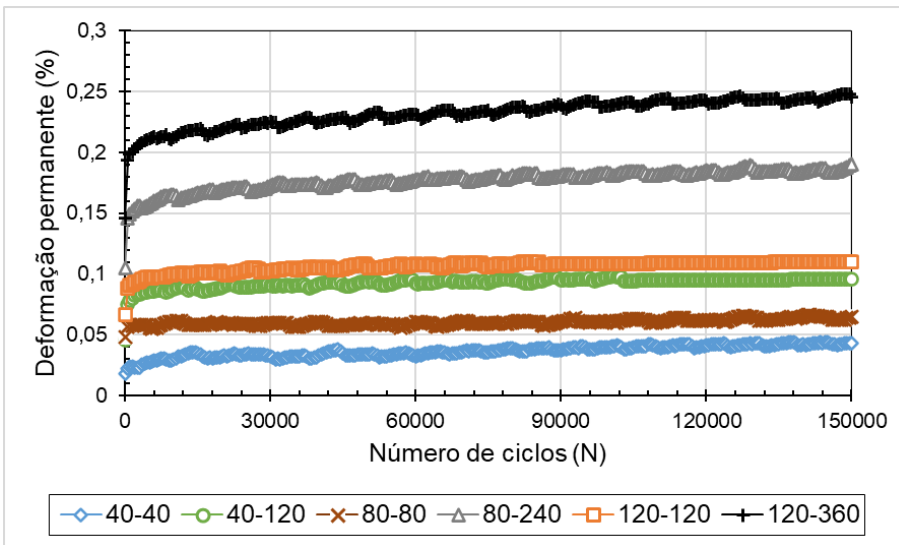
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 285: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
PB-2_2%_PR



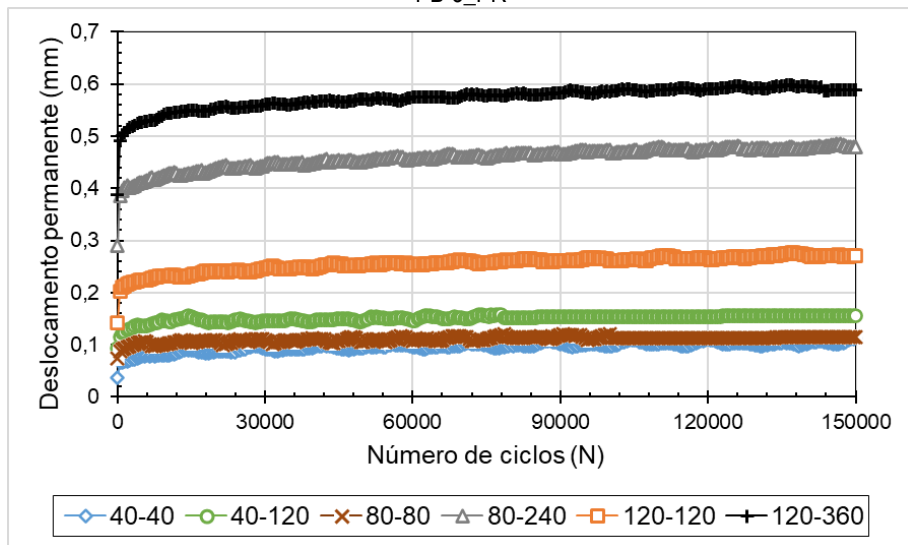
(a)



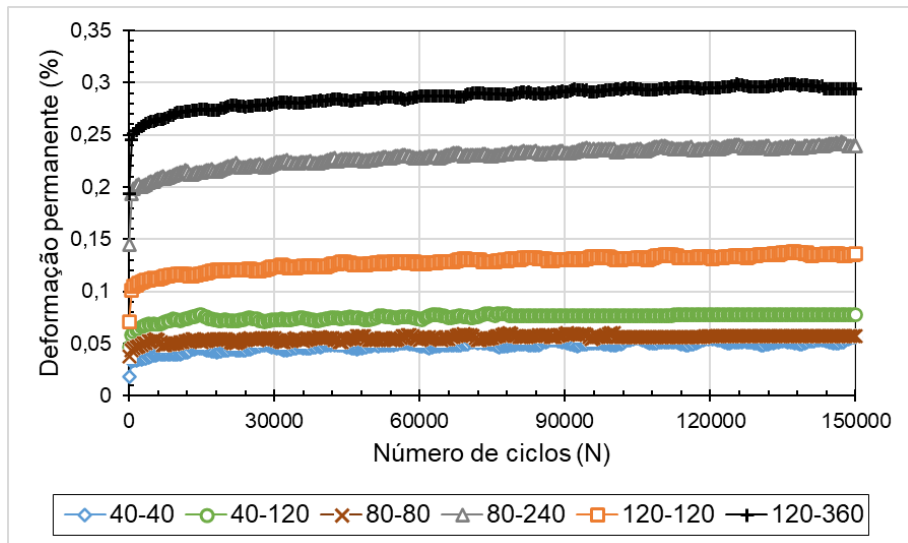
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 286: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
PB-3_PR



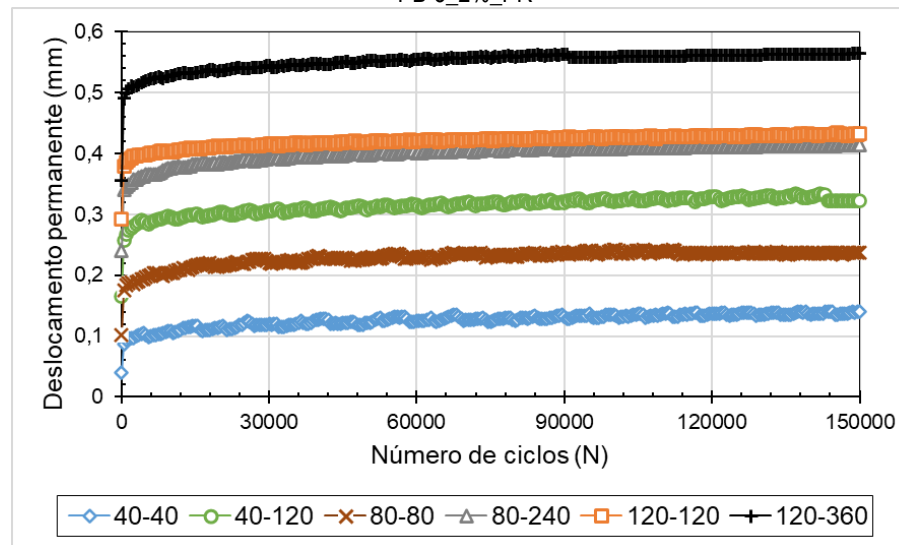
(a)



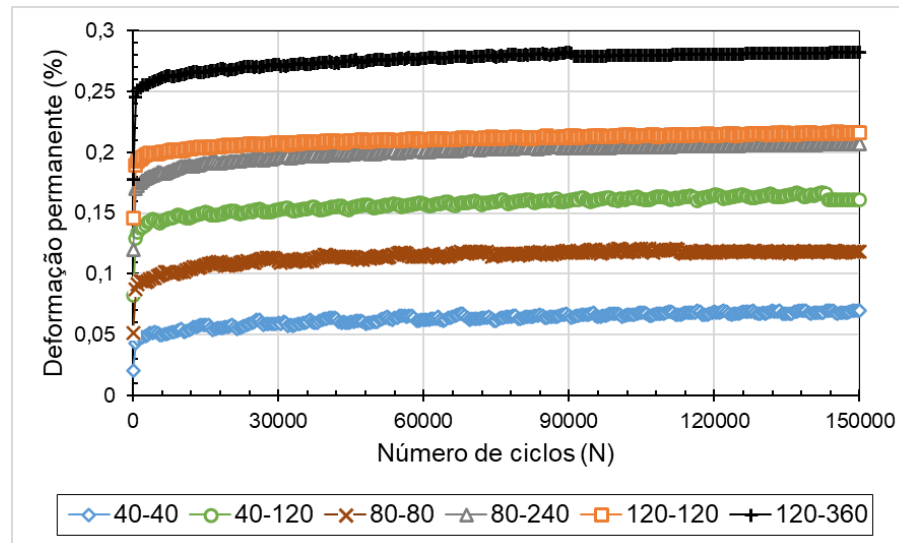
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 287: Deslocamento (a) e deformação (b) permanentes em função do número de ciclos.
PB-3_2%_PR



(a)



(b)

Fonte: De autoria própria

Em síntese, fica evidente a positiva influência do período de retração nos resultados de deformação permanente dos solos naturais. A influência é proporcional a granulometria do solo, visto que para o solo pedregulhoso PB-3 — que possui vazios maiores, menor teor de finos e, conseqüentemente, menor capacidade de reter umidade e menor valor de sucção — a redução da DP foi mais moderada.

Para os solos melhorados, o período de retração apresenta influência positiva somente para o solo PE-1_2%. Para os solos grossos, onde a sucção apresentou atuação menor, as DP aumentaram com o a retração volumétrica. O que aconteceu pode ser justificado de forma semelhante ao que aconteceu nos valores de MR, visto que após o período de cura em câmara úmida, a exposição dos CPs ao processo de dessecação reduziu gradativamente a umidade e conseqüentemente reduziu a ocorrência de reações físico-químicas de longo prazo.

Kern (2017) concluiu que os corpos de prova de solo no ramo seco adquirem uma rigidez maior e sofrem menores deformações. Ribeiro *et al.* (2014), observaram que a deformação permanente aumenta com o aumento da umidade. O aumento em 3% na umidade do solo levou a um aumento da ordem de 20% na deformação permanente. Porém, a intensidade do efeito da variação da umidade é menor que a da variação de tensões, isto porque o distanciamento entre as curvas é menor quando comparado ao distanciamento provocado pela variação de tensões.

Lima *et al.* (2019) verificaram que quando o teor de umidade de compactação era maior que o valor ótimo, a deformação permanente aumentava e o material no trecho úmido era mais propenso ao acúmulo de DP em níveis de tensão mais altos. Além disso, a umidade pode prejudicar o desempenho do material em tensões mais altas, enquanto os materiais secos indicam uma tendência a se estabilizar em deformações permanentes.

Pascoal (2020), por sua vez, verifica que quando se eleva a umidade, a DP também aumenta. À medida em que se eleva a massa específica do material, a resistência à deformação permanente dos solos aumenta. A redução do grau de compactação resulta em um acréscimo da DP. Em outras palavras, a sucção entra em ação e tem relevância no comportamento frente às deformações. É ressaltado que o teor de umidade é inversamente proporcional do comportamento resiliente e permanente (SANTOS *et al.*, 2019).

Assim, de acordo com Norback (2018), materiais lateríticos finos apresentam boas características principalmente na ausência do ciclo gelo-degelo, drenagem favorecida, umidade de equilíbrio abaixo da ótima de compactação em algumas regiões, favorecida pela secagem do material da base, natureza e estado peculiar dos solos lateríticos, que expandem muito pouco na presença d'água, apesar da plasticidade às vezes elevada.

A partir da relação da sucção com o teor de umidade dos solos em estudo, obtido pelo método do papel filtro, foi possível determinar a relação entre a deformação permanente e a sucção. A Tabela 46 expõe a deformação permanente ao final dos 150.000 ciclos de carregamento considerando o nono par de tensões (σ_3 : 120 e σ_d : 360 kPa), a umidade e a sucção matricial para cada uma das condições avaliadas.

Tabela 46: Relação entre o teor de umidade, sucção matricial e deformação permanente dos solos em estudo

Amostra	Umidade (%)	Sucção matricial (kPa)	$\xi_{150.000}$ 120-360 kPa
PE-1	19,60	3412	2,2910
PE-1_PR	10,54	> 250000	0,6846
PE-1_2%	21,00	8888	0,8379
PE-1_2%_PR	7,65	36496	0,5000
PB-2	8,80	26264	0,8923
PB-2_PR	0,35	> 250000	0,5262
PB-2_2%	11,00	2968	0,3811
PB-2_2%_PR	1,36	> 250000	0,4914
PB-3	15,70	< 0,1	0,7794
PB-3_PR	7,78	35848	0,5883
PB-3_2%	19,00	18	0,4568
PB-3_2%_PR	12,88	1422	0,5640

Fonte: De autoria própria

Apesar das inúmeras aplicações de solos lateríticos em camadas de pavimentos e dos vários estudos realizados para avaliar o efeito da secagem nas propriedades dos solos tropicais, os efeitos da retração induzida por dessecação e a relação da deformação permanente com a sucção ainda é pouco discutida no meio acadêmico. Com o aumento da umidade, o arranjo de partículas é modificado ao mesmo tempo que a fase ar se torna oclusa, resultando em um decréscimo de sucção e conseqüentemente um aumento das deformações plásticas (KERN, 2022).

Como anteriormente discutido nas análises de MR, com o processo de secagem, os solos apresentaram grande variação da umidade. Isso retrata a significativa variação da sucção. Uma análise mais precisa poderia ser feita analisando valores de umidade presentes no intervalo entre a umidade residual e a umidade na saturação.

Em resumo, os resultados corroboraram com os dados obtidos por Kern (2022). O que se percebe nestes resultados é que com o processo de secagem, a deformação permanente final sofreu influência positiva, em alguns casos negativa e em outros praticamente não se alterou. A maior variação foi percebida no solo PE-1, o que provavelmente está associado à sua textura mais fina (natureza do material) e indica que grande parte da rigidez medida pode ser atribuída a sucção, que, quando o solo se encontra saturado deixa de atuar.

Em posse dos resultados supracitados, os conjuntos de dados de cada solo foram submetidos a uma regressão múltipla não linear no programa "STATISTICA (sistema de software de análise de dados), versão 10", a fim de obter os parâmetros de regressão de Guimarães (2009), apresentado na Equação 2. Os parâmetros estabelecidos na normativa do DNIT-IE 179 (2018) para DP são apresentados na Tabela 47 abaixo.

Tabela 47: Parâmetros de regressão obtidos por meio do modelo de Guimarães (2009)

Amostra	$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4}$				R ²
	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	
PE-1	0,123	0,247	1,212	0,048	0,89
PE-1_2%	0,072	-0,084	0,715	0,070	0,99
PE-1_PR	0,071	0,355	0,798	0,041	0,99
PE-1_2%_PR	0,066	-0,347	0,717	0,036	0,92
PB-2	0,066	-0,140	1,143	0,039	0,99
PB-2_2%	0,031	-0,276	0,948	0,055	0,99
PB-2_PR	0,064	0,113	0,632	0,044	0,94
PB-2_2%_PR	0,051	0,036	0,801	0,046	0,99
PB-3	0,061	-0,353	1,166	0,033	0,97
PB-3_2%	0,067	-0,082	0,719	0,029	0,99
PB-3_PR	0,062	0,173	0,858	0,041	0,95
PB-3_2%_PR	0,110	0,325	0,388	0,035	0,91

Fonte: De autoria própria

Observa-se consideráveis valores de R² (acima de 0,85) indicando um bom enquadramento dos dados ao modelo usado.

No que tange aos solos naturais, podemos inferir as seguintes informações:

- Solo PE-1: Observa-se que o processo de retração promoveu aumento do coeficiente ψ_2 e redução do ψ_3 , evidenciando o aumento da influência da tensão confinante e a diminuição da influência da tensão desvio na DP, respectivamente.
- Solo PB-2: O coeficiente ψ_2 basicamente inverteu o sinal, ou seja, mesmo apresentando a mesma influência em ordem de grandeza, um aumento da tensão confinante produz aumento nos valores de deformação permanente. O coeficiente ψ_3 apresentou diminuição, assim como aconteceu no solo PE-1, evidenciando a redução da influência da tensão desvio na DP.
- Solo PB-3: Diferentemente do solo PB-2, o coeficiente ψ_2 inverteu o sinal, contudo também diminuiu a influência em ordem de grandeza. O coeficiente ψ_3 apresentou diminuição, assim como aconteceu no solo PE-1, evidenciando a redução da influência da tensão desvio na DP.

No que refere aos solos melhorados com ligantes hidráulicos, se pode deduzir as seguintes informações:

- Solo PE-1: É notório um aumento do coeficiente ψ_2 . Antes do processo de retração, a tensão confinante basicamente não apresentava influência na DP. No entanto, ψ_2 se manteve com valor negativo, indicando que um aumento da tensão confinante produz redução nos valores de deformação permanente. O coeficiente ψ_3 basicamente se manteve constante.
- Solo PB-2: Com o processo de retração, coeficiente ψ_2 , que antes era negativo, fica positivo e bem próximo de zero. Isso mostra que a influência da tensão confinante basicamente é anulada. O coeficiente ψ_3 sofreu redução, indicando diminuição na influência da tensão desvio nos valores de DP.

- Solo PB-3: É nítido um aumento do coeficiente ψ_2 . Antes do processo de retração, a tensão confinante basicamente não apresentava influência na DP. No entanto, coeficiente ψ_2 , que antes tinha sinal negativo, com a dessecação apresentou sinal positivo, indicando que um aumento da tensão confinante produz aumento nos valores de deformação permanente. O coeficiente ψ_3 sofreu redução, indicando diminuição na influência da tensão desvio nos valores de DP.

Os coeficientes ψ_1 e ψ_4 basicamente não apresentaram variação. Em comum entre os solos, verifica-se que os valores de ψ_3 , que está relacionado com a tensão de desvio, sofre redução com o processo de secagem, indicando uma influência semelhante da tensão desvio independentemente do tipo de solo.

Como observação plausível, todos os ensaios apresentaram baixos valores de a deformação permanente acumulada ao final dos 150.000 ciclos de carregamento. Desse modo, qualquer variação no grau de compactação e/ou umidade de moldagem pode ter influenciado no valor de DP obtido no ensaio e, conseqüentemente, no valor do coeficiente de determinação (R^2).

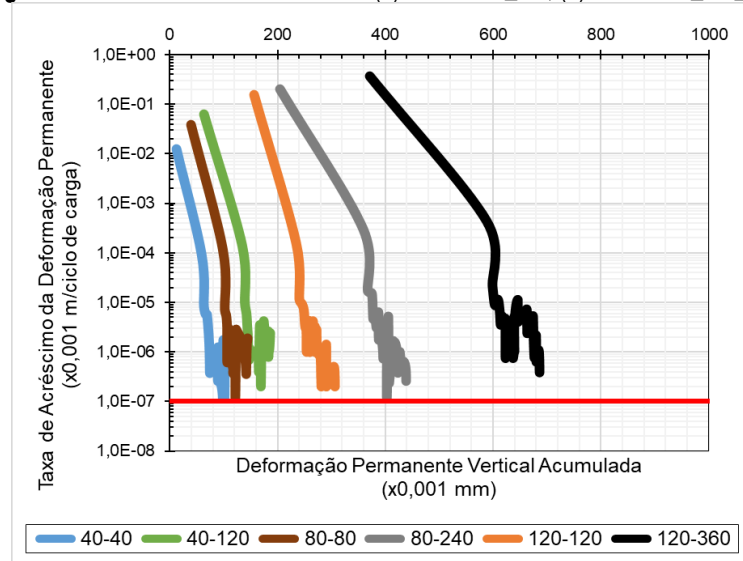
4.4.4.4. INVESTIGAÇÃO DA OCORRÊNCIA DE *SHAKEDOWN*

Em posse dos valores de deformação permanente e dos ciclos de aplicação de cargas, foi possível determinar a taxa de variação da deformação permanente e plotar os gráficos a fim de analisar a ocorrência das condições de *shakedown*. As Figuras 288–290 indicam a ocorrência das condições de *shakedown* para o solo PE-1, PB-2 e PB-3 naturais e melhorados após o processo de dessecação, respectivamente.

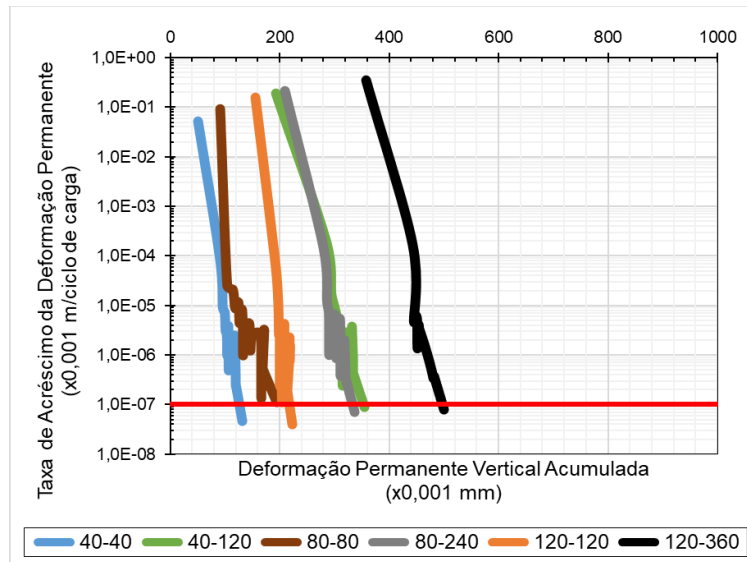
Com os resultados, semelhante aos outros resultados anteriormente discutidos, verifica-se uma situação de acomodamento das deformações permanentes (*shakedown*), pois a taxa de crescimento atingiu um valor muito baixo. Observa-se que todas as amostras tiveram sua taxa de aumento de deformação permanente próxima ou superior a $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo de aplicação de carga, indicando uma situação de acomodamento das deformações permanentes, ou *shakedown*.

Assim, mesmo após o período de retração volumétrica, provavelmente não haverá problemas de afundamento deste material na camada do pavimento. Embora todos os casos aparentaram entrar em *shakedown*, algumas amostras não atingiu a taxa de DP requerida pela normativa do DNIT-IE 179 (2018). Possivelmente, com a aplicação de um número maior de ciclos de repetição de cargas, todas as amostras atingiriam da taxa de $10^{-7} \times 10^{-3}$ metros por ciclo de aplicação de carga.

Figura 288: Ocorrência de *shakedown*: (a) Solo PE-1_PR; (b) Solo PE-1_2%_PR



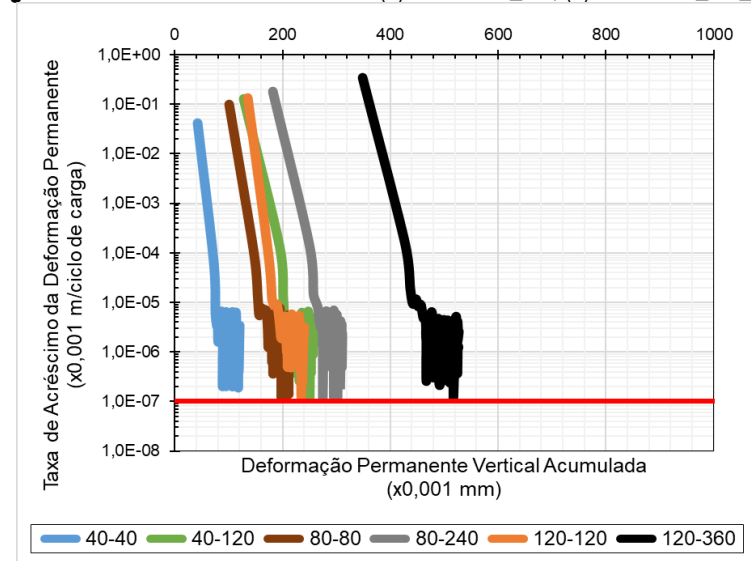
(a)



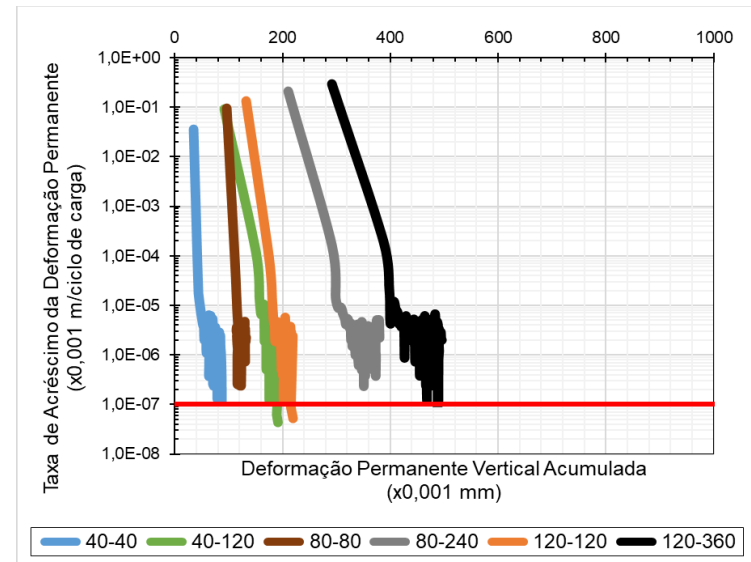
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 289: Ocorrência de *shakedown*: (a) Solo PB-2_PR; (b) Solo PB-2_2%_PR



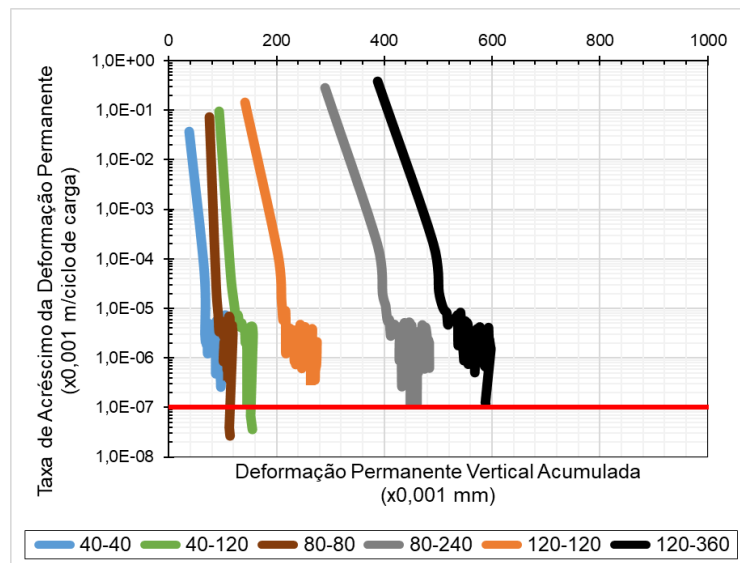
(a)



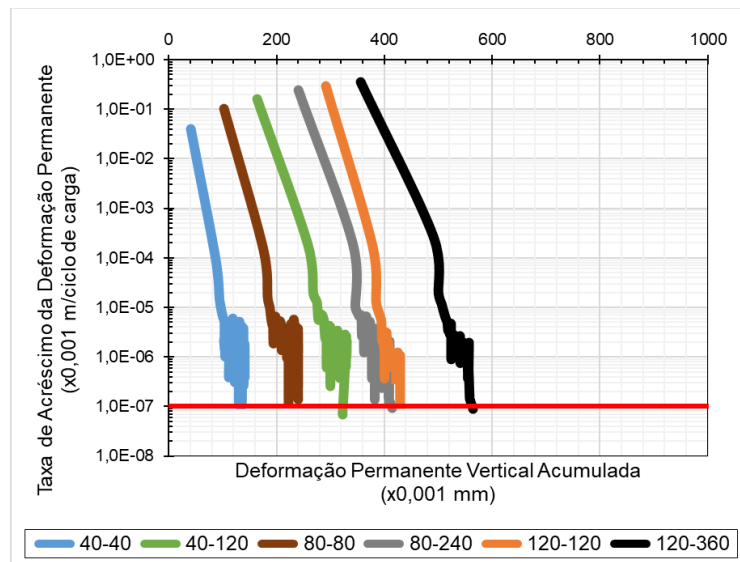
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 290: Investigação de ocorrência de *shakedown*: (a) Solo PB-3_PR; (b) Solo PB-3_2%_PR



(a)



(b)

Fonte: De autoria própria

De acordo com os modelos de comportamento de deformação permanente de solos expostos na norma DNIT-IE 179 (2018), o formato das curvas, em geral, indicou um padrão tipo A, apresentando acomodamento plástico e indicando ausência de problemas de afundamentos no pavimento. Em algumas amostras ensaiadas, foi constatada a combinação AB quando ensaiadas com maiores tensões. Essa afirmação também será melhor discutida nas análises mecânicas-empíricas elaboradas no pavimento tipo (Tabela 10), onde serão simulados os valores de afundamento de trilha de roda (ATR) e do percentual de área trincada (AT) através da análise no MeDiNa.

4.4.4.5. DEFORMAÇÃO RESILIENTE

As deformações elásticas mensuradas durante os ensaios de deformação permanente tendem a diminuir com a aplicação de ciclos de carga, e posteriormente apresentam valores aproximadamente constantes, basicamente paralelos ao eixo das abscissas (Figuras 291–296).

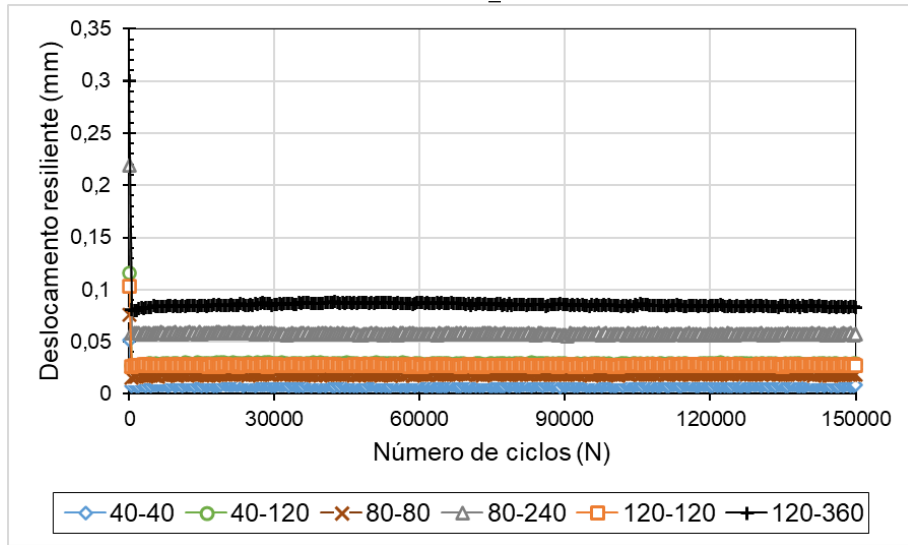
As Figuras 297–299 apresentam a evolução do módulo de resiliência resultante de cada corpo de prova, testado em cada par de tensões no ensaio de deformação permanente.

Para os materiais PE-1_PR, PE-1_2%_PR, PB-2_PR, PB-2_2%_PR, PB-3_PR e PB-3_2%_PR, os MR médios foram 757MPa, 768MPa, 567MPa, 977MPa, 579MPa e 753MPa, respectivamente. Observando as Figuras 297–299, os valores de MR variaram entre aproximadamente 850MPa para PE-1_PR, 900MPa para PE-1_2%_PR, 800MPa para PB-2_PR, 850MPa para PB-2_2%_PR, 850MPa para PB-3_PR e 800MPa para PB-3_2%_PR.

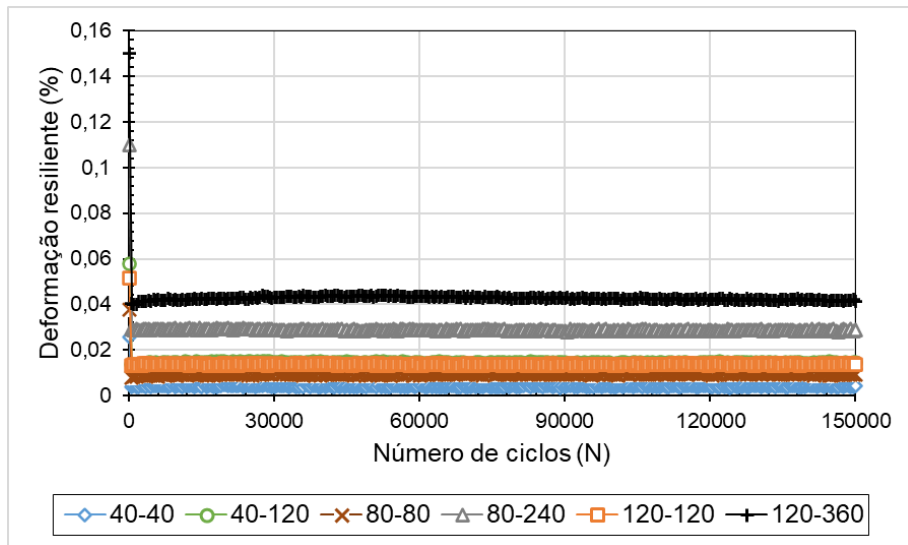
Principalmente para os solos naturais, comparando os valores de MR ao longo do ensaio DP e os resultados dos ensaios tradicionais de módulo de resiliência realizados em corpos-de-prova, foi possível verificar que os valores de módulo foram superiores durante o período de aplicação da carga, o que indica ganho de rigidez ao longo do ensaio de DP e, portanto, que os materiais podem enrijecer quando submetidos a movimentos repetidos de cargas impostas pelo tráfego.

Para os solos melhorados com ligantes hidráulicos, devido a contribuição da sucção no período de secagem, e, além disso, ao desenvolvimento da estabilização e conseqüente ligação cimentícia entre as partículas, o processo de densificação com a aplicação dos ciclos de carregamento pode não ter contribuído substancialmente.

Figura 291: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PE-1_PR



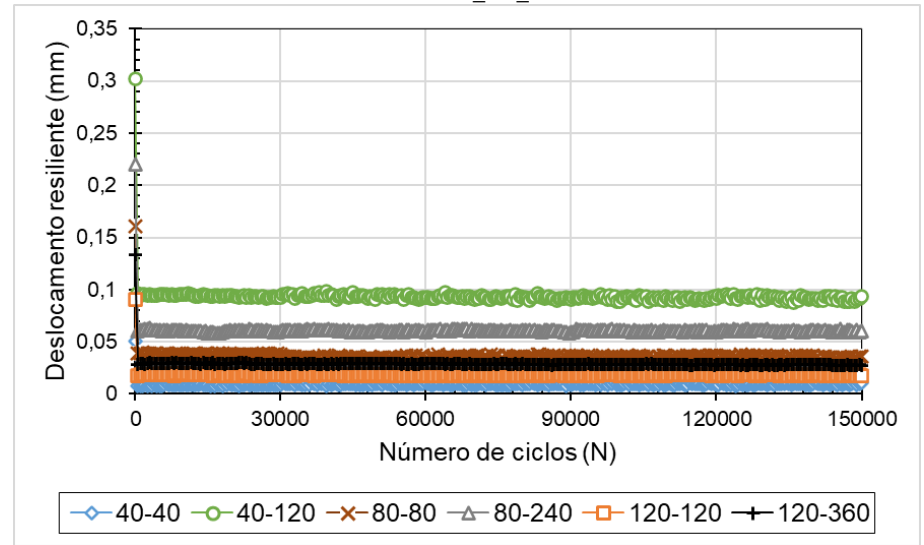
(a)



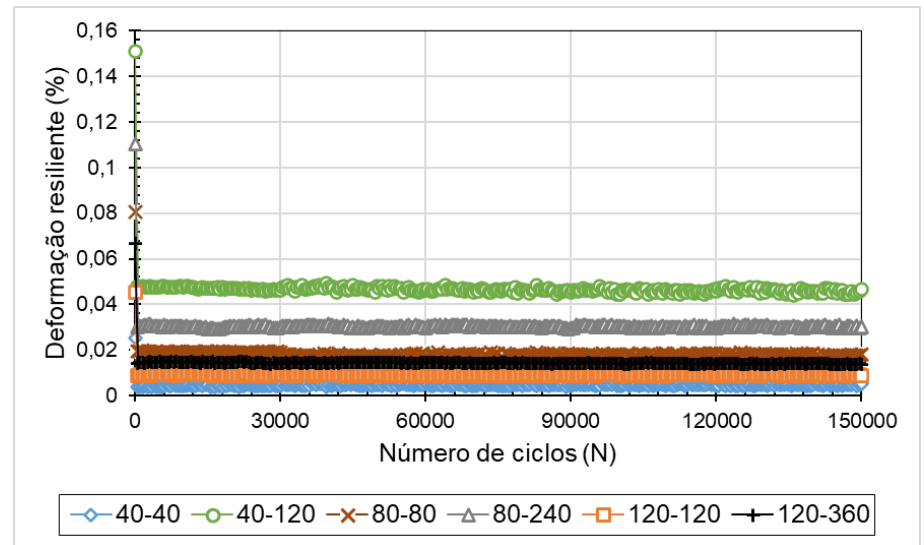
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 292: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PE-1_2%_PR



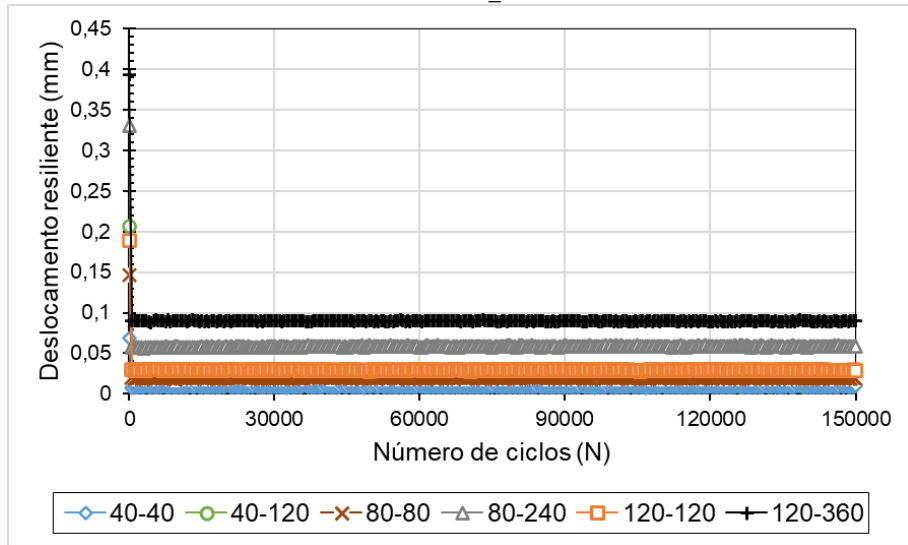
(a)



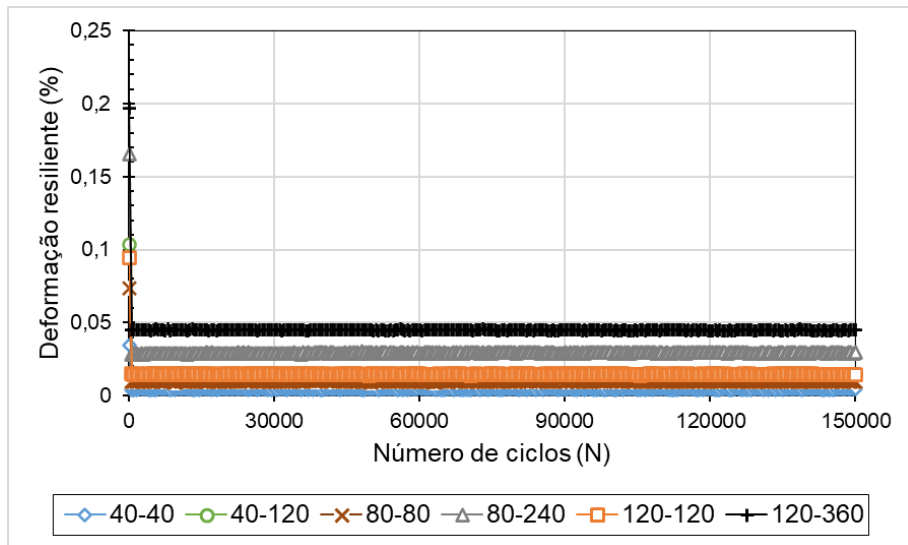
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 293: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PB-2_PR



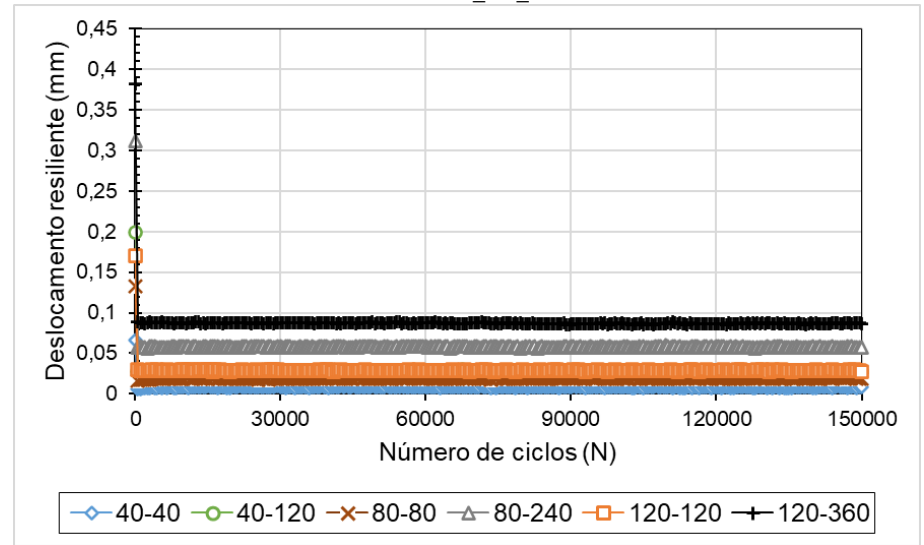
(a)



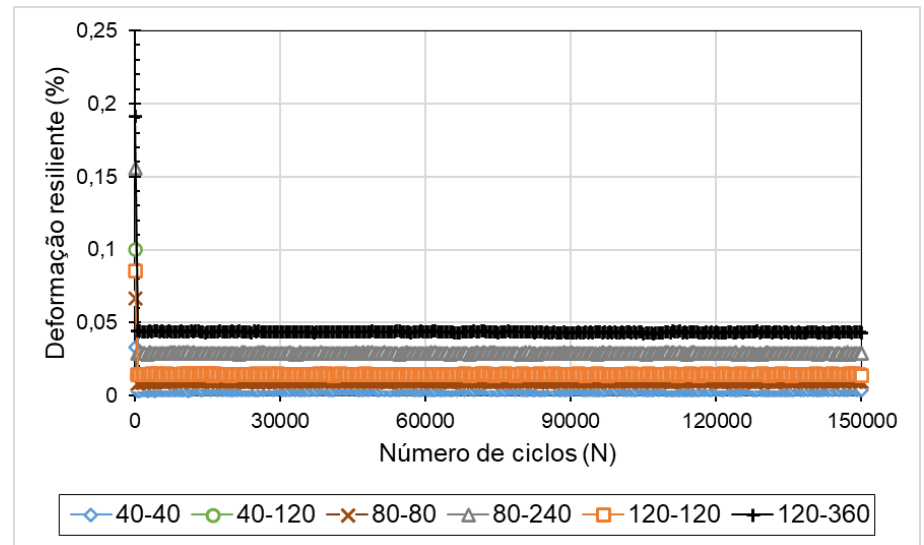
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 294: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PB-2_2%_PR



