

Dissertação de Mestrado

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DE CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE SOLOS DA REGIÃO METROPOLITANA DE BELO HORIZONTE PARA FINS RODOVIÁRIOS

NUGEO

AUTOR: BRUNO OLIVEIRA DA SILVA

ORIENTADOR: Prof. Dr. Eleonardo Lucas Pereira (UFOP)

ESCOLA DE MINAS / UFOP

**COORIENTADOR: Prof. Dr. Geraldo Luciano de Oliveira
Marques (UFJF)**

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM GEOTECNIA DA UFOP

OURO PRETO - JUNHO DE 2019

S586e

Silva, Bruno Oliveira da.

Estudo comparativo entre metodologias de classificação e caracterização mecânica de solos da Região Metropolitana de Belo Horizonte para fins rodoviários [manuscrito] / Bruno Oliveira da Silva. - 2019.

171f.: il.: color; grafs; tabs.

Orientador: Prof. Dr. Eleonardo Lucas Pereira.

Coorientador: Prof. Dr. Geraldo Luciano de Oliveira.

Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Núcleo de Geotecnia. Programa de Pós-Graduação em Geotecnia.

Área de Concentração: Engenharia Geotécnica.

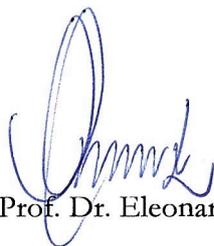
1. Solos - Classificação. 2. Pavimentação. 3. Metodologia MCT. 4. Solos tropicais. I. Pereira, Eleonardo Lucas. II. Oliveira, Geraldo Luciano de. III. Universidade Federal de Ouro Preto. IV. Título.

CDU: 624.13

ESTUDO COMPARATIVO ENTRE METODOLOGIAS DE CLASSIFICAÇÃO E CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA DE SOLOS DA REGIÃO METROPOLITANA DE BELO HORIZONTE PARA FINS RODOVIÁRIOS

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de **Mestre em Geotecnia**.

Esta dissertação foi apresentada em sessão pública e aprovada em 27 de junho de 2019 pela Banca Examinadora composta pelos membros:



Presidente: Prof. Dr. Eleonardo Lucas Pereira



Membro: Prof. Dr. Guilherme Jorge Brigolini Silva



Membro: Prof. Dr. Heraldo Nunes Pitanga

DEDICATÓRIA

Aos meus pais,

Adilson e Bete.

*Pelos ensinamentos e valores pautados no amor e
pelo apoio inabalável.*

AGRADECIMENTOS

À Deus, pela vida, saúde e por todas as oportunidades.

Aos meus pais, pelo incentivo constante e por serem meus grandes exemplos de vida. Ao meu irmão Diego, pela parceria de sempre e por ser uma grande referência, desde minha infância. Valeu também pela força nas coletas das amostras, irmão! À minha namorada Gabriela, pelo amor e companhia de tantos anos, pelo incentivo nos tempos difíceis, por compartilhar comigo os dias de felicidade. Por sempre me receber de braços abertos em todos os retornos de Ouro Preto/Ouro Branco. Agradeço também pela ajuda na análise estatística desse trabalho.

Aos meus orientadores, Prof. Eleonardo e Prof. Geraldo, pelas oportunidades concedidas, pela partilha do conhecimento, confiança e apoio no desenvolvimento da pesquisa. A todos os professores do NUGEO/UFOP, pela excelência em ensino e pesquisa em geotecnia. Ao técnico do Laboratório de Pavimentação da UFJF, Vitor Cardoso, pela força enorme nos ensaios triaxiais dinâmicos e pela receptividade em Juiz de Fora. Ao secretário Anilson e técnicos de laboratório do NUGEO – Mari, Diogo, Luiz e Larissa – pelo suporte e disponibilidade constante em ajudar.

Ao amigo João Paulo, goiano bruto, pela ajuda nas primeiras semanas de laboratório e por sofrer comigo em várias coletas. Ao amigo Bruno Couto, pela troca de conhecimento relacionado à MCT e pelas dicas valiosas na realização dos ensaios. Ao amigo Felício Oliveira, pela receptividade e disponibilidade, por me ensinar os ensaios MCT com tanta empolgação e por compartilhar conhecimento e experiência de forma tão rara. Sua contribuição foi vital para o desenvolvimento dessa pesquisa. A todos os colegas do NUGEO, pela troca de experiência, conversas geotécnicas e pela boa convivência. À geóloga Isabelle Castro, pela ajuda desprendida com o *software* ArcGIS.

À CAPES, pela bolsa de estudo.

A todos familiares e amigos que me acompanham e torcem pelo meu sucesso, de onde quer que seja. Obrigado a todos!