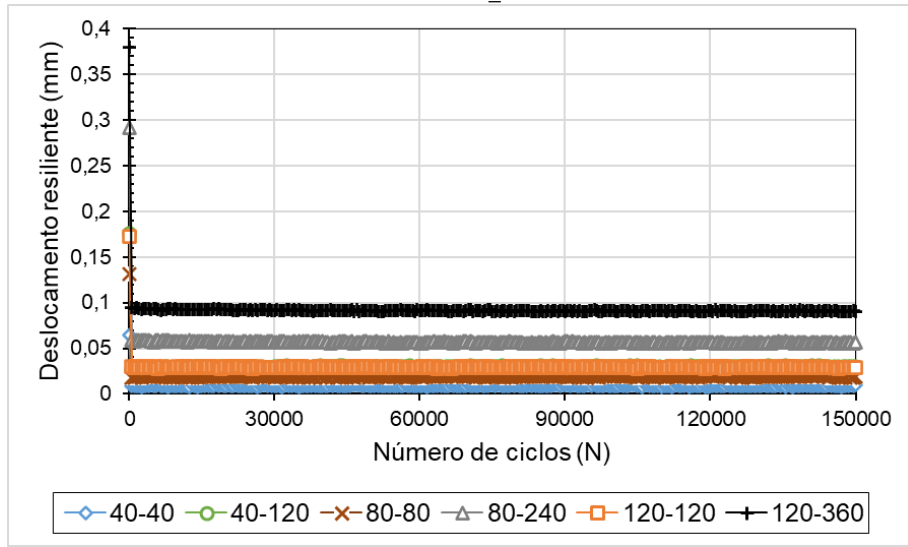
(a)



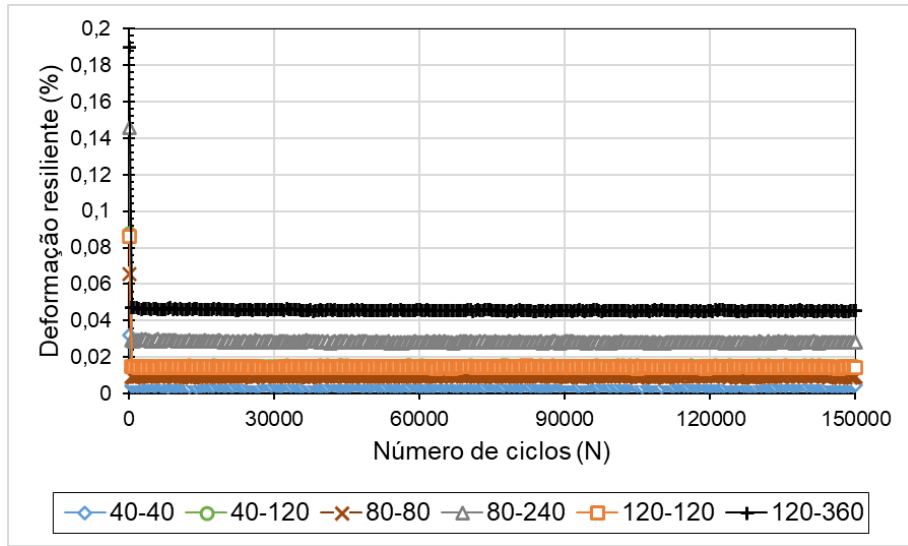
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 295: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PB-3_PR



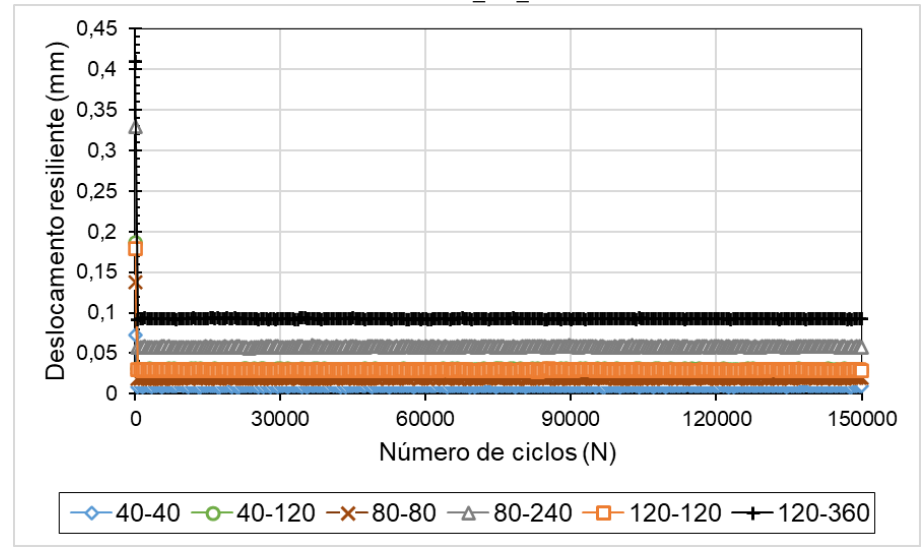
(a)



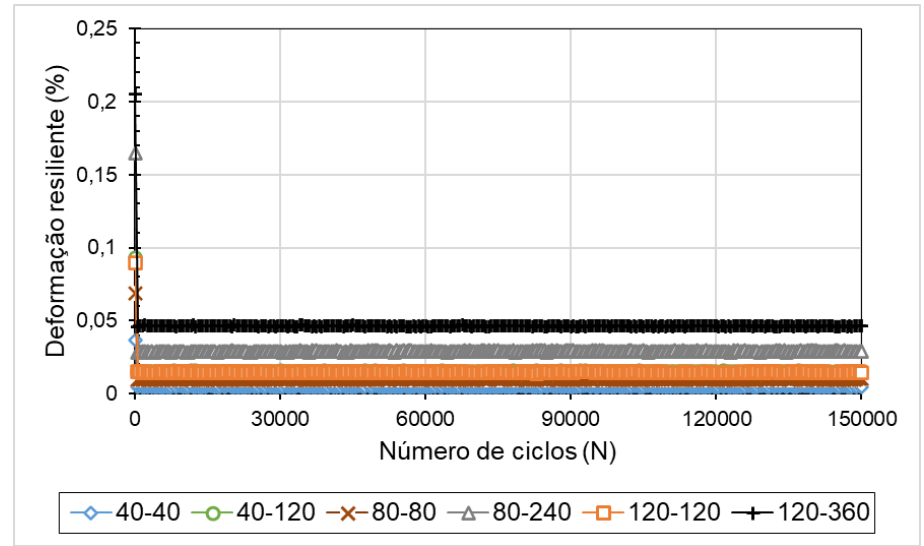
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 296: Deslocamento (a) e deformação (b) resilientes em função do número de ciclos.
Solo PB-3_2%_PR



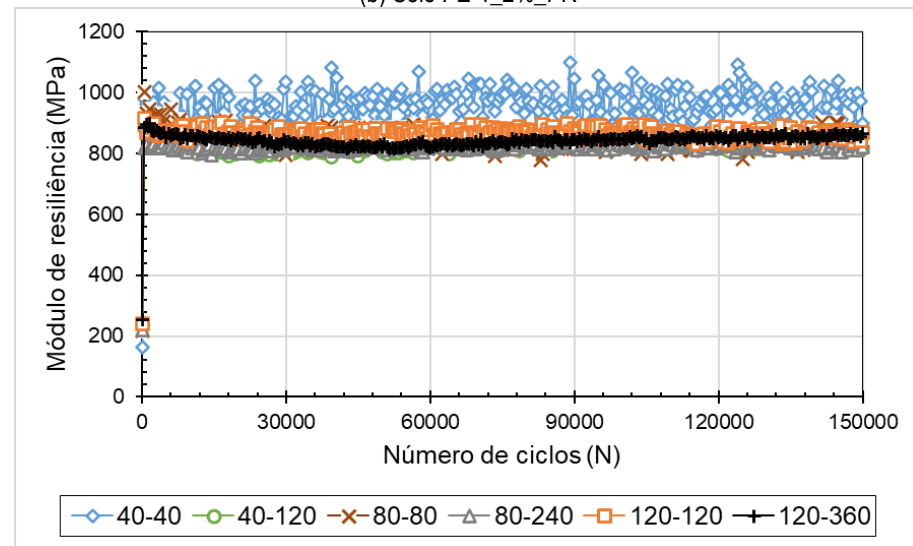
(a)



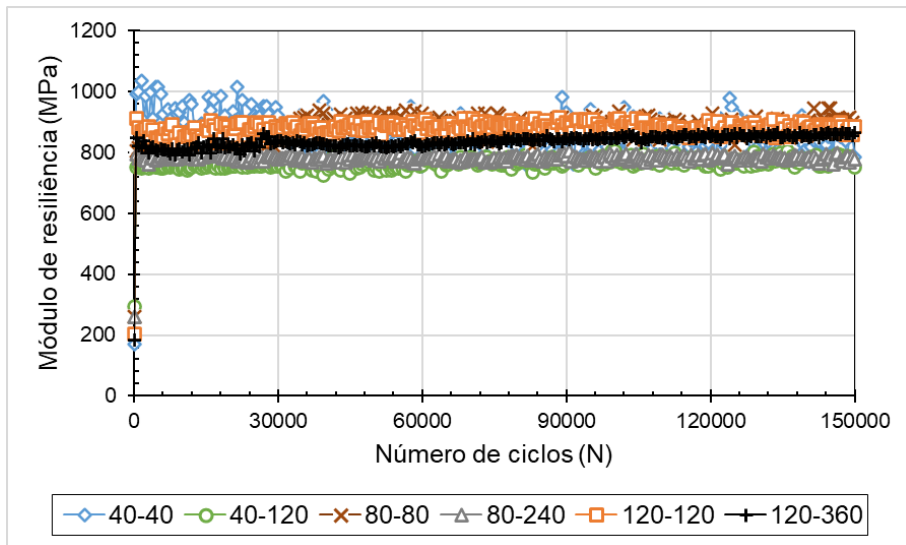
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 297: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos: (a) Solo PE-1_PR
(b) Solo PE-1_2%_PR



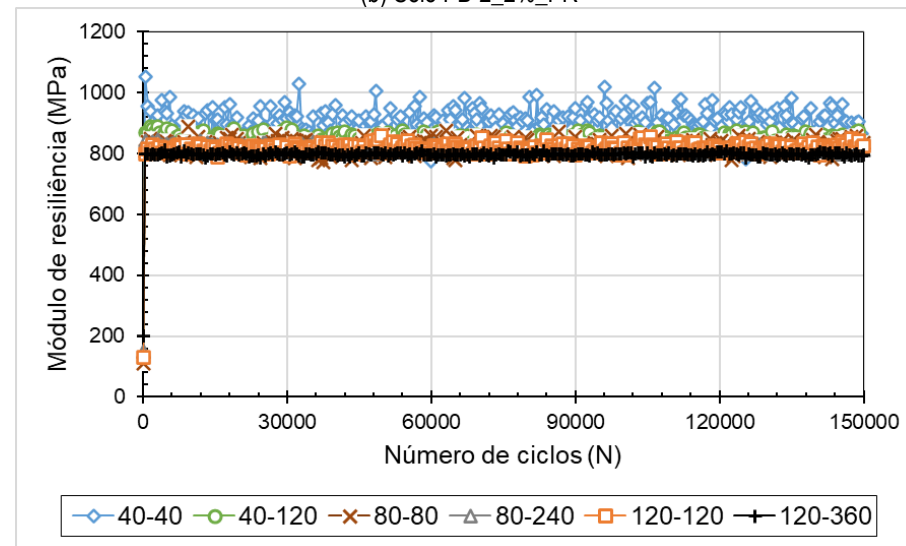
(a)



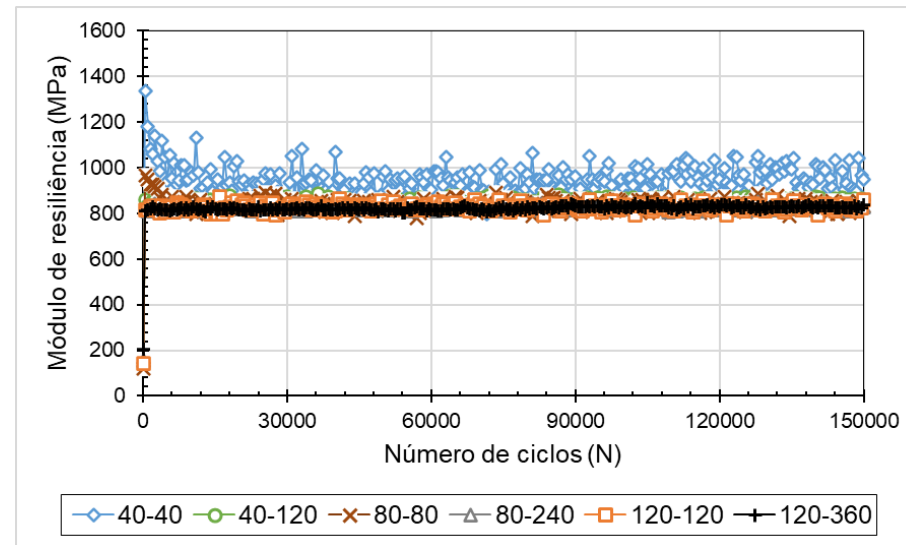
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 298: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos: (a) Solo PB-2_PR
(b) Solo PB-2_2%_PR



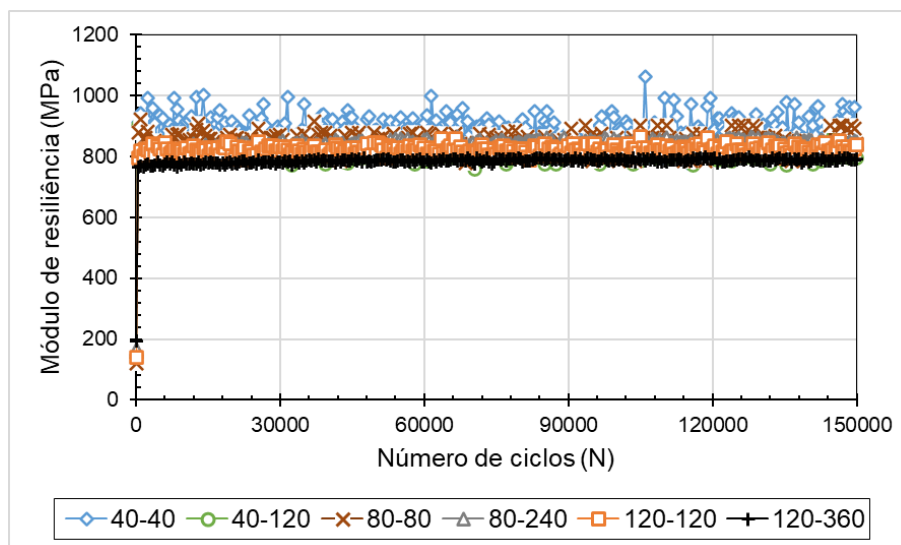
(a)



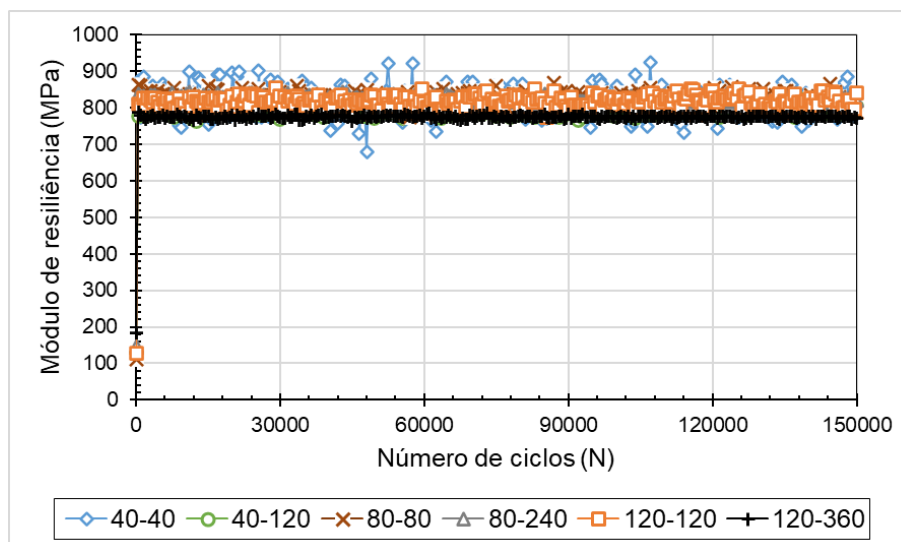
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 299: Variação do módulo resiliente em função do número de ciclos: (a) Solo PB-3_PR (b) Solo PB-3_2%_PR



(a)



(b)

Fonte: De autoria própria

4.4.5. APLICAÇÃO DO MODELO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

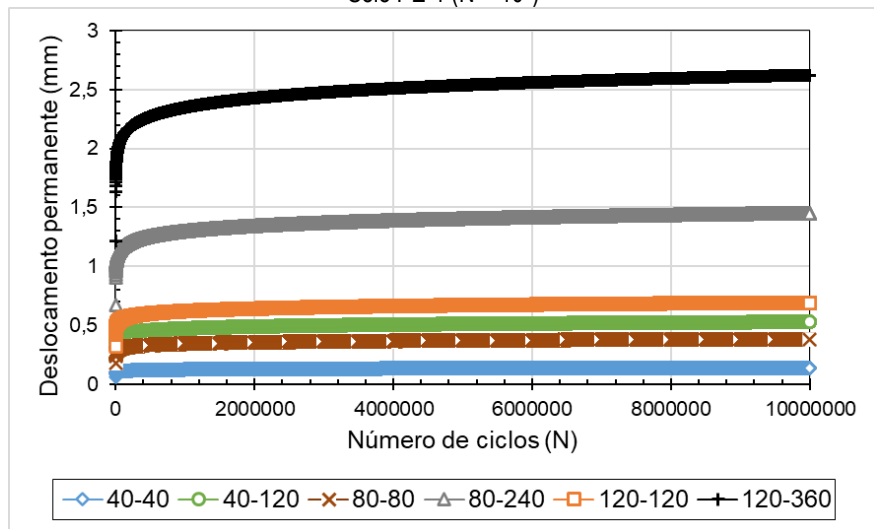
No caso de projetos de pavimentação reais, o número de ciclos de aplicação de carga pode ser muito superior aos utilizados em ensaios de laboratório. Por esta razão, optamos por calcular o deslocamento permanente para N igual a 10^7 , conforme exibido nas Figuras 300–312.

Mesmo após a aplicação de 10^7 ciclos de carregamento, os materiais apresentaram deslocamento permanente inferiores 3,0mm, o que corresponde a 1,5% de uma amostra com 200mm de altura, o que pode ser considerado muito baixo. Ademais, a forma das curvas indica uma deformação plástica de complacência ou *shakedown*, pois elas tendem a ficar paralelas ao eixo horizontal (derivada nula).

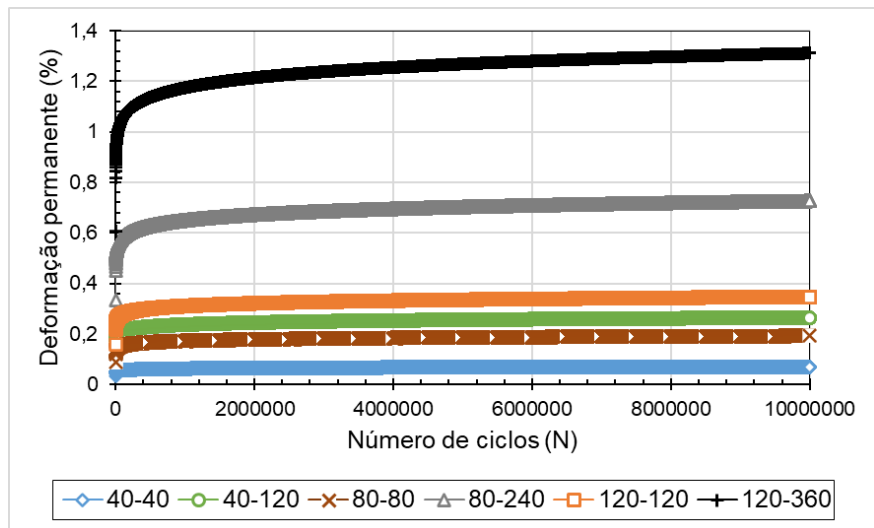
Com base em Guimarães *et al.* (2018), três níveis de tensão distintos foram estudados: baixo ($\sigma_3 = 70$ kPa e $\sigma_d = 70$ kPa), médio ($\sigma_3 = 100$ kPa e $\sigma_d = 300$ kPa) e alto ($\sigma_3 = 140$ kPa e $\sigma_d = 450$ kPa). Segundo os autores, a intensidade desses estados de tensão é compatível com as tensões de trabalho para camadas de pavimento, desde logo abaixo da camada de asfalto até o topo da sub-base, considerando um eixo rodoviário padrão de 8,2 tf. Os resultados estimados de deslocamento e deformação permanente de acordo com o modelo são apresentados nas Figuras 313–315 para o solo PE-1, 316–318 para o solo PB-2 e 319–321 para o solo PB-3.

Para os três níveis de tensão estudados, considerando um elevado número ciclos ($N = 10^7$), ocorre um rápido crescimento inicial seguido de uma fase de acomodamento, representada pelo paralelismo em relação ao eixo horizontal, o que indica uma situação de acomodamento das deformações ou acomodamento plástico (*shakedown*).

Figura 300: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PE-1 (N = 10⁷)



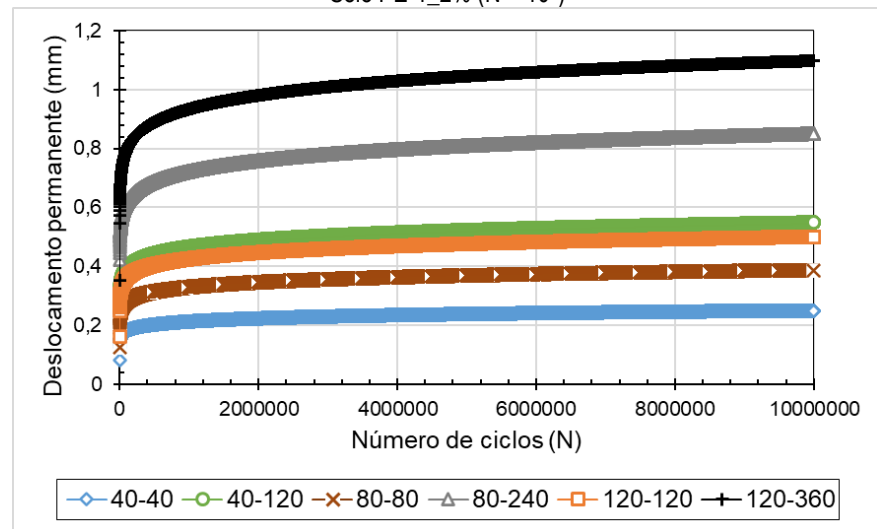
(a)



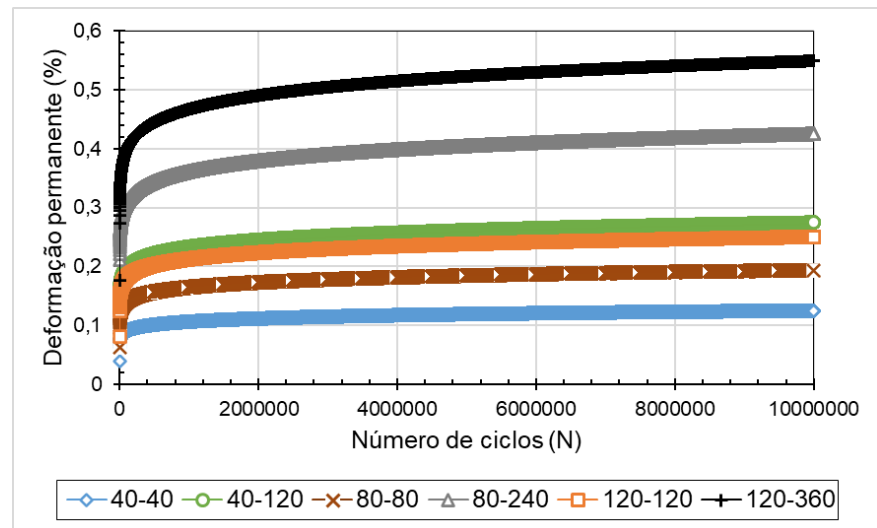
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 301: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PE-1_2% (N = 10⁷)



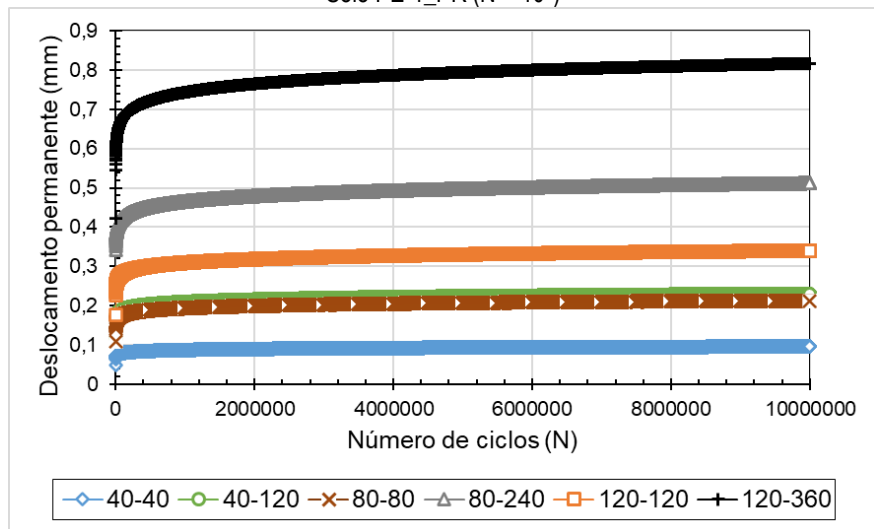
(a)



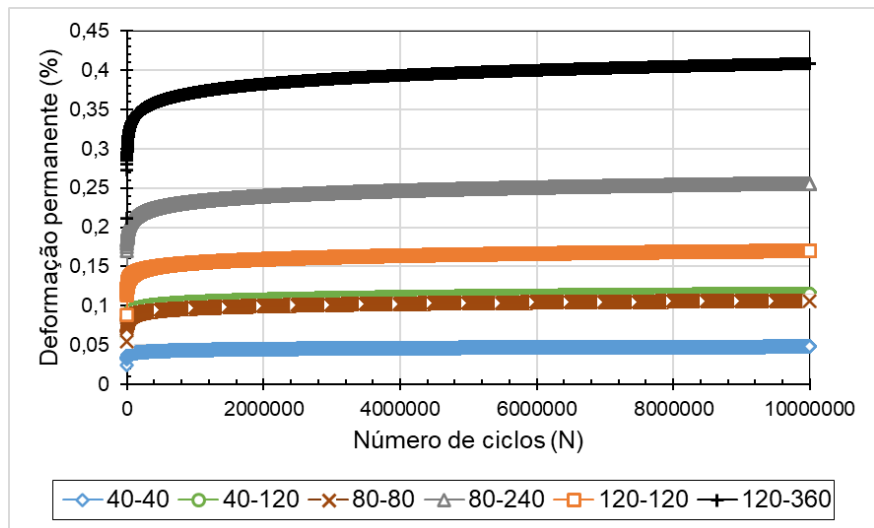
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 302: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas.
Solo PE-1_PR (N = 10⁷)



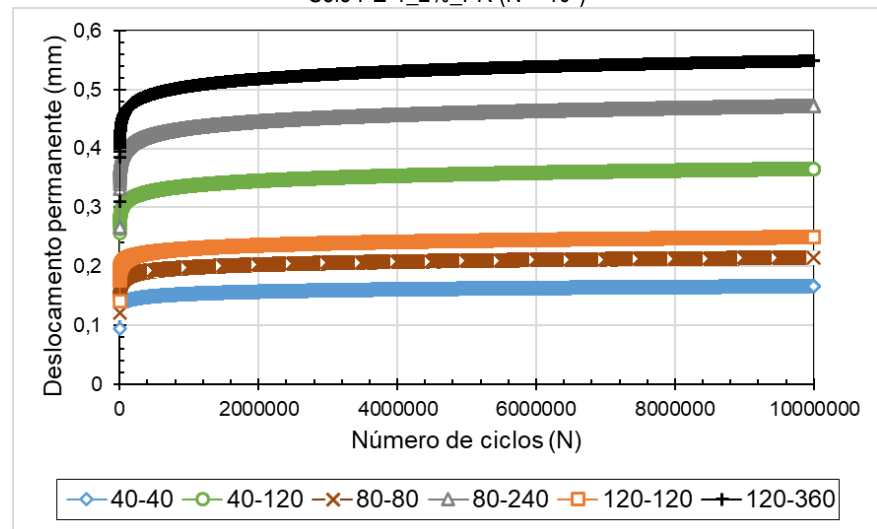
(a)



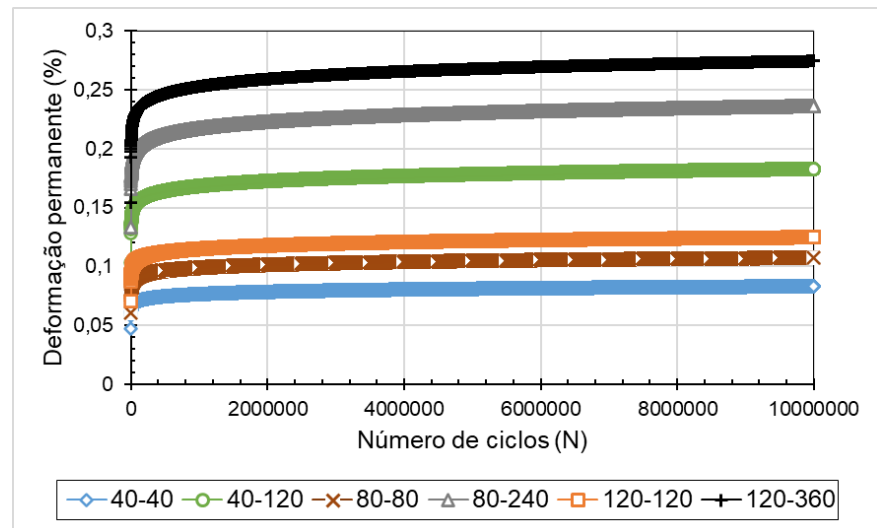
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 303: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas.
Solo PE-1_2%_PR (N = 10⁷)



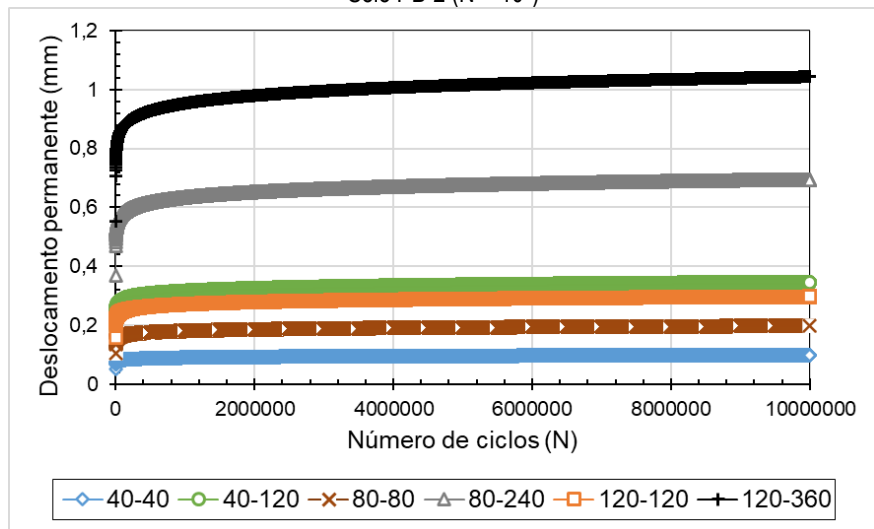
(a)



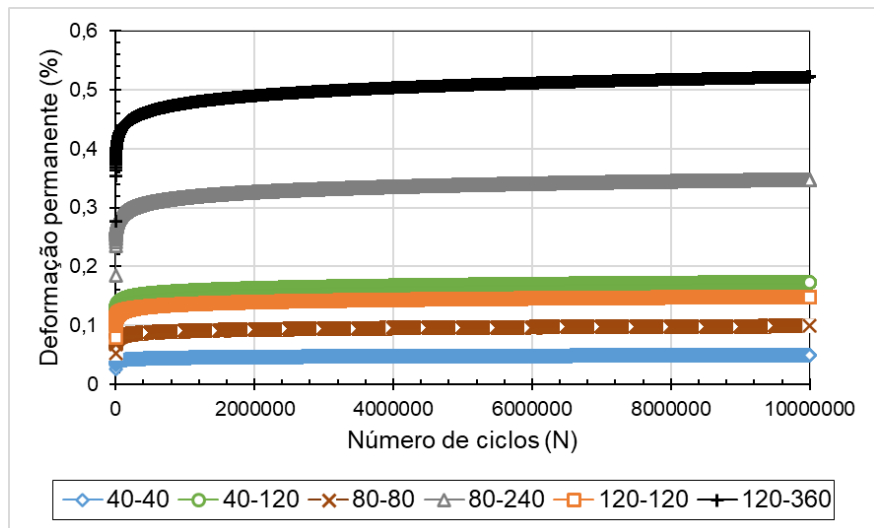
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 304: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-2 (N = 10⁷)



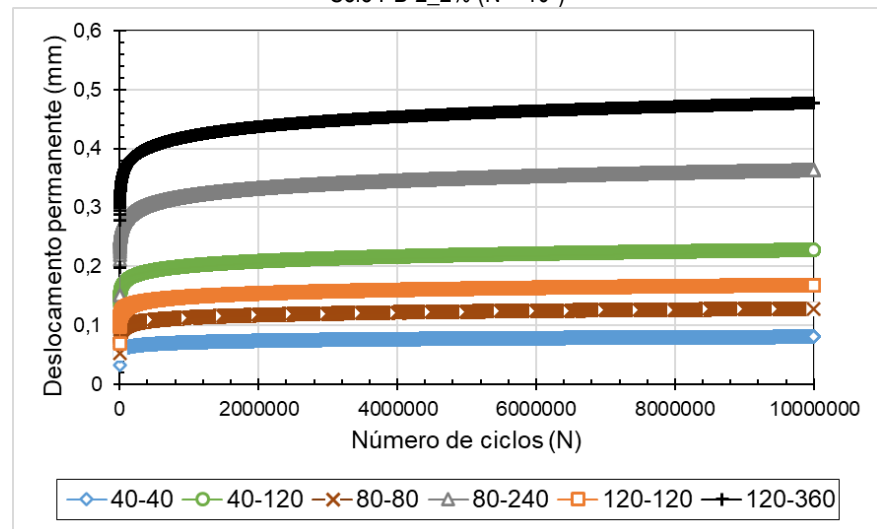
(a)



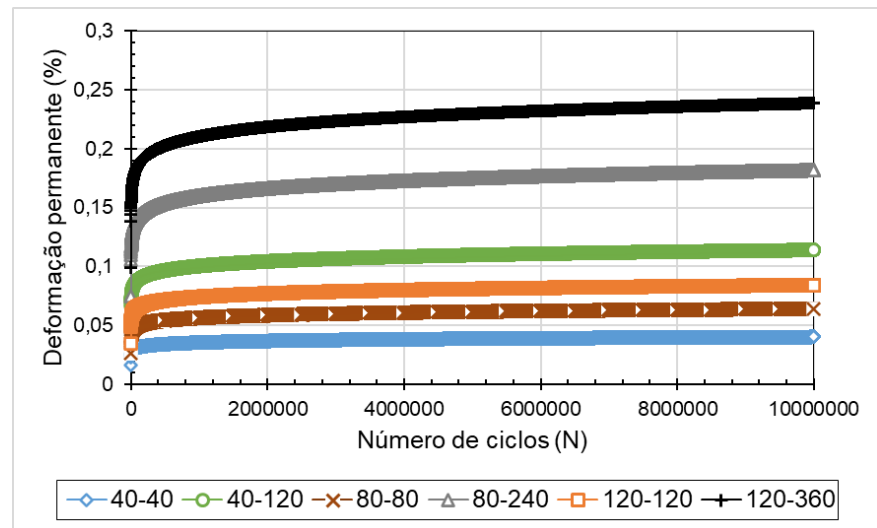
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 305: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-2_2% (N = 10⁷)



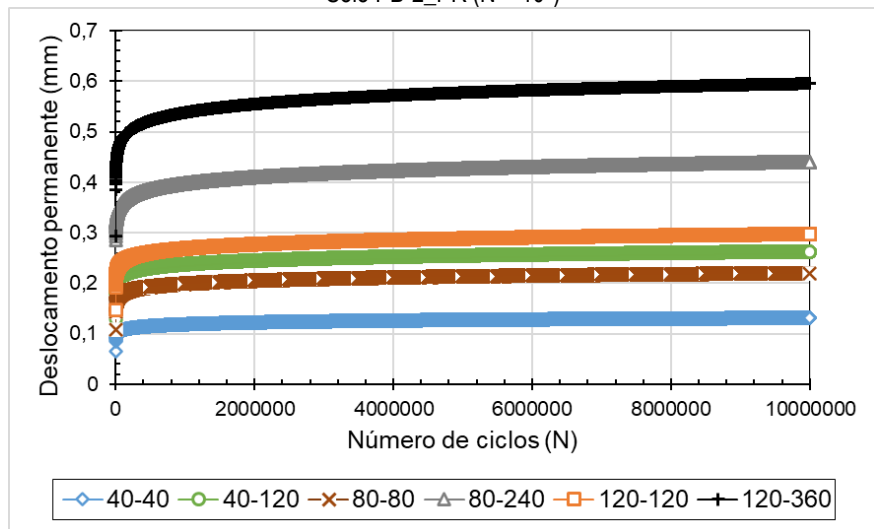
(a)



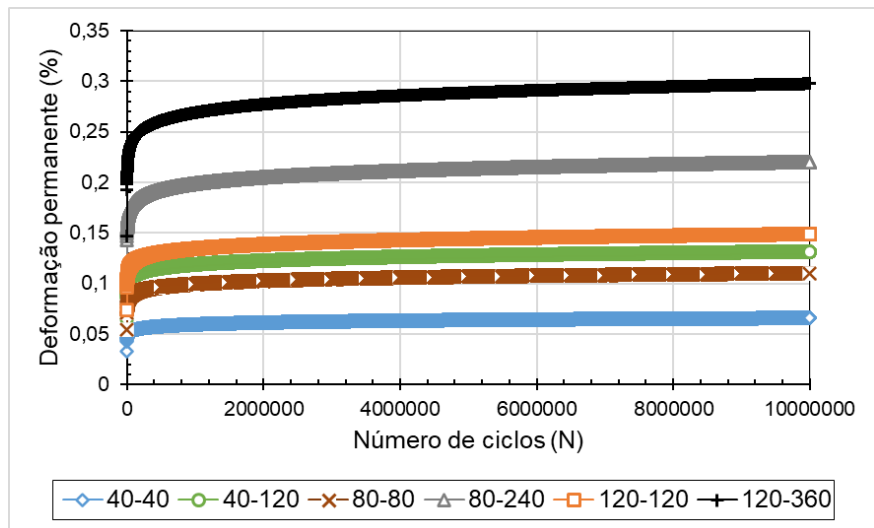
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 306: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas.
Solo PB-2_PR (N = 10⁷)



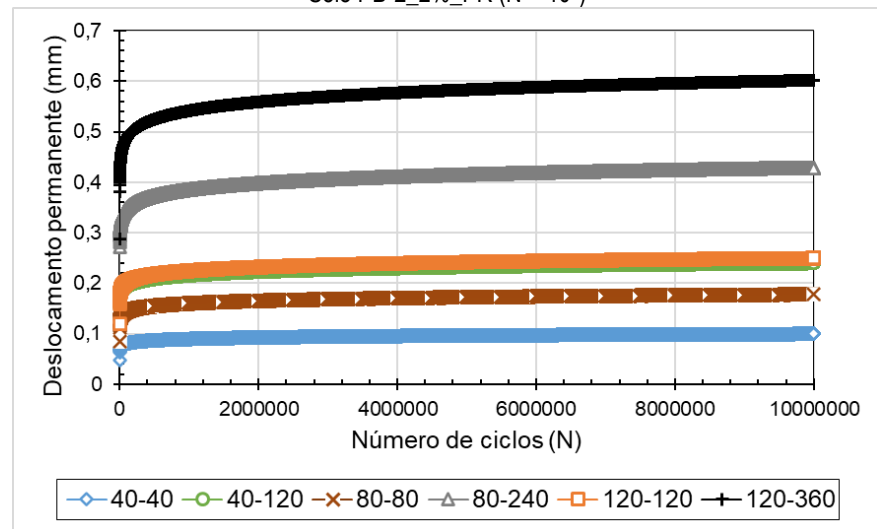
(a)



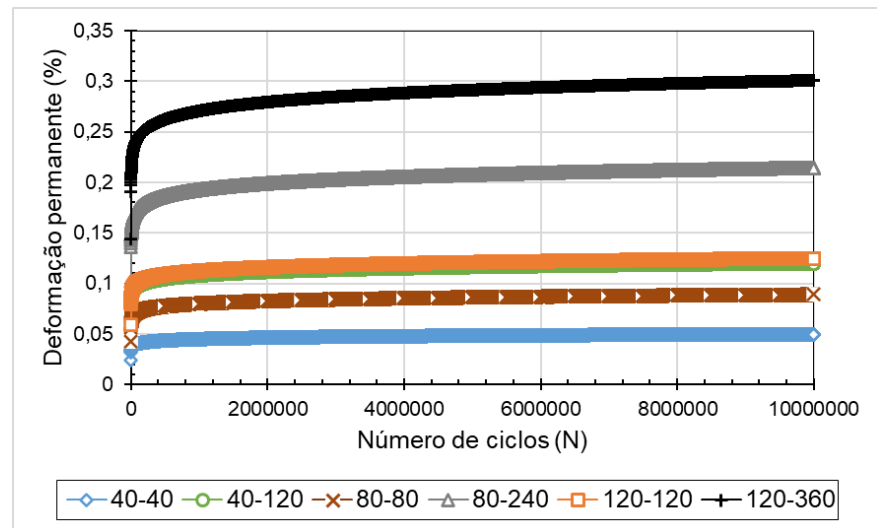
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 307: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas.
Solo PB-2_2%_PR (N = 10⁷)



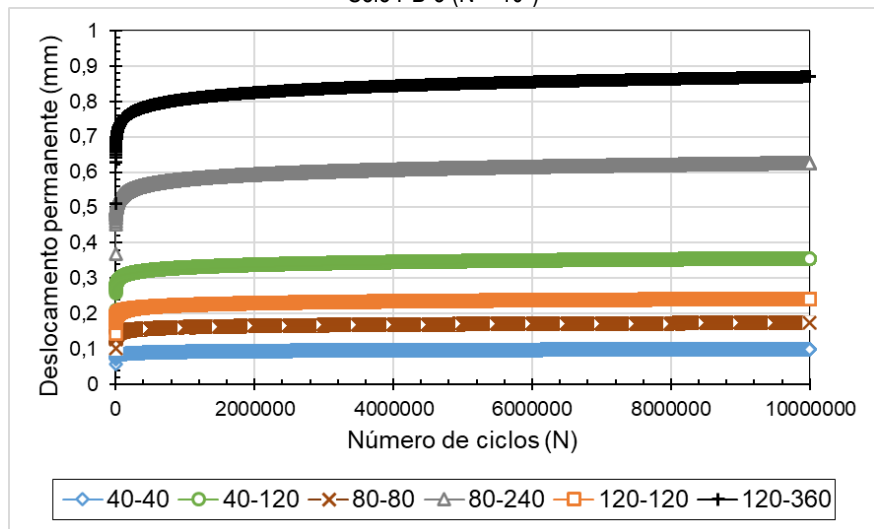
(a)



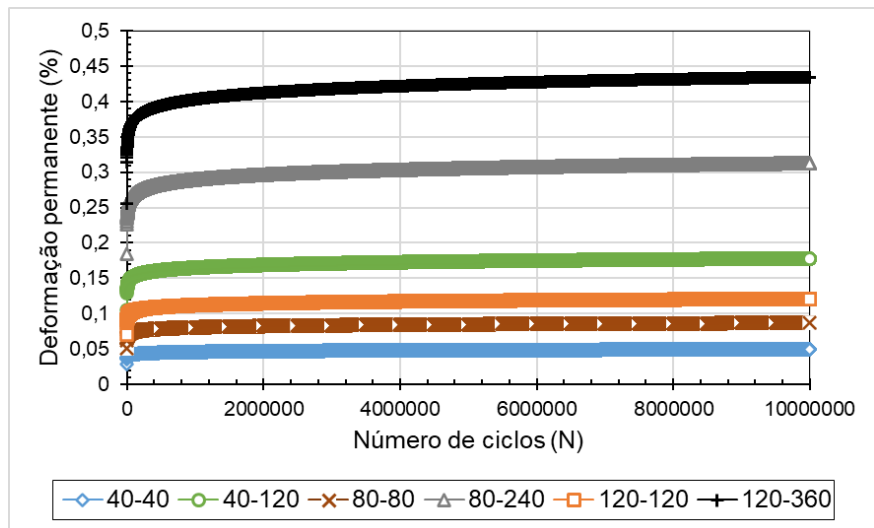
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 308: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-3 (N = 10⁷)



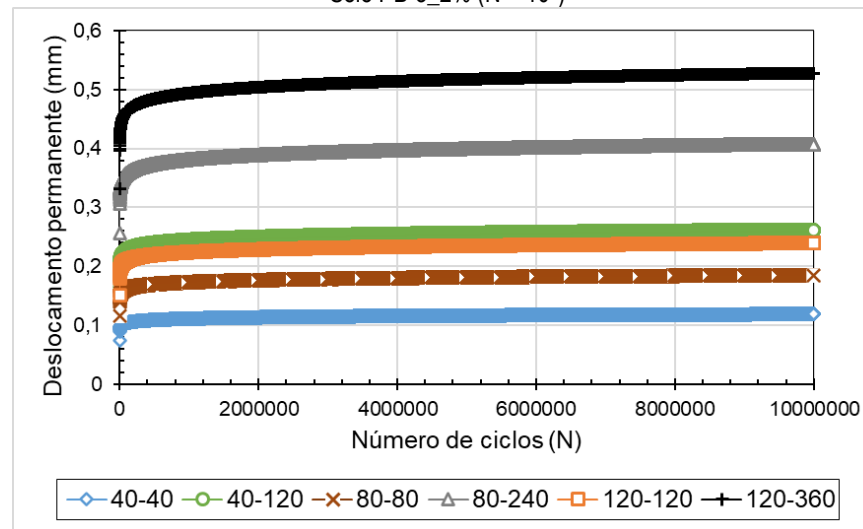
(a)



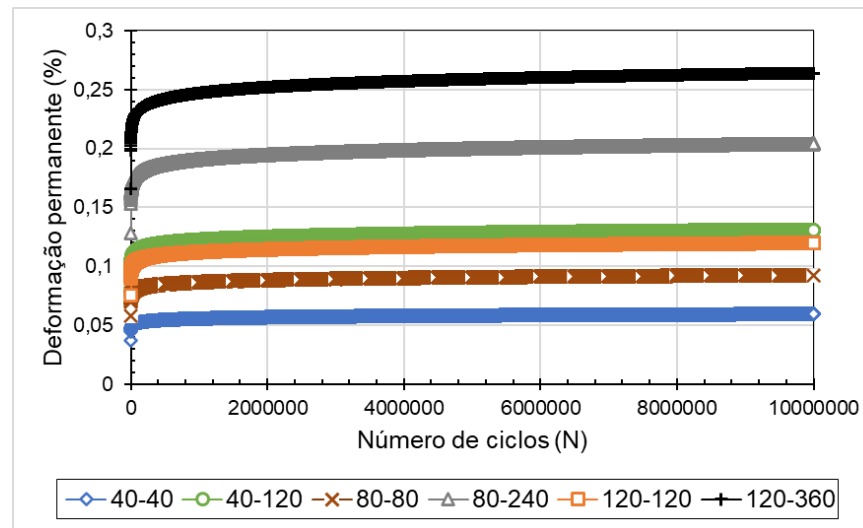
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 309: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Solo PB-3_2% (N = 10⁷)



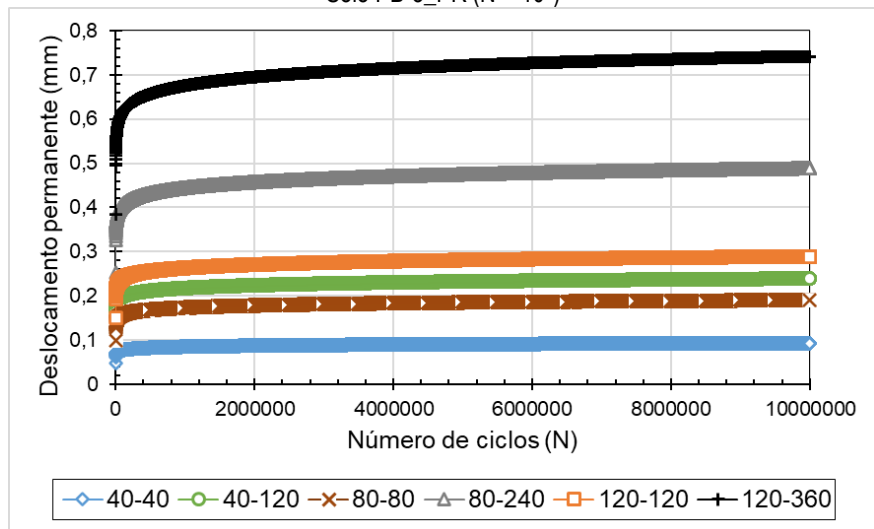
(a)



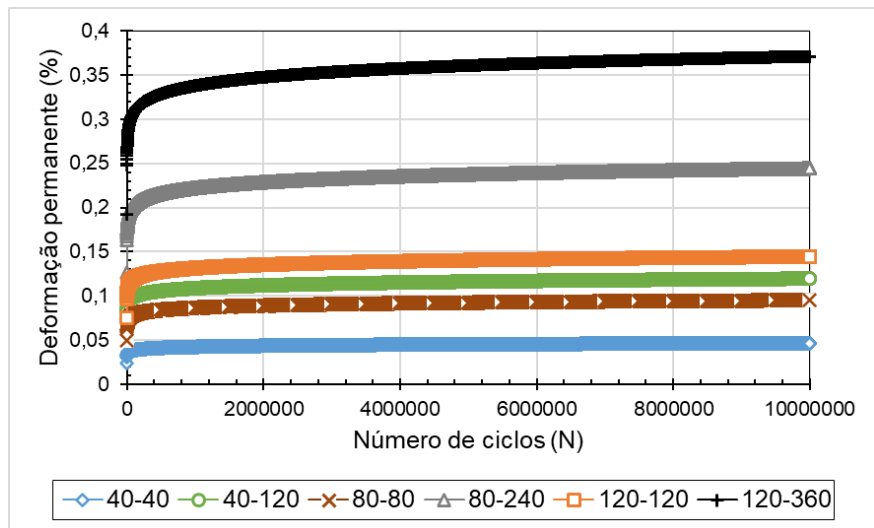
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 310: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas.
Solo PB-3_PR (N = 10⁷)



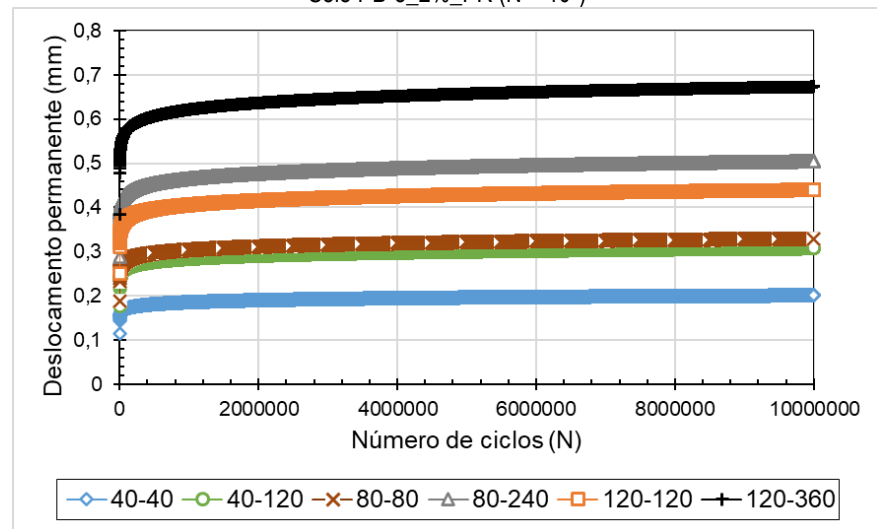
(a)



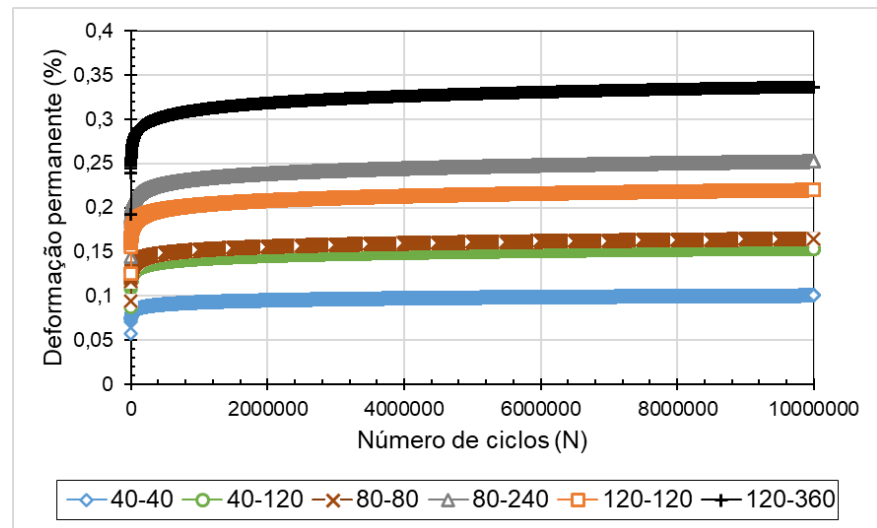
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 311: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas.
Solo PB-3_2%_PR (N = 10⁷)



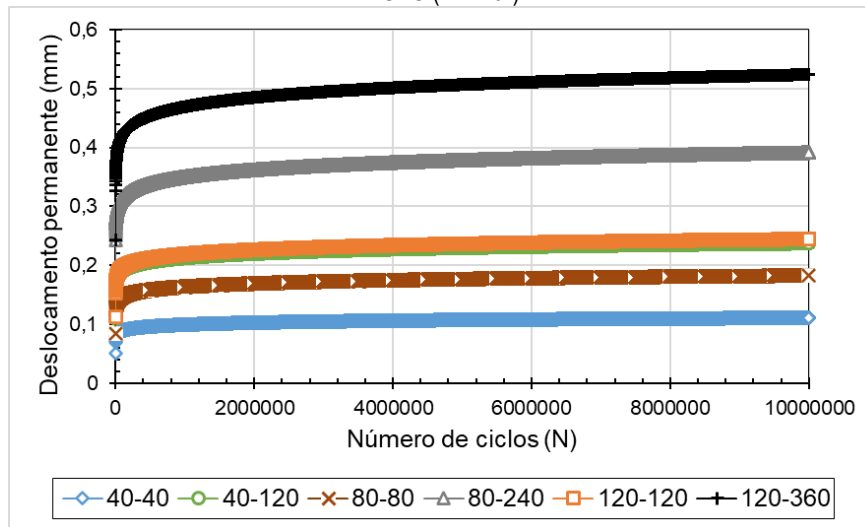
(a)



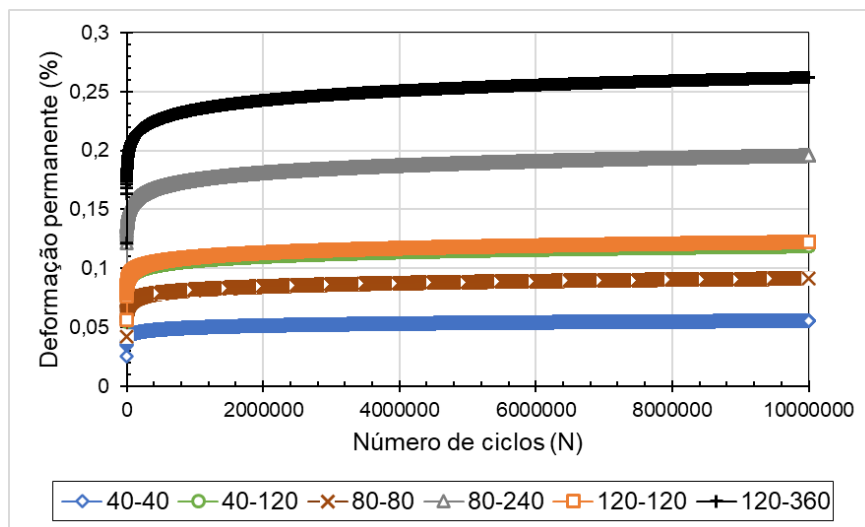
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 312: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. BGTC (N = 10⁷)



(a)



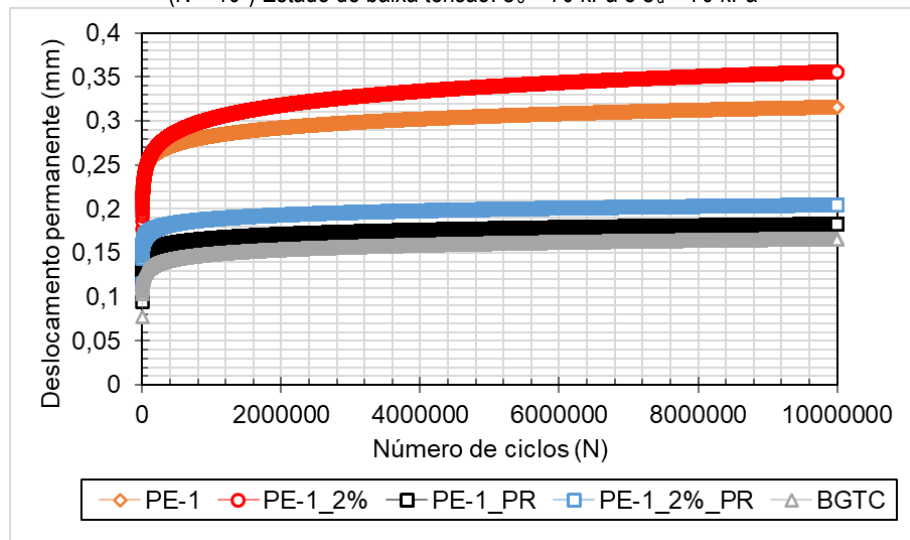
(b)

Fonte: De autoria própria

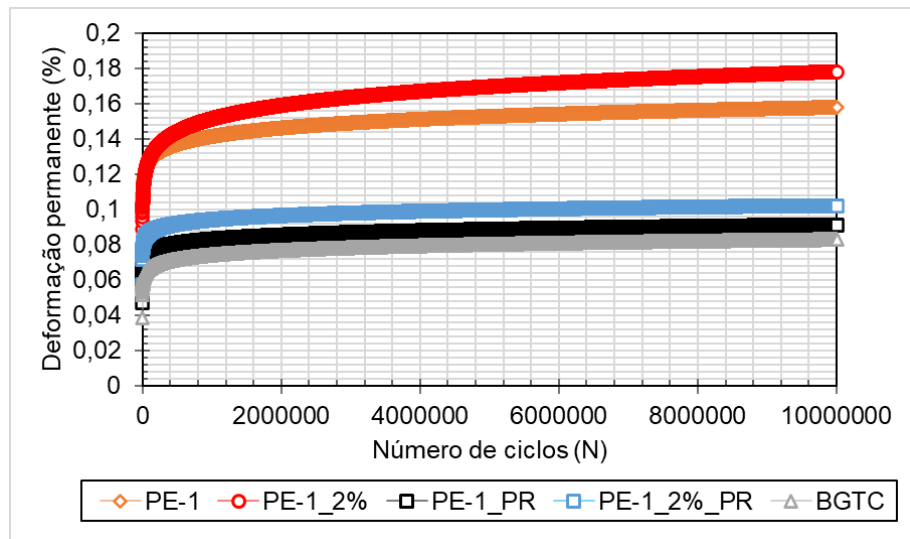
Os materiais apresentaram deslocamento permanente inferiores 4mm considerando o estado de elevado carregamento ($\sigma_3 = 140$ kPa e $\sigma_d = 450$ kPa), o que corresponde a deformação permanente específica de 2% de uma amostra com 200mm de altura. Vale ressaltar que a maioria dos solos apresentou deslocamento permanente inferiores 2,0mm (ou 1,0% de deformação específica em uma amostra com 200mm de altura), o que pode ser considerado muito baixo, indicando que os materiais — ambos solos e a mistura de BGTC — apresentaram bom comportamento frente solicitações cíclicas.

Contudo, como já mencionado anteriormente, é necessária uma análise mecanística-empírica para complementar a análise do desempenho estrutural e funcional, através da modelagem das estruturas frente a condições reais de tráfego.

Figura 313: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PE-1 (N = 10⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 70$ kPa e $\sigma_d = 70$ kPa



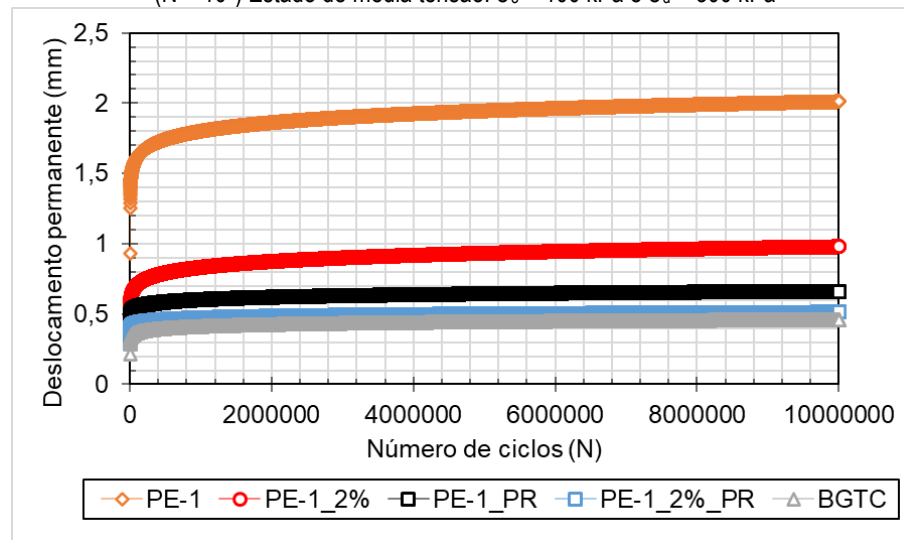
(a)



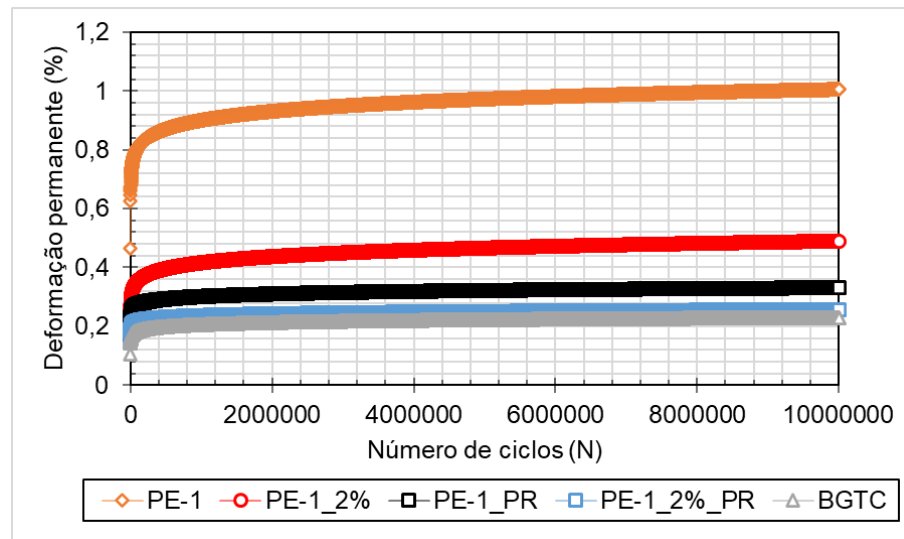
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 314: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PE-1 (N = 10⁷) Estado de média tensão: $\sigma_3 = 100$ kPa e $\sigma_d = 300$ kPa



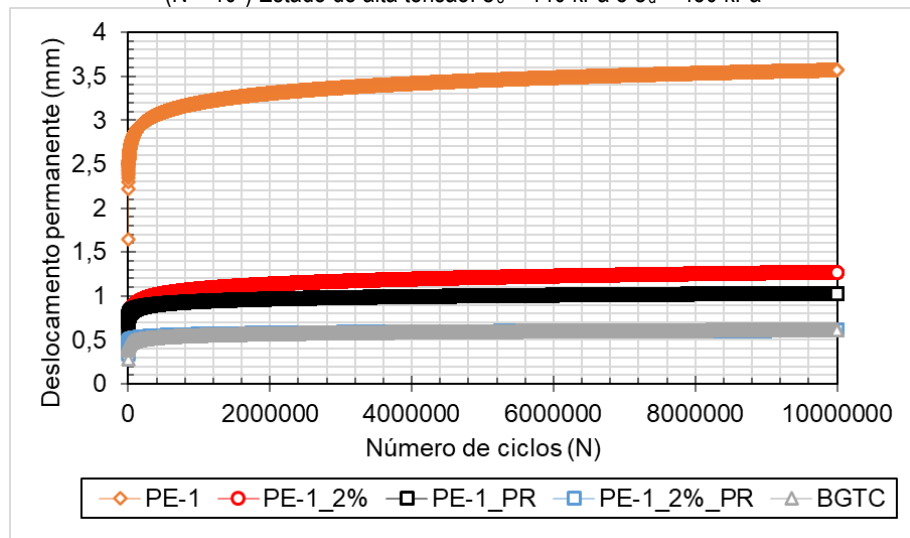
(a)



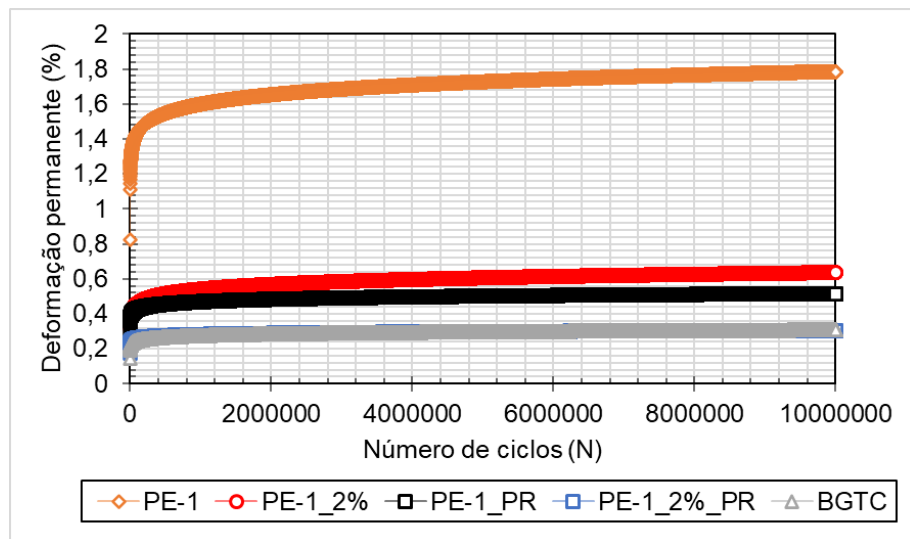
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 315: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PE-1 (N = 10⁷) Estado de alta tensão: $\sigma_3 = 140$ kPa e $\sigma_d = 450$ kPa



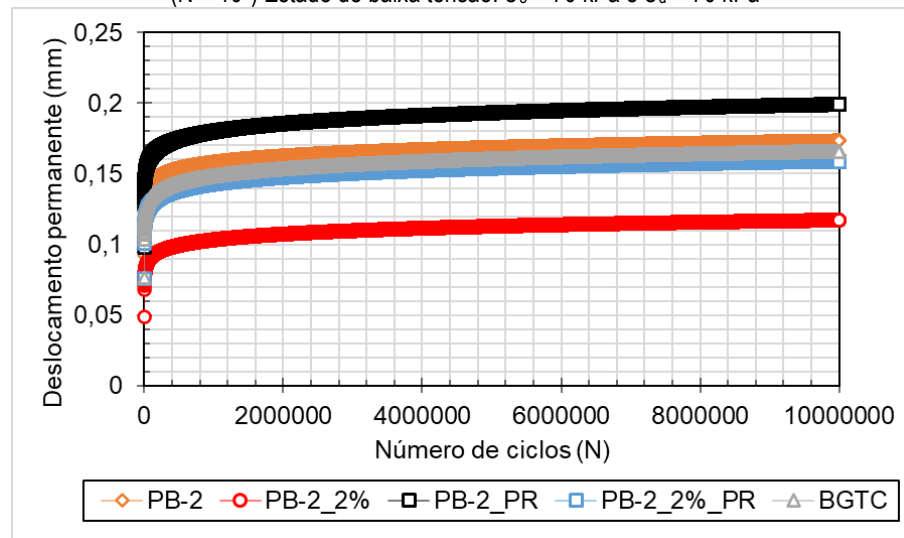
(a)



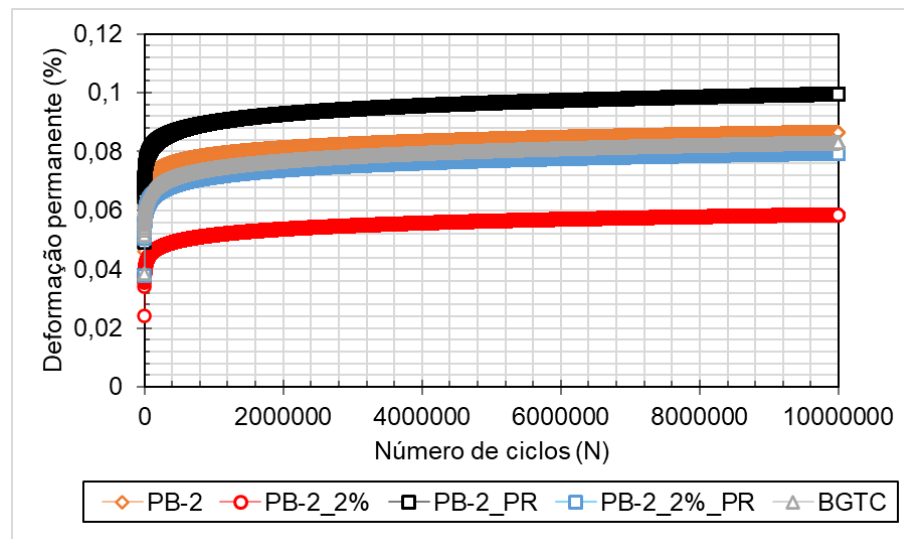
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 316: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-2 (N = 10⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 70$ kPa e $\sigma_d = 70$ kPa



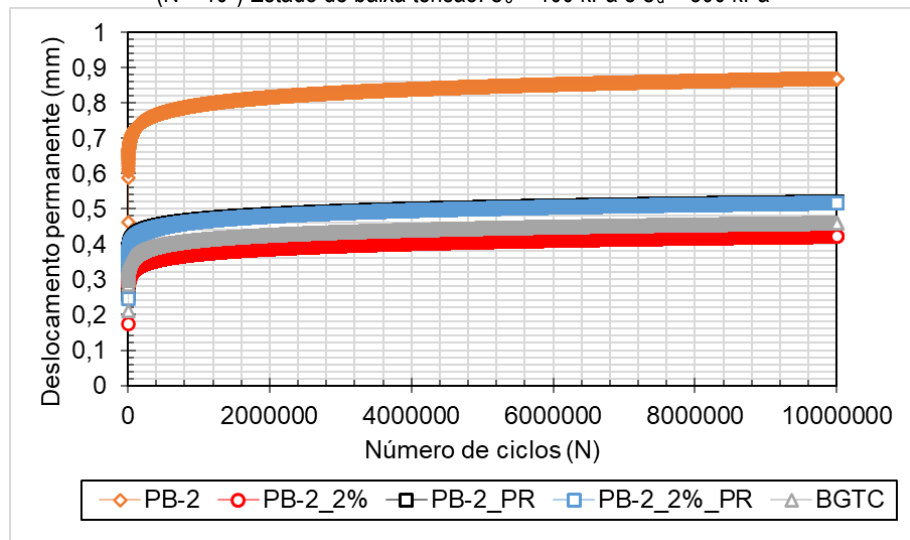
(a)



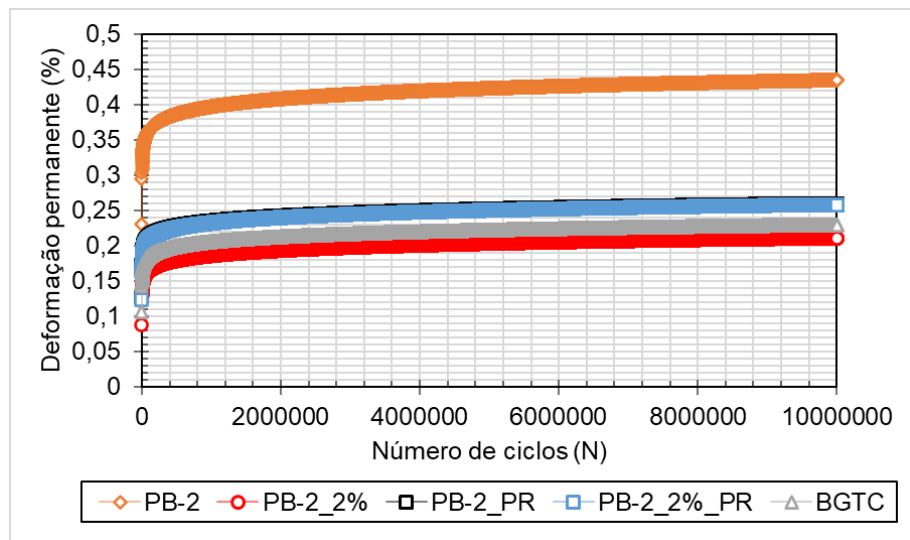
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 317: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-2 (N = 10⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 100$ kPa e $\sigma_d = 300$ kPa



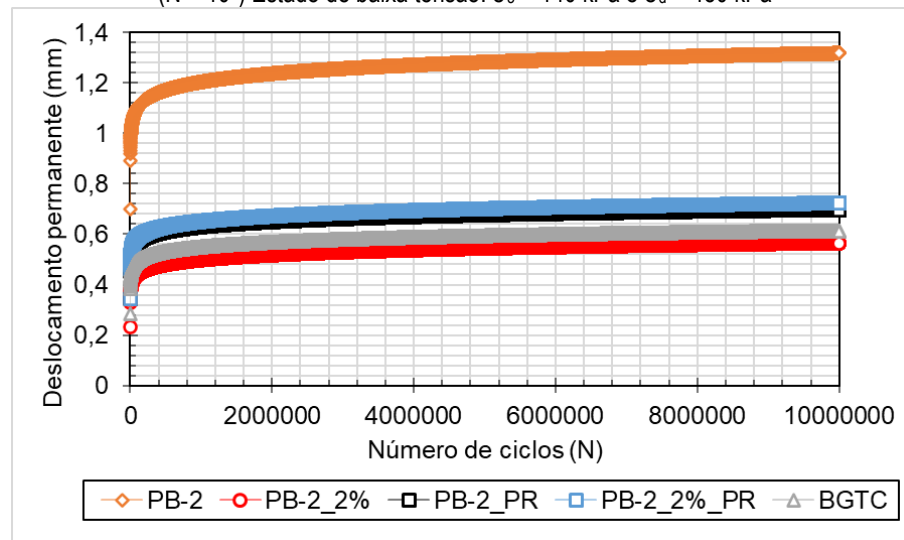
(a)



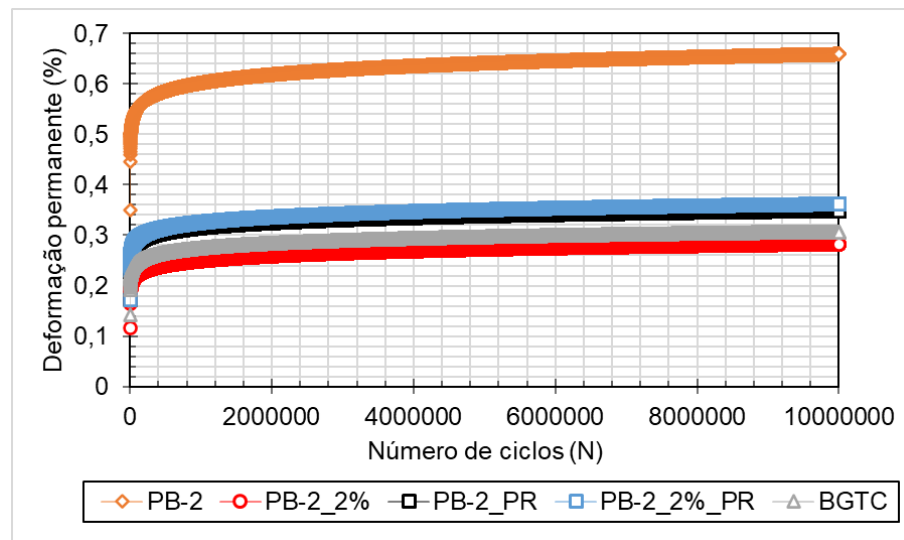
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 318: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-2 (N = 10⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 140$ kPa e $\sigma_d = 450$ kPa



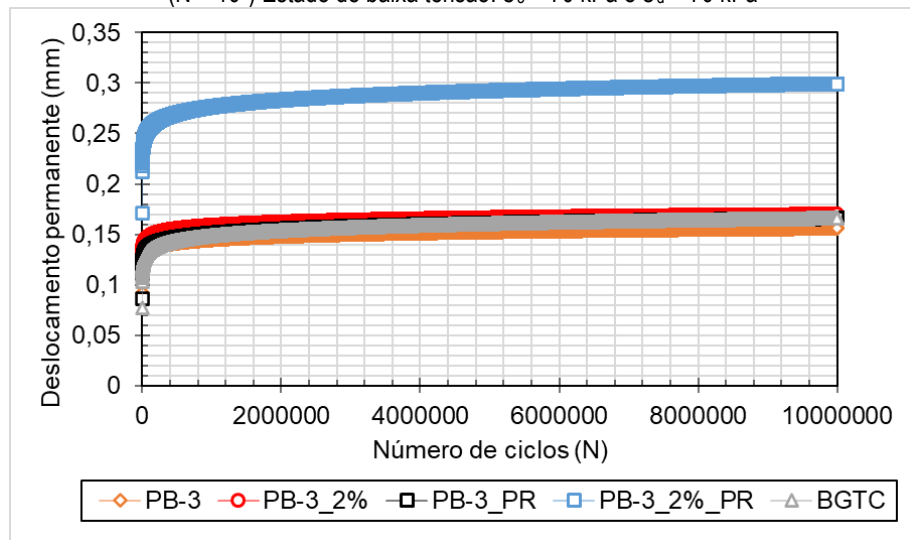
(a)



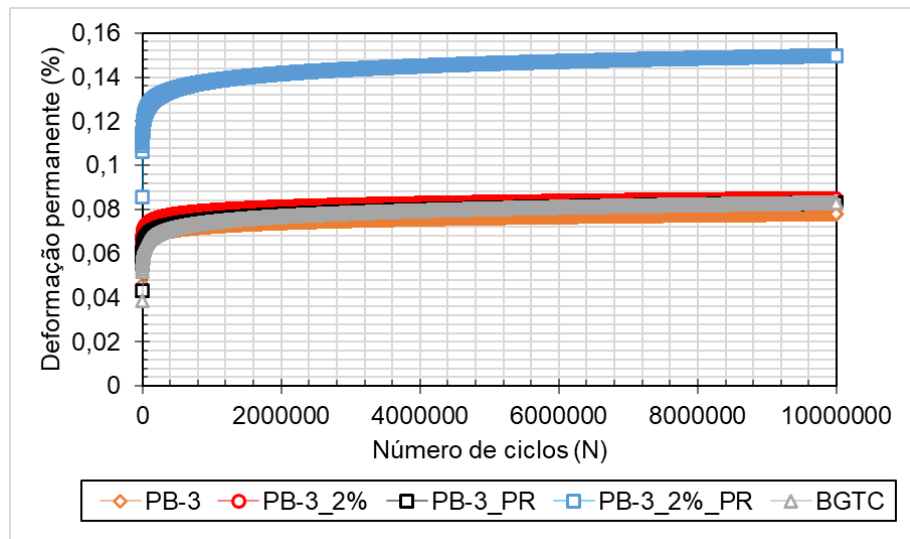
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 319: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-3 (N = 10⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 70$ kPa e $\sigma_d = 70$ kPa



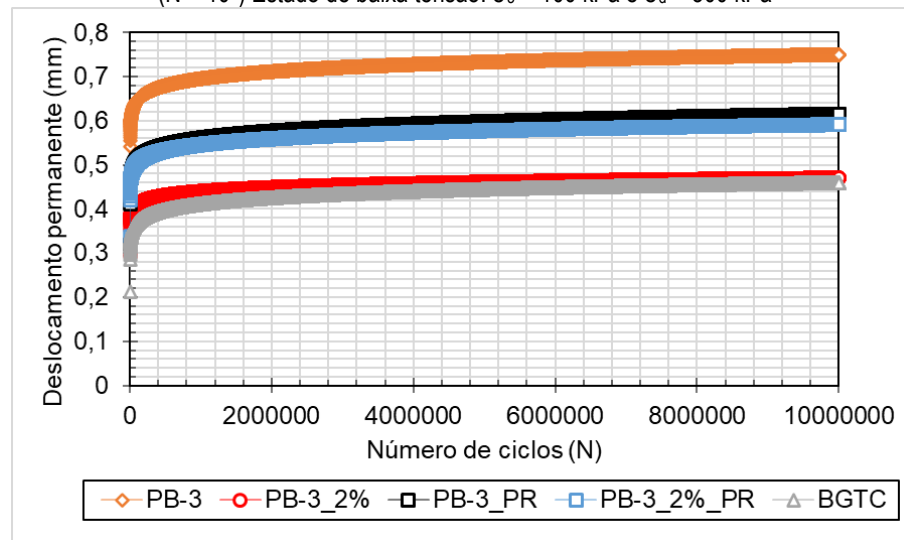
(a)



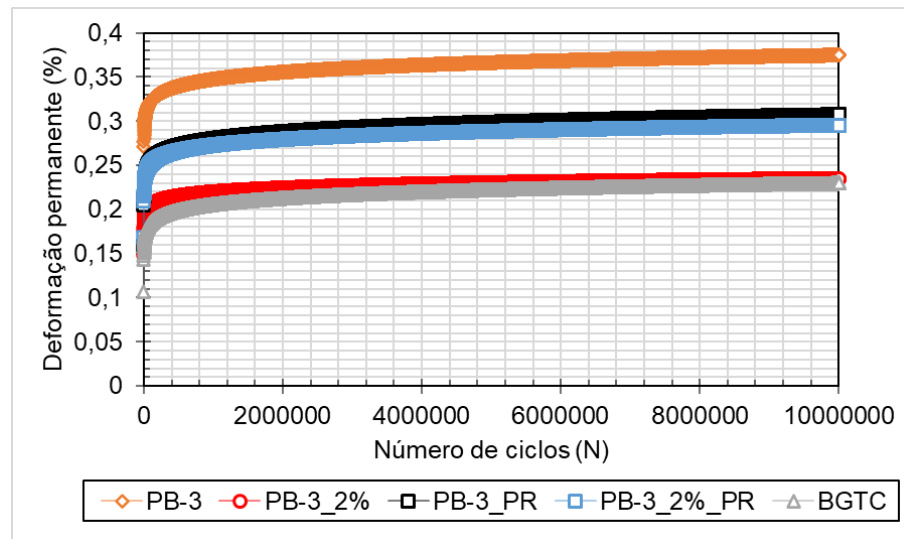
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 320: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-3 (N = 10⁷) Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 100$ kPa e $\sigma_d = 300$ kPa



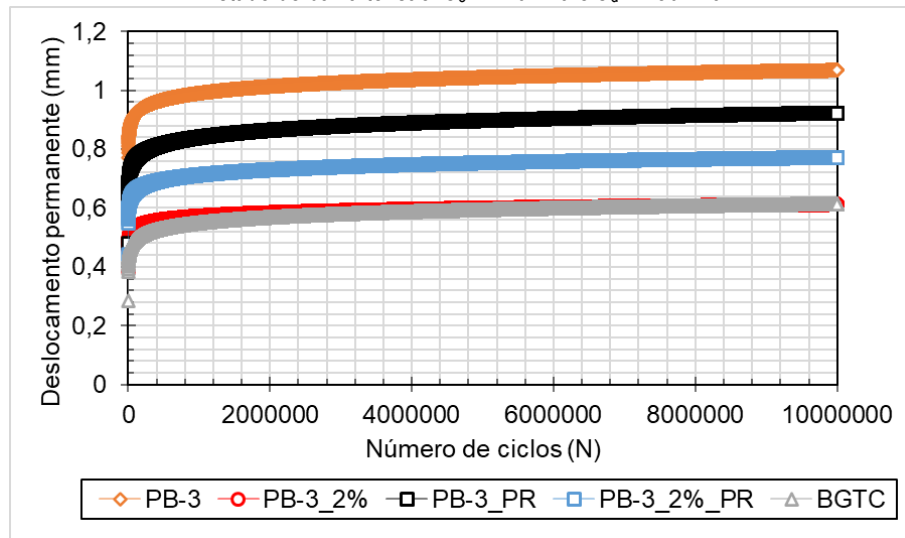
(a)



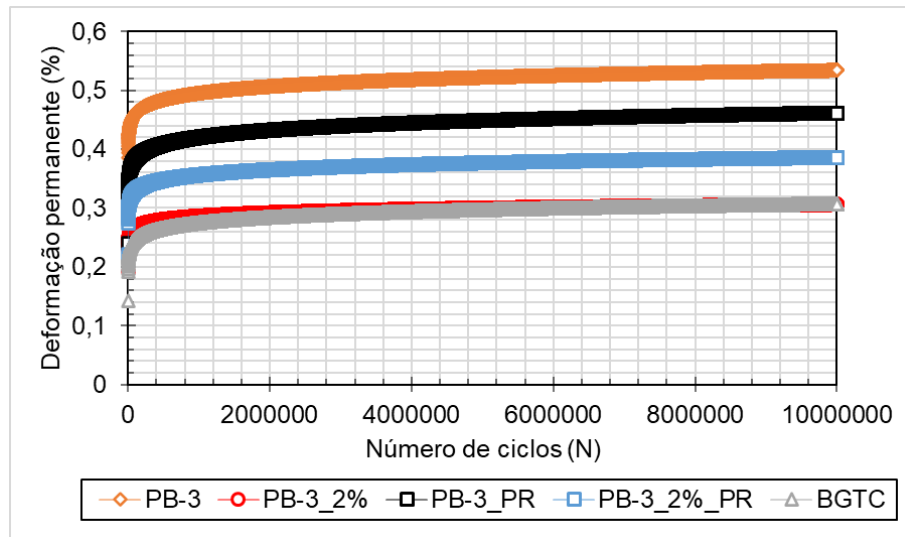
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 321: Deslocamento (a) e deformação (b) em função do número de cargas. Solo PB-3 ($N = 10^7$)
Estado de baixa tensão: $\sigma_3 = 140$ kPa e $\sigma_d = 450$ kPa



(a)



(b)

Fonte: De autoria própria

4.4.6. CONSIDERAÇÕES FINAIS

As mudanças de massa e as variações volumétricas por retração foram mais pronunciadas nos primeiros 5 dias (120 horas) de secagem. Ficou evidente que a possibilidade de desenvolvimento de trincas de retração é maior nas fases iniciais da construção e, portanto, a cura por um período mínimo de 3 dias resultará em redução da retração das camadas.