RESUMO

Os sistemas de classificação geotécnica de solos são ferramentas imprescindíveis para proposição de soluções de pavimentação racionais e sustentáveis. Por prover os critérios de seleção de materiais, essas metodologias impactam diretamente na viabilidade técnica, ambiental e econômica dos projetos. O presente trabalho apresenta uma análise comparativa entre os sistemas de classificação de solos mais utilizados no Brasil e as principais metodologias de caracterização mecânica para fins rodoviários. Contrasta-se os conceitos de classificação herdados da escola rodoviária americana e os procedimentos desenvolvidos regionalmente, pautados na consideração das particularidades do ambiente tropical. A Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH) constitui a região de estudo, onde foram coletadas as amostras de solo analisadas. Foram coletadas onze amostras de diferentes unidades pedológicas e realizaram-se ensaios de caracterização TRB e segundo as metodologias MCT e G-MCT. As mesmas amostras foram submetidas aos ensaios de caracterização mecânica CBR/Expansão, Mini-CBR/RIS, Triaxiais de Cargas Repetidas, cujos resultados foram utilizados como parâmetro de comparação com o comportamento previsto pelos métodos classificatórios. Nesse sentido, a confrontação entre desempenhos esperado e observado constituiu o principal indicador da qualidade e adequabilidade dessas metodologias. Em linhas gerais, foram constatados melhores resultados para os ensaios da metodologia MCT e G-MCT. Foi observado um grau de associação significativo entre os parâmetros classificatórios dessa metodologia, sobretudo d' e índice RIS, e o desempenho mecânico-geotécnico medido. Por outro lado, identificaram-se mecanismos de classificação falhos em relação à metodologia TRB aos solos estudados. Os dados obtidos de Índice de Grupo (IG) e Índice de Plasticidade (IP), importantes parâmetros de classificação dessa metodologia, e a resposta mecânica dos solos avaliados apresentaram baixa inter-relação. Além de se estabelecer comparação semi-quantitativa entre parâmetros classificatórios e mecânicos, o grau de associação entre os mesmos foi quantificado por procedimento estatístico, através do cálculo de coeficiente de correlação de Pearson. Dessa forma, apresenta-se elementos para discussão da adequabilidade e compatibilidade dos sistemas de classificação de solos para fins rodoviários para regiões tropicais.

Palavras-chave: Classificação de solos, Pavimentação, MCT, Solos tropicais.

ABSTRACT

Soil geotechnical classification systems are essential tools for proposing rational and sustainable paving solutions. By providing material selection criteria, these methodologies directly impact the technical, environmental and economic viability of the projects. This dissertation presents a comparative analysis between the systems of classification of soils most used in Brazil and the main methodologies of mechanical characterization for paving. It contrasts the classification concepts inherited from the American road school and the procedures developed regionally, based on the particularities of the tropical environment. The Metropolitan Region of Belo Horizonte (RMBH) constitutes the study region, where the soil samples analyzed were collected. Eleven samples of different pedological units were collected and TRB characterization tests were carried out according to the MCT and G-MCT methodologies. The same samples were submitted to the mechanical characterization tests CBR / Expansion, Mini-CBR / RIS, Triaxial of repeated loads, whose results were used as a parameter of comparison with the behavior predicted by the classificatory methods. In this sense, the confrontation between expected and observed performance was the main indicator of the quality and adequacy of these methodologies. In general terms, better results were verified for the MCT and G-MCT methodology tests. A significant degree of association was found between the classificatory parameters of this methodology, especially the RIS index, and the measured mechanical-geotechnical performance. On the other hand, we identified faulty classification mechanisms in relation to the TRB methodology to the soils studied. The data obtained from the Group Index (GI) and Plasticity Index (PI), important parameters of classification of this methodology, and the mechanical response of the evaluated soils presented low inter-relation. In addition to establishing a semi-quantitative comparison between classificatory and mechanical parameters, the degree of association between them was quantified by statistical procedure, using the Pearson correlation coefficient. Thus, we present elements to discuss the suitability and compatibility of soil classification systems for road use in tropical regions

Keywords: Soil classification, Paving, MCT, Tropical Soils.