É observada a positiva influência do período de retração nos resultados de módulo de resiliência dos solos naturais desta pesquisa. A exceção foi o solo pedregulhoso PB-3, que possui vazios maiores e menor teor de finos, portanto tem menor capacidade de reter umidade e menor valor de sucção quando comparado aos outros solos. Para os solos melhorados com ligantes hidráulicos, o período de retração apresenta influência tecnicamente negativa nos valores de MR. Isso mostra que após o período de cura em câmara úmida, a depender da capacidade de reter umidade, a exposição de solos melhorados ao processo de dessecação reduziu gradativamente a umidade e conseqüentemente reduziu a ocorrência de reações físico-químicas de longo prazo. Com isso, na execução de um pavimento, deve-se dar relevância à preservação da condição de umidade durante o período de cura.

Fica visível também a positiva influência do período de retração nos resultados de deformação permanente dos solos naturais. A influência é proporcional a granulometria do solo, visto que para o solo pedregulhoso PB-3 — que possui vazios maiores, menor teor de finos e, conseqüentemente, menor capacidade de reter umidade e menor valor de sucção — a redução da DP foi mais moderada. Para os solos melhorados, o período de retração apresenta influência positiva somente para o solo PE-1_2%. Para os solos grossos, onde a sucção apresentou atuação menor, as DP aumentaram com o a retração volumétrica. O que aconteceu pode ser justificado de forma semelhante ao que aconteceu nos valores de MR, porque, após o período de cura em câmara úmida, a umidade dos materiais é gradualmente reduzida pela exposição ao processo de dessecação, o que resulta em uma redução no número de reações físico-químicas de longo prazo.

A sucção de solos não saturados é alterada por variações ambientais. A forma como a sucção influencia o módulo de resiliência e a deformação permanente depende do tipo de solo. A relação entre módulo de resiliência, bem como a deformação permanente, e sucção do solo é muito complexa e outros parâmetros também devem ser investigados. Diante disso, reforça-se a necessidade de uma investigação mais detalhada sobre a temática, que possa vir a gerar no futuro um protocolo padrão de ensaio que também inclua a influência do processo de retração e conseqüentemente da sucção na resposta à deformação resiliente e permanente dos solos.

Villibor & Alves (2019) recomendam que na execução de camadas com solos laterítico, é de fundamental importância o processo de secagem após o término da operação de compactação. A camada deve ser submetida à perda de umidade, que resulta no desenvolvimento de trincas na camada compactada (Figura 322). A secagem deve ocorrer por um período mínimo de 60 horas. No geral, os solos mais argilosos apresentam trincas com maiores espessuras comparadas a dos mais arenosos e pedregulhosos. A operação de secagem é de grande importância, pois permite: aumentar a resistência da camada de forma irreversível (com o aumento de suporte); evitar o desenvolvimento de novas trincas de contração, quando atingir em serviço sua umidade de equilíbrio; acelerar a obtenção da umidade de equilíbrio, melhorando o desempenho do pavimento em seus primeiros anos

de serviço; e proporcionar uma penetração adequada da imprimadura impermeabilizante na superfície da base, garantindo sua melhor aderência com o revestimento.

Figura 322: Conformação final da base e trincamento em função da secagem



Fonte: Adaptado de VILLIBOR & ALVES (2019)

CAPÍTULO 4.5. AVALIAÇÃO MECANÍSTICA-EMPÍRICA COM O SOFTWARE MEDINA

Foi constatado, através das análises de desempenho cíclico e dinâmico, um bom comportamento dos solos lateríticos estudados. Contudo, como já mencionado, uma análise mecanística-empírica através da modelagem das estruturas frente a condições reais de tráfego se faz necessária para complementar a análise do desempenho estrutural e funcional.

Foi utilizado o *software* MeDiNa, fornecido pelo Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes (DNIT), para modelagem das estruturas a fim de avaliar, frente a condições reais de tráfego, o desempenho estrutural e funcional. A estrutura e as propriedades dos materiais constituintes do pavimento foram adotadas com base em dados de monitoramento de trechos experimentais realizados pelo Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) na BR-230 no estado da Paraíba (Tabela 10).

4.5.1. AVALIAÇÃO MECANÍSTICA-EMPÍRICA

Para o proposto dimensionamento foram considerados volumes de tráfego diferentes: O caso 1 considerou o número $N = 10^6$ e o caso 2 considerou $N = 10^7$. As estruturas foram analisadas com o objetivo de avaliar o desempenho dos solos ao serem aplicados na camada de base, preservando as camadas de revestimento, sub-base e subleito existentes.

Em todas as análises considerou-se a via como “Sistema Arterial Principal”. O nível de confiabilidade das análises realizadas pelo MeDiNa foi de 95%, com isso, o critério de aceitação do dimensionamento passa a ser uma área trincada máxima de 30% e deformação permanente máxima de 10 mm.

Para os solos PE-1, PB-2 e PB-3, as análises foram realizadas considerando suas situações natural, estabilizada e após o período de retração. Também foi realizada a análise para a BGTC e para a BGS (BGTC_0%). Para os materiais em específico, foram utilizados os parâmetros de regressão obtidos através dos ensaios de módulo de resiliência (MR) e deformação permanente (DP) realizados na pesquisa. Contudo, exclusivamente para a BGS (BGTC_0%), como não foi realizado ensaio de DP para esse material, os parâmetros de regressão foram retirados do trabalho de Lima *et al.* (2017).

Os valores de porcentagem de AT e ATR ao longo do período de vida útil, previstos nas modelagens dos pavimentos realizadas no MeDiNa são indicados na Tabela 48 e Figuras 323–324.

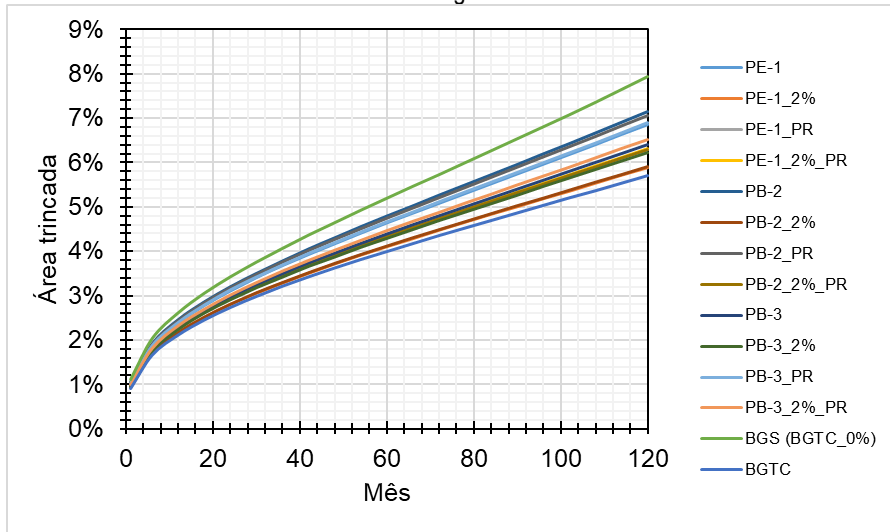
Tabela 48: Desempenho frente a porcentagem de área trincada (AT) e ao afundamento de trilha de roda (ATR)

Tempo de projeto		Tráfego N = 10 ⁶												BGTC	BGS (BGTC_0%)
		PE-1	PE-1_2%	PE-1_PR	PE-1_2%_PR	PB-2	PB-2_2%	PB-2_PR	PB-2_2%_PR	PB-3	PB-3_2%	PB-3_PR	PB-3_2%_PR		
1° mês	AT	1,02%	0,93%	0,97%	0,97%	1,04%	0,93%	1,04%	0,97%	0,98%	0,96%	1,02%	0,99%	0,91%	1,10%
	ATR (mm)	2,6	2,5	2,2	2,5	2,5	2,2	2,3	2,3	2,5	2,3	2,3	2,3	2,2	2,9
12° mês	AT	2,39%	2,17%	2,27%	2,27%	2,46%	2,17%	2,44%	2,27%	2,29%	2,25%	2,40%	2,32%	2,12%	2,61%
	ATR (mm)	3,0	2,9	2,6	2,9	2,9	2,6	2,7	2,7	3,0	2,7	2,7	2,7	2,6	3,4
24° mês	AT	3,11%	2,81%	2,94%	2,94%	3,20%	2,81%	3,18%	2,94%	2,97%	2,92%	3,13%	3,01%	2,74%	3,42%
	ATR (mm)	3,2	3,1	2,7	3,0	3,0	2,8	2,8	2,8	3,1	2,8	2,8	2,8	2,7	3,6
48° mês	AT	4,17%	3,72%	3,92%	3,92%	4,30%	3,73%	4,27%	3,92%	3,96%	3,88%	4,19%	4,02%	3,63%	4,64%
	ATR (mm)	3,3	3,2	2,9	3,2	3,2	2,9	3,0	2,9	3,2	3,0	2,9	2,9	2,8	3,8
96° mês	AT	5,96%	5,19%	5,52%	5,53%	6,19%	5,20%	6,13%	5,52%	5,60%	5,47%	5,99%	5,69%	5,04%	6,80%
	ATR (mm)	3,5	3,4	3,0	3,3	3,3	3,0	3,1	3,1	3,4	3,1	3,1	3,1	3,0	4,0
120° mês	AT	6,85%	5,89%	6,30%	6,31%	7,14%	5,91%	7,06%	6,30%	6,40%	6,23%	6,89%	6,51%	5,71%	7,93%
	ATR (mm)	3,5	3,4	3,0	3,4	3,4	3,1	3,1	3,1	3,4	3,1	3,1	3,1	3,0	4,1

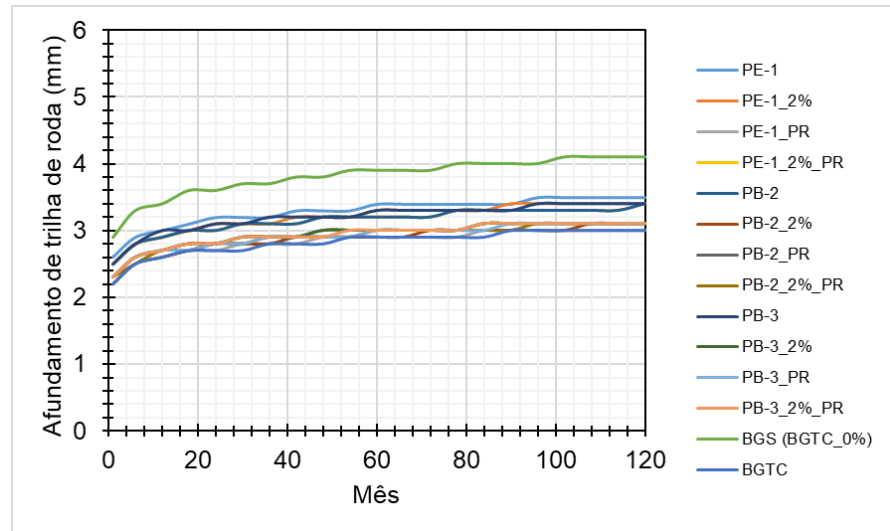
Tempo de projeto		Tráfego N = 10 ⁷												BGTC	BGS (BGTC_0%)
		PE-1	PE-1_2%	PE-1_PR	PE-1_2%_PR	PB-2	PB-2_2%	PB-2_PR	PB-2_2%_PR	PB-3	PB-3_2%	PB-3_PR	PB-3_2%_PR		
1° mês	AT	2,23%	2,03%	2,12%	2,12%	2,29%	2,03%	2,27%	2,12%	2,14%	2,10%	2,24%	2,16%	1,98%	2,43%
	ATR (mm)	3,0	2,9	2,6	2,9	2,9	2,6	2,7	2,6	2,9	2,7	2,6	2,7	2,6	3,4
12° mês	AT	6,35%	5,50%	5,86%	5,87%	6,60%	5,51%	6,53%	5,86%	5,95%	5,80%	6,38%	6,05%	5,33%	7,28%
	ATR (mm)	3,5	3,4	3,0	3,3	3,3	3,1	3,1	3,1	3,4	3,1	3,1	3,1	3,0	4,1
24° mês	AT	9,96%	8,21%	8,94%	8,95%	10,51%	8,25%	10,36%	8,94%	9,12%	8,82%	10,03%	9,33%	7,90%	12,07%
	ATR (mm)	3,6	3,6	3,2	3,5	3,5	3,2	3,3	3,2	3,5	3,3	3,2	3,3	3,1	4,3
48° mês	AT	19,36%	14,55%	16,48%	16,52%	20,97%	14,63%	20,54%	16,50%	16,97%	16,16%	19,56%	17,56%	13,74%	25,76%
	ATR (mm)	3,8	3,7	3,3	3,6	3,6	3,3	3,4	3,4	3,7	3,4	3,4	3,4	3,3	4,5
96° mês	AT	51,43%	35,17%	41,79%	41,94%	56,61%	35,45%	55,24%	41,85%	43,46%	40,69%	52,09%	45,47%	32,41%	70,66%
	ATR (mm)	4,0	3,9	3,5	3,8	3,8	3,5	3,6	3,5	3,9	3,6	3,5	3,6	3,4	4,8
120° mês	AT	71,83%	49,92%	59,21%	59,43%	78,12%	50,32%	76,49%	59,30%	61,49%	57,70%	72,66%	64,17%	45,90%	93,34%
	ATR (mm)	4,1	4,0	3,5	3,9	3,9	3,6	3,6	3,6	3,9	3,6	3,6	3,6	3,5	4,9

Fonte: De autoria própria

Figura 323: Desempenho do pavimento tipo durante a vida útil: (a) porcentagem de AT (b) ATR. Tráfego N = 10⁶



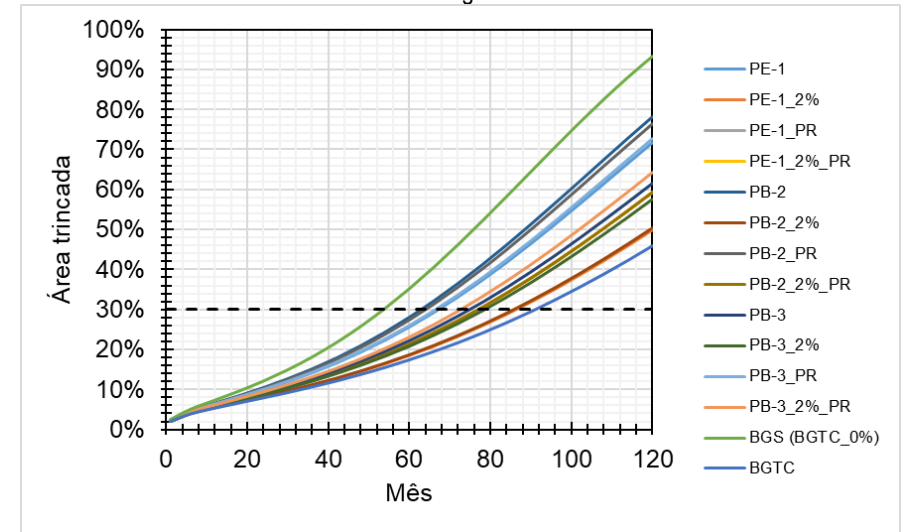
(a)



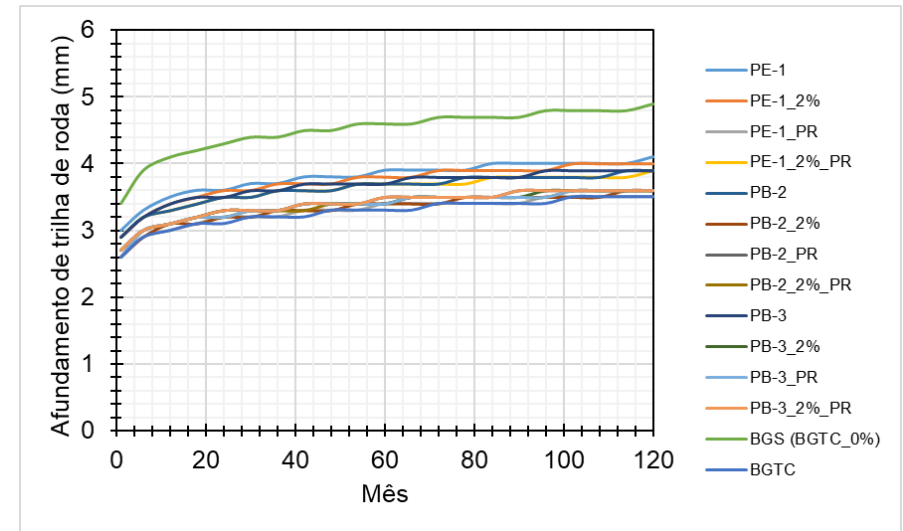
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 324: Desempenho do pavimento tipo durante a vida útil: (a) porcentagem de AT (b) ATR. Tráfego N = 10⁷



(a)



(b)

Fonte: De autoria própria

Com os resultados, verifica-se que todas as modelagens que consideraram como camada de base a BGS (BGTC_0%) apresentam maiores valores de AT e ATR. Como já mencionado, os parâmetros de regressão do ensaio de DP para esse material foram retirados do trabalho de Lima *et al.* (2017). Contudo, mesmo assim, os autores concluíram que os valores apresentados foram adequados para aplicação em camadas de base e sub-base, visto que as deformações permanentes acumuladas foram baixas, estimando-se pequena contribuição da camada.

Ainda segundo Lima *et al.* (2017), o valor admissível de 12,5 mm de ATR total é geralmente considerado em projetos de rodovias de alto volume de tráfego. A *Federal Highway Administration* classifica o ATR em três níveis de gravidade, sendo baixo quando entre 6 e 12,5 mm, médio entre 12,5 e 25 mm, e alto quando maior que 25 mm (HAFEEZ, 2009). Medina & Motta (2015) sugerem o valor de 13 mm de ATR como referência para rodovias com alto volume de tráfego, admitindo um valor máximo de 16 mm. Nos métodos de dimensionamento mecanístico, admite-se os valores entre 10 e 20 mm para ATR. Segundo Silva (2008), os valores críticos de ATR em relação ao risco de hidroplanagem são de 12 mm a 15 mm para as velocidades de 120 km/h e 80 km/h, respectivamente.

Ao avaliar as estruturas que foram dimensionadas para tráfego menor ($N = 10^6$), o desempenho foi muito satisfatório, visto que o afundamento de trilha de roda e a porcentagem de área trincada, ao final da vida útil, estão bem abaixo dos limites requisitados ao tipo da via. Tais resultados evidenciam o bom comportamento dos solos investigados neste trabalho quando empregado em camadas de base de pavimentos.

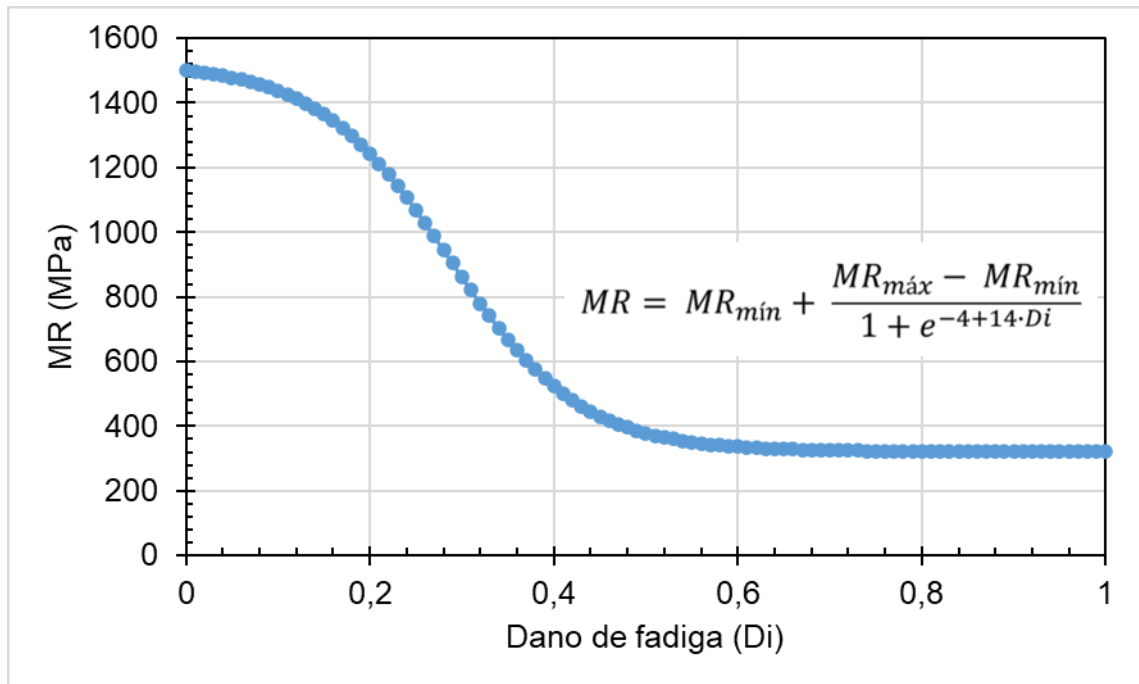
No cenário de maior tráfego ($N = 10^7$), ao concluir a verificação, o programa emitiu o alerta de tráfego elevado, indicando que o mecanismo de ruptura foi a fadiga oriunda da repetição de deformações elásticas. Além disso, o *software* alertou que o programa não calcula a Área Trincada proveniente da reflexão de trincas da base estabilizada. Entretanto, a deformação permanente resultante do acúmulo de deformações plásticas permanece dentro do limite nos 10 anos, indicando o bom comportamento dos solos quando empregado em camadas de base.

Tais dados corroboram os resultados obtidos por Pascoal (2020), onde as análises verificaram que estruturas compostas com solos lateríticos dimensionadas a resistir a $1,0 \times 10^6$ ao longo dos dez anos, não sofreriam com nenhum dos mecanismos de deterioração. Entretanto, nas estruturas dimensionadas com o número de solicitações de $2,50 \times 10^7$, o autor verificou que o mecanismo de ruptura foi a fadiga.

Por meio da rotina “Avaliar estrutura” foi possível observar que, considerando a situação de tráfego elevado ($N = 10^7$), até antes do oitavo ano de utilização, a estrutura estaria comprometida quanto a fadiga, apresentando uma área trincada maior que 30% (Figura 324, a). Realizando o dimensionamento, por meio da rotina “Dimensionar”, em todos casos, a camada de CBUQ apresenta acréscimo na espessura. Por exemplo, considerando a estrutura com o emprego da BGS (BGTC_0%), no qual apresentou pior desempenho referente ao valor de AT e ATR ao final da vida útil, o *software* MeDiNa recomenda uma espessura de 12,8cm de CBUQ AMP 55/75, ou seja, um acréscimo de 5,8cm. Com esse valor, a área trincada estimada do pavimento no fim do período seria de 28,4% e o afundamento de trilha de roda de 2,7mm.

Além do mais, pode-se inferir um possível decaimento rápido do módulo das camadas melhoradas. Analisando o modelo ou função sigmoidal (Figura 325) da camada de BGTC, é nítida uma considerável variação do MR com o dano de fadiga. A função considerou o MR_{\min} o valor médio obtido (322 MPa) para o ensaio com a BGS (BGTC_0%) e o MR_{\max} o valor médio obtido (1522 MPa) para o ensaio com a BGTC. A constante A foi de -4 e a constante B de 14, obtendo um R^2 de 0,98.

Figura 325: Modelo ou função sigmoidal da camada de BGTC

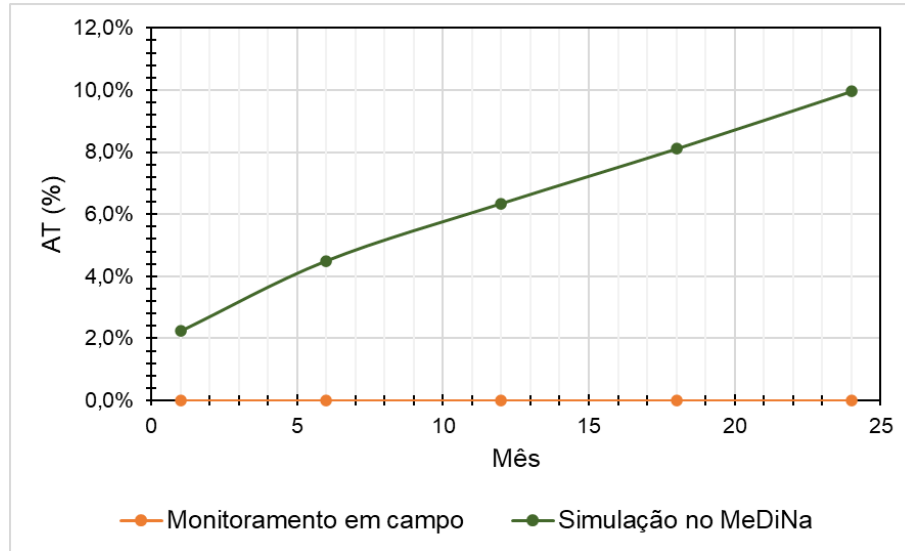


Fonte: De autoria própria

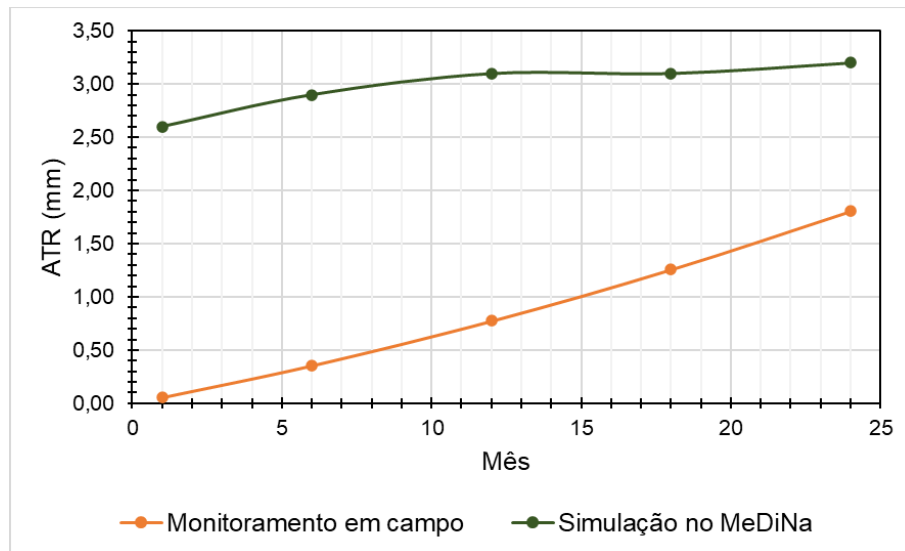
A conclusão da avaliação mecanística-empírica foi que o afundamento da trilha de roda ficou bem abaixo dos limites exigidos para o tipo de via quando as misturas foram aplicadas na camada de base. No entanto, a porcentagem de área trincada ficou acima das restrições impostas para o tipo de via quando houve tráfego elevado. Isso indica que a camada de CBUQ não foi empregada adequadamente e/ou que o módulo da camada de base melhorada diminuiu rapidamente.

Fazendo o comparativo dos dados obtidos em campo e em laboratório, considerando o número N para o trecho estimado em $1,41 \times 10^7$, foi possível avaliar o comportamento do pavimento e contribuir com o aperfeiçoamento da calibração do software MeDiNa. Os resultados são apresentados nas Figura 326 abaixo.

Figura 326: Comparativo entre o monitoramento em campo e a simulação no MeDiNa: (a) porcentagem de AT (b) ATR



(a)



Fonte: De autoria própria

Nas metodologias de dimensionamento de pavimento tradicionalmente utilizadas no Brasil, as considerações utilizadas para o desempenho de pavimentos asfálticos em relação à ruptura são apresentadas de forma bastante simplificada, não sendo utilizados modelos de previsão de danos durante a vida útil do projeto, associados às análises de tensão-deformação. Assim, as previsões de vida útil estimadas para o pavimento, em muitas vezes, retornavam resultados destoantes quando comparadas às situações observadas em campo (RODRIGUES, 2023).

Costa *et al.* (2014) observaram que comportamento de campo pode ser bastante afetado pelas condições de drenagem e pelo efeito da sucção. Ainda, notaram que o ensaio triaxial dinâmico pode induzir condições de contorno distintas das condições observadas em campo. O resultado final deste processo representa, portanto, uma condição estrutural equivalente do conjunto de camadas do pavimento, não sendo um resultado determinístico. Rocha (2020) verificou que os módulos obtidos por meio do processo de retroanálise (monitoramento) foram superiores aos obtidos em ensaio de laboratório para as camadas granulares.

Na Tabela 49 é apresentado o cálculo do erro absoluto médio das simulações oriundas do uso de parâmetros obtidos em laboratório, em relação aos valores medidos em campo, e respectivo desvio padrão, média e coeficiente de variação.

Tabela 49: Desempenho frente a porcentagem de área trincada (AT) e ao afundamento de trilha de roda (ATR)

Mês	N Eq = 1,41e+07					
	MeDiNa		Monitoramento		ERRO	
	AT (%)	ATR (mm)	AT (%)	ATR (mm)	AT	ATR
1	2,23%	2,6	0,00%	0,1	2,23	2,5
6	4,50%	2,9	0,00%	0,4	4,50	2,5
12	6,35%	3,1	0,00%	0,8	6,35	2,3
18	8,11%	3,1	0,00%	1,3	8,11	1,8
24	9,96%	3,2	0,00%	1,8	9,96	1,4
DESVIO PADRÃO					3,02	0,50
MÉDIA					6,23	2,13
COEFICIENTE DE VARIAÇÃO (%)					48	24

Fonte: De autoria própria

Observa-se que o coeficiente de variação do erro médio absoluto de AT obtido foi de 48%, sendo o erro médio 6,23 e o desvio padrão de 3,02. Em relação ao afundamento na trilha de roda (ATR), o coeficiente de variação dos erros médios absolutos foi de 24%, sendo a média de erro 2,13 e o desvio padrão de 0,50. Rodrigues (2023) efetuou o cálculo do erro absoluto médio de simulações oriundas de retroanálise em relação aos valores medidos em campo (valores verdadeiros). O autor observou que o coeficiente de variação do erro médio absoluto de AT foi de 66%, e em relação ao afundamento na trilha de roda (ATR), o coeficiente de variação dos erros médios absolutos foi de 44%. Segundo o autor, considerando tratar-se de um modelo de previsão, cujo as variáveis envolvidas são de difícil modelagem, sendo essas associadas a carregamento e resposta da estrutura, entende-se que o erro absoluto entre os valores calculados e medidos estão condizentes com o esperado.

Considerando o período de estudo, os dados permitiram constatar uma concordância razoável entre os resultados da simulação realizada no *software* MeDiNa e o desempenho dos pavimentos monitorados em campo, dentro de uma faixa de aceitação compatível com as margens de erro atribuídas pelo programa para o cálculo da área trincada e pelo levantamento de campo para determinação do afundamento de trilha de roda.

A análise comparativa das condições de campo e dos resultados dos ensaios laboratoriais é uma atividade importante para iniciar estudos de fatores laboratoriais. À medida que aumenta a quantidade e a qualidade das informações contidas na base de dados, os modelos serão mais consistentes com o comportamento dos pavimentos em relação às ações dos agentes externos.

4.5.2. COMPOSIÇÃO DE CUSTOS

Um fator muito influente, que muitas vezes se destaca na pavimentação rodoviária, é o custo dos materiais utilizados para sua construção ou reabilitação, que sofrem grande influência do tipo de material disponível na região onde a rodovia está localizada, fazendo com que seu custo varie amplamente, baseado nos parâmetros utilizados para o dimensionamento (CAVALCANTE, 2010).

Como explicitado no tópico de metodologia, a composição de custos foi realizada por meio do SICRO para as seguintes misturas:

- Base ou sub-base de brita graduada com brita comercial;
- Base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento com brita comercial;
- Base de solo estabilizado granulometricamente sem mistura com material de jazida;
- Base de solo melhorado com 2% de cimento e mistura na pista com material de jazida;
- Base de solo melhorado com 2% de cal e mistura na pista com material de jazida.

A Tabela 50 apresenta os resultados obtidos por meio dos Relatórios Analítico e Sintético de Composições de Custos do SICRO. Vale lembrar que foram consideradas as composições de preço publicadas no SICRO para o Estado da Paraíba com a data-base de abril de 2023.

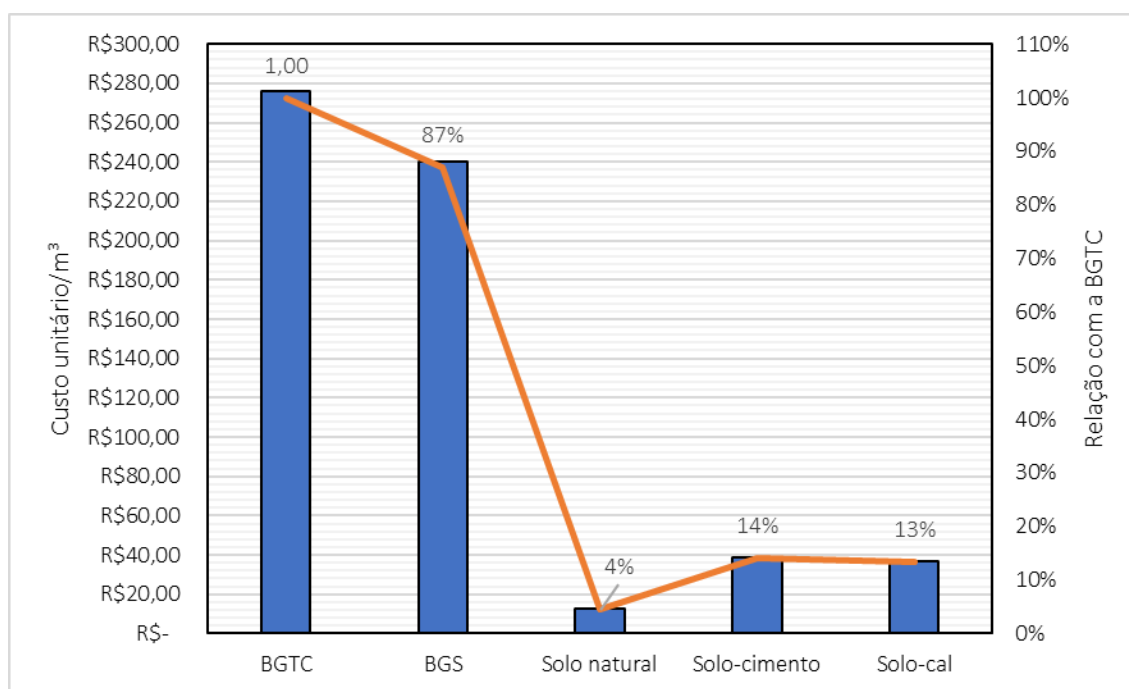
Tabela 50: Composições de custos com o SICRO

Código	Descrição do Serviço	Unidade	Custo unitário
4011276	Base ou sub-base de brita graduada com brita comercial	m ³	R\$ 236,90
4011278	Base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento com brita comercial	m ³	R\$ 276,14
4011219	Base de solo estabilizado granulometricamente sem mistura com material de jazida	m ³	R\$ 12,35
4011287	Base de solo melhorado com 2% de cimento e mistura na pista com material de jazida	m ³	R\$ 38,64
4011305	Base de solo melhorado com 2% de cal e mistura na pista com material de jazida	m ³	R\$ 36,99

Fonte: DNIT (2023)

Com os valores, é evidente a economia na utilização de solo natural ou estabilizado. Fazendo o comparativo, o custo do metro cúbico da BGS, do solo natural, do solo estabilizado com cimento e do solo estabilizado com cal, representa aproximadamente 87%, 4%, 14% e 13% do custo da execução do metro cúbico da BGTC, respectivamente (Figura 327).

Figura 327: Comparativo de custos do metro cúbico e relação com o valor da BGTC



Fonte: De autoria própria

De acordo com Ferri (2013), o preço do metro cúbico do Solo Melhorado com 3% de Cimento representa cerca de 10% do preço do metro cúbico do CBUQ (Concreto Betuminoso Usinado a Quente) e, cerca de 27% do preço do metro cúbico da BGS (Brita Graduada Simples). Segundo o autor, na grande maioria das vezes custaria muito mais caro executar alguns centímetros a mais nas camadas de base e revestimento para compensar eventuais deficiências do subleito e atingir os níveis deflectométricos estabelecidos em projeto para a estrutura final.

Conforme Couto (2009) existem pelo menos dois fatores que comprometem sua utilização futura da mistura de brita graduada como estrutura de pavimento e justificam o empenho acadêmico na busca da validação de soluções alternativas. O primeiro refere-se ao custo elevado de produção, associado às questões de transporte, pois com produções regionalizadas as distâncias de transporte chegam a ultrapassar cem quilômetros. O segundo está relacionado às questões ambientais que dificultam a abertura de novas lavras que devido às agressões causadas em função das detonações em rocha, da emissão de gás carbônico (para produzir e transportar o material a grandes distâncias) e da alteração do habitat natural onde se situam as jazidas. Segundo o autor, a utilização do solo-agregado proporcionou economia de 20 a 30% no custo por m³ das bases e sub-bases rodoviárias, comparadas com as de brita graduada.

4.5.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Em síntese, a avaliação mecanística-empírica evidenciou o desempenho satisfatório dos solos quando aplicados em camada de base, visto que o afundamento de trilha de roda, ao final da vida útil, ficou bem abaixo dos limites exigidos ao tipo de via. Contudo, para tráfegos elevados, a porcentagem de área trincada ficou acima das restrições impostas para o tipo de via, indicando a incapacidade da camada de CBUQ empregada e/ou decaimento rápido do módulo da camada de base melhorada, sendo necessário reforço para combater possíveis mecanismos de ruptura por fadiga advinda da repetição de deformações elásticas.

Os valores dos módulos de resiliência e de deformação permanente das amostras já indicavam a provável viabilidade do emprego dos solos lateríticos. Com a análise mecanística-empírica complementar, os resultados das avaliações, especialmente no solo PE-1, indicaram que um solo laterítico fino também é capaz de manifestar um comportamento adequado em camadas de base, abrindo o leque de possibilidades de aplicação de solos lateríticos com granulometrias distintas.

Uma observação plausível é que o *software* MeDiNa não diferencia material estabilizado e material melhorado. Isso provoca alteração nos parâmetros de entrada. Na presente pesquisa, somente 2% de estabilizante foi aplicado nas misturas com solos e brita graduada. Na definição da especificação de serviço norma DNIT-ES 142 (2022), a descrição para base de solo melhorado com cimento é “Material proveniente da mistura de solo (com ou sem adição de material granular), cimento e água, em proporções previamente determinadas por processo próprio de dosagem, de forma que o teor selecionado promova a melhoria das características do material, tais como granulometria, redução da expansão, etc., propiciando seu emprego como material de pavimentação e o atendimento às exigências de projeto. Os teores de cimento para a mistura de solo melhorado usualmente estão situados na faixa de 2% a 4%, em massa, em relação à massa total seca da mistura.

Independente do teor de estabilizante, o programa requer os modelos de módulo de resiliência e de fadiga, todavia as misturas participantes da pesquisa foram classificadas como misturas melhoradas e não estabilizadas e, por isso, foram praticados os modelos de módulo de resiliência e de deformação permanente.

Vale salientar que os preceitos da metodologia presente no *software* não consideram dados de retração dos solos. Além do mais, os resultados do MeDiNa ainda estão em fase de calibração e aperfeiçoamento, principalmente em torno de programas de implantação e monitoramento de segmentos experimentais.

Como os segmentos monitorados permaneceram íntegros ao longo do período analisado, não foi possível obter um fator entre os valores de campo e de laboratório. Os resultados de monitoramento mostraram que não há área trincada no pavimento, o que torna complexa a modelagem dos resultados. A previsão deste parâmetro para efeitos de dimensionamento da estrutura é pouco eficaz quando há uma área trincada baixa, visto que há mais incerteza sobre o processo de medição e essa incerteza seria incorporada ao modelo.

O quantitativo de custos, por sua vez, é apresentado apenas para exemplificar superficialmente a economia na utilização dos solos lateríticos na pavimentação. Desse modo, pesquisas futuras podem ampliar as informações sobre custos de execução e manutenção de pavimentos executados com solos tropicais, visto que, mesmo apresentando grande disponibilidade no Brasil e em outros países, ainda são pouco explorados, ainda que apresentando bom comportamento mecânico estático e cíclico, como constatado na pesquisa.

CAPÍTULO 4.6. ANÁLISE DE QUANTIDADE DE CICLOS NOS ENSAIOS DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Como já discutido anteriormente, o ensaio de deformação permanente (DP) consiste na aplicação de, no mínimo, 150.000 ciclos para cada par de tensões (mínimo seis pares) sugeridos pela norma DNIT-IE 179/2018 (Tabela 9). Considerando a aplicação com a frequência de 2 Hz (120 ciclos por minuto), cada ensaio seria realizado em aproximadamente 21 horas. Desse modo, para se obter o resultado do ensaio completo (nove corpos de prova), seriam necessárias quase 188 horas ou aproximadamente 8 dias com a prensa em pleno funcionamento.

Na presente pesquisa, foi possível executar o ensaio com 5 Hz (300 ciclos por minuto), que é a máxima frequência estipulada pela norma, sendo possível, assim, executar cada ensaio em 8 horas e 20 minutos e o ensaio completo em 75 horas (mais de 3 dias de funcionamento da máquina), demandando ainda muito tempo de maquinário.

Desse modo, foram realizadas análises no intuito de reduzir a quantidade de ciclos de aplicação de cargas, de modo a viabilizar a execução do ensaio em menor tempo e, como resultado, promover menores gastos com utilização e manutenção de maquinário.

4.6.1. EXTRAPOLAÇÃO DA DEFORMAÇÃO PERMANENTE

Foram analisados os ensaios de DP realizados para os materiais naturais e melhorados com ligantes hidráulicos com a aplicação de 150.000, que é a recomendação pela norma DNIT-IE 179 (2018), bem como com a aplicação de 30.000 ciclos. Os valores de DP com 30.000 ciclos de aplicação de carga foram extrapolados até o ciclo 150.000 por meio de uma curva de tendência estatística, conforme o modelo abaixo (Equação 12):

$$\delta_p(mm) = A \cdot \ln(N) + B \quad (12)$$

Onde:

- $\delta_p(mm)$ é o deslocamento permanente (em milímetros);
- A e B os parâmetros de regressão; e
- N o número de ciclos de carga.

Para a extrapolação, deve-se realizar o ensaio de DP com 30.000 ciclos de aplicação de carregamento. Após isso, deve-se determinar os parâmetros de regressão A e B conforme modelo supracitado. Vale salientar que, para determinação de tais parâmetros, deve-se desconsiderar o primeiro ciclo de aplicação de carga, visto que, neste ciclo a aplicação de tensão desvio tende, ainda, a condicionar o corpo de prova, o que, a depender das condições de grau de compactação e umidade ótima, podem gerar deformações com maior discrepância.

Vale salientar que a fase de condicionamento da amostra tem com a finalidade de eliminar as deformações permanentes que podem ocorrer nas primeiras aplicações de tensão desvio, porém o número de 50 ciclos, conforme estabelece a norma DNIT-IE 179 (2018), pode ser insuficiente para a eliminação de possíveis variações nos resultados.

Guimarães (2001) cita que nos primeiros ciclos de aplicação de carga a forma da curva de deformação permanente é muito distinta daquela apresentada no restante dos ciclos, no qual, geralmente, se observa uma tendência ao acomodamento. Segundo Guimarães (2009), as deformações de primeiro ciclo são muito elevadas, sendo superior àquela desenvolvida pelo corpo de prova em todos os demais ciclos de aplicação de carga, e por isso é muitas vezes descartada.

Os parâmetros de regressão obtidos com a Equação 12 são apresentados na Tabela 51. Nota-se um bom enquadramento dos dados ao modelo usado, visto que os valores de R^2 ficaram, em geral, acima de 0,80. Os resultados para os seis pares de tensão são apresentados nas Figuras 328–340. O comparativo entre os valores de DP e os respectivos erros são expostos na Tabelas 52–55.

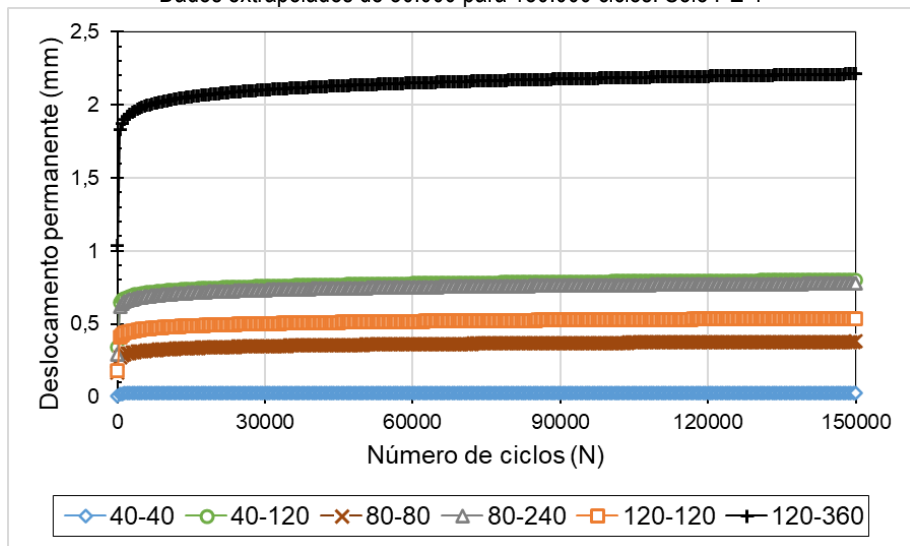
Os dados obtidos indicam baixos erros, com algumas ressalvas importantes. Os maiores erros foram encontrados nos pares com tensões menores. Nos pares de tensões menores, as deformações são, conseqüentemente, menores e qualquer variação no grau de compactação, na umidade ótima e até mesmo na execução dos ensaios, irá provocar um erro considerável. Via de regra, se observa erros variando entre 0% e $\pm 10\%$, que é considerando bom, visto que, considerando a frequência de 5 Hz, para 30.000 ciclos cada CP foi ensaiado em aproximadamente 2 horas e o ensaio completo executado em 15 horas.

Tabela 51: Parâmetros de regressão A e B para cada amostra

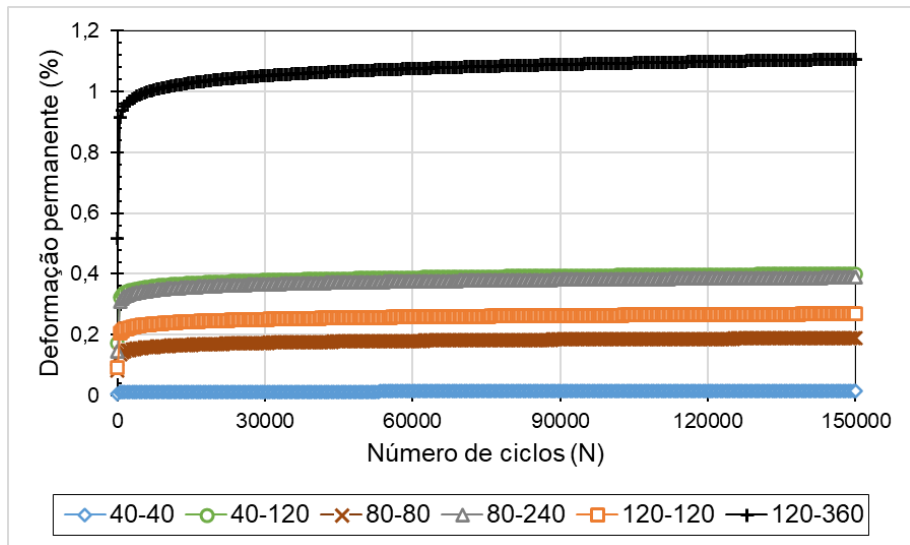
Par de tensão (kPa)	PE-1			PE-1_2%			PE-1_PR			PE-1_2%_PR		
	A	B	R ²	A	B	R ²	A	B	R ²	A	B	R ²
$\sigma_3-\sigma_d$												
40-40	0,001	0,016	0,72	0,017	-0,021	0,97	0,008	0,009	0,97	0,008	0,043	0,99
40-120	0,027	0,479	0,97	0,024	0,122	1,00	0,008	0,079	0,94	0,012	0,207	0,98
80-80	0,019	0,151	0,96	0,019	0,058	0,96	0,007	0,049	0,97	0,017	-0,005	0,99
80-240	0,027	0,450	0,97	0,020	0,356	1,00	0,015	0,261	0,99	0,011	0,212	0,94
120-120	0,022	0,274	1,00	0,017	0,136	0,98	0,014	0,145	0,98	0,006	0,147	0,83
120-360	0,067	1,409	0,99	0,027	0,424	0,99	0,012	0,519	0,89	0,011	0,363	0,94
Par de tensão (kPa)	PB-2			PB-2_2%			PB-2_PR			PB-2_2%_PR		
	A	B	R ²	A	B	R ²	A	B	R ²	A	B	R ²
$\sigma_3-\sigma_d$												
40-40	0,009	0,011	0,99	0,007	-0,017	0,96	0,007	0,025	0,74	0,007	-0,005	0,81
40-120	0,008	0,186	0,92	0,009	0,075	0,95	0,007	0,155	0,83	0,006	0,115	0,85
80-80	0,010	0,094	0,99	0,012	-0,025	0,99	0,008	0,101	0,86	0,001	0,108	0,13
80-240	0,014	0,416	0,98	0,014	0,117	0,98	0,010	0,190	0,92	0,013	0,204	0,94
120-120	0,011	0,096	0,98	0,009	0,015	0,98	0,009	0,121	0,85	0,007	0,132	0,91
120-360	0,027	0,553	1,00	0,010	0,253	0,91	0,014	0,340	0,96	0,014	0,297	0,93
Par de tensão (kPa)	PB-3			PB-3_2%			PB-3_PR			PB-3_2%_PR		
	A	B	R ²	A	B	R ²	A	B	R ²	A	B	R ²
$\sigma_3-\sigma_d$												
40-40	0,005	0,026	0,99	0,007	0,017	0,93	0,008	0,007	0,87	0,008	0,034	0,85
40-120	0,010	0,227	0,99	0,006	0,156	0,94	0,007	0,079	0,68	0,010	0,200	0,94
80-80	0,007	0,110	0,97	0,006	0,094	0,95	0,004	0,062	0,65	0,013	0,084	0,93
80-240	0,014	0,318	1,00	0,002	0,341	0,24	0,015	0,286	0,95	0,014	0,250	0,98
120-120	0,008	0,088	0,81	0,010	0,109	0,90	0,010	0,136	0,96	0,008	0,327	0,98
120-360	0,021	0,544	0,99	0,010	0,344	0,97	0,017	0,380	0,98	0,013	0,411	0,99
Par de tensão (kPa)	BGTC											
	A	B	R ²									
$\sigma_3-\sigma_d$												
40-40	0,004	0,029	0,95									
40-120	0,009	0,094	0,97									
80-80	0,010	0,034	0,98									
80-240	0,011	0,179	0,99									
120-120	0,009	0,105	0,99									
120-360	0,013	0,263	0,99									

Fonte: De autoria própria

Figura 328: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PE-1



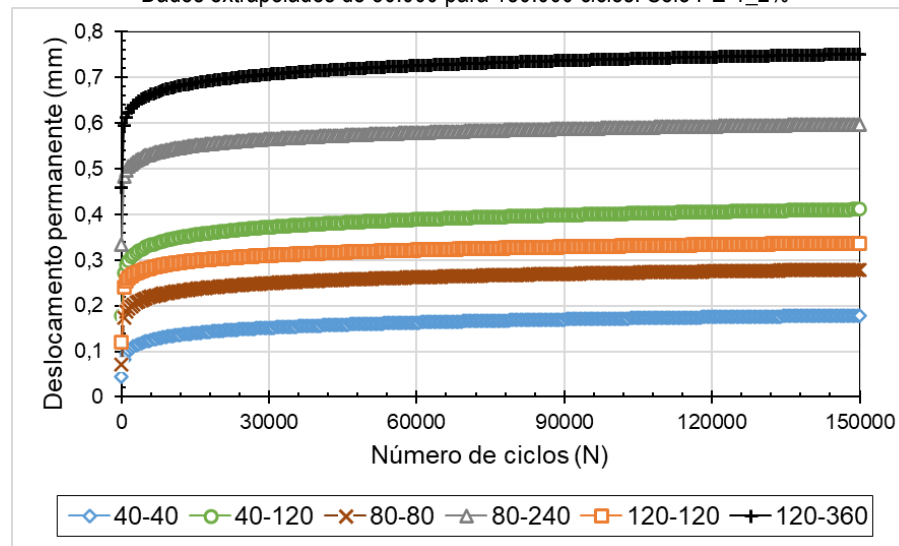
(a)



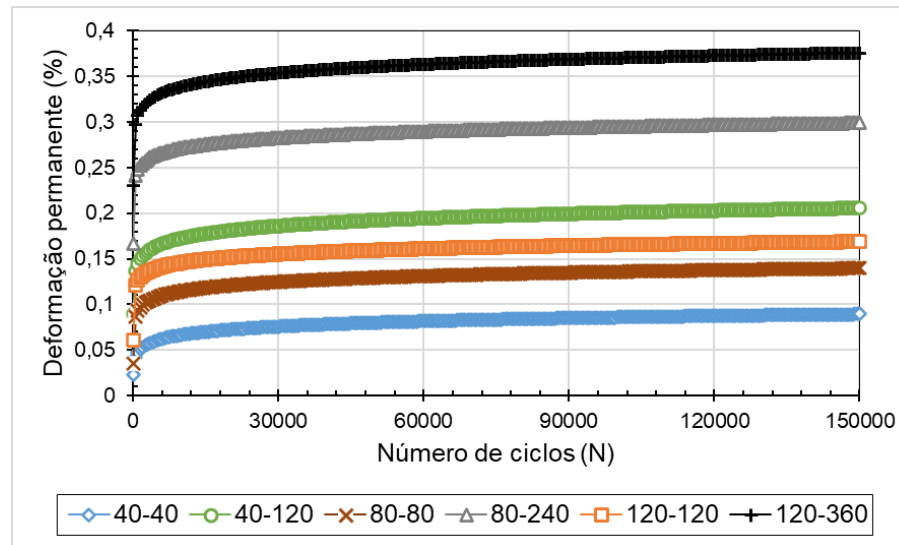
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 329: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PE-1_2%



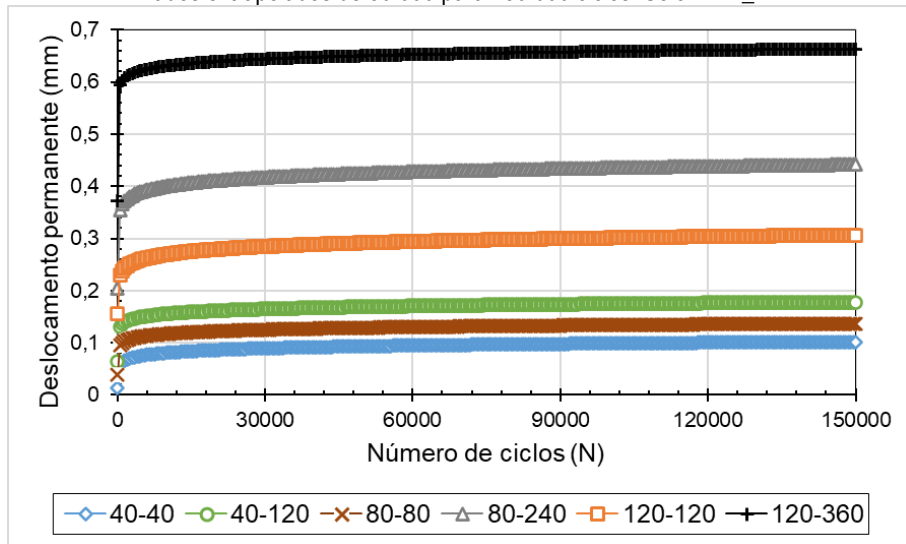
(a)



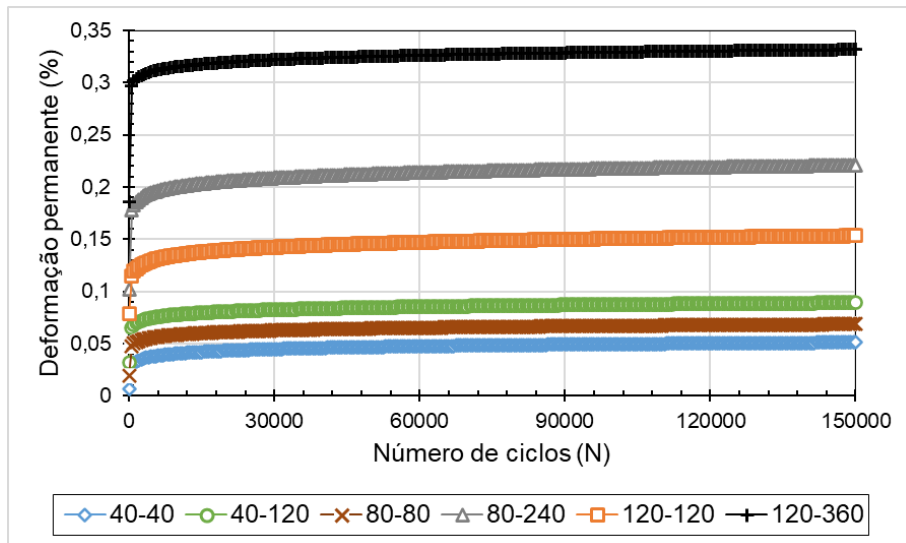
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 330: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PE-1_PR



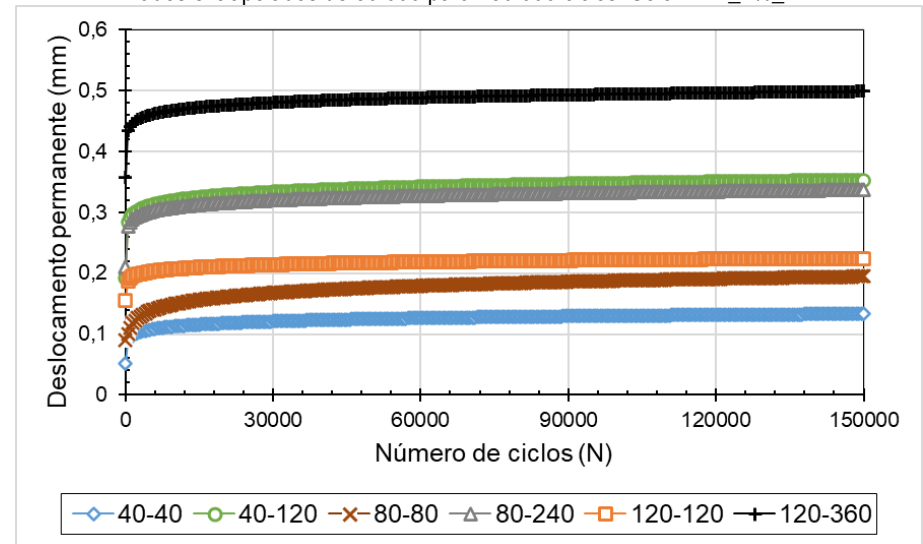
(a)



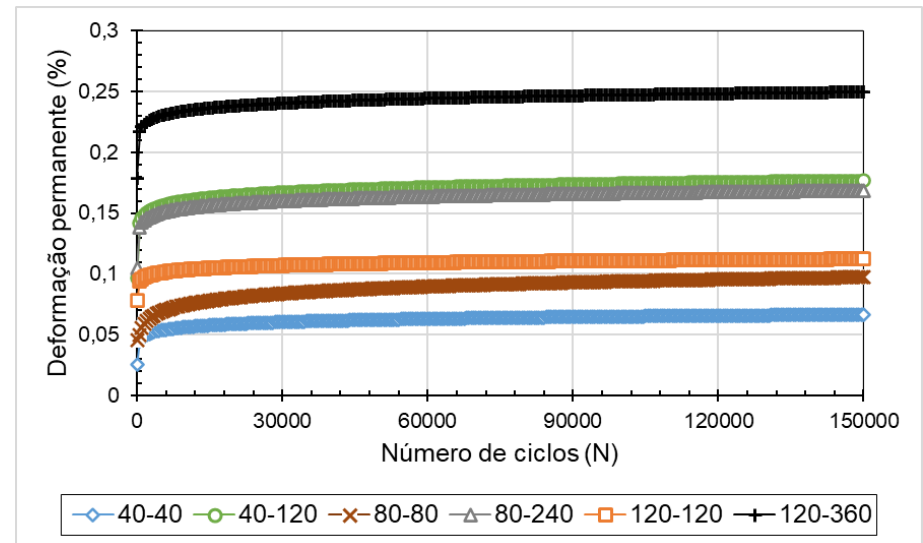
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 331: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PE-1_2%_PR



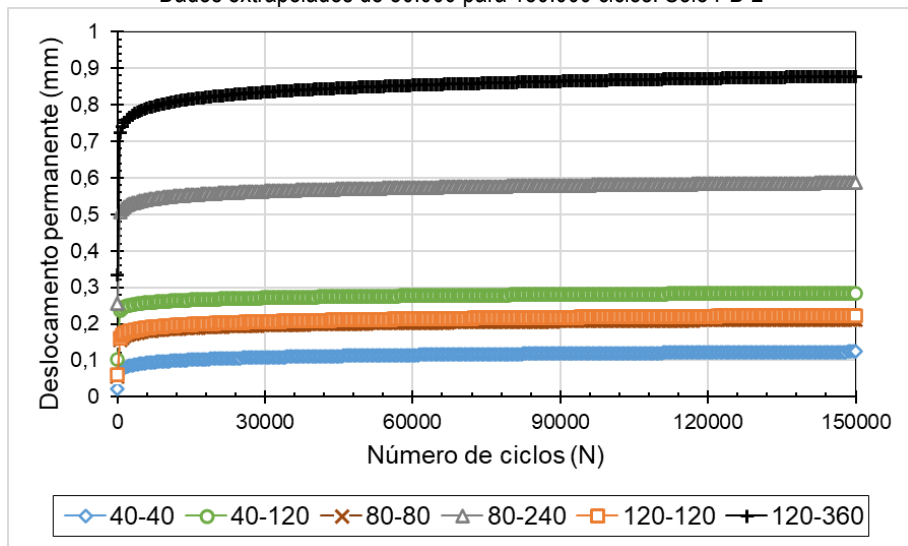
(a)



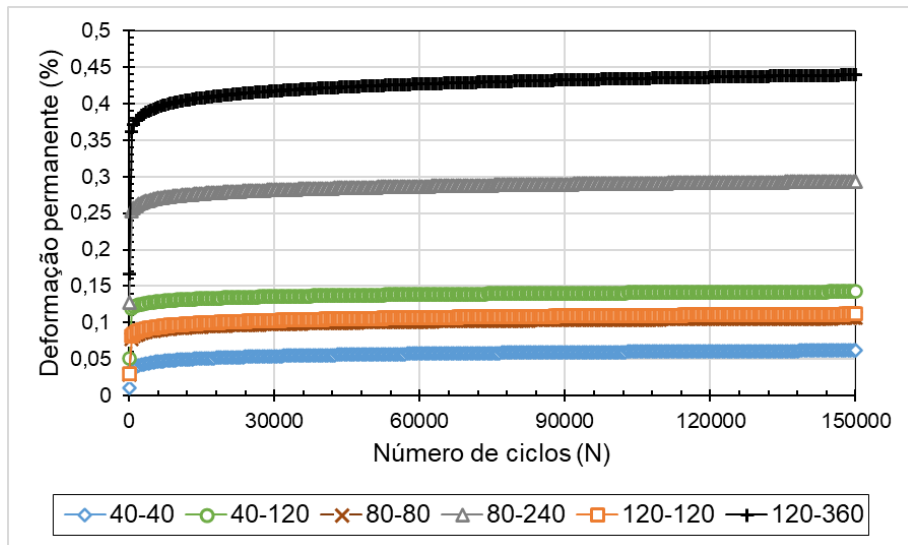
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 332: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-2



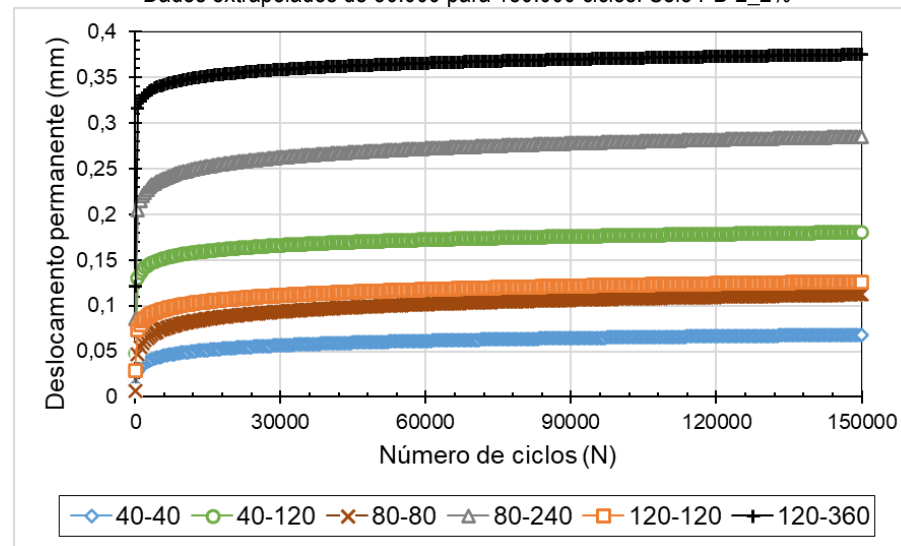
(a)



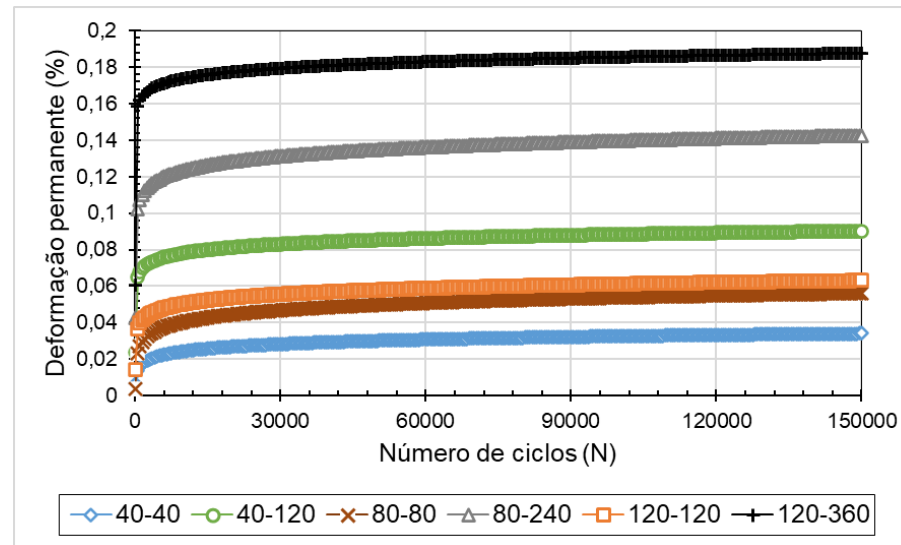
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 333: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-2_2%



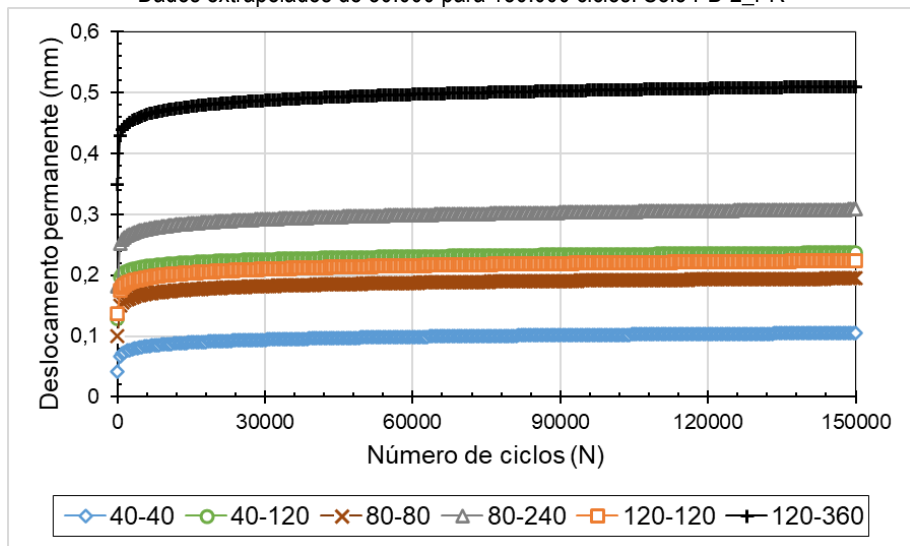
(a)



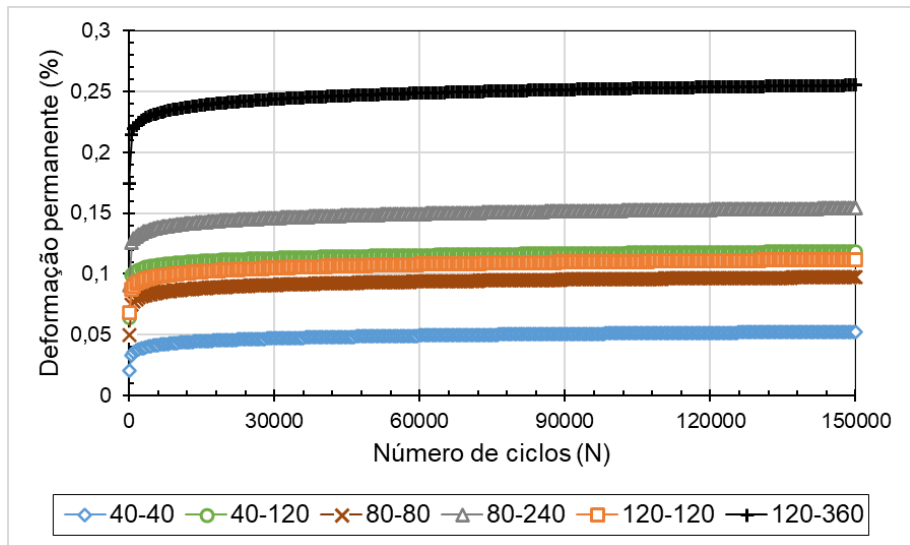
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 334: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-2_PR



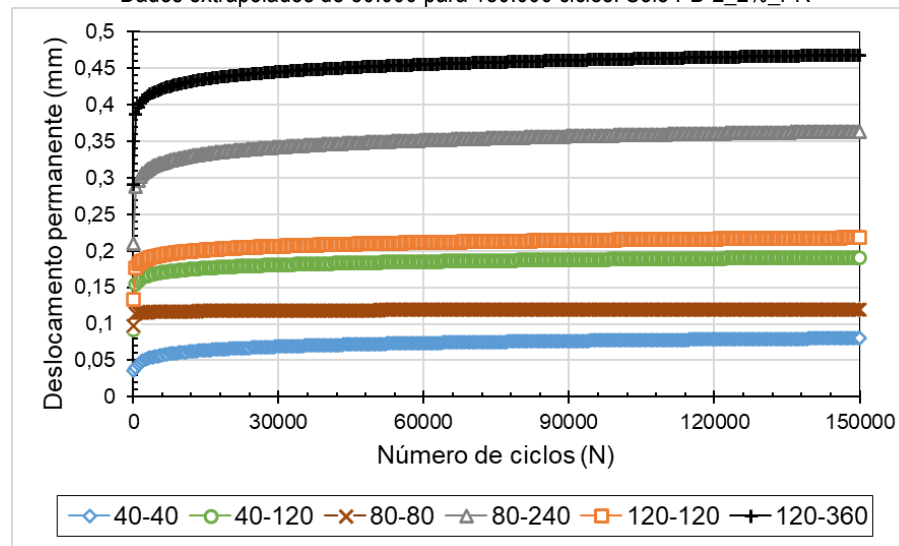
(a)



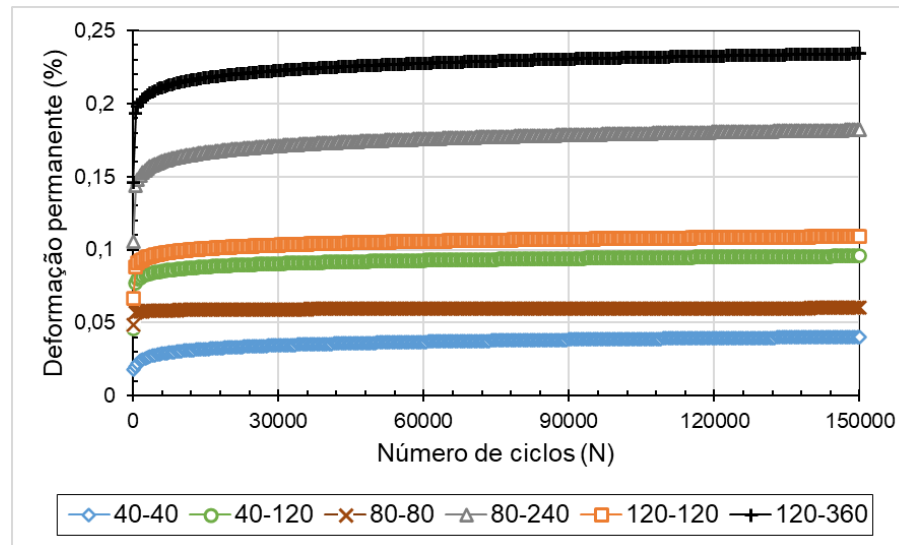
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 335: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-2_2%_PR



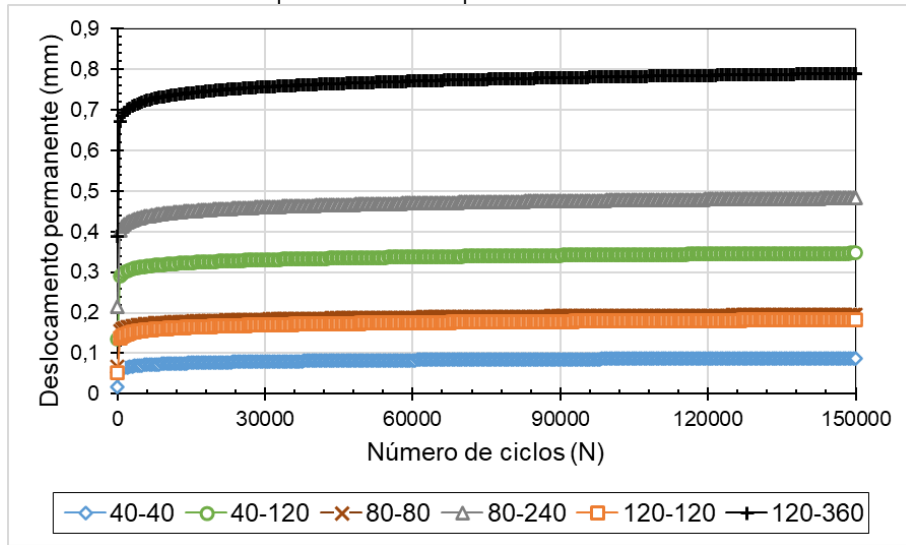
(a)



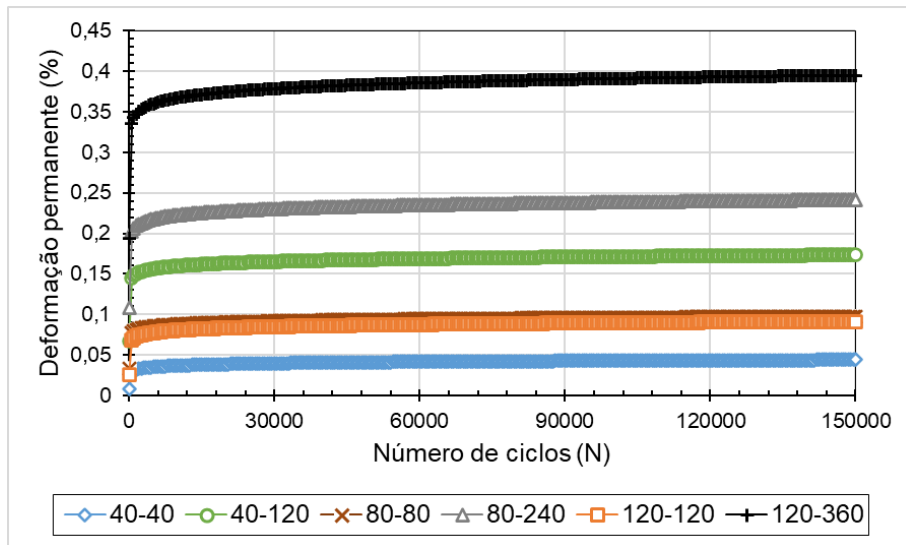
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 336: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-3



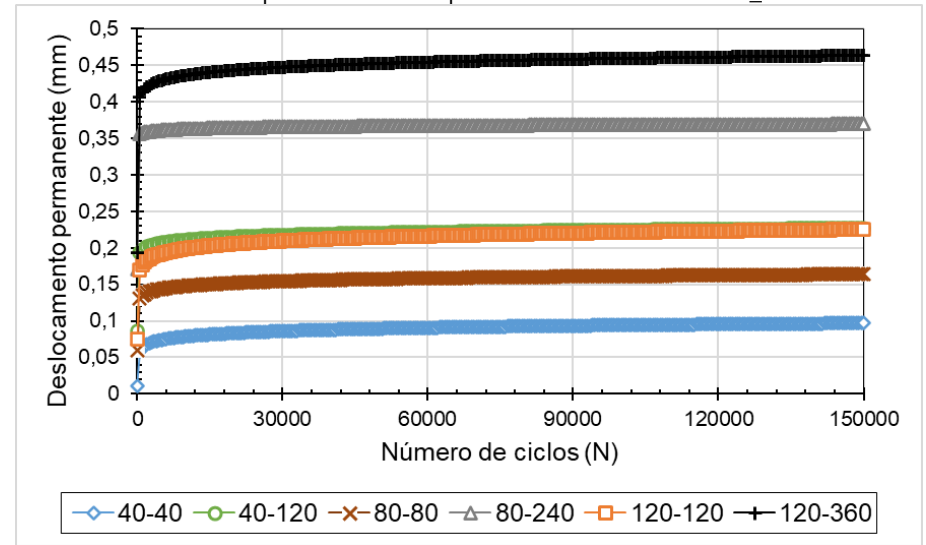
(a)



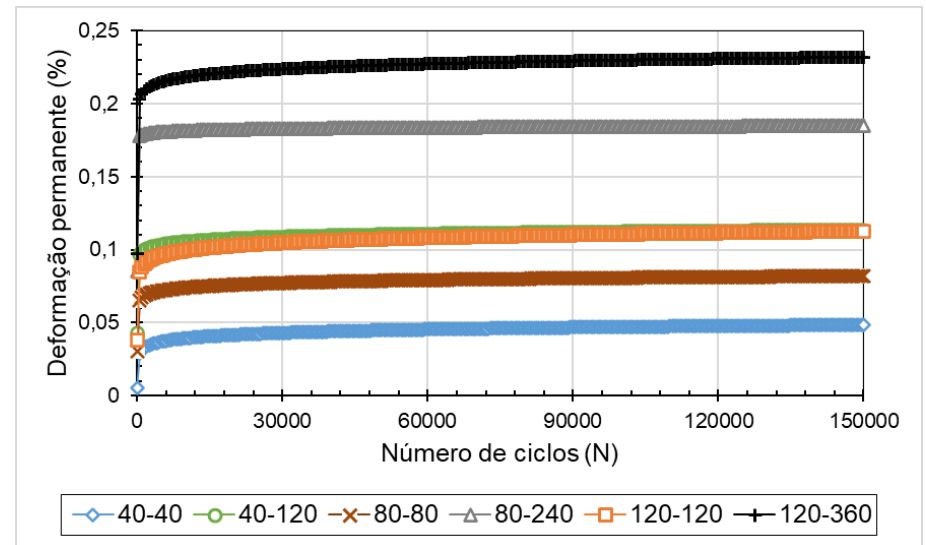
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 337: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-3_2%



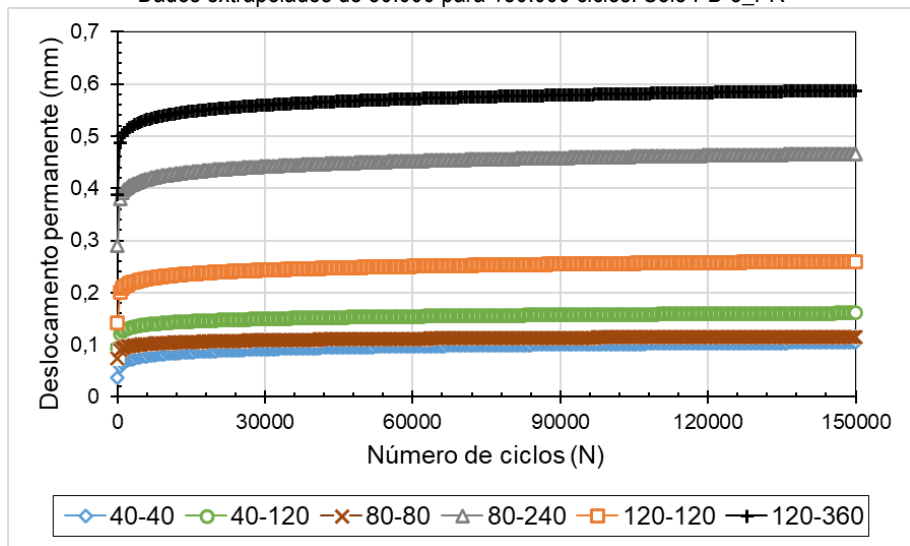
(a)



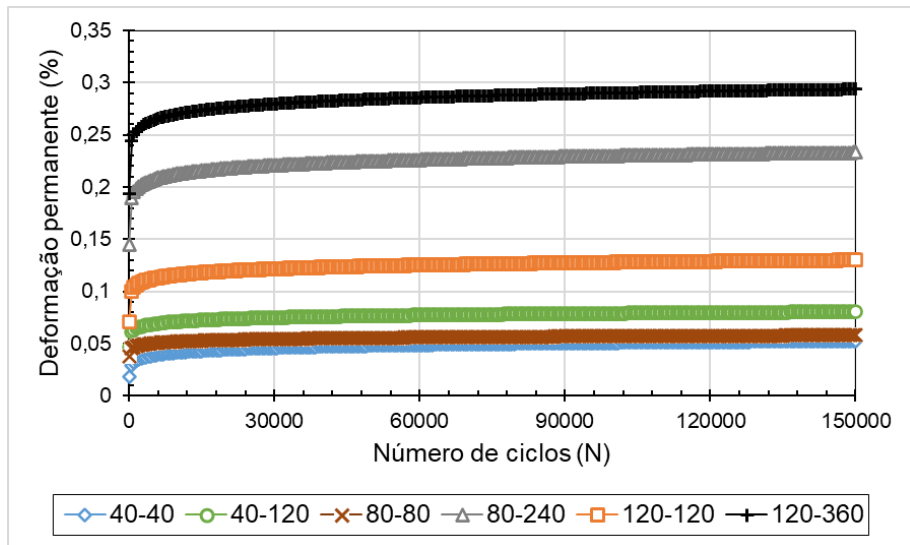
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 338: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-3_PR



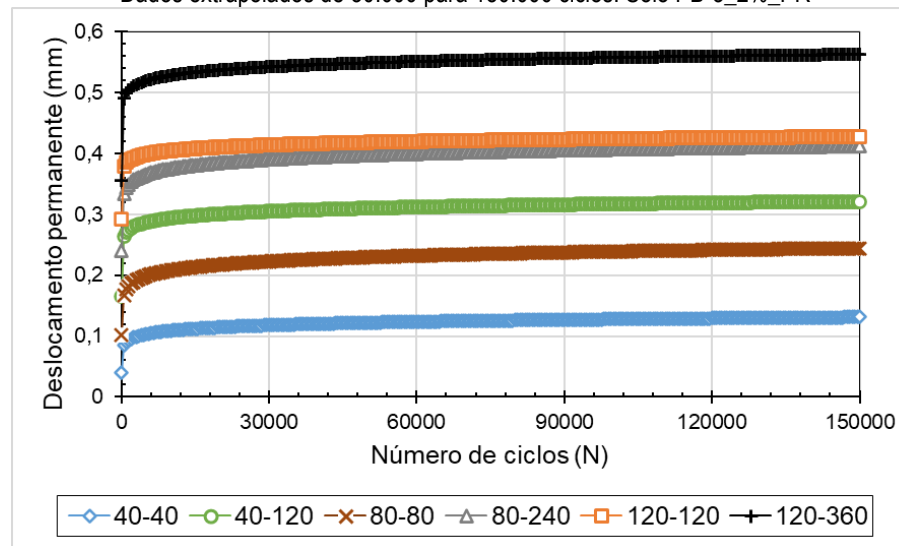
(a)