LISTA DE FIGURAS

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Figura 2.1 – Grupos genéticos típicos em regiões tropicais (adaptado de Nogami e Villibor, 1995).	8
Figura 2.2 – Exemplar de perfil de latossolo vermelho (EMBRAPA, 2018).	9
Figura 2.3 – Perfil de argissolo amarelo (EMBRAPA, 2018).	10
Figura 2.4 – Perfil típico de Nitossolo (EMBRAPA, 2018).	10
Figura 2.5 – Horizonte C (saprolítico) em perfil de solo (Marangon, 2004).	11
Figura 2.6 – Variação dos resultados obtidos pelo Programa Interlaboratorial do IPT (Nogami e Villibor, 1995)	17
Figura 2.7 – Curvas de deformabilidade utilizadas para o cálculo do coeficiente c'	20
Figura 2.8 – Esquema ilustrativo do significado físico do coeficiente c'	21
Figura 2.9 – Procedimento para cálculo do coeficiente d'	22
Figura 2.10 – Exemplo de gráfico Mini-MCV x P_i e procedimento de obtenção do valor de P_i (%).	24
Figura 2.11 – Ábaco classificatório MCT (adaptado de Nogami e Villibor, 1995).	25
Figura 2.12 – Classificação resiliente de solos granulares (DNIT, 2006).	31
Figura 2.13 – Classificação resiliente de solos finos (DNIT, 2006).	32
Figura 2.14 – Conjunto dinamométrico utilizado no ensaio Mini-CBR.	37
Figura 2.15 – Equipamentos Viga Benkelman (esquerda) e FWD (direita). (Fonte: http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/126/artigo287473-3.aspx).	41
Figura 2.16 – Molde cilíndrico tripartido.	42
Figura 2.17 – Esquema simplificado do equipamento para realização do ensaio triaxial de carga repetida (Medina e Motta, 2015).	43
Figura 2.18 – Modelos resilientes para solos brasileiros (Medina e Motta, 2015).	47

CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

Figura 3.1 – Fluxograma ilustrativo da metodologia da pesquisa.	49
Figura 3.2 – A Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH) no estado de Minas Gerais (Minas Gerais, 2009).	50

Figura 3.3 – Mapa pedológico da Região Metropolitana de Belo Horizonte (UFMG,2015)	51
Figura 3.4 – Locação dos pontos de coleta.....	54
Figura 3.5 – Coleta das amostras #NOV (à esquerda) e #RIB (à direita).....	53
Figura 3.6 – Realização do ensaio de determinação da massa específica dos grãos.	55
Figura 3.7 – Ensaio de sedimentação da amostra #ESM.	56
Figura 3.8 – Ensaio de determinação dos limites de consistência.	56
Figura 3.9 – Balança determinadora de umidade.	57
Figura 3.10 – Dispositivo de compactação miniatura do CTGA-NUGEO.	58
Figura 3.11 – Exemplo de ocorrência de exsudação.	59
Figura 3.12 – Fuga do cilindro em relação à base do dispositivo de compactação.	59
Figura 3.13 – Preparação do corpo de prova para ensaio de Perda de Massa por Imersão.	60
Figura 3.14 – Ensaio de Perda de Massa por Imersão.	61
Figura 3.15 – Desprendimento em forma de monobloco.	61
Figura 3.16 – Equipamento utilizado na compactação dos corpos de prova.	63
Figura 3.17 – Realização do ensaio de expansão.....	63
Figura 3.18 – Detalhe da prensa automatizada utilizada nos ensaios CBR.	64
Figura 3.19 – Principais etapas do ensaio Mini-CBR.....	65
Figura 3.20 – Procedimento de compactação e desmoldagem do corpo de prova da amostra #NOV para realização do ensaio triaxial de cargas repetidas.	66
Figura 3.21 – Procedimento de aparelhagem e preparação para realização do ensaio triaxial de cargas repetidas.....	66
Figura 3.22 – Vista geral do equipamento triaxial de cargas repetidas do Laboratório de Pavimentação da UFJF.	67
Figura 3.23 – Preparação de mistura entre solos laterítico e não laterítico.	68

CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Figura 4.1 – Distribuição da classificação MCT dos solos analisados.	76
Figura 4.2 – Tipos granulométricos G-MCT da fração granular dos solos analisados. .	77
Figura 4.3 – Comparação entre valores de massa específica aparente seca máxima obtidos dos ensaios CBR e Mini-CBR	83
Figura 4.4 – Comparação entre valores de umidade ótima obtidos dos ensaios CBR e	

Mini-CBR.	84
Figura 4.5 – Comparação entre valores CBR e Mini-CBR dos solos ensaiados.	85
Figura 4.6 – Curvas dos módulos resilientes segundo o modelo σd	88
Figura 4.7 – Grau de dependência entre os valores médios de MR e as constantes k1 do modelo σd	88
Figura 4.8 – Classificação resiliente das amostras #VES e #NOV.	90
Figura 4.9 – Classificação resiliente de solos finos.	91
Figura 4.10 – Posição das misturas M1, M2 e M3 e de seus componentes individuais no ábaco classificatório MCT.	96
Figura 4.11 – Curvas de compactação das misturas e amostras isoladas.	98
Figura 4.12 – Classificação resiliente das misturas e amostras #ITG e #MAT.	100
Figura 4.13 – Gráficos de dispersão de MR médio e parâmetros classificatórios MCT.	110
Figura 4.14 – Gráficos de dispersão de MR médio e parâmetros classificatórios TRB.	110
Figura 4.15 – Gráficos de dispersão de CBR e parâmetros classificatórios MCT.	111
Figura 4.16 - Gráficos de dispersão de CBR e parâmetros classificatórios TRB.	111
Figura 4.17 – Gráficos de dispersão de expansão e parâmetros classificatórios MCT.	112
Figura 4.18 - Gráficos de dispersão de expansão e parâmetros classificatórios TRB.	112

LISTA DE TABELAS

CAPÍTULO 2 – REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Tabela 2.1 – Grupos classificatórios da metodologia TRB (DNIT, 2006).	13
Tabela 2.2 – Propriedades e possibilidades de utilização dos grupos MCT (adaptado de Nogami e Villibor, 2009).....	26
Tabela 2.3 – Grupos G-MCT (Villibor e Alves, 2017).	27
Tabela 2.4 – Propriedades segundo a G-MCT para solos com finos lateríticos (adaptado de Villibor e Alves, 2017).....	28
Tabela 2.5 – Propriedades segundo a G-MCT para solos com finos não lateríticos (adaptado de Villibor e Alves, 2017).....	29
Tabela 2.6 – Dispersão dos valores de CBR (adaptado de Nogami e Villibor, 2009). ..	34
Tabela 2.7 – Pares de tensão aplicados na etapa de condicionamento (DNIT, 2018). ...	45
Tabela 2.8 – Pares de tensão aplicados na etapa de determinação do módulo de resiliência (adaptado de DNIT, 2018).	45

CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

Tabela 3.1 – Principais informações sobre os pontos de coleta.....	53
--	----

CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

Tabela 4.1 – Valores da massa específica real dos sólidos.....	70
Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de granulometria conjunta.....	71
Tabela 4.3 – Plasticidade e atividade dos solos.	73
Tabela 4.4 – Classificação TRB das amostras estudadas.	74
Tabela 4.5 – Classificação MCT dos solos analisados.	76
Tabela 4.6 – Classificação G-MCT dos solos analisados.	77
Tabela 4.7 – Classificação dos solos segundo as metodologias MCT, G-MCT e TRB.	78
Tabela 4.8 – Parâmetros de compactação e valores de índice CBR e expansão dos solos estudados.....	81
Tabela 4.9 – Parâmetros de compactação e valores de índice Mini-CBR e relação RIS dos solos estudados.	82
Tabela 4.10 – Parâmetros de moldagem dos corpos de prova para ensaio triaxial de cargas repetidas.	86

Tabela 4.11 – Resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas dos solos analisados	86
Tabela 4.12 – Parâmetros classificatórios MCT e TRB das amostras utilizadas nas misturas testadas.	93
Tabela 4.13 – Classificação TRB das misturas M1, M2 e M3 e de seus componentes individuais.....	94
Tabela 4.14 – Classificação MCT das misturas M1, M2 e M3 e de seus componentes individuais.....	95
Tabela 4.15 – Classificação G-MCT das misturas M1, M2 e M3 e de seus componentes individuais.....	96
Tabela 4.16 – Resultados dos ensaios CBR e expansão das misturas testadas e seus componentes individuais.....	97
Tabela 4.17 – Resultados dos ensaios Mini-CBR das amostras	98
Tabela 4.18 – Coeficientes k_1 , k_2 , k_3 obtidos dos ensaios triaxiais de cargas repetidas das misturas M1, M2, M3 e amostras que as compõem.	99
Tabela 4.19 – Correspondência entre o sistema TRB e os parâmetros de CBR e expansão.	102
Tabela 4.20 – Valores médios de MR segundo classes as classes TRB identificadas na pesquisa.....	103
Tabela 4.21 – Valores de CBR e expansão relacionados às classes G-MCT.	105
Tabela 4.22 – Comportamento de solos com finos lateríticos e não lateríticos.....	105
Tabela 4.23 – Valores de Módulo de Resiliência e classes G-MCT	106
Tabela 4.24 – Correspondências possíveis entre classificação MCT e resiliente.....	107
Tabela 4.25 – Relação entre classificação MCT e os resultados Mini-CBR e RIS.....	108
Tabela 4.26 – Estatística descritiva dos parâmetros analisados.....	109
Tabela 4.27 – Tabela de correlação entre os parâmetros mecânicos e classificatórios	113

LISTA DE SÍMBOLOS, NOMENCLATURAS E ABREVIACÕES

A – Atividade

AASHTO – *American Association of State Highway and Transportation Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

BPR – *Bureau of Public Roads*

BR – Rodovia federal

c' – índice de argilosidade dos solos

CBR – *California Bearing Ratio*

C_c – Coeficiente de curvatura

C_u – Coeficiente de uniformidade

COPPE - Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia

CTGA – Centro Tecnológico em Geotecnia Aplicada

d' – inclinação do ramo seco da curva de compactação Mini-MCV – 12 golpes

DER – Departamento de Estradas de Rodagem

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes

ϵ_r – Deformação específica resiliente

e' – índice de laterização dos solos

EMATER - Empresa de Assistência Técnica e Extensão Rural

EMBRAPA – Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária

F – Percentual passante na peneira #200

F_c – Fator de correção

g - Grama

g/cm^3 - gramas por centímetro cúbico (densidade)