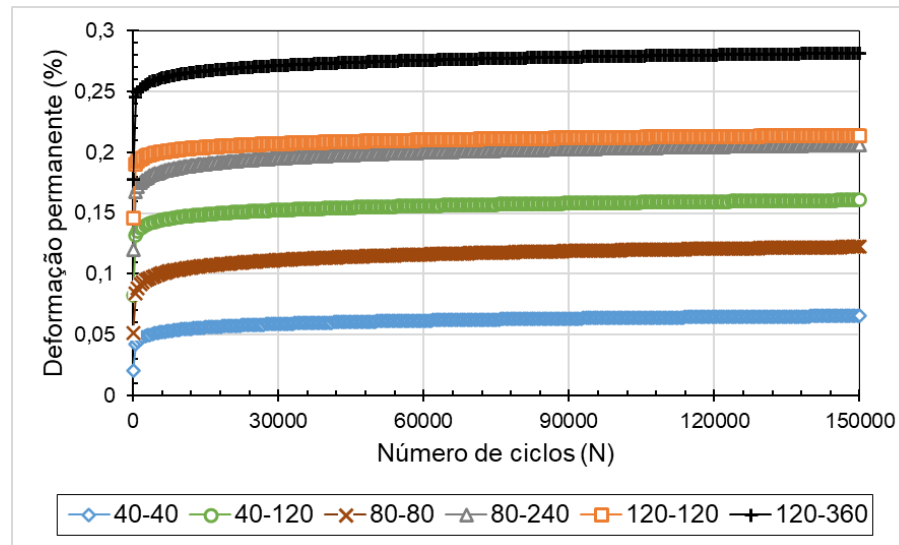
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 339: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. Solo PB-3_2%_PR



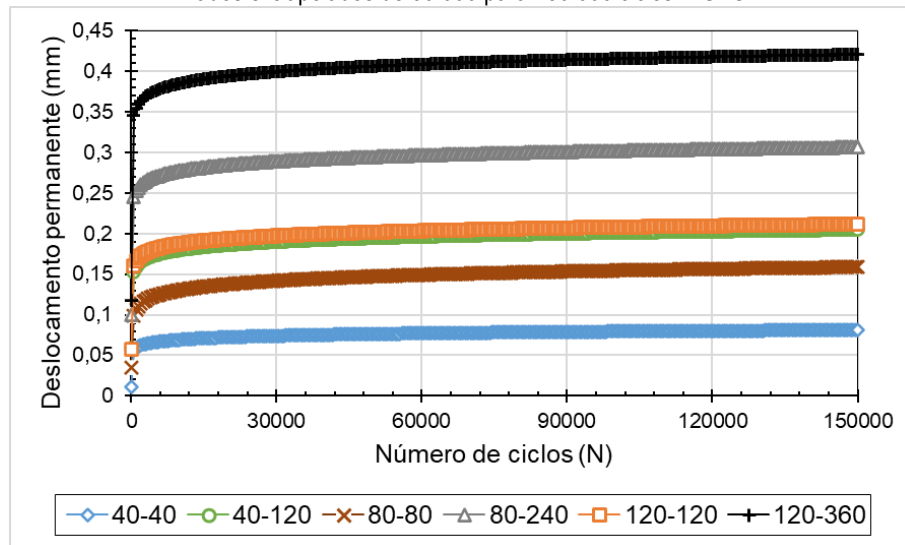
(a)



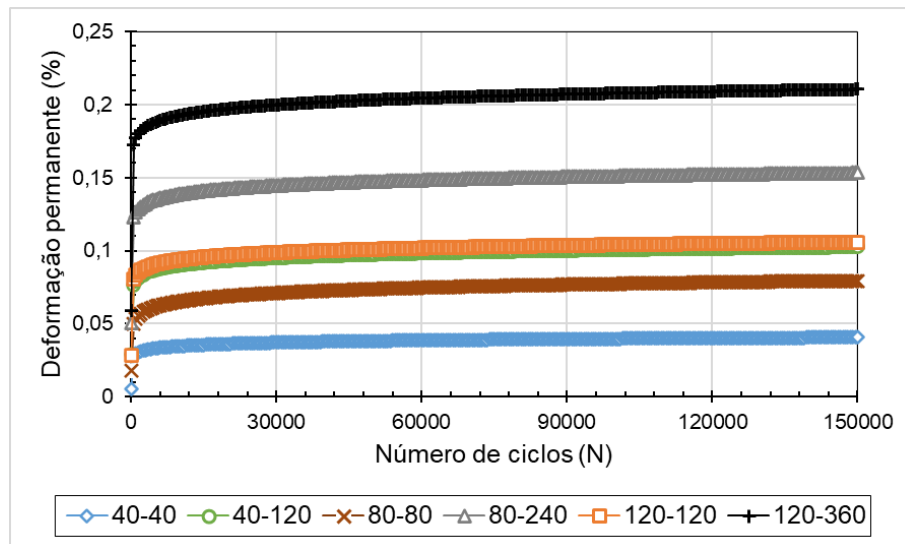
(b)

Fonte: De autoria própria

Figura 340: Deslocamento (a) e deformação (b) permanente em função do número de cargas. Dados extrapolados de 30.000 para 150.000 ciclos. BGTC



(a)



(b)

Fonte: De autoria própria

Tabela 52: Comparativo entre os valores de DP e os respectivos erros. Solo PE-1

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Deslocamento permanente (mm)											
			$\xi_{1.000}$	Erro	$\xi_{10.000}$	Erro	$\xi_{30.000}$	Erro	$\xi_{50.000}$	Erro	$\xi_{100.000}$	Erro	$\xi_{150.000}$	Erro
PE-1	40	40	0,0235	1,28%	0,0259	3,08%	0,0271	-0,01%	0,0276	-24,15%	0,0283	-25,96%	0,0287	-48,61%
		120	0,6653	0,12%	0,7273	0,65%	0,7570	-0,69%	0,7707	-1,78%	0,7894	-2,12%	0,8004	-2,16%
	80	80	0,2829	-2,59%	0,3270	1,64%	0,3480	-1,32%	0,3577	-2,99%	0,3710	-3,97%	0,3787	-2,54%
		240	0,6401	0,76%	0,7033	-0,85%	0,7334	-0,55%	0,7475	-1,45%	0,7665	-2,88%	0,7776	-3,22%
	120	120	0,4268	0,02%	0,4776	-0,11%	0,5019	0,13%	0,5132	0,00%	0,5285	-0,28%	0,5374	-0,30%
		360	1,8738	-0,76%	2,0288	0,41%	2,1027	-0,47%	2,1371	-0,88%	2,1838	-1,88%	2,2111	-3,49%
PE-1_2%	40	40	0,0947	-5,20%	0,1333	2,17%	0,1517	-2,26%	0,1603	-4,47%	0,1719	-6,30%	0,1787	-6,85%
		120	0,2894	0,00%	0,3453	0,00%	0,3720	0,00%	0,3844	0,00%	0,4013	0,00%	0,4111	0,00%
	80	80	0,1862	-3,51%	0,2290	2,06%	0,2494	-2,31%	0,2589	-6,32%	0,2718	-8,80%	0,2793	-6,05%
		240	0,4964	-0,05%	0,5431	0,28%	0,5653	0,14%	0,5757	-0,23%	0,5897	-0,97%	0,5979	-1,12%
	120	120	0,2528	-1,43%	0,2916	0,74%	0,3102	-1,34%	0,3188	-3,84%	0,3304	-8,97%	0,3373	-10,03%
		360	0,6136	-1,00%	0,6767	0,39%	0,7068	-0,51%	0,7208	-3,20%	0,7398	-8,37%	0,7509	-10,38%
PE-1_PR	40	40	0,0628	-1,34%	0,0808	1,30%	0,0895	-2,55%	0,0935	-5,69%	0,0989	-3,79%	0,1021	0,65%
		120	0,1366	-2,09%	0,1557	1,69%	0,1648	-0,05%	0,1691	-1,94%	0,1748	-7,07%	0,1782	-6,72%
	80	80	0,1000	-2,01%	0,1171	0,37%	0,1252	-1,43%	0,1290	-3,44%	0,1341	-5,19%	0,1371	3,71%
		240	0,3660	-0,32%	0,4009	0,27%	0,4175	-0,09%	0,4253	-1,11%	0,4358	-0,96%	0,4419	-1,10%
	120	120	0,2385	-0,89%	0,2698	-0,01%	0,2847	-0,04%	0,2916	-0,29%	0,3011	-0,41%	0,3066	-0,53%
		360	0,6029	0,65%	0,6307	-0,96%	0,6440	0,57%	0,6502	2,81%	0,6586	-1,11%	0,6635	-3,08%
PE-1_2%_PR	40	40	0,0952	-0,92%	0,1127	0,91%	0,1211	-0,82%	0,1250	0,82%	0,1302	1,12%	0,1333	1,28%
		120	0,2918	-0,79%	0,3198	0,88%	0,3332	-0,71%	0,3395	-0,31%	0,3479	-0,50%	0,3529	-0,60%
	80	80	0,1108	-2,71%	0,1494	0,48%	0,1678	-2,34%	0,1763	0,26%	0,1880	0,26%	0,1947	0,26%
		240	0,2844	-0,81%	0,3087	0,63%	0,3202	-0,80%	0,3256	0,07%	0,3329	0,06%	0,3372	0,05%
	120	120	0,1920	-2,80%	0,2069	1,43%	0,2141	-2,40%	0,2174	0,34%	0,2219	0,52%	0,2245	0,62%
		360	0,4417	-0,75%	0,4679	0,55%	0,4805	-0,76%	0,4863	-0,16%	0,4942	-0,21%	0,4988	-0,24%

Fonte: De autoria própria

Tabela 53: Comparativo entre os valores de DP e os respectivos erros. Solo PB-2

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Deslocamento permanente (mm)											
			$\xi_{1.000}$	Erro	$\xi_{10.000}$	Erro	$\xi_{30.000}$	Erro	$\xi_{50.000}$	Erro	$\xi_{100.000}$	Erro	$\xi_{150.000}$	Erro
PB-2	40	40	0,0763	0,31%	0,0981	-0,79%	0,1085	1,46%	0,1133	3,80%	0,1199	9,50%	0,1237	7,42%
		120	0,2432	2,23%	0,2624	-0,74%	0,2715	1,36%	0,2757	3,36%	0,2815	1,54%	0,2848	0,98%
	80	80	0,1626	0,53%	0,1855	-0,02%	0,1964	1,08%	0,2015	4,72%	0,2084	5,77%	0,2124	1,34%
		240	0,5151	0,76%	0,5481	-0,14%	0,5638	0,59%	0,5711	1,25%	0,5810	2,29%	0,5868	3,68%
	120	120	0,1696	-0,11%	0,1943	0,69%	0,2061	0,76%	0,2116	0,81%	0,2190	1,13%	0,2234	0,96%
		360	0,7418	-0,16%	0,8046	0,19%	0,8345	-0,18%	0,8484	-0,57%	0,8674	-1,27%	0,8784	-1,55%
PB-2_2%	40	40	0,0322	-7,92%	0,0487	0,88%	0,0566	-3,03%	0,0603	-6,38%	0,0652	-10,70%	0,0681	-10,47%
		120	0,1360	2,95%	0,1564	-1,66%	0,1662	1,11%	0,1707	1,29%	0,1768	-1,26%	0,1804	-1,39%
	80	80	0,0543	-2,21%	0,0809	-3,22%	0,0936	0,75%	0,0995	2,68%	0,1075	1,57%	0,1122	-6,04%
		240	0,2146	2,28%	0,2471	-0,41%	0,2625	0,73%	0,2697	0,81%	0,2795	1,94%	0,2852	1,89%
	120	120	0,0793	-2,57%	0,1009	1,25%	0,1111	-1,59%	0,1159	-2,79%	0,1224	-3,38%	0,1262	0,15%
		360	0,3238	1,97%	0,3474	-0,75%	0,3586	0,65%	0,3638	1,38%	0,3709	-0,31%	0,3751	-1,58%
PB-2_PR	40	40	0,0713	-5,05%	0,0868	1,06%	0,0942	3,87%	0,0976	-6,83%	0,1023	-4,47%	0,1050	-11,88%
		120	0,2023	0,26%	0,2181	-1,13%	0,2257	0,54%	0,2292	-1,22%	0,2340	-1,91%	0,2368	-9,16%
	80	80	0,1555	1,34%	0,1736	1,73%	0,1822	-2,76%	0,1862	-0,72%	0,1917	-5,97%	0,1948	-5,62%
		240	0,2584	0,41%	0,2813	1,34%	0,2923	1,24%	0,2973	2,49%	0,3042	-0,64%	0,3083	0,43%
	120	120	0,1806	0,01%	0,2004	1,33%	0,2099	-3,53%	0,2143	-2,25%	0,2202	-3,86%	0,2237	-5,81%
		360	0,4386	0,43%	0,4715	0,45%	0,4872	0,20%	0,4945	-0,38%	0,5044	-1,75%	0,5102	-3,04%
PB-2_2%_PR	40	40	0,0447	-6,38%	0,0611	3,61%	0,0690	6,51%	0,0726	6,30%	0,0776	-2,75%	0,0805	-7,13%
		120	0,1591	1,41%	0,1739	-1,02%	0,1809	-0,03%	0,1842	-2,24%	0,1887	-3,41%	0,1913	-0,04%
	80	80	0,1149	-0,88%	0,1172	-3,21%	0,1184	-1,26%	0,1189	1,56%	0,1196	-2,46%	0,1200	-7,67%
		240	0,2968	-0,54%	0,3277	-1,04%	0,3424	-0,64%	0,3493	0,33%	0,3586	-1,95%	0,3640	-4,12%
	120	120	0,1816	0,05%	0,1983	-0,70%	0,2063	0,58%	0,2100	-1,37%	0,2150	-0,84%	0,2180	-0,95%
		360	0,3963	-0,40%	0,4294	1,34%	0,4452	-1,07%	0,4525	-1,73%	0,4625	-2,83%	0,4683	-4,71%

Fonte: De autoria própria

Tabela 54: Comparativo entre os valores de DP e os respectivos erros. Solo PB-3

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Deslocamento permanente (mm)											
			$\xi_{1.000}$	Erro	$\xi_{10.000}$	Erro	$\xi_{30.000}$	Erro	$\xi_{50.000}$	Erro	$\xi_{100.000}$	Erro	$\xi_{150.000}$	Erro
PB-3	40	40	0,0623	1,96%	0,0743	-0,03%	0,0800	1,28%	0,0827	3,99%	0,0863	11,85%	0,0884	8,19%
		120	0,2968	0,07%	0,3198	0,09%	0,3309	0,15%	0,3360	0,52%	0,3429	0,83%	0,3470	1,67%
	80	80	0,1596	1,03%	0,1760	-0,29%	0,1838	0,31%	0,1875	1,06%	0,1924	3,45%	0,1953	0,57%
		240	0,4138	0,41%	0,4456	-0,15%	0,4607	-0,06%	0,4678	0,40%	0,4774	0,60%	0,4830	0,93%
	120	120	0,1430	2,99%	0,1613	0,51%	0,1700	-0,30%	0,1740	-2,84%	0,1796	-5,03%	0,1828	-5,02%
		360	0,6863	0,59%	0,7339	-0,38%	0,7566	0,41%	0,7672	0,56%	0,7815	1,15%	0,7899	1,34%
PB-3_2%	40	40	0,0632	-0,86%	0,0787	-2,34%	0,0861	-3,21%	0,0896	-2,68%	0,0943	-4,06%	0,0970	-4,25%
		120	0,1972	0,80%	0,2108	-0,42%	0,2173	-0,35%	0,2203	-1,49%	0,2244	-2,65%	0,2268	-3,08%
	80	80	0,1344	0,50%	0,1480	-0,68%	0,1545	0,06%	0,1575	-3,16%	0,1616	4,66%	0,1640	4,47%
		240	0,3576	2,18%	0,3632	-1,10%	0,3658	1,44%	0,3670	3,01%	0,3687	1,81%	0,3697	0,99%
	120	120	0,1765	-1,85%	0,1989	2,17%	0,2096	-0,23%	0,2145	2,01%	0,2213	0,81%	0,2252	-3,19%
		360	0,4132	0,45%	0,4363	-0,55%	0,4474	0,53%	0,4525	0,95%	0,4594	2,24%	0,4635	1,47%
PB-3_PR	40	40	0,0639	-4,18%	0,0827	4,30%	0,0917	-0,64%	0,0959	1,81%	0,1016	4,90%	0,1049	-6,77%
		120	0,1264	3,86%	0,1422	-2,09%	0,1498	2,66%	0,1533	4,40%	0,1580	2,83%	0,1608	3,19%
	80	80	0,0933	1,95%	0,1036	1,97%	0,1086	-0,98%	0,1108	4,57%	0,1140	-5,53%	0,1158	1,29%
		240	0,3907	-1,41%	0,4255	-0,18%	0,4421	-0,77%	0,4498	-0,52%	0,4602	-2,83%	0,4664	-2,79%
	120	120	0,2078	-0,76%	0,2317	-0,39%	0,2431	-1,36%	0,2484	-1,63%	0,2556	-2,38%	0,2599	-4,31%
		360	0,5001	-0,30%	0,5402	-0,58%	0,5594	-0,22%	0,5683	-0,37%	0,5804	-0,87%	0,5875	-0,13%
PB-3_2%_PR	40	40	0,0901	-3,72%	0,1090	-0,07%	0,1180	-1,42%	0,1222	0,45%	0,1279	-5,52%	0,1312	-6,19%
		120	0,2705	1,00%	0,2939	-0,50%	0,3051	-0,14%	0,3103	0,78%	0,3173	-1,09%	0,3214	-0,19%
	80	80	0,1770	-3,29%	0,2081	2,41%	0,2229	0,91%	0,2298	0,70%	0,2391	-1,04%	0,2446	3,04%
		240	0,3443	-0,48%	0,3756	-0,19%	0,3906	-0,37%	0,3975	-0,04%	0,4070	-0,30%	0,4125	-0,34%
	120	120	0,3855	0,05%	0,4049	0,58%	0,4141	-0,46%	0,4184	0,01%	0,4242	-0,56%	0,4277	-1,09%
		360	0,4991	-0,18%	0,5284	0,05%	0,5424	-0,28%	0,5489	-0,62%	0,5577	-0,18%	0,5629	-0,21%

Fonte: De autoria própria

Tabela 55: Comparativo entre os valores de DP e os respectivos erros. BGTC

Amostra	σ_3 (kPa)	σ_d (kPa)	Deslocamento permanente (mm)											
			$\xi_{1.000}$	Erro	$\xi_{10.000}$	Erro	$\xi_{30.000}$	Erro	$\xi_{50.000}$	Erro	$\xi_{100.000}$	Erro	$\xi_{150.000}$	Erro
BGTC	40	40	0,0592	1,96%	0,0694	-1,71%	0,0742	2,87%	0,0765	6,10%	0,0795	14,00%	0,0813	22,95%
		120	0,1587	1,27%	0,1801	-0,36%	0,1903	0,87%	0,1951	-0,22%	0,2015	-0,27%	0,2053	-2,33%
	80	80	0,1065	-0,89%	0,1306	-0,47%	0,1421	0,49%	0,1474	1,71%	0,1547	4,64%	0,1589	3,48%
		240	0,2529	0,20%	0,2776	-0,07%	0,2894	0,17%	0,2949	-0,72%	0,3023	-2,13%	0,3067	-2,80%
	120	120	0,1670	0,28%	0,1875	-0,48%	0,1973	0,04%	0,2018	1,43%	0,2080	4,17%	0,2116	7,98%
		360	0,3547	0,15%	0,3851	-0,04%	0,3996	0,07%	0,4064	0,03%	0,4155	-0,28%	0,4209	-0,61%

Fonte: De autoria própria

4.6.2. COMPARATIVO ENTRE OS COEFICIENTES DE REGRESSÃO OBTIDOS NO MODELO DE GUIMARÃES (2009)

Observa-se uma excelente correspondência entre os valores obtidos nos ensaios com 30.000 e com 150.000 ciclos de aplicação de carga, o que potencializa a viabilidade da correlação. Vale salientar que as curvas de tendência foram obtidas através de regressão logarítmica, onde apresentaram coeficientes de determinação ou R-quadrado (R^2), em geral, maiores que 0,80.

Nesse cenário, foi feito um comparativo entre os coeficientes de regressão " Ψ " obtidos no modelo de Guimarães (2009) para os ensaios de 150.000 e 30.000 ciclos. Os resultados são apresentados na Tabela 56.

Os valores obtidos nos ensaios com 150.000 ciclos para os parâmetros de Ψ , são também comparados com os valores previstos nos ensaios com 30.000 ciclos e plotados no gráfico de igualdade, para melhor visualização das dispersões entre os valores. Estas comparações são apresentadas na Figura 341.

Com os resultados, verifica-se que o ajuste entre os valores medidos (ensaios com 150.000 ciclos de carregamento) e estimados (ensaios com 30.000 ciclos de carregamento) foi elevado, isto é, demonstram que o método de extrapolação foi capaz de estimar a deformação permanente com precisão. Apesar da impossibilidade de validação somente com os dados apresentados na pesquisa, o modelo proposto mostrou-se muito promissor.

Em resumo, os erros são mínimos, visto que os valores de DP também são relativamente baixos. Ademais, uma coisa em comum entre os materiais é o nítido acomodamento plástico (ou *shakedown*) ou, em outras palavras, a tendência à estabilização da deformação permanente com o número de ciclos de carregamento. Desse modo, a depender do tipo de solo e das condições de compactação e umidade, maiores valores de DP podem ser obtidos, bem como outros modelos de comportamento a deformação permanente, como por exemplo o não acomodamento do material e até mesmo o colapso.

Assim, recomenda-se cautela ao se analisar a possibilidade de redução do número de ciclos de ensaio, podendo esta decisão ser auxiliada pela observação dos tipos de comportamento pela teoria do *shakedown*. Como alternativa plausível, tem-se a possibilidade de fazer o ensaio com o maior par de tensões considerando os 150.000 ciclos de carga e, assim, analisar o comportamento. Caso seja de acomodamento, a tendência é que nos pares de tensões menores também serão. Neste caso, se poderia diminuir com maior confiabilidade o número de ciclos de aplicação de carga.

Como mencionado anteriormente, Lima *et al.* (2021) indicam que materiais pouco deformáveis podem ter o número de ciclos de ensaio reduzido de 150.000 para 100.000, ou até mesmo para 80.000. Contudo, os autores recomendam que materiais mais deformáveis precisam ser de fato ensaiados considerando um número de ciclos maior, já que tendem a continuar apresentando uma taxa de acréscimo de DP considerável ao serem submetidos às aplicações de carga. Vale salientar que este comportamento também pode ser influenciado por outros fatores, como o estado de tensão aplicado, por exemplo.

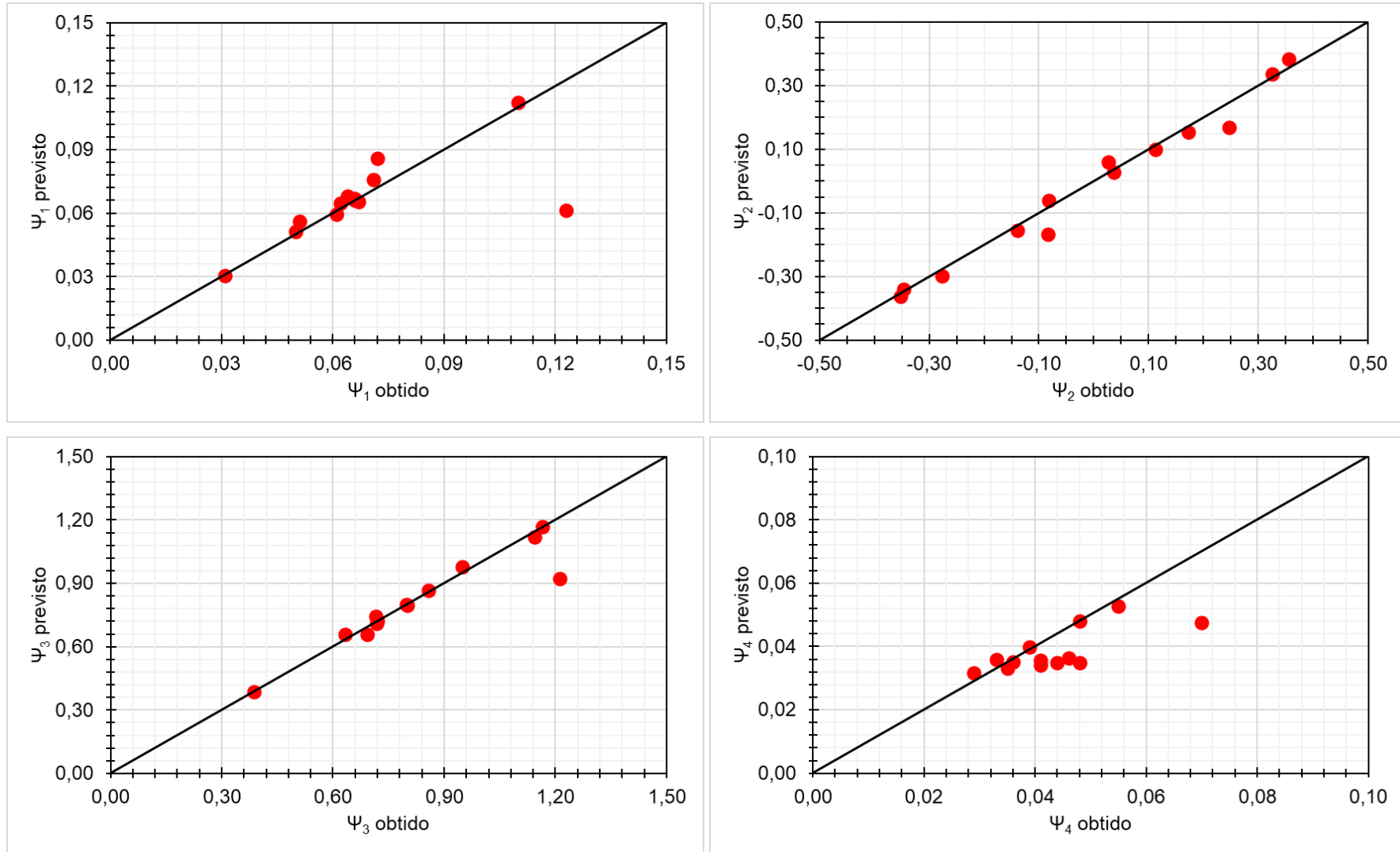
Tabela 56: Comparativo entre os coeficientes de regressão obtidos no modelo de Guimarães (2009)

$$\varepsilon_p (\%) = \psi_1 \cdot \left(\frac{\sigma_3}{\rho_0}\right)^{\psi_2} \cdot \left(\frac{\sigma_d}{\rho_0}\right)^{\psi_3} \cdot N^{\psi_4}$$

Amostra	150.000 ciclos de carregamento					30.000 ciclos de carregamento				
	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R ²	ψ_1	ψ_2	ψ_3	ψ_4	R ²
PE-1	0,123	0,247	1,212	0,048	0,89	0,061	0,169	0,921	0,035	0,96
PE-1_2%	0,072	-0,084	0,715	0,070	1,00	0,086	-0,168	0,742	0,048	1,00
PE-1_PR	0,071	0,355	0,798	0,041	0,99	0,076	0,383	0,800	0,034	0,99
PE-1_2%_PR	0,066	-0,347	0,717	0,036	0,92	0,066	-0,341	0,712	0,035	0,92
PB-2	0,066	-0,140	1,143	0,039	0,99	0,067	-0,155	1,121	0,040	0,99
PB-2_2%	0,031	-0,276	0,948	0,055	0,99	0,031	-0,299	0,977	0,053	1,00
PB-2_PR	0,064	0,113	0,632	0,044	0,94	0,068	0,099	0,658	0,035	0,96
PB-2_2%_PR	0,051	0,036	0,801	0,046	0,99	0,056	0,027	0,795	0,036	0,99
PB-3	0,061	-0,353	1,166	0,033	0,97	0,059	-0,361	1,169	0,036	0,97
PB-3_2%	0,067	-0,082	0,719	0,029	0,99	0,066	-0,060	0,722	0,032	0,99
PB-3_PR	0,062	0,173	0,858	0,041	0,95	0,065	0,154	0,866	0,036	0,96
PB-3_2%_PR	0,110	0,325	0,388	0,035	0,91	0,112	0,337	0,385	0,033	0,91
BGTC	0,050	0,026	0,693	0,048	0,99	0,051	0,059	0,657	0,048	0,99

Fonte: De autoria própria

Figura 341: Gráficos de igualdade para os parâmetros de regressão Ψ obtidos e previstos



Fonte: De autoria própria

4.6.3. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O principal objetivo da análise foi reduzir a quantidade de ciclos de aplicação de cargas, para acelerar a execução do ensaio e reduzir os custos associados à utilização e manutenção de maquinário.

Considerando a frequência de 5Hz, para 30.000 ciclos, cada CP foi ensaiado em aproximadamente 2 horas e o ensaio completo (nove corpos de prova) executado em 15 horas. Com todos os dados, ficou evidente uma excelente correspondência entre os valores obtidos nos ensaios com 30.000 e com 150.000 ciclos de aplicação de carga, o que potencializa a viabilidade da correlação.

Entretanto, como supracitado, a depender do tipo de solo e das condições de compactação e umidade, maiores valores de DP podem ser obtidos, bem como outros modelos de comportamento a deformação permanente, como por exemplo o não acomodamento do material e até mesmo o colapso. Assim, recomenda-se cautela ao se analisar a possibilidade de redução do número de ciclos de ensaio, podendo esta decisão ser auxiliada pela observação dos tipos de comportamento pela teoria do *shakedown*.

5. CONCLUSÕES

A pesquisa em questão avalia o potencial uso da Classificação Universal de Solos Lateríticos (CUSL), bem como a resposta à deformação resiliente e permanente de solos lateríticos finos, arenosos e pedregulhosos, naturais e melhorados com ligantes hidráulicos, para o emprego em camadas granulares de pavimentos.

A partir dos resultados e discussões foi possível obter as seguintes conclusões:

- A Metodologia de Classificação Universal de Solos Lateríticos proposta por Rodrigues *et al.* (2010) mostrou potencial para o emprego de solos lateríticos naturais ou melhorados com ligantes hidráulicos em camadas de pavimentos, visto que leva em consideração as concepções apropriadas do meio ambiente tropical e o processo de laterização, bem como as propriedades mecânicas inerentes às composições químicas dos sistemas lateríticos.
- Não há correspondência direta entre os sistemas de classificação analisados, devido principalmente incompatibilidade que se justificam pelo fato de as metodologias terem sido desenvolvidas em contextos distintos e considerando condições do meio físico completamente diversas.
- A influência da estabilização foi verificada. A incorporação do cimento ou da cal promoveu aumento nos parâmetros mecânicos estáticos, com repercussão nítida no comportamento mecânico estático e cíclico.
- Os solos lateríticos fino, arenoso e pedregulhoso apresentaram boa resposta à deformação resiliente e permanente.
- Para a análise do MR, o modelo composto apresentou melhores resultados para representar a variação do módulo de resiliência com as tensões atuantes no solo. No ensaio de DP, por sua vez, foi encontrado um excelente ajuste dos dados ao modelo de Guimarães (2009).
- As mudanças de massa e as variações volumétricas por retração foram mais pronunciadas nos primeiros 5 dias (120 horas) de secagem. Ficou evidente que a possibilidade de desenvolvimento de trincas de retração é maior nas fases iniciais da construção e, portanto, a cura controlada (evitando a perda de umidade) por um período mínimo de 3 dias resultará em redução da retração das camadas.
- Após todas as análises, os materiais apresentaram deslocamento permanente inferiores 4,0mm, o que corresponde a 2,0% de uma amostra com 200mm de altura, o que pode ser considerado muito baixo.
- A forma das curvas indica uma deformação plástica de complacência ou *shakedown*, pois elas tendem a ficar paralelas ao eixo horizontal (derivada nula).
- A avaliação mecanística-empírica evidenciou o desempenho satisfatório dos solos quando aplicados em camada de base, visto que o afundamento de trilha de roda, ao final da vida útil, ficou bem abaixo dos limites exigidos ao tipo de via. Contudo, para tráfegos elevados, a porcentagem de área trincada ficou acima das restrições impostas para o tipo de via, indicando a incapacidade da camada de CBUQ empregada e/ou decaimento rápido do módulo da camada de base melhorada.

- Observa-se uma excelente correspondência entre os valores obtidos nos ensaios com 30.000 e com 150.000 ciclos de aplicação de carga, o que potencializa a viabilidade da correlação para estes materiais específicos (podendo esta decisão ser auxiliada pela observação dos tipos de comportamento pela teoria do *shakedown*).

Em resumo, tendo em vista a análise e verificação, principalmente, da boa resposta à deformação resiliente e permanente, a utilização de amostras compactadas de solos tropicais, assumindo que as demais camadas do pavimento também são consideradas suscetíveis a deformações permanentes, pouco contribuiria para o afundamento total de o pavimento que constituem, abrindo possibilidades de aplicação de solos lateríticos com granulometrias diversas nas camadas do pavimento.

Desse modo, fica nítido que a utilização de solos tropicais na construção de rodovias requer uma visão mais ampla do que aquela especificada por padrões tradicionais e conhecimentos estabelecidos a partir de estudos de solos de clima frio e temperado. Desse fato, o conhecimento em particular das possibilidades e dos limites dos materiais presentes em países de clima tropical e subtropical, podem auxiliar a resolver os problemas impostos e a escolher as soluções mais econômicas para a construção de infraestruturas rodoviárias.

Assim, acredita-se que os objetivos tenham sido atingidos e que a pesquisa tenha contribuído ainda mais para a disseminação da relevância do assunto. Desse modo, espera-se corroborar, contribuir e fornecer ainda mais dados para que futuras pesquisas sejam realizadas, ampliando cada vez mais as informações sobre metodologias de classificação aplicadas à solos tropicais, bem como sobre as propriedades de solos lateríticos naturais, melhorados ou estabilizados.

5.1. SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Ao longo do desenvolvimento da pesquisa surgiram dúvidas e ideias que poderiam complementar as análises realizadas e contribuir ainda mais com a temática de solos tropicais. Por motivos de limitação de tempo, de disponibilidade de materiais e da necessidade de delimitar a quantidade de análises, elas não foram realizadas.

Desta forma, estas análises foram incluídas como sugestões para pesquisas futuras:

- Alargar a aplicação da Classificação Universal de Solos Lateríticos a solos tropicais de outras regiões do Brasil e do mundo;
- Analisar a influência do grau de intemperismo no comportamento à deformação resiliente e permanente dos solos lateríticos;
- Aprofundar no estudo da influência do método (estático ou dinâmico) e da energia de compactação no comportamento à deformação resiliente e permanente de solos lateríticos;
- Realizar análises com maiores teores de estabilizantes e maiores períodos de cura, e além disso com outros materiais estabilizantes;
- Expandir o estudo e avaliar a influência do processo de retração e da sucção na resposta à deformação resiliente e permanente de solo laterítico, considerando valores de umidade no intervalo entre a umidade residual e a umidade na saturação;
- Avaliar a influência do processo de retração volumétrica na deformação permanente a partir da metodologia multiestágios;
- Aplicar outras técnicas de ciência de dados, como redes neurais, para previsão do comportamento resiliente e da deformação permanente dos solos tropicais finos, arenosos e pedregulhosos;
- Ampliar as pesquisas para validação e ampliação do modelo proposto para redução da quantidade de ciclos de aplicação de carga no ensaio de deformação permanente;
- Realizar outras simulações de dimensionamento de pavimentos, variando o tráfego e a estrutura de camadas junto ao *software* MeDiNa;
- Ampliar as informações sobre custos de execução e manutenção de pavimentos executados com solos tropicais.
- Avaliar o comportamento à fadiga dos solos lateríticos melhorados ou estabilizados.

REFERÊNCIAS

AHALINGA-IYER, U.; WILLIAMS, D. J. (1991) Engineering properties of a lateritic soil profile. *Engineering Geology*, v. 31, n. 1, p. 45-58. Elsevier BV. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/0013-7952\(91\)90056-q](http://dx.doi.org/10.1016/0013-7952(91)90056-q).

ALBRECHT, B. A.; BENSON, C. H. (2001) Effect of Desiccation on Compacted Natural Clays. *Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 127, n. 1, p. 67-75. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2001\)127:1\(67\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:1(67)).

ALEXANDER, L.; CADY, J. (1962) Genesis and hardening of laterite in soils. Technical Bulletin No. 1282. USDA, Washington, DC, United States. 106 p.

ALNEDAWI, A.; NEPAL, K. P.; AL-AMERI, R. (2019) Effect of loading frequencies on permanent deformation of unbound granular materials. *International Journal of Pavement Engineering* v. 22, n. 8, p. 1008-1016. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2019.1656807>.

ALVES, M. E. (2002) Atributos mineralógicos e eletroquímicos, adsorção e dessorção de sulfato em solos paulistas. Tese (doutorado) – Escola Superior de Agricultura Luiz de Queiroz, Universidade de São Paulo, SP 2002.

AMADI, A. A. (2012) Utilisation of fly ash to improve the engineering properties of lateritic soil. *International Journal of Materials Engineering Innovation*, v. 3, n. 1, p. 78. Inderscience Publishers. DOI: <http://dx.doi.org/10.1504/ijmatei.2012.044451>.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. ASTM C25: Standard Test Methods for Chemical Analysis of Limestone, Quicklime, and Hydrated Lime. West Conshohocken, 2019.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIAL. ASTM D5298: Standard Test Method for Measurement of Soil Potential (Suction) Using Filter Paper. West Conshohocken, 2016.

ANAND, R. R.; PAINE, M. (2002) Regolith geology of Yilgarn Craton, Western Australia: Implication for Exploration. *Australian Journal of Earth Sciences*, 49: 3-162.

ARAUJO, A. G. D. (2010) Análise do desempenho de poços de infiltração na cidade de Goiânia-GO. 159 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Mecânica das Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de Goiás, Goiânia, 2010.

ARAÚJO, H. A. O. (2022) Estudo sobre a validação de uma metodologia de classificação de solos lateríticos com vistas à execução de camadas de pavimentos rodoviários. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Campina Grande, 2022.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12023: Solo-cimento – Ensaio de compactação. Rio de Janeiro, ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12024: Solo-cimento – Moldagem e cura de corpos de prova cilíndricos – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12025: Solo-cimento – Ensaio de compressão simples de corpos-de-prova cilíndricos – Método de ensaio. Rio de Janeiro, ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento – Procedimento. Rio de Janeiro, ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12770: Solo coesivo – Determinação da resistência à compressão não confinada – Método de ensaio. Rio de Janeiro, ABNT, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 12826: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação do índice de finura por meio de peneirador aerodinâmico. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16372: determinação da finura pelo método de permeabilidade ao ar de cimento Portland Rio de Janeiro, ABNT, 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 16605: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, ABNT, 2017.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6458: Grãos de pedregulho retidos na peneira de abertura 4,8 mm – Determinação da massa específica, da massa específica aparente e da absorção de água. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6473: Cal virgem e cal hidratada – Análise química. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 6508: Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica. Rio de Janeiro, ABNT, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR 7215: Cimento Portland – Determinação da resistência à compressão de corpos de prova cilíndricos. Rio de Janeiro, ABNT, 2019.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR NM 18: Cimento Portland - Análise química – Determinação de perda ao fogo. Rio de Janeiro, ABNT, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR NM 23: Cimento Portland e outros materiais em pó – Determinação de massa específica. Rio de Janeiro, ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR NM 51: Agregado graúdo – Ensaio de abrasão “Los Angeles”. Rio de Janeiro, ABNT, 2001.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. ABNT NBR NM 65: Cimento Portland – Determinação do tempo de pega. Rio de Janeiro, ABNT, 2003.

ATTAH, I. C.; OKAFOR, F. O.; UGWU, O. O. (2020) Optimization of California bearing ratio of tropical black clay soil treated with cement kiln dust and metakaolin blend. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 14(6), 655–667. doi:10.1007/s42947-020-0003-6.

AUBERT, G. (1964) Extrait des Actes et Comptes Rendus du V Congrès International de la Science du Sol, Léopoldville, 16-21 août 1954, Volume I, pp. 103-118. *Les Sols Latéritiques PAR* (Office de la Recherche Scientifique et Technique Outre-Mer, France).

AUTRET, P. (1983) Latérites et graveleux latéritiques. Institut des sciences et des Techniques de l'équipement et de l'environnement pour le développement. Études. Laboratoire Central des Pontes et Chaussées.

AZEVEDO, A. L. C. (2010) Estabilização de solos com adição de cal: um estudo a respeito da reversibilidade das reações que acontecem após a adição de cal. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas, Ouro Preto, 2010.

BAIA, M. V. M. (2019) Estabilização física de solos tropicais para base de pavimento de baixo custo na região metropolitana de Manaus-AM. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Amazonas, Manaus, 2019.

BALBO, J. T. (2007) Pavimentação asfáltica: materiais, projeto e restauração. 1ª. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 558 p.

BARBOSA, T. S.; L. G. L.; FARIAS, R. J. C. (2018) Geo-Mechanical Characterization in Laterite Soil Mixtures - Aerial Lime for Road Based Use in Federal District, Brazil. *Contemporary Issues in Soil Mechanics*, p. 194-202. Springer International Publishing. DOI: http://dx.doi.org/10.1007/978-3-030-01941-9_17.

BARROS, C. O. A. (2003) Revisão da correlação mini-CBR/CBR para solos do município de São Carlos-SP. Dissertação (mestrado) – Departamento de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

BERNUCCI, L. B., MOTTA, L. M. G., CERATTI, J. A. P. (2010) Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros. 4. ed., v.1, Rio de Janeiro, Rio de Janeiro: Petrobras, ABEDA.

BERNUCCI, L. L. B. (1987) Expansão e contração de solos tropicais compactados e suas aplicações as obras viárias. Classificação de solos tropicais com base na expansão e contração. Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 171 p, São Paulo, 1987.

BEZERRA, R. L. (1976) A durabilidade de solos lateríticos estabilizados com cimento e aditivos. 97 f. Dissertação (mestrado) – Centro de Ciências e Tecnologia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, 1976.

BHATTACHARJA, S.; BHATTY, J. I.; TODRES, H. A. (2003) Stabilization of Clay Soils by Portland Cement or Lime - A Critical Review of Literature, PCA R&D Serial No. 2066, Portland Cement Association, Skokie, Illinois USA, 60 p.

BILLONG, N.; MELO, U. C.; LOUVET, F.; NJOPWOUO, D. (2009) Properties of compressed lateritic soil stabilized with a burnt clay–lime binder: effect of mixture components. *Construction and Building Materials*, v. 23, n. 6, p. 2457-2460. Elsevier BV. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2008.09.017>.

BISWAL, D. R.; SAHOO, U. C.; DASH, S. R. (2016) Characterization of granular lateritic soils as pavement material. *Transportation Geotechnics*, 6, 108–122. doi:10.1016/j.trgeo.2015.10.005.

BISWAL, D. R.; SAHOO, U. C.; DASH, S. R. (2018a) Durability and shrinkage studies of cement stabilised granular lateritic soils. *International Journal Of Pavement Engineering*, v. 20, n. 12, p. 1451-1462. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2018.1433830>.

BISWAL, D. R.; SAHOO, U. C.; DASH, S. R. (2018b) Mechanical characteristics of cement stabilised granular lateritic soils for use as structural layer of pavement. *Road Materials and Pavement Design*, v. 21, n. 5, p. 1201-1223. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2018.1545687>.

BISWAL, D. R.; SAHOO, U. C.; DASH, S. R. (2018c) Non-destructive strength and stiffness evaluation of cement-stabilised granular lateritic soils. *Road Materials and Pavement Design*, v. 21, na. 3, p. 835-849. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2018.1511458>.