G-MCT – metodologia MCT aplicada a solos granulares

h_0 – Altura inicial do corpo de prova

IG – Índice de Grupo

IP – Índice de Plasticidade

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas

ISC – Índice de Suporte Califórnia

ISSMFE - *International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering*

K – Constantes dos ensaios de resiliência

kg - Quilograma

L - Laterítico

LL – Limite de Liquidez

LNEC – Laboratório Nacional de Engenharia Civil

LP – Limite de Plasticidade

LVDT - *Linear Variable Differential Transformer*

MCT – Miniatura Compactado Tropical

MCV – *Moisture Condition Value*

M_d – Massa seca despreendida pós-imersão;

M_e – Massa seca do sólido extrudado do corpo de prova

MEAS – Massa específica aparente seca

MEV – Microscopia Eletrônica por Varredura

MG – Minas Gerais

mm - milímetro

MPa – Megapascal

MR – Módulo de Resiliência

N – Não laterítico

n – Número de golpes

Nº - Número

An – Altura do corpo de prova a “n” golpes

NBR – Normas Brasileiras

NUGEO – Núcleo de Geotecnia

Pi – Perda de Massa por Imersão

R² - Coeficiente de determinação

RIS – Razão de perda de suporte após imersão

RMBH – Região Metropolitana de Belo Horizonte

SAFL – Solo arenoso fino laterítico

SiBCS – Sistema Brasileiro de Classificação de Solos

SP – São Paulo

TRB – *Transportation Reserach Board*

UFJF – Universidade Federal de Juiz de Fora

UFMG – Universidade Federal de Minas Gerais

UFOP – Universidade Federal de Ouro Preto

UFRJ – Universidade Federal do Rio de Janeiro

USACE – United States Army Corps of Engineers

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	1
1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS	1
1.2 - JUSTIFICATIVAS E OBJETIVOS	4
1.3 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO	6
CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	7
2.1 - SOLOS TROPICAIS – TERMINOLOGIA E CONCEITUAÇÃO	7
2.1.1 - Solos lateríticos	8
2.1.2 - Solos saprolíticos	11
2.2 - SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS PARA FINS RODOVIÁRIOS	12
2.2.1 - Sistema de Classificação TRB/AASHTO	12
2.2.2 - Limitações da TRB para a classificação de solos tropicais	15
2.2.3 - Metodologia MCT	18
2.2.4 - Metodologia G-MCT	27
2.2.5 - A Mecânica dos Pavimentos e a classificação resiliente	30
2.3 - METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA	33
2.3.1 - Ensaio CBR (<i>California Bearing Ratio</i>)	33
2.3.2 - Ensaio Mini-CBR	35
2.3.3 - Módulo de Resiliência e o Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas	40
CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS	48
3.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES	48
3.2 - RESUMO PEDOLÓGICO DA RMBH	50
3.3 - COLETA DE AMOSTRAS	52
3.4 - ENSAIOS CLASSIFICATÓRIOS	55
3.4.1 - Ensaios da metodologia TRB	55
3.4.2 - Ensaios da metodologia MCT	57
3.5 - ENSAIOS MECÂNICOS	62
3.5.1 - Ensaio CBR	62
3.5.2 - Ensaio Mini-CBR	64
3.5.3 - Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas	65
3.6 - MISTURAS ENTRE SOLOS LATERÍTICO E NÃO LATERÍTICO	67
3.7 - RELAÇÃO ENTRE PARÂMETROS FÍSICOS E MECÂNICOS	69
CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	70
4.1 - ENSAIOS CLASSIFICATÓRIOS	70
4.1.1 - Ensaios da metodologia TRB	70
4.1.2 - Metodologia MCT e G-MCT	75
4.1.3 - Análise comparativa entre as metodologias	78
4.2 - ENSAIOS MECÂNICOS	80
4.2.1 - Ensaio CBR	81
4.2.2 - Ensaios Mini-CBR e índice RIS	82

4.2.3 - Módulo de resiliência	85
4.3 - ANÁLISE DAS MISTURAS ENTRE SOLOS LATERÍTICO E NÃO LATERÍTICO	92
4.3.1 - Ensaio classificatório.....	93
4.3.2 - Ensaio mecânicos.....	97
4.4 - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS METODOLOGIAS	100
4.4.1 - Análise semi-quantitativa	101
4.4.2 - Análise estatística	108
CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES	115
5.1 - CONCLUSÕES	115
5.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	118
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	120
ANEXO A	124
ANEXO B	130
ANEXO C	135
ANEXO D	150
ANEXO E	158
ANEXO F.....	166

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Obras de estradas se caracterizam pelas grandes extensões longitudinais e transposição de diferentes unidades geomorfológicas, onde ocorrem extensas variedades de solos e agregados para construção. Os estudos de caracterização geotécnica do subleito e de seleção de jazidas, contemplando toda essa diversidade, constituem etapa essencial para a proposição de projetos de pavimentação viáveis técnica e economicamente. Nesse contexto, os procedimentos de classificação geotécnica de solos se apresentam como uma ferramenta de grande utilidade: a identificação de índices físicos permite o agrupamento da extensa variedade de materiais em classes que apresentam comportamento geotécnico esperado comum.