BISWAL, D. R.; SAHOO, U. C.; DASH, S. R. (2020) Fatigue Characteristics of Cement-Stabilized Granular Lateritic Soils. *Journal Of Transportation Engineering, Part B: Pavements*, v. 146, n. 1, p. 04019038. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: <http://dx.doi.org/10.1061/jpeodx.0000147>.

BONA, A. C. D.; GUIMARÃES, A. C. R. (2021) Avaliação da deformação permanente e resiliente de uma laterita alternativa utilizada em base de pavimento rodoviário. *Transportes*, v. 29, n. 3, p. 1-13, 31 dez. 2021. Lepidus Tecnologia. DOI: <http://dx.doi.org/10.14295/transportes.v29i3.2404>.

BONZANINI, J. A. F. (2011) Estudos dos efeitos do tamanho de corpos-de-prova no módulo de resiliência de quatro solos. 135 p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, RS, 2011.

BUDNY, J. (2018) Verificação do Potencial de Estabilização de um Solo Laterítico com uso de Ácido Fosfórico, Ácido Cítrico e Cinza de Casca de Arroz. Tese (doutorado) – UFRJ, COPPE, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 2018.

CAMAPUM, C. J.; LEROUEIL, S. (2004) Curva Característica de Sucção Transformada. *Solos e Rochas*, 27(3): 231-242.

CARO, S.; AGUDELO, J. P.; CAICEDO, B.; OROZCO, L. F.; PATIÑO, F.; RODADO, N. (2018) Advanced characterisation of cement-stabilised lateritic soils to be used as road materials. *International Journal of Pavement Engineering*, v. 20, n. 12, p. 1425-1434. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/10298436.2018.1430893>.

CARVALHO, J. B. Q. (1991) Lateritic soils: chemical and geotechnical properties. In: *Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering 10, and International Conference On Tropical And Residual Soils. 3.*, Maseru, Proceedings.

CARVALHO, J. C.; GITIRANA JUNIOR, G. F. N.; MACHADO, S. L.; MASCARENHA, M. M. A.; SILVA FILHO, F. C. (Org.). *Solos não saturados no contexto geotécnico*. 1ed. São Paulo.: ABMS. 2015a.v. 1, p. 97-124.

CARVALHO, J. C.; REZENDE, L. R.; CARDOSO, F. B. F.; LUCENA, L. C. F. L.; GUIMARÃES, R. C.; VALENCIA, Y. G. (2015b) Tropical soils for highway construction: peculiarities and considerations. *Transportation Geotechnics*, v. 5, p. 3-19. Elsevier BV. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.trgeo.2015.10.004>.

CAVALCANTE, C. M. B. (2010) Metodologia de retroanálise de módulos de resiliência em camadas de pavimentos flexíveis: desenvolvimento do Programa RETROPAV. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2010.

CAVALCANTE, F. P. (2005) Avaliação das características funcionais e estruturais da Rodovia BR-230/PB Lote III. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Recife, 2005.

CERATTI, J. A. P., GEHLING, W. Y. Y. e NÚÑEZ, W. P. (2004) Seasonal variations of a subgrade soil resilient modulus in southern Brazil. *Transportation Research Record*, Washington, D. C., v 1874, p. 165-173.

CHAMLING, P. K.; BISWAL, D. R.; SAHOO, U. C. (2021) Effect of moulding water content on strength characteristics of a cement-stabilized granular lateritic soil. *Innovative Infrastructure Solutions*, v. 6, n. 2, p. 2-10. Springer Science and Business Media LLC. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s41062-020-00410-y>.

CHEN, W. B; FENG, W. Q.; YIN, J. H.; BORANA, L.; CHEN, R. P. (2019) Characterization of permanent axial strain of granular materials subjected to cyclic loading based on shakedown theory. *Construction and Building Materials*, v. 198, p. 751-761. Elsevier BV. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.12.012>.

CLOUGH, G. W.; SITAR, N.; BACHUS, R. C.; RAD, N. S. (1981) Cemented Sands Under Static Loading. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, New York: ASCE, v.107, n.GT6, p.799-817. DOI: <https://doi.org/10.1061/AJGEB6.0001152>.

COMMITTEE ON TROPICAL SOILS OF THE (ISSMFE) - Progress report, chapter 4.2.4: lateritic gravels, publicado pela Associação Brasileira de Mecânica dos Solos (ABMS), São Paulo, 1985.

CONSOLI, N. C.; BASSANI, M. A. A.; FESTUGATO, L. (2010) Effect of fiber-reinforcement on the strength of cemented soils. *Geotextiles And Geomembranes*, v. 28, n. 4, p. 344-351. Elsevier BV. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.geotexmem.2010.01.005>.

CONSOLI, N. C.; FOPPA, D.; FESTUGATO, L.; HEINECK, K. S. (2007) Key Parameters for Strength Control of Artificially Cemented Soils. *Journal Of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, v. 133, n. 2, p. 197-205. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)1090-0241\(2007\)133:2\(197\)](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)1090-0241(2007)133:2(197)).

CONSOLI, N. C.; MORAES, R. R. de; FESTUGATO, L. (2011) Split tensile strength of monofilament polypropylene fiber-reinforced cemented sandy soils. *Geosynthetics International*, v. 18, n. 2, p. 57-62. Thomas Telford Ltd. DOI: <http://dx.doi.org/10.1680/gein.2011.18.2.57>.

CONSOLI, N. C.; MORAES, R. R. de; FESTUGATO, L. (2013) Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Fiber-Reinforced Cemented Soil. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 25, n. 10, p. 1568-1573. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)mt.1943-5533.0000555](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)mt.1943-5533.0000555).

CONSOLI, N. C.; PÁRRAGA MORALES, D.; SALDANHA, R. B. (2021). A new approach for stabilization of lateritic soil with Portland cement and sand: strength and durability. *Acta Geotechnica*, 16(5), 1473–1486. doi:10.1007/s11440-020-01136-y.

COSTA, G. M.; ALBUQUERQUE, F. S.; MENDONÇA, A. T.; ALBUQUERQUE, T. M. A. (2014) Efeito de diferenças de características mecânicas de materiais para pavimentos obtidos em laboratório e campo. In: XXVIII ANPET – Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes, Curitiba, p. 12, 2014.

COSTA, M. L. (2007) Introdução ao intemperismo laterítico e à lateritização. In: Otavio A.B. Licht, Carlos Siqueira Bandeira de Mello, Cassio Roberto da Silva (Eds.), *Prospecção Geoquímica de Depósitos Minerais Metálicos, Não-metálicos, óleo e Gás*. Sociedade Brasileira de Geoquímica, SBGq/CPRM, Serviço Geológico do Brasil (Geological Survey of Brazil), 199–244p. Rio de Janeiro.

COUTO, J. B. (2009) Estudo de misturas de solo-agregado em bases e sub-bases rodoviárias do Rio Grande do Sul: caracterização de laboratório e execução de trecho experimental. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós- Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

CUNHA, J. E. V. (1992) Solos lateríticos estabilizados com cimento através da metodologia da ABCP. 151 f. Dissertação (mestrado) – Centro de Ciências e Tecnologia, Curso de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande.

DALLA ROZA, A. E. (2018) Contribuição para projeto mecanístico-empírico de pavimentos asfálticos na região norte do estado do Mato Grosso. 178 p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2018.

DANTAS, A. A. N. (2019) Avaliação do comportamento mecânico, geoquímico, mineralógico e geoambiental de um rejeito de minério de ferro incorporado a um solo laterítico para fins rodoviários. Tese (doutorado). Universidade de Brasília, Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2019.

DAWSON, A.; KOLISOJA, P.; ROADDEX, I. I. (2004) Northern Periphery. Permanent Deformation, Report on Task, v. 2.

DEGN – DIRECTION DES ETUDES GÉNÉRALES ET DE LA NORMALISATION. Pour l'Utilisation en Corps de Chaussée de Graveleux Latéritiques Naturels. République du Cameroun. Recommandation, Edition provisoire. 1984.

DELGADO, A. K. C. (2007) Estudo do Comportamento Mecânico de solos tropicais característicos do Distrito Federal para uso na Pavimentação Rodoviária. 392 f. Tese (Doutorado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, 2007.

DEPARTAMENTO DE ESTRADAS E RODAGEM. ETDE-P00/009: Sub-base ou Base de Brita Graduada com Cimento. DER, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-EM 036: Cimento Portland – recebimento e aceitação – Especificação de Material. DNIT, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-IE 004: Solos coesivos – determinação da compressão simples de amostras – Instrução de Ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 054: Equivalente de areia – Método de ensaio. DNIT, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 080: Solo – análise granulométrica por peneiramento – Método de Ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 082: Solos - Determinação do limite de plasticidade - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 084: Agregado miúdo – determinação da densidade real – Método de ensaio. DNIT, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 086: Agregado – determinação do índice de forma – Método de ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 087: Solos – determinação dos fatores de contração – Método de Ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 093: Solo-cimento – determinação da densidade real – Método de Ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 093: Solos – determinação da densidade real – Método de Ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 122: Solos – Determinação do Limite de Liquidez – método de referência e método expedito. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 181: Solo estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à tração por compressão diametral – Método de ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 195: Agregados – determinação da absorção e da massa específica de agregado graúdo – Método de Ensaio. DNIT, 1997.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 201: Solo-cimento – compressão axial de corpos-de-prova cilíndricos – Método de Ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 202: Solo-cimento – moldagem e cura de corpos-de-prova cilíndricos – Método de Ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 213: Solo-cimento – determinação do teor de umidade – Método de Ensaio. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 256: Solos compactados com equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 258: Solos – compactação de solos em equipamento miniatura - Mini-MCV. DNIT, 1994.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. DNIT ES-098: Pavimentação – base estabilizada granulometricamente com utilização de solo laterítico – Especificação de serviço. DNIT, 2007.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. DNIT ME-134: Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência – Método de ensaio. DNIT, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2006) DNIT – Manual de Pavimentação Rodoviária. Publicação IPR 719. Diretório de Planejamento e Pesquisa, Instituto de Pesquisas Rodoviárias. (3ª ed.). Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes, Rio de Janeiro, RJ.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ES 142: Pavimentação – Base de solo melhorado com cimento – Especificação de serviço. DNIT, 2022.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-IE 179: Pavimentação – Solos – Determinação da deformação permanente – Instrução de ensaio. DNIT, 2018.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 172: Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas – Método de ensaio. DNIT, 2016.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 164: Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas – Método de Ensaio. DNIT, 2013.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-ME 419: Pavimentação – Solo-Cal – Estimativa do teor mínimo de cal para estabilização química de solo – Método de ensaio. DNIT, 2019.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. DNIT-PRO 433: Pavimentação – Levantamento do percentual de área trincada e de afundamento de trilha de roda de pavimento asfáltico em trechos experimentais, monitorados ou trechos homogêneos de curta extensão – Procedimento. DNIT, 2021.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES. SICRO – Sistema de Custos Referenciais de Obras, data de referência de abril de 2023. Brasília, DF, 2023. Disponível em: <https://www.gov.br/dnit/pt-br/assuntos/planejamento-e-pesquisa/custos-e-pagamentos/custos-e-pagamentos-dnit/sistemas-de-custos/sicro_antiga/nordeste/paraiba/2023/abril/abril-2023>. Acesso em 06 de agosto de 2023.

DUAN, X.; ZHANG, J. (2019) Mechanical Properties, Failure Mode, and Microstructure of Soil-Cement Modified with Fly Ash and Polypropylene Fiber. *Advances In Materials Science and Engineering*, v. 2019, p. 1-13. Hindawi Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1155/2019/9561794>.

DURNER, W. (1994). Hydraulic conductivity estimation for soils with heterogeneous pore structure. *Water Resources Res.*, 30: 211–223.

DUTRA, S. V. M. (2014) Estado da Arte sobre a Utilização de Solos Lateríticos em Pavimentos Rodoviários. 104 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Especialização em Geotecnia, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2014.

EDIL, T. B.; MOTAN, S. E. Soil-water potential and resilient behavior of subgrade soils. *Transportation Research Record*, Washington, D.C., No. 705, pp. 54-63, 1979.

EMBRAPA. Manual de métodos de análise de solos. 2 ed. Rio de Janeiro, EMBRAPA, 1997.

EMBRAPA. Sistema Brasileiro de Classificação de solos/ [editores técnicos, Humberto Gonçalves dos Santos... *et al.*] – 3. ed. – Rio de Janeiro: EMBRAPA Solos, 2013. 353p.

ESPINOSA, V. R. P. (1987) Ensaio Triaxiais de Carga Repetida de uma Brita. Dissertação (mestrado) – UFRJ, COPPE, Programa de Engenharia Civil, Rio de Janeiro, 1987.

EYO, E. U.; NG'AMBI, S.; & ABBEY, S. J. (2022). An overview of soil-water characteristic curves of stabilised soils and their influential factors. *Journal of King Saud University – Engineering Sciences*. doi:10.1016/j.jksues.2020.07.013

FABBRI, G. T. P. (1994) Caracterização da fração fina de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno. 176 f. Tese (doutorado) – Departamento de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

FALL, M.; SAWANGSURIYA, A.; BENSON, C. H.; EDIL, T. B.; BOSSCHER, P. J. (2007) On the Investigations of Resilient Modulus of Residual Tropical Gravel Lateritic Soils from Senegal (West Africa). *Geotechnical And Geological Engineering*, v. 26, n. 1, p. 13-35. Springer Science and Business Media LLC. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s10706-007-9144-5>.

FARIAS, M. L. A. e; ARAÚJO, H. A. O.; RODRIGUES, J. K. G. (2023) Análise da aplicabilidade de Sistema de Classificação Universal para solos lateríticos utilizados em camadas de pavimentos. *Transportes*, v. 31, n. 1, p. 2750, <http://dx.doi.org/10.58922/transportes.v31i1.2750>.

FEDRIGO, W.; NÚÑEZ, W. P.; SCHREINERT, G. G.; KLEINERT, T. R.; MATUELLA, M. F.; LÓPEZ, M. A. C.; CERATTI, J. A. P. (2019) Flexural strength, stiffness and fatigue of cement-treated mixtures of reclaimed asphalt pavement and lateritic soil. *Road Materials and Pavement Design*, v. 22, n. 5, p. 1004-1022. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2019.1660207>.

FERRI, S. (2013) Critérios de aceitação e controle da qualidade da execução de camadas de fundação de pavimentos novos através de métodos deflectométricos. Dissertação (mestrado) – Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2013.

FESTUGATO, L.; FOURIE, A.; CONSOLI, N. C. (2013) Cyclic shear response of fibre-reinforced cemented paste backfill. *Géotechnique Letters*, v. 3, n. 1, p. 5-12. Thomas Telford Ltd. DOI: <http://dx.doi.org/10.1680/geolett.12.00042>.

FEUERHARMEL, C. (2003) Aspectos do comportamento não saturado de dois solos coluvionares – gasoduto Bolívia-Brasil. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

FEUERHARMEL, C. (2007) Estudo da resistência ao cisalhamento e da condutividade hidráulica de solos coluvionares não saturados da Formação Serra Geral. Tese (doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2007.

FEUERHARMEL, C.; GEHLING, W. Y. Y.; BICA, A. V. D. (2005) Determination of the Soil-Water Characteristic Curve of Undisturbed Colluvium Soils. In: International Symposium Advanced Experimental Unsaturated Soil Mechanics, EXPERUS 2005, Trento (Itália).

FIORI, A. P.; CARMIGNANI, L. (2011) Fundamentos de mecânica dos solos e das rochas: aplicações na estabilidade de taludes. 2. ed. rev. e ampl. Curitiba, PR: Ed. UFPR.

FIROOZI, A. A.; GUNAY OLGUN, C., BAGHINI, M. S. (2017) Fundamentals of soil stabilization. International Journal of Geo-Engineering volume 8, Article number: 26. DOI: <https://doi.org/10.1186/s40703-017-0064-9>.

FONSECA, A. V.; RIOS, S.; AMARAL, M. F.; PANICO, F. (2013) Fatigue Cyclic Tests on Artificially Cemented Soil. Geotechnical Testing Journal, v. 36, n. 2, p. 1-9. ASTM International. DOI: <http://dx.doi.org/10.1520/gtj20120113>.

FONTES, M. (1992) Iron oxide-clay mineral association in Brazilian Oxisols: a magnetic separation study. Clays and Clay Minerals, pp. 175-179.

FRANCO, F. A. C. P. (2007) Método de Dimensionamento Mecânico-Empírico de Pavimentos Asfálticos – SISPAV. 294p. Tese (doutorado). Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2007.

FREITAS, J. B.; REZENDE, L. R.; GITIRANA JUNIOR; GILSON, F. N. (2020) Prediction of the resilient modulus of two tropical subgrade soils considering unsaturated conditions, Engineering Geology, v. 270, p. 1-14. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.enggeo.2020.105580>.

GAJEWSKA, B.; KRASZEWSKI, C.; RAFALSKI, L. (2017) Significance of cement-stabilised soil grain size distribution in determining the relationship between strength and resilient modulus. Road Materials and Pavement Design, v. 19, n. 7, p. 1692-1701. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2017.1324808>.

GEHLING, W. Y. Y., CERATTI, J. A. P., NÚÑEZ, W. P., RODRIGUES, M. R. (1998) A study of the influence of suction on the resilient behaviour of soils from southern Brazil. International Conference on Unsaturated Soils. Pequim, China. Vol. 1, p. 47-53.

GEORGE, K. P. (1968) Shrinkage characteristics of soil-cement mixtures. Highway Research Record. Washington D. C. n. 255, p. 48-58.

GIDIGASU, M. D. (1976) Laterite Soil Engineering: Pedogenesis and Engineering Principles (Developments in geotechnical engineering). Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam.

GODOY, H. (1997) Identificação e Classificação Geotécnica de Latossolos do Estado de São Paulo pelo Método das Pastilhas MCT. Tese (doutorado) – Instituto de Geociências, Universidade de São Paulo, 1997.

GOMES, M. S. (2021) Análise da influência do teor de umidade na deformação permanente de solos argilosos lateríticos para uso em estruturas de pavimentos. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia, Universidade Federal de Juiz de Fora.

GOMES, M. S.; GUIMARÃES, A. R.; MARQUES, M. E. S. (2018) Estudo da influência do tipo de finos no comportamento resiliente de solos tropicais para uso em pavimentos. Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais, v.9, n.5, p.78-87. DOI: <http://doi.org/10.6008/CBPC2179-6858.2018.005.0008>.

GONÇALVES, R. F. (1999) Estudo da influência da variação do teor de umidade no valor do módulo de resiliência de um solo argiloso encontrado em subleito de rodovias no interior paulista. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, 1999.

GONZÁLEZ, A.; JAMESON, G.; CARTERET, R.; YEO, R. (2013) Laboratory fatigue life of cemented materials in Australia. Road Materials and Pavement Design, v. 14, n. 3, p. 518-536. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2013.779300>.

GRAEFF, A. G.; BARELLA, R. M. Estudo da influência da não-linearidade de materiais granulares no desempenho de pavimentos asfálticos. Porto Alegre: Concessionária da Rodovia Osorio, CONCEPA, 2010. 86p. (Documento N° 10-0003).

GUILHERME, A. T. P. (2023) Um catálogo simplificado de estruturas padrão em pavimentos flexíveis dimensionados pelo método MeDiNa aplicável à RMF. Tese (doutorado) – Pós-graduação em Engenharia de Transportes, Departamento de Engenharia de Transportes da Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2023.

GUIMARÃES, A. C. R. (2001). Estudo de Deformação Permanente em Solos e Teoria do Shakedown Aplicada a Pavimentos Flexíveis. Dissertação (mestrado) – Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ. Rio de Janeiro, 280 p, 2001.

GUIMARÃES, A. C. R. (2009) Um método mecanístico-empírico para a previsão da deformação permanente em solos tropicais constituintes de pavimentos. 352 f. Tese (doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

GUIMARÃES, A. C. R.; MOTTA, L. M. G.; CASTRO, C. D. (2018) Permanent deformation parameters of fine – grained tropical soils. Road Materials and Pavement Design, v. 20, n. 7, p. 1664-1681. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2018.1473283>.

HAFEEZ, I. (2009) Impact of hot mix asphalt properties on its permanent deformation behavior. Tese (Doutorado). Department of Civil Engineering and Environmental Engineering, University of Engineering and Technology Taxila,

HOYOS, L. R.; THUDI, H.; PUPPALA, A. J. (2007) Soil-Water Retention Properties of Cement Treated Clay. In: Geo-Denver 2007 February 18–21, 2007. Colorado, United States, pp. 1–8.

JAMSAWANG, P.; VOOTTIPRUEX, P.; HORPIBULSUK, S. (2015) Flexural Strength Characteristics of Compacted Cement-Polypropylene Fiber Sand. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 27, n. 9, p. 04014243. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)mt.1943-5533.0001205](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)mt.1943-5533.0001205).

JIANG, Y.; TIAN, T.; DENG, C.; YUAN, K.; YI, Y. (2020). Effects of Cement Content, Curing Period, Gradation, and Compaction Degree on Mechanical Behavior of Cement-Stabilized Crushed Gravel Produced via Vertical Vibration Test Method. *Advances in Civil Engineering*, 1–13. doi:10.1155/2020/3082924.

JOEL, M.; AGBEDE, I. O. (2011) Mechanical-Cement Stabilization of Laterite for Use as Flexible Pavement Material. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 23, n. 2, p. 146-152. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)mt.1943-5533.0000148](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)mt.1943-5533.0000148).

JOSE, A.; KRISHNAN, J. M.; ROBINSON, R. G. (2022). Resilient and Permanent Deformation Response of Cement-Stabilized Pond Ash. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 34, n. 1, p. 1-13. DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)mt.1943-5533.0004044](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)mt.1943-5533.0004044).

KÄMPF, N.; CURI, N. (2000) Óxidos de ferro: indicadores de ambientes pedogênicos e geoquímicos. *Tópicos em ciência do solo*. Viçosa: Sociedade Brasileira de Ciência do Solo, v. 1, p. 107-138.

KERN, C. (2017) Análise de desempenho de pavimentos da rede temática de asfalto no Rio Grande do Sul – A avaliação de um pavimento submetido à oscilação do lençol freático. 167 p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

KERN, C. (2022) Efeito da variação de umidade e sucção no comportamento mecânico e em simulações de desempenho de dois solos utilizados em pavimentos rodoviários. Tese (doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2022.

KHAJEH, A.; CHENARI, R. J.; PAYAN, M. A. (2019) Simple Review of Cemented Non-conventional Materials: Soil composites. *Geotechnical And Geological Engineering*, v. 38, n. 2, p. 1019-1040. Springer Science and Business Media LLC. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s10706-019-01090-x>.

KHOURY, N.; BROOKS, R.; ZAMAN, M.; KHOURY, C. (2009) “Variations of resilient modulus of subgrade soils with post-compaction moisture contents.” *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (2001). pp. 72-81.

KIM, H.; PREZZI, M.; SALGADO, R. (2017). Calibration of Whatman Grade 42 filter paper for soil suction measurement. *Canadian Journal of Soil Science*. doi:10.1139/cjss-2016-0064.

KLAMT, E. (1989) Relevância da Pedologia na Avaliação do Comportamento de Solos. In: II COLÓQUIO DE SOLOS TROPICAIS E SUBTROPICAIS E SUAS APLICAÇÕES EM ENGENHARIA CIVIL, 1989, Porto Alegre. Anais... Porto Alegre: CPGEC/UFRGS, pp.13-24.

KLEPPE, J. H.; OLSON, R. E. (1985) Desiccation Cracking of Soil Barriers. Hydraulic Barriers In Soil and Rock, p. 263-275, ASTM International. DOI: <http://dx.doi.org/10.1520/stp34583s>.

KUMAR, A.; GEORGE, V. (2018) Effect of Soil Parameters on Resilient Modulus Using Cyclic Tri-Axial Tests on Lateritic Subgrade Soils from Dakshina Kannada, India. Geotechnical And Geological Engineering, v. 36, n. 6, p. 3987-4000. Springer Science and Business Media LLC. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s10706-018-0550-7>.

LCPC/SETRA. (2002) Réalisation des remblais et des couche de forme. Fascicule II, Annexes Technique. França.

LEKARP, F.; DAWSON, A. (1998) Modelling permanent deformation behaviour of unbound granular materials. Construction and building materials, v. 12, n. 1, p. 9-18.

LEMAIRE, K.; DENELEE, D.; BONNET, S.; LEGRET, M. (2013) Effects of lime and cement treatment on the physicochemical, microstructural and mechanical characteristics of a plastic silt. Engineering Geology, 166, 255–261. doi:10.1016/j.enggeo.2013.09.012.

LENOIR, T.; PRETESEILLE, M.; RICORDEL, S. (2016) Contribution of the fiber reinforcement on the fatigue behavior of two cement-modified soils. International Journal of Fatigue, v. 93, p. 71-81. Elsevier BV. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.ijfatigue.2016.08.007>.

LIMA, C. D. A. (2016) Estudo da Deformação Permanente de Duas Britas Graduadas para Uso em Camadas de Pavimentos. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2016.

LIMA, C. D. A. (2020) Avaliação da Deformação Permanente de Materiais de Pavimentação a Partir de Ensaios Triaxiais de Cargas Repetidas. Tese (doutorado) – Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil, COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 2020.

LIMA, C. D. A. de.; MOTTA, L. M. G. da.; GUIMARÃES, A. C. R.; ARAGÃO, F. T. S. (2018) Contribution to the study of brazilian tropical soils as pavement materials. In: 13° Conference on asphalt pavements – ISAP. Anais... Fortaleza, Ceará, 2018.

LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. (2019) Effects of Compaction Moisture Content on Permanent Deformation of Soils Subjected to Repeated Triaxial Load Tests. Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board, v. 2673, n. 2, p. 466-476. SAGE Publications. DOI: <http://dx.doi.org/10.1177/0361198118825124>.

LIMA, C. D. A.; MOTTA, L. M. G.; ARAGÃO, F. T. S. (2021) Ensaios de deformação permanente: efeito do número de ciclos na interpretação do comportamento de solos e britas. *Matéria* (Rio de Janeiro), v. 26, n. 3, p. 1-11, 2021. FapUNIFESP (SciELO). DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/s1517-707620210003.13044>.

LIMA, C. D. A.; MOTTA, Laura, M. G.; GUIMARÃES, A. C. R. (2017) Estudo da deformação permanente de britas granito-gnaiss para uso em base e sub-base de pavimentos. *Transportes*, v. 25, n. 2, p. 41. *Lepidus Tecnologia*. DOI: <http://dx.doi.org/10.14295/transportes.v25i2.1262>.

LIMA, D. C.; BUENO, B. S.; SILVA, C. H. C. (1993) Estabilização dos solos II: técnicas e aplicações a solos da microrregião de Viçosa. Viçosa: Imprensa Universitária – Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 32 p.

LIMA, G. F. (2013) Avaliação da eficácia da proposta de classificação universal para solos lateríticos aplicada a três solos do nordeste brasileiro. 77 f. Dissertação (mestrado) – Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2013.

LIMA, R. M. (2022) Análise do comportamento mecânico de britas graduadas tratadas com cimento (BGTC). Dissertação (mestrado) – Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia. Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Brasília, 2022.

LINARES-UNAMUNZAGA, A.; PÉREZ-ACEBO, H.; ROJO, M.; GONZALO-ORDEN, H. (2019) Flexural Strength Prediction Models for Soil–Cement from Unconfined Compressive Strength at Seven Days. *Materials*, v. 12, n. 3, p. 387. MDPI AG. DOI: <http://dx.doi.org/10.3390/ma12030387>.

LOVATO, R. S. (2004) Estudo do comportamento mecânico de um solo laterítico estabilizado com cal, aplicado à pavimentação. 144 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

LUZ, M. P. (2003) Análise dos resultados do ensaio CBR realizado em condições variadas de umidade pós-compactação. Dissertação (mestrado). Departamento de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2003.

MACÊDO, M. M. (2004) Solos modificados com cimento - Efeito no módulo de resiliência e no dimensionamento de pavimentos. 289 f. Dissertação (Mestrado em Ciência em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação da Universidade Federal de Pernambuco, Recife, 2004.

MAHALINGA-IYER, U.; WILLIAMS, D. J. (1991) Engineering properties of a lateritic soil profile. *Engineering Geology*, v. 31, n. 1, p. 45-58. Elsevier BV. DOI: [http://dx.doi.org/10.1016/0013-7952\(91\)90056-q](http://dx.doi.org/10.1016/0013-7952(91)90056-q).

MAHALINGA-IYER, U.; WILLIAMS, D. J. (1997) Properties and performance of lateritic soil in road pavements. *Engineering Geology*, 46(2), 71–80. doi:10.1016/s0013-7952(96)00096-8.

MAIGNEIN, R. (1966) Review of Research Laterites. Office de la Recherche Scientifique et Technique d'Outre-mer. Paris. United Nations Educational Scientific and Cultural Organization (UNESCO). Place de Fontenoy, Paris-7. Printed by Vaillant-Carmanne, Liège.

MARANGON, M.; MOTTA, L. M. G. (2001) Aplicação do Método Simplificado de Classificação Geotécnica MCT no Estudo de um Solo Laterítico. In: 33ª REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 2001, Florianópolis. Anais...

MARSON, M. (2004) Análise crítica da classificação MCT para solos tropicais. 216 f. Dissertação (Mestrado em Ciência) – Curso de Engenharia de Infraestrutura Aeronáutica, Área de Infraestrutura de Transportes, Instituto Tecnológico de Aeronáutica, São José dos Campos, São Paulo, 2004.

MARTÍNEZ, G. S. S. (2003) Estudo do comportamento mecânico de solos lateríticos da formação barreiras. 291 f. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2003.

MARTINS, J. A. A. (1993). Aperfeiçoamentos do Equipamento e dos Procedimentos de Ensaio de Módulo Resiliente. Solos e Rochas. São Paulo, p.123-130.

MEDINA, J. & PREUSSLER, E. S. (1980). Características Resilientes de Solos em Estudos de Pavimentos. Solos e Rochas. São Paulo. p. 3-26.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. & CERATTI, J. A. (1986). Estudos de Resiliência na Mecânica dos Pavimentos. In: VIII CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA DE FUNDAÇÕES. Porto Alegre. Anais. p.137-148.

MEDINA, J.; MOTTA, L. M. G. (2015) Mecânica dos Pavimentos. 3. ed. Rio de Janeiro: Interciência, 638 p.

MEDRADO, W. A. (2009) Caracterização geotécnica de solo da região norte de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias. Dissertação (mestrado). Núcleo de Geotecnia, Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2009.

MÉLO, V. S. (2011) Classificação e Estabilização de Solos Lateríticos do Estado da Paraíba e do Rio Grande do Norte. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Campina Grande, Centro de Tecnologia e Recursos Naturais, RN, 2011.

MENGUE, E.; MROUEH, H.; LANCELOT, L.; EKO, R. M. (2017) Mechanical Improvement of a Fine-Grained Lateritic Soil Treated with Cement for Use in Road Construction. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 29, n. 11, p. 04017206. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)mt.1943-5533.0002059](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)mt.1943-5533.0002059).

MILLOGO, Y.; HAJJAJI, M.; OUEDRAOGO, R.; GOMINA, M. (2008). Cement-lateritic gravels mixtures: Microstructure and strength characteristics. *Construction and Building Materials*, 22(10), 2078–2086. doi:10.1016/j.conbuildmat.2007.07.019.

MOHAMMAD, L.; SAADEH, S. (2008) Performance Evaluation of Stabilized Base and Subbase Material. In: *GeoCongress 2008 Conference. Conference proceedings...* pp 1073-1080. New Orleans, US: ASCE, 2008. DOI: [https://doi.org/10.1061/40971\(310\)134](https://doi.org/10.1061/40971(310)134).

MOLAABASI, H.; SABERIAN, M.; LI, J. (2019) Prediction of compressive and tensile strengths of zeolite-cemented sand using porosity and composition. *Construction and Building Materials*, v. 202, p. 784-795. Elsevier BV. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.01.065>.

MOLAABASI, H.; SHOOSH PASHA, I. (2016) Prediction of zeolite-cement-sand unconfined compressive strength using polynomial neural network. *The European Physical Journal Plus*, v. 131, n. 4, p. 1-12. Springer Science and Business Media LLC. DOI: <http://dx.doi.org/10.1140/epjp/i2016-16108-5>.

MOTTA, L. M. G. e CERATTI, J. A. P. (1986). Comportamento Resiliente de Solos Arenosos Finos. In: 21a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Salvador. Anais. p. 51-68.

MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J.; MATOS, M. V. M. e VIANNA, A. A. D. (1990). Resiliência de Solos Pedregulhosos Lateríticos. In: 24a REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, Belém. Anais. p.234-255.

MOTTA, L. M.; ARANOVICH, L. A. S. & CERATTI, J. A. P. (1985). Comportamento Resiliente de Solos Utilizados em Pavimentos de Baixo Custo. *Solos e Rochas*, v. 8, n. 3. p. 15-42.

MUNTOHAR, A. S.; KHASANAH, I. A. (2019) Effect of Moisture on the Strength of Stabilized Clay with Lime-Rice Husk Ash and Fibre Against Wetting-Drying Cycle. *International Journal of Integrated Engineering* vol. 11 n°. 9 100–109. DOI: <https://doi.org/10.30880/ijie.2019.11.09.011>.

NARZARY, B. K.; AHAMAD, K. U. (2018) Estimating elastic modulus of California bearing ratio test sample using finite element model. *Construction and Building Materials*, 175, 601–609. doi:10.1016/j.conbuildmat.2018.04.228.

NDIAYE, M. (2013) Contribution à l'étude de sols latéritiques du Sénégal et du Brésil. 161 f. Thèse (Doctorat en Géotechnique) – Département Géotechnique, Environnement, risques naturels et Sciences de la terre, Université Cheikh Anta Diop De Dakar, Université Paris-Est.

NETTO, A. R. (1996) Influência da mineralogia da fração argila sobre propriedades físico-químicas de solos brasileiros. 144p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, 1996.

NICHOLSON, P. G. (2014) *Soil Improvement and Ground Modification Methods*. Butterworth-Heinemann.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR D. F. (1995) *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. São Paulo: Editora Villibor, 240 p.

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

NORBACK, C. (2018) Caracterização do módulo de resiliência e da deformação permanente de três solos e misturas solo-brita. 180 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, 2018.

NORME EUROPÉENNE EUROPAISCHE NORM EUROPEAN STANDARD. NF EN 933-9: Essais pour déterminer les caractéristiques géométriques des granulats – Qualification des fines – Partie 9: Essai au bleu de méthylène. NF EN, 1998.

NORME FRANÇAISE. NF P 11-300: Classification des matériaux utilisables dans la construction des remblais et des couches de forme d'infrastructures routières. NF, 1992.

NORME FRANÇAISE. NF P 18-576: Granulats – Mesure du coefficient de friabilité des sables. NF, 1990.

NORME FRANÇAISE. NF P 94-056: Sols: reconnaissance et essais – Analyse granulométrique – Méthode par tamisage à sec après lavagem. NF, 1996.

NORME FRANÇAISE. NF P 94-057: Sols: reconnaissance et essais – Analyse granulométrique des sols – Méthode par sédimentation. NF, 1992.

NORME FRANÇAISE. NF P 94-066: Sols: reconnaissance et essais – Coefficient de fragmentabilité des matériaux rocheux. NF, 1992.

NORME FRANÇAISE. NF P 94-067: Sols: reconnaissance et essais – Coefficient de dégradabilité des matériaux rocheux. NF, 1992.

NORME FRANÇAISE. NF P 94-068: Sols: Reconnaissance et essais – Mesure de la capacité d'adsorption de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux – Détermination de la valeur de bleu de méthylène d'un sol ou d'un matériau rocheux par l'essai à la tache. NF, 1998.

NORME FRANÇAISE. NF P 94-078: Sols: Reconnaissance et essais Indice – CBR après immersion – Indice CBR immédiat – Indice Portant Immédiat – Mesure sur échantillon compacté dans le moule CBR. NF, 1997.

NORME FRANÇAISE. NF XP P 94-060-1: Sols: reconnaissance et essais – Essai de dessiccation – Partie 1: Détermination conventionnelle de la limite de retrait sur le passant à 400 µm d'un matériau. NF, 1997.

NORME FRANÇAISE. NF XP P 94-060-2: Sols: reconnaissance et essais – Essai de dessiccation – Partie 2: détermination effective de la limite de retrait sur un prélèvement non remanié. NF, 1997.

OKEKE, C. A. U.; JOHNSON, A. O.; OGBUAGU, F. U.; AKINMUSURU, J. O. (2020) Effects of continuous leaching on engineering properties of lime-stabilized lateritic soils. IOP Conference Series: Materials Science and Engineering, Volume 640, 1st International Conference on Sustainable Infrastructural Development 24–28 June 2019, Covenant University, Canaan Land, Ota, Nigeria. DOI: 10.1088/1757-899X/640/1/012084.

OLIVEIRA, J. C. (2007) Indicadores de Potencialidades e Desempenho de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil em Pavimentos Flexíveis. Tese (doutorado). Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília. Brasília.

OLIVEIRA, P. C. A.; PAIVA, C. E. L. (2019) Full depth reclamation with cement of gravel base with lateritic fines. International Journal of Pavement Research and Technology, v. 12, n. 5, p. 546-552. Springer Science and Business Media LLC. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s42947-019-0065-5>.

OSINUBI, K. J.; EBEREMU, A. O. (2010) Desiccation Induced Shrinkage of Compacted Lateritic Soil Treated with Blast Furnace Slag. Geotechnical And Geological Engineering, v. 28, n. 5, p. 537-547. Springer Science and Business Media LLC. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s10706-010-9308-6>.

OSINUBI, K. J.; GADZAMA, E. W.; IJIMDIYA1, T. S.; EBEREMU, A. O. (2018) Volumetric Shrinkage of Compacted Lateritic Soil Treated with Sporosarcina pasteurii. 1st International Civil Engineering Conference (ICEC 2018) Department of Civil Engineering Federal University of Technology, Minna, Nigeria.

OSINUBI, K. J.; NWAIWU, C. M. O. (2008) Desiccation-induced Shrinkage in Compacted Lateritic Soils. Geotechnical And Geological Engineering, v. 26, n. 5, p. 603-611. Springer Science and Business Media LLC. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s10706-008-9193-4>.

OSTEN, F. B. VON DER. (2018) Avaliação de quatro solos tropicais para sublastro da estrada de ferro Carajás. Dissertação (mestrado) – Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ, 2018.

PARK, S. (2011) Unconfined compressive strength and ductility of fiber-reinforced cemented sand. Construction and Building Materials, v. 25, n. 2, p. 1134-1138. Elsevier BV. DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.07.017>.

PASCOAL, P. T. (2020) Estudo da influência da compactação no comportamento resiliente e deformação permanente de solo laterítico do Rio Grande do Sul. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.

PASSOS, M. C. F. (2000) Metodologia MCT aplicada aos solos arenosos finos lateríticos do Rio Grande do Sul visando pavimentação. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

PEI, X.; ZHANG, F.; WU, W.; LIANG, S. (2015) Physicochemical and index properties of loess stabilized with lime and fly ash piles. Applied Clay Science 114:77–84. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.clay.2015.05.007>.

PEREIRA, A. N. (2014) Caracterização física, química e mineralógica dos solos em uma vertente do Parque Municipal das Mangabeiras – Quadrilátero Ferrífero (MG). Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Geografia e Análise Ambiental, Instituto de Geociências da Universidade Federal de Minas Gerais, Belo Horizonte, 2014.

PESSOA, F. H. C. (2004) Análises dos solos de Urucu para Fins de Uso Rodoviário. 151 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2004.

PINTO, C. S. (2006) Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas. São Paulo: Oficina de Textos; 3ª edição, 368 p.

PITTA, M. R. (1985) Retração de solo-cimento. São Paulo: ABCP, 63 p.

PORTELINHA, F. H. M.; LIMA, D. C.; FONTES, M. P. F.; CARVALHO, C. A. B. (2012) Modification of a Lateritic Soil with Lime and Cement: An Economical Alternative for Flexible Pavement Layers, 35(1), p. 51-63. *Soils and Rocks*, São Paulo. DOI: <http://dx.doi.org/10.28927/sr.351051>.

QIAN, J.; CHEN, K.; TIAN, Y.; ZENG, F.; WANG, L. (2019). Performance evaluation of flexible pavements with a lateritic gravel base using accelerated pavement testing. *Construction and Building Materials*, 228, 116790. doi: 10.1016/j.conbuildmat.2019.116790.

QIAN, J.; LIANG, G.; LING, J.; JIA, Q.; ZENG, F. (2015) Laboratory Characterization of Cement–Lateritic Gravel for Use in Base Construction. *Journal of Materials in Civil Engineering*, v. 29, n. 3, p. 1-7. American Society of Civil Engineers (ASCE). DOI: [http://dx.doi.org/10.1061/\(ASCE\)mt.1943-5533.0001466](http://dx.doi.org/10.1061/(ASCE)mt.1943-5533.0001466).

RAHIMI, H.; PAZIRA, E.; TAJIK, F. (2000) Effect of soil organic matter, electrical conductivity and sodium adsorption ratio on tensile strength of aggregates. *Soil and Tillage Research*, v.54, n.3/4, p.145-153.

REZENDE, L. R.; MARQUES, M. O.; CUNHA, N. L. (2015) The use of non-conventional materials in asphalt pavements base. *Road Materials and Pavement Design*, v. 16, n. 4, p. 799-814. Informa UK Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1080/14680629.2015.1055334>.

RIBEIRO, M. M. P. (2013). Contribuição ao Estudo da Deformação Permanente dos Solos de Subleito. 119 f. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2013.

RIBEIRO, M. M. P.; SILVA, M. F.; FURLAN, A. P.; FABBRI, G. T. P. (2014). In: Conference: XXVIII Congresso Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes, Curitiba, Brazil.

ROCHA, M. L. (2020) Influência dos módulos de resiliência iniciais no procedimento de retroanálise de pavimentos flexíveis. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Juiz de Fora, Faculdade de Engenharia. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Juiz de Fora, 244 p., 2020.

ROCHA, M. T.; REZENDE, L. R. (2017) Estudo laboratorial de um solo tropical granular estabilizado quimicamente para fins de pavimentação. *Matéria* (Rio de Janeiro), v. 22, n. 4, p. 1-25. FapUNIFESP (SciELO). DOI: <http://dx.doi.org/10.1590/s1517-707620170004.0229>.

ROCHA, W. W.; DIAS JUNIOR, M. S.; LIMA, J. M.; MIRANDA, E. E. V.; SILVA, A. R. (2002). Resistência ao cisalhamento e grau de intemperismo de cinco solos na região de Lavras (MG). *Revista Brasileira de Ciência Do Solo*, 26(2), 297–303. doi:10.1590/s0100-06832002000200002.

RODRIGUES, A. (2023) Uso do MeDiNa em soluções básicas de pavimentos asfálticos no Distrito Federal. Dissertação (mestrado) – Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 189 p., 2023.

RODRIGUES, J. K. G.; NDIAYE, M.; REIFFSTECK, P.; AURIO, J. C. (2010) Rationalisation de l'Utilisation des Sols Latéritiques en Plateforme de Chaussées Durables et de Faible Coût. In: XXVIIIe Rencontres Universitaires de Génie Civil. La Bourboule.

RODRIGUES, M. R. (1997) Influência da sucção no módulo de resiliência de solos típicos de subleito de pavimentos do Rio Grande do Sul. 106 f. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1997.

ROSA, F. D. (2006) Comportamento mecânico de um solo cimentado curado sob tensão em ensaios triaxiais. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Escola de Engenharia. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil. Porto Alegre, 2006.