No Brasil, sobretudo até o final do século XX, as técnicas prevalentes de classificação de solos eram importadas de entidades norte-americanas. No universo da engenharia rodoviária, o sistema de classificação sugerido pelo órgão *Transportation Research Board* (TRB) e adotado por diversas entidades rodoviárias mundiais ainda constitui a principal metodologia de classificação de solos adotada nacionalmente. No entanto, conforme relatado por Barroso (2002), é um consenso para a comunidade acadêmica que o sistema TRB, por ter sido desenvolvido em regiões de clima temperado e frio, apresenta sérias incompatibilidades para análise de solos tropicais, sobretudo os de comportamento laterítico.

Na segunda metade do século XX, no estado de São Paulo, iniciou-se um extenso trabalho de aprimoramento das técnicas de análise das propriedades dos solos daquela região. O trabalho publicado por Nogami e Villibor (1981), resultado de anos de experimentação e observação do comportamento *in situ* de obras, propõe uma nova metodologia de classificação, denominada MCT (Miniatura, Compactada, Tropical). Esse sistema contempla as peculiaridades dos solos tropicais, particularmente as relacionadas às propriedades hídricas e mecânicas, não incluídas na metodologia norte-americana. Ao considerar tais particularidades, a metodologia MCT contribuiu para superação das principais dificuldades relacionadas à seleção de materiais para construção de

pavimentos. Pela abordagem inovadora e regional, a nova sistemática constituiu um marco revolucionário na geotecnia rodoviária nacional e de países de clima tropical.

Desde a pioneira publicação pelos professores Nogami e Villibor, em 1981, um grande acervo de pesquisas relacionadas à metodologia foi desenvolvido, sobretudo nos anos compreendidos entre o final da década de 1980 e início dos anos 2000. Motivados pela experiência bem-sucedida no interior paulista, vários autores buscaram estender a aplicação da MCT a outras regiões do Brasil. Adicionalmente, outras pesquisas propuseram complementações e ajustes em relação à metodologia original.

Dentre os principais estudos publicados nesse período, vale destacar Vertamatti (1988) que, além de estender a metodologia aos solos da região amazônica, propõe a inclusão dos solos ditos transicionais ao ábaco classificatório. Godoy (1997) estuda a aplicabilidade de um método simplificado para classificação de solos do interior de São Paulo, que se baseia nos princípios da MCT, denominado método das pastilhas.

Castro (2002) e Marangon (2004) relatam excelentes resultados com a utilização da metodologia para classificação de solos de diferentes regiões de Minas Gerais. Em contrapartida, Barroso (2002) aponta que os dados obtidos em sua pesquisa atestam dificuldades de utilização da classificação MCT aos solos da Região Metropolitana de Fortaleza, principalmente pelo fato destes se diferirem dos solos estudados pelos autores da metodologia.

Apesar da qualidade sistematicamente comprovada em diversos estudos e do elevado número de publicações sobre a metodologia, a partir dos anos 2000, o número de publicações científicas relacionadas a MCT caiu significativamente em relação à produção dos anos 1990. Soma-se a esse cenário o fato de que, no meio técnico, a metodologia não conquistou grande aceitação dos profissionais. Seu caráter de ineditismo, a necessidade de utilização de equipamentos não convencionais, a fraca tratativa do assunto nos currículos de ensino de muitas escolas de engenharia e a utilização de procedimentos laboratoriais mais “trabalhosos” e demorados, constituíam as principais justificativas para a baixa disseminação da tecnologia naquela época (Marson, 2004).

A proposição de métodos expeditos constituiu uma tentativa de simplificação dos procedimentos classificatórios de solos tropicais e superação das dificuldades relatadas. Nesse sentido, destaca-se o procedimento denominado “Método das Pastilhas Modificado”, cujas propriedades geotécnicas são avaliadas por meio de análises táteis e visuais, com didática de fácil compreensão e com elevada eficiência no processo de classificação que se propõe (Godoy e Bernucci, 2002).

A metodologia MCT originalmente postulada adequa-se ao estudo e classificação apenas de solos finos, com elevado percentual passante da peneira N°10 (abertura de 2,00 mm). Dessa forma, solos com elevada concentração de partículas retidas nessa peneira não são compatíveis à metodologia, uma vez que a distribuição granulométrica dos grãos maiores que 2,00 mm influencia em seu comportamento geotécnico.