ROSSI, N. G. (2019) Interação entre os índices de intemperismo K_i e K_r e os atributos físicos, químicos e mineralógicos de solos do Estado de Rondônia. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Agronomia, Centro de Ciências Agrárias da Universidade Estadual de Maringá, Maringá, PR, 2019.

SADEEQ, J. A.; OCHEPO, J.; SALAHUDEEN, A. B. (2014) Effect of used oil contamination on the volumetric shrinkage of lateritic soils. *Proceedings of the Third International Conference on Engineering and Technology Research*, p. 167-175. Ladoke Akintola University of Technology, Ogbomosho, Nigeria.

SALES, K. C. S. (2011) Melhoria de Solos por inclusão de Fibras Naturais. 97 f. Dissertação (Mestrado) – Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília.

SAMB, F.; BERTHAUD, Y.; BA, M.; FALL, M.; BENBOUDJEMA, F. (2018) Nonlinear Mechanical Behavior Analysis of Flexible Lateritic Pavements of Senegal (West Africa) by FEM for M.-E. Pavement Design. *Geotechnical And Geological Engineering*, v. 36, n. 5, p. 2939-2956. Springer Science and Business Media LLC. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s10706-018-0514-y>.

SANBONSUGE, K. (2013) Comportamento mecânico e desempenho em campo de base de solo-cimento. 135 f. Dissertação (mestrado) – Departamento de Engenharia de Transportes, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Universidade de São Paulo, São Paulo.

SANTOS, E. F. (2006) Estudo comparativo de diferentes sistemas de classificações geotécnicas aplicadas aos solos tropicais. 145 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

SANTOS, T. A. dos. (2016) Avaliação da resistência e deformabilidade de solos empregados em subleitos rodoviários do estado do Rio Grande do Sul. 2016. 150 p. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2016.

SANTOS, T. A. dos. (2020) A influência da sucção na deformabilidade de subleitos rodoviários: efeitos da variação de umidade, método de compactação e gênese dos solos. Tese (doutorado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria, RS, 2020.

SANTOS, T. A.; SPECHT, L. P.; PINHEIRO, R. J. B.; CERATTI, J. A. P.; BRITO, L. A. T. (2019) Avaliação da resistência e da deformação resiliente de quatro solos de subleitos rodoviários no estado do Rio Grande do Sul. *Transportes*, v. 27, n. 1, p. 48-64. *Lepidus Tecnologia*. DOI: <http://dx.doi.org/10.14295/transportes.v27i1.1531>.

SCARIOT, K. A. L. (2018) Estudo paramétrico da resistência ao cisalhamento de um solo de baixa capacidade de suporte. Dissertação (mestrado) – Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2018.

SHELLMANN, W. (2009) An Introduction in Laterite. Disponível em: <<http://www.laterite.de/index.html>>. Acesso em: 04 de junho de 2023.

SEKI, K. (2007) SWRC fit - a nonlinear fitting program with a water retention curve for soils having unimodal and bimodal pore structure. *Hydrol. Earth Syst. Sci. Discuss.*, 4: 407-437. doi:10.5194/hessd-4-407-2007

SERRA, A. G. (2020) Análise da Influência da umidade na deformabilidade de solos da Ilha de São Luís para Emprego em Camadas de Pavimento. Dissertação (mestrado) – Instituto Militar de Engenharia, Engenharia de Transportes, Rio de Janeiro, 2020.

SERRA, G. A.; GUIMARÃES, A. C. R.; MARQUES, M. E. S.; CASTRO, C. D. (2020) Estudo do comportamento resiliente de cinco solos finos da ilha de São Luís para fins de pavimentação. *Revista Ibero Americana de Ciências Ambientais*, v. 11, n. 5, p. 376-389. DOI: <http://doi.org/10.6008/CBPC2179-6858.2020.005.0035>.

SILVA, B. A. (2009) Análise Mecânica de um Pavimento Rodoviário Submetido à Oscilação do Lençol Freático Simulada em Modelo Físico de Verdadeira Grandeza. Tese (doutorado) – COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil. 2009.

SILVA, B. O. (2019) Estudo comparativo entre metodologias de classificação e caracterização mecânica de solos da região metropolitana de Belo Horizonte para fins rodoviários. 171 f. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, Escola de Minas, Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto, 2019.

SILVA, C. C. V. P. (2021) Estudo e proposição de solução para segmento crítico na rodovia BR-230/PB com aplicação do novo método de dimensionamento de pavimentos asfálticos - MeDiNa. Dissertação (mestrado). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil e Ambiental, Universidade Federal de Campina Grande. Campina Grande, 2021.

SILVA, F. C.; CABRAL, S. M.; CABRAL, R. M.; CARVALHO, J. C.; CORDÃO NETO, M. P.; OLIVEIRA, R. B.; CÔRTEZ, H. A. (2020) Determinação da curva característica e a influência dos macro e microporos em um perfil de solo residual. Geotecnia, n. 149, p. 101-128, Coimbra University Press. <http://dx.doi.org/10.24849/j.geot.2020.149.06>.

SILVA, J. P. S. (2008) Aderência pneu-pavimento em revestimentos asfálticos aeroportuários. Dissertação (Mestrado). Faculdade de Tecnologia, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, 2008.

SILVA, M. F. (2016) Estudo da estabilização com cal de um solo laterítico e um solo não laterítico. 142 f. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Transportes, Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

SILVA, T. O.; CARVALHO, C. A. B.; LIMA, D. C.; CALIJURI, M. L.; LANI, J. L.; OLIVEIRA, T. M. (2010) Sistemas de classificações geotécnicas de solos: estudo de caso aplicado à rodovia não pavimentada vcs 346, Viçosa, MG. Revista Árvore, 34(2), 313–321. doi:10.1590/s0100-67622010000200014.

SILVA, W. P.; SILVA, C. M. D. P. S. LAB Fit Curve Fitting Software (Nonlinear Regression and Treatment of Data Program) V 7.2.50b (1999-2021), online, available from world wide web: <www.labfit.net>, date of access: Year-Month-Day.

SÍRIO, D. L. N.; BARBASSA, A. P.; ZUQUETTE, L. V. (2020) Análise experimental e validação de curvas bimodais de retenção de água no solo para solos areno-argilosos residuais da formação Itaqueri em São Carlos – SP. Geosciences = Geociências, v. 39, n. 04, p. 1041-1057. UNESP - Universidade Estadual Paulista. <http://dx.doi.org/10.5016/geociencias.v39i04.14354>.

SOUSA, M. A. S. (2021) Contribuição ao estudo de solos tropicais finos para uso na pavimentação rodoviária. Tese (doutorado) – Universidade Federal de Pernambuco. CTG. Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, 2021.

SOUZA JÚNIOR, P. L. (2018) Comportamento drenado e não drenado de uma areia eólica de Natal/RN. 77 f. Dissertação (mestrado) – Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal, 2018.

SPECHT, L. P. (2000) Comportamento de misturas solo-cimento-fibra submetidas a carregamentos estáticos e dinâmicos visando a pavimentação. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2000.

SVENSON, M. (1981) Estudo de Mistura Solo-Cal sob Carregamento Dinâmico. In: Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. Anais... pp. 385-414. Rio de Janeiro: UFRJ.

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

TAN, Y.; HU, Y.; CHEN, R.; SUN, W. (2020) Shrinkage Mechanism of Laterite Modified by lime and Metakaolin. *Advances In Civil Engineering*, v. 2020, p. 1-9. Hindawi Limited. DOI: <http://dx.doi.org/10.1155/2020/6347597>.

TARDY Y. (1993) *Pétrologie des latérites et des sols tropicaux*. Paris: Masson, 459 p. ISBN 2-225-84176-4.

TODINGRARA, Y. T.; TJARONGE, M. W.; HARIANTO, T. RAMLI, M. (2017) Performance of Laterite Soil Stabilized with Lime and Cement as a Road Foundation. *International Journal of Applied Engineering Research* ISSN 0973-4562 Volume 12, Number 14 (2017) pp. 4699-4707.

VALLERGA, B. A. (1960) Engineering study of laterite and soils in connection with construction of roads, hgwys and airfields. U.S. Agency Inst. Dev. AID/CSD, 1810.

VENSON, G. I. (2015) Módulo de resiliência e vida de fadiga de areia artificialmente cimentada. 158 f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Escola de Engenharia, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

VIANA, H. M. F. (2007) Estudo do comportamento resiliente dos solos tropicais grossos do interior do Estado de São Paulo. Tese (doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, SP, 2007.

VILLIBOR, D. F. (1981) Pavimentos Econômicos. Novas Considerações. 222 f. Tese (Doutorado) – Departamento de Vias de Transportes e Topografia, Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos 1981.

VILLIBOR, D. F.; ALVES, D. M. L. (2017) Classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa. *Revista Pavimentação*, nº 43, jan-mar2017, ABPv-Associação Brasileira de Pavimentação. Rio de Janeiro, 2017.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. (2009) Pavimentos econômicos – Tecnologia do uso dos Solos Finos Lateríticos. 291 p. São Paulo: Arte & Ciência.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERRE, J. R.; SERRA, P. R. M.; NETO, A. Z. (2009) Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas – Bases Alternativas com Solos Lateríticos Gestão de Manutenção de Vias Urbanas. 2ª edição, 196 p. São Paulo: Arte & Ciência, 2009.

VILLIBOR, D. F.; ALVES, D, M. L. Pavimentação de baixo custo para regiões tropicais. Projeto e Construção – Novas Considerações. Florianópolis: Tribo da Ilha, 2019.

VIZCARRA, G. O. C. (2010). Aplicabilidade de Cinzas de Resíduo Sólido Urbano para Base de Pavimentos. Dissertação (mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia, Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ, 2010.

WAHAB, N. A.; ROSHAN, M. J.; RASHID, A. S. A.; HEZMI, M. A.; JUSOH, S. N.; NORSYAHARIATI, N. D. N.; TAMASSOKI, S. (2021) Strength and Durability of Cement-Treated Lateritic Soil. Sustainability, v. 13, n. 11, p. 6430. MDPI AG. DOI: <http://dx.doi.org/10.3390/su13116430>.

WEBER, R. C. (2013) Avaliação das trajetórias de umedecimento e secagem na deformabilidade elástica de solos compactados. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2013.

WESLEY, L. D.; IRFAN, T. Y. (1997) Classification of residual soils. In: BLIGHT, G. E. Mechanical of residual soils. Rotterdam, Brookfield: Ed. Balkema.

XIAO, Y.; YUAN, Z.; LIN, J.; RAN, J.; DAI, B.; CHU, J.; LIU, H. (2019) Effect of particle shape of glass beads on the strength and deformation of cemented sands. Acta Geotechnica, v. 14, n. 6, p. 2123-2131. Springer Science and Business Media LLC. DOI: <http://dx.doi.org/10.1007/s11440-019-00830-w>.

YANG, H.; HE, C.; XIAO, J.; WENTAO, Z. (2011) Analysis on Improvement Effect of Expansive Soil by Soil-Water Characteristic Curve. In: GeoHunan International Conference 2011: Instrumentation, Testing, and Modeling of Soil and Rock Behavior. pp. 272–279.

YOHANNA, P.; NWAIWU, C. M. C.; OLUREMI, J. R. (2015) Effect of Sample Re-use on the Compaction Characteristics of Concretionary Lateritic Soil as Subgrade Material. International Journal of Scientific & Engineering Research, Volume 6, Issue 5, ISSN 2229-5518.

YONG, R. N. & WARKENTIN, B. P. (1975) Soil properties and behaviour. Elsevier scientific publishing company, Amsterdam.

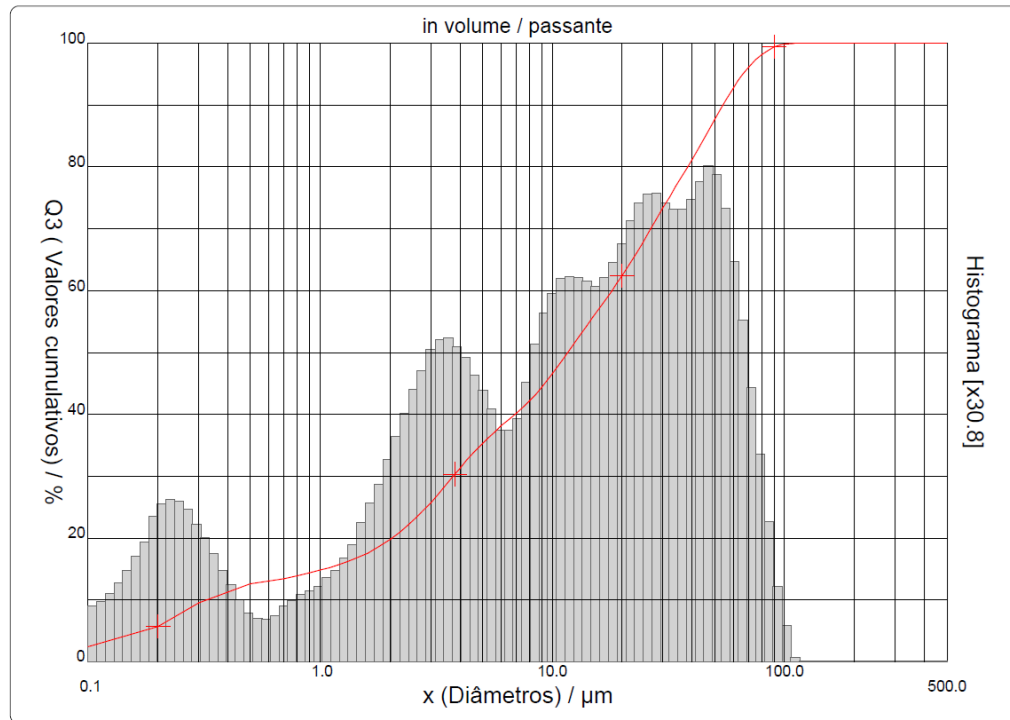
ZAGO, J. P. (2016) Estudo da deformação permanente de três solos típicos de subleitos rodoviários de Santa Maria - RS. Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de Santa Maria, Centro de Tecnologia, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, RS, 2016.

ZAGO, J. P., PINHEIRO, R. J. B., BARONI, M., SPECHT, L. P., DELONGUI, L., & SAGRILO, A. V. (2021). Study of the permanent deformation of three soils employed in highway subgrades in the municipality of Santa Maria-RS, Brazil. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 14(6), 729–739. doi:10.1007/s42947-020-0129-6.

ZHANG, X.; MAVROULIDOU, M.; GUNN, M. J. (2016). A study of the water retention curve of lime-treated London Clay. *Acta Geotechnica*, 12(1), 23–45. doi:10.1007/s11440-015-0432-6.

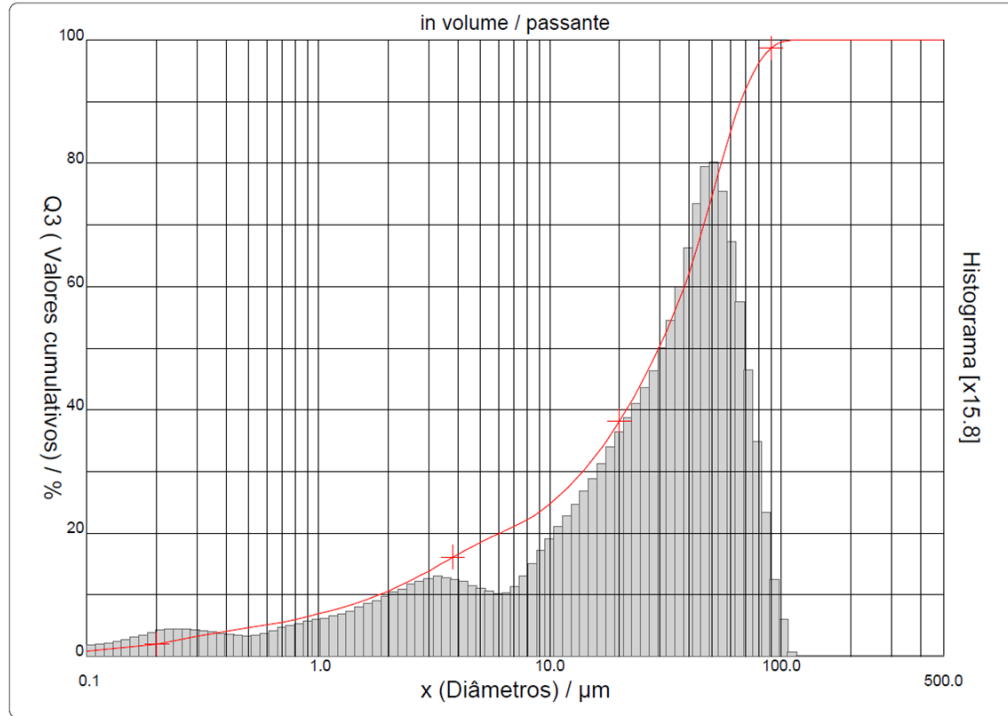
ANEXO 1

Figura 342: Granulometria por difração de laser do solo PE-1



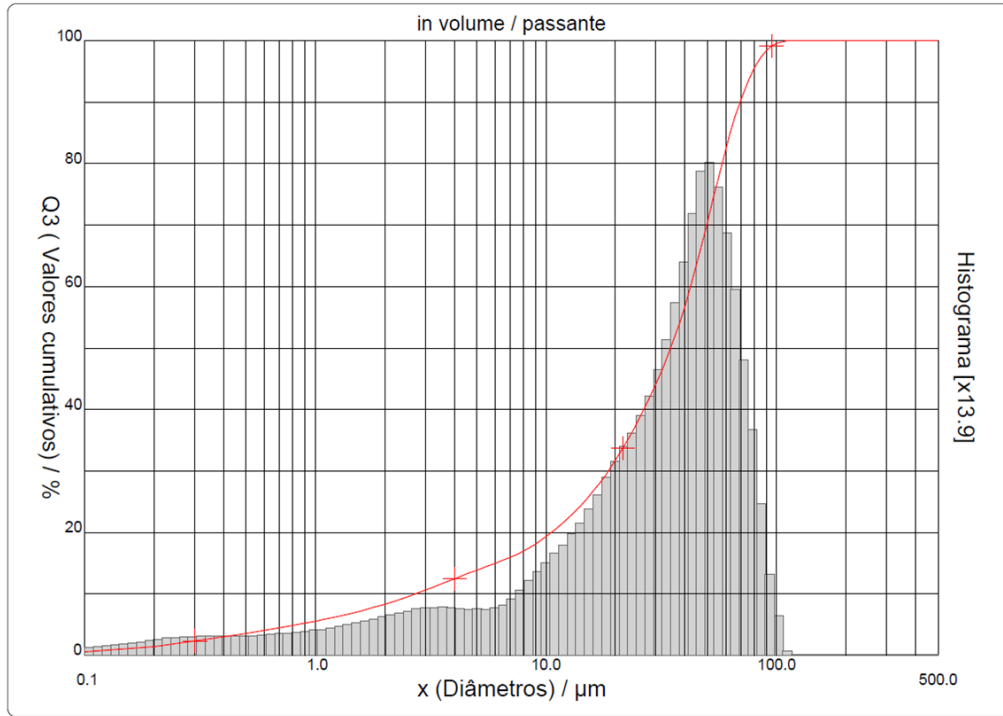
x	0.10	0.20	0.30	0.50	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
Q3	2.47	5.74	9.52	12.60	13.49	13.93	14.38	14.82	15.25	15.69
q3	0.14	0.36	0.71	0.46	0.20	0.25	0.29	0.32	0.34	0.39
x	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60
Q3	16.13	16.59	17.06	17.57	18.10	18.65	19.77	20.95	22.15	23.37
q3	0.42	0.47	0.52	0.60	0.67	0.73	0.81	0.94	1.05	1.16
x	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30	4.60	5.00
Q3	24.59	25.79	26.98	28.14	29.24	30.29	31.27	32.62	33.84	35.27
q3	1.25	1.32	1.40	1.46	1.47	1.48	1.46	1.42	1.38	1.31
x	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50	9.00	10.00
Q3	36.23	37.09	38.12	39.22	40.24	41.23	42.22	43.29	44.37	46.55
q3	1.25	1.19	1.14	1.05	1.05	1.09	1.17	1.34	1.44	1.58
x	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00
Q3	48.66	50.66	52.50	54.20	55.77	57.22	58.58	59.90	61.18	62.42
q3	1.69	1.75	1.75	1.75	1.73	1.71	1.71	1.76	1.80	1.84
x	21.50	23.00	24.50	26.00	28.00	30.00	32.00	34.00	36.00	38.00
Q3	64.24	66.01	67.73	69.37	71.45	73.38	75.15	76.80	78.34	79.80
q3	1.92	2.00	2.07	2.10	2.14	2.13	2.09	2.07	2.05	2.06
x	40.00	43.00	46.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00	66.00	70.00
Q3	81.20	83.21	85.15	87.62	89.33	90.89	92.72	93.90	94.95	96.13
q3	2.08	2.12	2.19	2.26	2.24	2.16	2.02	1.84	1.72	1.53
x	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.0	110.0	120.0	130.0	140.0
Q3	97.31	98.21	98.88	99.35	99.64	99.83	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	1.30	1.06	0.84	0.63	0.41	0.28	0.14	0.00	0.00	0.00
x	150.0	160.0	170.0	180.0	190.0	200.0	210.0	220.0	240.0	260.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	280.0	300.0	330.0	360.0	400.0	430.0	460.0	470.0	490.0	500.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 343: Granulometria por difração de laser do solo PB-2



x	0.10	0.20	0.30	0.50	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
Q3	0.86	2.04	3.30	4.71	5.58	6.04	6.48	6.91	7.32	7.71
q3	0.04	0.12	0.21	0.19	0.18	0.24	0.26	0.28	0.29	0.31
x	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60
Q3	8.09	8.46	8.82	9.19	9.55	9.91	10.60	11.29	11.96	12.61
q3	0.32	0.34	0.36	0.39	0.41	0.43	0.45	0.49	0.53	0.56
x	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30	4.60	5.00
Q3	13.25	13.86	14.45	15.02	15.56	16.06	16.54	17.19	17.79	18.49
q3	0.59	0.60	0.62	0.64	0.65	0.63	0.64	0.61	0.61	0.57
x	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50	9.00	10.00
Q3	18.97	19.40	19.93	20.52	21.07	21.63	22.19	22.80	23.43	24.75
q3	0.56	0.53	0.53	0.50	0.51	0.55	0.59	0.69	0.75	0.86
x	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00
Q3	26.10	27.47	28.83	30.18	31.53	32.87	34.19	35.52	36.85	38.16
q3	0.97	1.08	1.16	1.25	1.34	1.42	1.49	1.59	1.68	1.75
x	21.50	23.00	24.50	26.00	28.00	30.00	32.00	34.00	36.00	38.00
Q3	40.12	42.03	43.91	45.74	48.15	50.51	52.86	55.20	57.55	59.92
q3	1.85	1.94	2.03	2.11	2.22	2.34	2.49	2.64	2.81	3.00
x	40.00	43.00	46.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00	66.00	70.00
Q3	62.31	65.94	69.62	74.50	77.96	81.15	84.91	87.36	89.53	91.99
q3	3.19	3.43	3.73	4.00	4.06	3.96	3.73	3.43	3.19	2.86
x	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.0	110.0	120.0	130.0	140.0
Q3	94.45	96.32	97.70	98.67	99.27	99.65	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	2.44	1.98	1.56	1.16	0.76	0.51	0.25	0.00	0.00	0.00
x	150.0	160.0	170.0	180.0	190.0	200.0	210.0	220.0	240.0	260.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	280.0	300.0	330.0	360.0	400.0	430.0	460.0	470.0	490.0	500.0
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Figura 344: Granulometria por difração de laser do solo PB-3



x	0.10	0.20	0.30	0.50	0.70	0.80	0.90	1.00	1.10	1.20
Q3	0.62	1.49	2.37	3.63	4.50	4.88	5.23	5.56	5.88	6.18
q3	0.03	0.08	0.15	0.17	0.17	0.19	0.20	0.21	0.23	0.23
x	1.30	1.40	1.50	1.60	1.70	1.80	2.00	2.20	2.40	2.60
Q3	6.47	6.75	7.03	7.30	7.57	7.83	8.34	8.83	9.31	9.77
q3	0.24	0.25	0.27	0.28	0.30	0.30	0.32	0.34	0.37	0.39
x	2.80	3.00	3.20	3.40	3.60	3.80	4.00	4.30	4.60	5.00
Q3	10.21	10.64	11.05	11.44	11.80	12.15	12.48	12.94	13.36	13.87
q3	0.40	0.42	0.43	0.43	0.42	0.43	0.43	0.43	0.42	0.41
x	5.30	5.60	6.00	6.50	7.00	7.50	8.00	8.50	9.00	10.00
Q3	14.23	14.57	14.99	15.50	15.99	16.49	17.02	17.57	18.15	19.33
q3	0.41	0.41	0.41	0.43	0.44	0.49	0.55	0.61	0.68	0.75
x	11.00	12.00	13.00	14.00	15.00	16.00	17.00	18.00	19.00	20.00
Q3	20.54	21.76	22.97	24.20	25.42	26.66	27.91	29.17	30.45	31.73
q3	0.85	0.94	1.01	1.11	1.19	1.29	1.38	1.48	1.59	1.67
x	21.50	23.00	24.50	26.00	28.00	30.00	32.00	34.00	36.00	38.00
Q3	33.65	35.55	37.42	39.27	41.72	44.16	46.62	49.11	51.63	54.20
q3	1.78	1.89	1.98	2.09	2.22	2.37	2.55	2.75	2.95	3.19
x	40.00	43.00	46.00	50.00	53.00	56.00	60.00	63.00	66.00	70.00
Q3	56.80	60.79	64.88	70.36	74.28	77.91	82.23	85.07	87.59	90.48
q3	3.40	3.70	4.06	4.40	4.51	4.42	4.20	3.90	3.63	3.29
x	75.00	80.00	85.00	90.00	95.00	100.00	110.00	120.00	130.00	140.00
Q3	93.37	95.59	97.24	98.40	99.12	99.58	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	2.81	2.31	1.82	1.36	0.89	0.60	0.30	0.00	0.00	0.00
x	150.00	160.00	170.00	180.00	190.00	200.00	210.00	220.00	240.00	260.00
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
x	280.00	300.00	330.00	360.00	400.00	430.00	460.00	470.00	490.00	500.00
Q3	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00	100.00
q3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Tabela 57: Densidade real dos grãos para os solos PE-1, PB-2 e PB-3

Amostra	Densidade real dos grãos (g/cm ³)
PE-1	2,71
PB-2	2,67
PB-3	2,74

Fonte: De autoria própria

ANEXO 2

Figura 345: Composição de custos para base ou sub-base de brita graduada com brita comercial

CGCIT		DNIT					
SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS - SICRO		Paraíba	FIC 0,00529				
Custo Unitário de Referência		Abril/2023	Produção da equipe 113,18 m³				
4011276 Base ou sub-base de brita graduada com brita comercial		Valores em reais (R\$)					
A - EQUIPAMENTOS	Quantidade	Utilização		Custo Horário		Custo	
		Operativa	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo	Horário Total	
E9571	Caminhão tanque com capacidade de 10.000 l - 188 kW	1,00000	0,34	0,66	339,9521	82,3729	169,9498
E9514	Distribuidor de agregados sobre pneus autopropelido - 130 kW	1,00000	1,00	0,00	284,7707	97,6121	284,7707
E9762	Rolo compactador de pneus autopropelido de 27 t - 85 kW	1,00000	0,65	0,35	250,4659	117,6876	203,9935
E9530	Rolo compactador liso vibratório autopropelido por pneus de 11 t - 97 kW	1,00000	0,52	0,48	224,7457	88,9582	159,5677
						Custo horário total de equipamentos	818,2817
B - MÃO DE OBRA	Quantidade	Unidade	Custo Horário		Custo Horário Total		
P9824	Servente	1,00000	h		18,5486		18,5486
						Custo horário total de mão de obra	18,5486
						Custo horário total de execução	836,8303
						Custo unitário de execução	7,3938
						Custo do FIC	0,03910
						Custo do FIT	-
C - MATERIAL	Quantidade	Unidade	Preço Unitário		Custo Unitário		
						Custo unitário total de material	
D - ATIVIDADES AUXILIARES	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário		
6416040	Usinagem de brita graduada com brita comercial em usina de 300 t/h	1,00000	m³		221,9900		221,9900
						Custo total de atividades auxiliares	221,9900
						Subtotal	229,4229
E - TEMPO FIXO	Código	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário	
6416040	Usinagem de brita graduada com brita comercial em usina de 300 t/h - Caminhão basculante 10 m³	5914652	2,20000	t		3,4000	7,4800
						Custo unitário total de tempo fixo	7,4800
F - MOMENTO DE TRANSPORTE	Quantidade	Unidade	DMT			Custo Unitário	
			LN	RP	P		
6416040	Usinagem de brita graduada com brita comercial em usina de 300 t/h - Caminhão basculante 10 m³	2,20000	tkm	5914359	5914374	5914389	
						Custo unitário total de transporte	
						Custo unitário direto total	236,90

Obs.

Fonte: DNIT (2023)

Figura 346: Composição de custos para base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento com brita comercial

CGCIT		DNIT					
SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS - SICRO		Paraíba	FIC 0,00529				
Custo Unitário de Referência		Abril/2023	Produção da equipe 113,18 m³				
4011278 Base ou sub-base de brita graduada tratada com cimento com brita comercial		Valores em reais (R\$)					
A - EQUIPAMENTOS	Quantidade	Utilização		Custo Horário		Custo	
		Operativa	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo	Horário Total	
E9571	Caminhão tanque com capacidade de 10.000 l - 188 kW	1,00000	0,34	0,66	339,9521	82,3729	169,9498
E9514	Distribuidor de agregados sobre pneus autopropelido - 130 kW	1,00000	1,00	0,00	284,7707	97,6121	284,7707
E9762	Rolo compactador de pneus autopropelido de 27 t - 85 kW	1,00000	0,65	0,35	250,4659	117,6876	203,9935
E9530	Rolo compactador liso vibratório autopropelido por pneus de 11 t - 97 kW	1,00000	0,52	0,48	224,7457	88,9582	159,5677
						Custo horário total de equipamentos	818,2817
B - MÃO DE OBRA	Quantidade	Unidade	Custo Horário		Custo Horário Total		
P9824	Servente	1,00000	h		18,5486		18,5486
						Custo horário total de mão de obra	18,5486
						Custo horário total de execução	836,8303
						Custo unitário de execução	7,3938
						Custo do FIC	0,03910
						Custo do FIT	-
C - MATERIAL	Quantidade	Unidade	Preço Unitário		Custo Unitário		
						Custo unitário total de material	
D - ATIVIDADES AUXILIARES	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário		
6416042	Usinagem de brita graduada tratada com cimento e brita comercial em usina de 300 t/h	1,00000	m³		261,2300		261,2300
						Custo total de atividades auxiliares	261,2300
						Subtotal	268,6629
E - TEMPO FIXO	Código	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário	
6416042	Usinagem de brita graduada tratada com cimento e brita comercial em usina de 300 t/h - Caminhão basculante 10 m³	5914652	2,20000	t		3,4000	7,4800
						Custo unitário total de tempo fixo	7,4800
F - MOMENTO DE TRANSPORTE	Quantidade	Unidade	DMT			Custo Unitário	
			LN	RP	P		
6416042	Usinagem de brita graduada tratada com cimento e brita comercial em usina de 300 t/h - Caminhão basculante 10 m³	2,20000	tkm	5914359	5914374	5914389	
						Custo unitário total de transporte	
						Custo unitário direto total	276,14

Obs.

Fonte: DNIT (2023)

Figura 347: Composição de custos para base de solo estabilizado granulometricamente sem mistura com material de jazida

CGCIT		DNIT				
SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS - SICRO		Paraíba	FIC 0,01587			
Custo Unitário de Referência		Abril/2023	Produção da equipe 168,20 m³			
4011219 Base de solo estabilizado granulometricamente sem mistura com material de jazida		Valores em reais (R\$)				
A - EQUIPAMENTOS	Quantidade	Utilização		Custo Horário		Custo
		Operativa	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo	Horário Total
E9571	Caminhão tanque com capacidade de 10.000 l - 188 kW	1,00000	0,93	0,07	339,9521	82,3729
E9518	Grade de 24 discos rebocável de D = 60 cm (24")	1,00000	0,52	0,48	4,9011	3,4130
E9524	Motoniveladora - 93 kW	1,00000	0,74	0,26	292,1818	123,1764
E9762	Rolo compactador de pneus autopropelido de 27 t - 85 kW	1,00000	0,96	0,04	250,4659	117,6876
E9685	Rolo compactador pé de carneiro vibratório autopropelido por pneus de 11,6 t - 82 kW	1,00000	1,00	0,00	201,9168	83,8857
E9577	Trator agrícola sobre pneus - 77 kW	1,00000	0,52	0,48	132,1675	40,4773
				Custo horário total de equipamentos		1.109,5766
B - MÃO DE OBRA	Quantidade	Unidade	Custo Horário		Custo Horário Total	
P9824	Servente	1,00000	h	18,5486		18,5486
				Custo horário total de mão de obra		18,5486
				Custo horário total de execução		1.128,1252
				Custo unitário de execução		6,7070
				Custo do FIC		0,10640
				Custo do FIT		-
C - MATERIAL	Quantidade	Unidade	Preço Unitário		Custo Unitário	
				Custo unitário total de material		
D - ATIVIDADES AUXILIARES	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário	
4016096	Escavação e carga de material de jazida com escavadeira hidráulica de 1,56 m³	1,10027	m³	1,5600		1,7164
				Custo total de atividades auxiliares		1,7164
				Subtotal		8,5298
E - TEMPO FIXO	Código	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário
4016096	Escavação e carga de material de jazida com escavadeira hidráulica de 1,56 m³ - Caminhão basculante 10 m³	5914354	2,06301	t	1,8500	
				Custo unitário total de tempo fixo		3,8166
F - MOMENTO DE TRANSPORTE	Quantidade	Unidade	DMT			Custo Unitário
			LN	RP	P	
4016096	Escavação e carga de material de jazida com escavadeira hidráulica de 1,56 m³ - Caminhão basculante 10 m³	2,06301	tkm	5914359	5914374	5914389
				Custo unitário total de transporte		
				Custo unitário direto total		12,35

Obs.

Fonte: DNIT (2023)

Figura 348: Composição de custos para base de solo melhorado com 2% de cimento e mistura na pista com material de jazida

CGCIT		DNIT				
SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS - SICRO		Paraíba	FIC 0,01587			
Custo Unitário de Referência		Abril/2023	Produção da equipe 150,88 m³			
4011287 Base de solo melhorado com 2% de cimento e mistura na pista com material de jazida		Valores em reais (R\$)				
A - EQUIPAMENTOS	Quantidade	Utilização		Custo Horário		Custo
		Operativa	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo	Horário Total
E9571	Caminhão tanque com capacidade de 10.000 l - 188 kW	1,00000	0,83	0,17	339,9521	82,3729
E9518	Grade de 24 discos rebocável de D = 60 cm (24")	1,00000	0,62	0,38	4,9011	3,4130
E9524	Motoniveladora - 93 kW	1,00000	1,00	0,00	292,1818	123,1764
E9762	Rolo compactador de pneus autopropelido de 27 t - 85 kW	1,00000	0,86	0,14	250,4659	117,6876
E9685	Rolo compactador pé de carneiro vibratório autopropelido por pneus de 11,6 t - 82 kW	1,00000	0,90	0,10	201,9168	83,8857
E9577	Trator agrícola sobre pneus - 77 kW	1,00000	0,62	0,38	132,1675	40,4773
				Custo horário total de equipamentos		1.111,9968
B - MÃO DE OBRA	Quantidade	Unidade	Custo Horário		Custo Horário Total	
P9824	Servente	6,00000	h	18,5486		111,2916
				Custo horário total de mão de obra		111,2916
				Custo horário total de execução		1.223,2884
				Custo unitário de execução		8,1077
				Custo do FIC		0,12870
				Custo do FIT		-
C - MATERIAL	Quantidade	Unidade	Preço Unitário		Custo Unitário	
M0424	Cimento Portland CP II - 32 - saco	41,26000	kg	0,5577		23,0107
				Custo unitário total de material		23,0107
D - ATIVIDADES AUXILIARES	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário	
4016096	Escavação e carga de material de jazida com escavadeira hidráulica de 1,56 m³	1,06726	m³	1,5600		1,6649
				Custo total de atividades auxiliares		1,6649
				Subtotal		32,9120
E - TEMPO FIXO	Código	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário
4016096	Escavação e carga de material de jazida com escavadeira hidráulica de 1,56 m³ - Caminhão basculante 10 m³	5914354	2,00111	t	1,8500	
M0424	Cimento Portland CP II - 32 - saco - Caminhão carroceria 15 t	5914655	0,06189	t	32,7600	
				Custo unitário total de tempo fixo		5,7296
F - MOMENTO DE TRANSPORTE	Quantidade	Unidade	DMT			Custo Unitário
			LN	RP	P	
4016096	Escavação e carga de material de jazida com escavadeira hidráulica de 1,56 m³ - Caminhão basculante 10 m³	2,00111	tkm	5914359	5914374	5914389
M0424	Cimento Portland CP II - 32 - saco - Caminhão carroceria 15 t	0,06189	tkm	5914449	5914464	5914479
				Custo unitário total de transporte		
				Custo unitário direto total		38,64

Obs.

Fonte: DNIT (2023)

Figura 349: Composição de custos para base de solo melhorado com 2% de cal e mistura na pista com material de jazida

CGCIT		DNIT					
SISTEMA DE CUSTOS REFERENCIAIS DE OBRAS - SICRO			Paraíba	FIC 0,01587			
Custo Unitário de Referência			Abril/2023	Produção da equipe 150,88 m³			
4011305 Base de solo melhorado com 2% de cal e mistura na pista com material de jazida			Valores em reais (R\$)				
A - EQUIPAMENTOS		Quantidade	Utilização		Custo Horário	Custo	
			Operativa	Improdutiva	Produtivo	Improdutivo	Horário Total
E9027	Caminhão distribuidor de cimento e cal com capacidade de 17 m³ - 210 kW	1,00000	0,96	0,04	452,1698	127,9347	439,2004
E9571	Caminhão tanque com capacidade de 10.000 l - 188 kW	1,00000	0,83	0,17	339,9521	82,3729	296,1636
E9518	Grade de 24 discos rebocável de D = 60 cm (24")	1,00000	0,62	0,38	4,9011	3,4130	4,3356
E9524	Motoniveladora - 93 kW	1,00000	1,00	0,00	292,1818	123,1764	292,1818
E9762	Rolo compactador de pneus autopropelido de 27 t - 85 kW	1,00000	0,86	0,14	250,4659	117,6876	231,8769
E9685	Rolo compactador pé de carneiro vibratório autopropelido por pneus de 11,6 t - 82 kW	1,00000	0,90	0,10	201,9168	83,8857	190,1137
E9577	Trator agrícola sobre pneus - 77 kW	1,00000	0,62	0,38	132,1675	40,4773	97,3252
					Custo horário total de equipamentos		1.551,1972
B - MÃO DE OBRA		Quantidade	Unidade	Custo Horário		Custo Horário Total	
P9824	Servente	1,00000	h	18,5486		18,5486	
					Custo horário total de mão de obra		18,5486
					Custo horário total de execução		1.569,7458
					Custo unitário de execução		10,4039
					Custo do FIC		0,16510
					Custo do FIT		-
C - MATERIAL		Quantidade	Unidade	Preço Unitário		Custo Unitário	
M0344	Cal hidratada - a granel	41,26000	kg	0,4515		18,6289	
					Custo unitário total de material		18,6289
D - ATIVIDADES AUXILIARES		Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário	
4016096	Escavação e carga de material de jazida com escavadeira hidráulica de 1,56 m³	1,02325	m³	1,5600		1,5963	
					Custo total de atividades auxiliares		1,5963
					Subtotal		30,7942
E - TEMPO FIXO		Código	Quantidade	Unidade	Custo Unitário		Custo Unitário
4016096	Escavação e carga de material de jazida com escavadeira hidráulica de 1,56 m³ - Caminhão basculante 10 m³	5914354	1,91859	t	1,8500		3,5494
M0344	Cal hidratada - a granel - Caminhão silo 30 m³	5914363	0,14441	t	18,3100		2,6441
					Custo unitário total de tempo fixo		6,1935
F - MOMENTO DE TRANSPORTE		Quantidade	Unidade	DMT			Custo Unitário
				LN	RP	P	
4016096	Escavação e carga de material de jazida com escavadeira hidráulica de 1,56 m³ - Caminhão basculante 10 m³	1,91859	tkm	5914359	5914374	5914389	
M0344	Cal hidratada - a granel - Caminhão silo 30 m³	0,14441	tkm	5914364	5914365	5914366	
					Custo unitário total de transporte		
					Custo unitário direto total		36,99

Obs.

Fonte: DNIT (2023)

ANEXO 3

Figura 350: Pulso de aplicação de carga no ensaio de deformação permanente

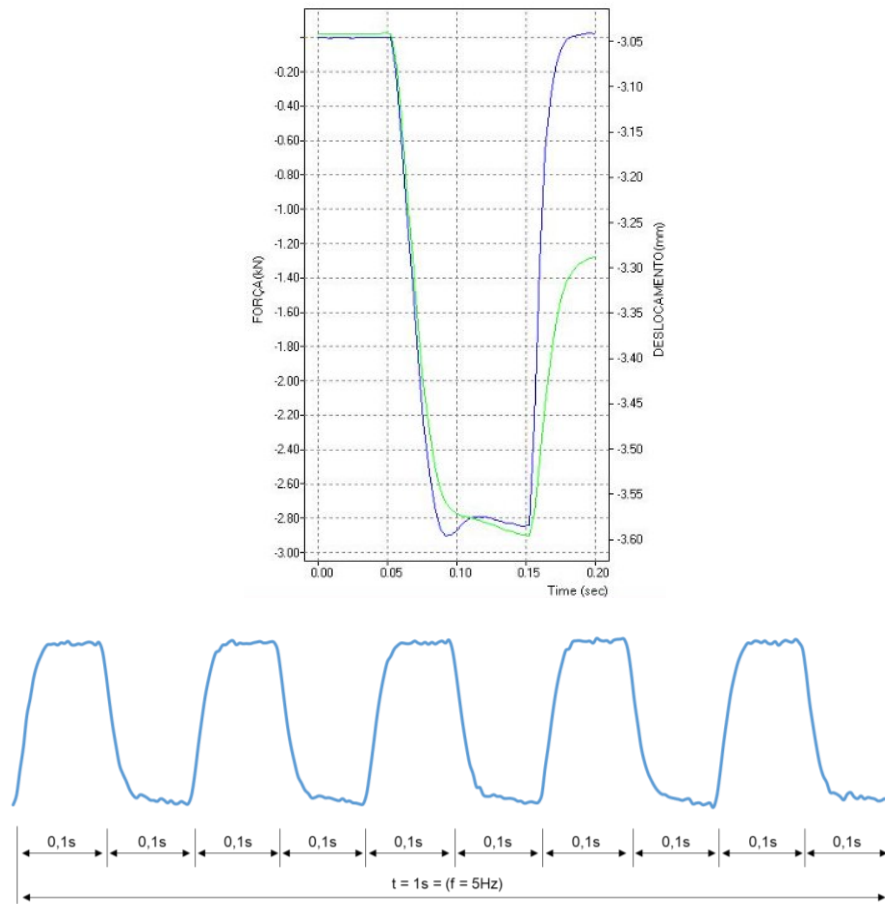


Figura 351: Curvas de carga e descarga, em ciclo histerético