Com o objetivo de superar essa lacuna, Villibor e Alves (2017) propuseram um novo sistema classificatório, denominado G-MCT. Essa metodologia se vale dos procedimentos da MCT convencional para compreensão do comportamento geotécnico da matriz de finos e um sistema de análise granulométrica para conhecimento da distribuição das partículas grosseiras da amostra.

Realiza-se o cruzamento das duas informações e, então, define-se a qual grupo classificatório a amostra pertence. Por contemplar qualquer variedade granulométrica possível, a nova metodologia apresenta grande aplicabilidade no processo de caracterização e seleção de materiais para construção de todas as camadas que compõem a infraestrutura de um pavimento.

Além da importante questão técnica superada, o sistema G-MCT provê novos elementos para a retomada da discussão sobre a metodologia que tanto pode contribuir com o meio técnico nacional. Na atual conjuntura de valorização das premissas inerentes ao conceito de desenvolvimento sustentável, a metodologia MCT tem muito a contribuir. Continuar adotando apenas critérios americanos para análise de solos tropicais significa ignorar as potencialidades dos materiais que ocorrem com abundância em grande parte do país e aumentar o custo final associado dos projetos de estradas.

1.2 - JUSTIFICATIVAS E OBJETIVOS

O presente trabalho está inserido no contexto da discussão relacionada à aplicabilidade dos diferentes sistemas classificatórios de solos em pavimentos. Nesse sentido, propõe-se a realização de uma campanha experimental para avaliação de parâmetros geotécnicos físicos e mecânicos de interesse a pavimentação, segundo diferentes vieses de análise, de solos da Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH).

De uma perspectiva macro, este estudo consiste na caracterização de amostras da região de estudo por meio do procedimento tradicional americano (classificação TRB) e por meio das técnicas das metodologias MCT e G-MCT. Em relação ao comportamento mecânico, propõe-se a realização de ensaios CBR (*California Bearing Ratio*) e ensaios triaxiais cíclicos para obtenção do módulo de resiliência. Ambos são utilizados em metodologias de dimensionamento, sendo o primeiro um parâmetro empírico e o segundo de caráter mecanístico.

O estudo objetiva, de forma geral, avaliar como os resultados da caracterização física se relacionam com os parâmetros mecânicos medidos, à luz das diferentes metodologias citadas. Em outras palavras, pretende-se avaliar, para os solos coletados na RMBH, o quão os sistemas de classificação utilizados são eficientes em relação à capacidade de predição do comportamento mecânico observado pelas metodologias empírica e mecanística. Adicionalmente, objetiva-se analisar, comparativamente, propriedades geotécnicas de interesse à pavimentação – expansão, capacidade de suporte, perda de suporte por imersão, módulo de resiliência – de solos de comportamento laterítico, não laterítico e de misturas entre ambos.

Nessa perspectiva, a presente pesquisa apresenta elementos para discussão acerca do cenário atual da pavimentação nacional, sobretudo de Minas Gerais, de valorização excessiva das técnicas tradicionais de seleção de materiais para projetos de pavimentos. Por não serem compatíveis ao estudo de solos tropicais, tais técnicas frequentemente apontam para a seleção de agregados naturais ou britados e desprezam as potencialidades de solos lateríticos finos, abundantes em boa parte do território mineiro. Dessa forma, oneram-se excessivamente as obras rodoviárias pelos elevados custos ambientais e

econômicos dos processos de licenciamento e exploração de pedreiras e beneficiamento do agregado. No atual estágio de desenvolvimento, a disponibilidade de jazidas de materiais pétreos é cada vez menor e, em função disso, os custos apresentam tendência constante de aumento.

A expansão da malha viária do estado de Minas Gerais ocorrida a partir de 2004, no contexto do programa *ProAcesso*, possibilitou a constatação do esgotamento das jazidas naturais de agregados, inclusive nas regiões de baixa concentração da malha viária pavimentada (Medrado, 2009). Segundo esse estudo, os recursos foram amplamente empregados, durante muitos anos, em serviços de conservação de rodovias com revestimento primário. O autor conclui que a utilização extensiva desse tipo de material inviabiliza as soluções de projeto, sobretudo para pavimentação de vias de baixo volume de tráfego, tornando imperativa a tarefa de utilização de materiais alternativos.

Diante o contexto exposto e os objetivos apresentados, a justificativa central desta pesquisa pode ser claramente enunciada. Avaliar a adequabilidade das metodologias que norteiam a seleção de materiais para construção de pavimentos é vital para contribuir com seu caráter de sustentabilidade. Salienta-se o fato de que a RMBH está inserida em uma localidade intensamente explorada do ponto de vista de seus recursos naturais, o que reforça ainda mais a motivação apresentada.

Outro ponto importante que justifica esse estudo está relacionado à carência de trabalhos que abordam a caracterização geotécnica rodoviária dos solos da RMBH. Castro (2002) realizou a caracterização de solos da região central mineira, mais especificamente de amostras coletadas ao longo do traçado projetado para o Hiperanel Viário. Esse é a única pesquisa de grande vulto que contempla a região com a proposta de descrição dos solos locais para construção de pavimentos. Salienta-se que parte da região de estudo delimitada nesta pesquisa é coincidente com a definida por aquele autor. Portanto, o presente trabalho contribuirá parcialmente na complementação deste acervo técnico da região de Belo Horizonte.

O papel relevante desempenhado pela RMBH no cenário econômico estadual e nacional justifica sua escolha como área de concentração desta pesquisa. A região do entorno da

capital mineira desempenha função estratégica na logística de transporte do país. Belo Horizonte situa-se no entroncamento de várias rodovias federais, dentre elas a BR-040, BR-262 e BR-381, importantes eixos nacionais de transporte de carga e de passageiros. Além disso, a malha rodoviária estadual é intensamente desenvolvida nesta região. Portanto, essa pesquisa pode contribuir com subsídios à elaboração de projetos de construção, ampliação e manutenção da rede viária da região, sobretudo na etapa de definição dos materiais de construção.

1.3 - ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

Além deste capítulo introdutório, a dissertação está estruturada em outros quatro capítulos, a saber:

- Capítulo 2 – apresenta a revisão bibliográfica sobre as temáticas abordadas na pesquisa. São expostos conceitos sobre gênese e propriedades de solos tropicais, além dos fundamentos dos principais sistemas de classificação geotécnica de solos para fins rodoviários. Adicionalmente, apresentam-se os princípios das metodologias experimentais de avaliação da resistência mecânica de solos para pavimentação;
- Capítulo 3 – descreve a metodologia para desenvolvimento do estudo, envolvendo a programação das coletas, o processo de georreferenciamento dos pontos de amostragem, os ensaios de caracterização e de avaliação da resistência mecânica;
- Capítulo 4 – expõe os resultados e as análises referentes à adequabilidade das metodologias classificatórias abordadas. Apresenta-se, também, avaliação comparativa do comportamento geotécnico dos solos lateríticos, saprolíticos e da mistura entre ambos;
- Capítulo 5 – apresenta as principais conclusões da pesquisa e sugestões para pesquisas futuras complementares.

CAPÍTULO 2 - REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - SOLOS TROPICAIS – TERMINOLOGIA E CONCEITUAÇÃO

Por ser um assunto explorado por diferentes segmentos científicos (engenharia, pedologia, geologia e agronomia, por exemplo) não há consenso quanto à terminologia utilizada nos estudos de solos tropicais. Nesse sentido, há divergências inclusive dentro de uma mesma área do conhecimento, sendo importante esclarecer a terminologia adotada em cada estudo. No presente trabalho adotam-se a terminologia e o conceito propostos pelo *Committee on Tropical Soils of ISSMFE – International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering* (1985) e consolidada por Nogami e Villibor (1995). Dois motivos essenciais justificam a escolha, quais sejam: (i) por ser comumente utilizado no meio rodoviário para estudos geotécnicos; (ii) pela simplicidade e adequabilidade no que se refere a aplicações de engenharia.

Segundo esses autores, para ser denominado tropical, não basta que o solo tenha se desenvolvido na faixa compreendida entre os trópicos de Capricórnio e Câncer. Essa terminologia é aplicada quando o solo “apresenta peculiaridades de propriedades e de comportamento, relativamente aos solos não tropicais, em decorrência da atuação no mesmo de processos geológicos e/ou pedológicos, típicos das regiões tropicais úmidas” (Nogami e Villibor, 1995).

Tais processos estão relacionados essencialmente às condições ambientais favorecedoras de elevado grau de intemperização. Um fator importante, que justifica as principais diferenças de comportamento geotécnico dos solos tropicais em relação aos não tropicais e que se relaciona diretamente às questões ambientais citadas, é a grande variação mineralógica que ocorre naqueles comparativamente a estes. Por esse motivo, analisar as propriedades dos solos tropicais à luz de procedimentos de análise desenvolvidos em regiões de clima temperado significa ignorar as incompatibilidades entre metodologia e objeto de estudo.

As formas de ocorrência dos solos tropicais contrastam com as estruturas recorrentes em regiões de clima frio e temperado, sobretudo em relação à espessura das camadas. Os

solos tropicais caracterizam-se pelas grandes espessuras do horizonte superficial, em geral maior que 1 metro, podendo ultrapassar 10 metros, principalmente se tratar-se de horizonte superficial laterítico. O horizonte saprolítico também apresenta grandes espessuras, frequentemente ultrapassando uma dezena de metros. A Figura 2.1 ilustra as principais formas de ocorrência e grupos genéticos de camadas de solos tropicais.

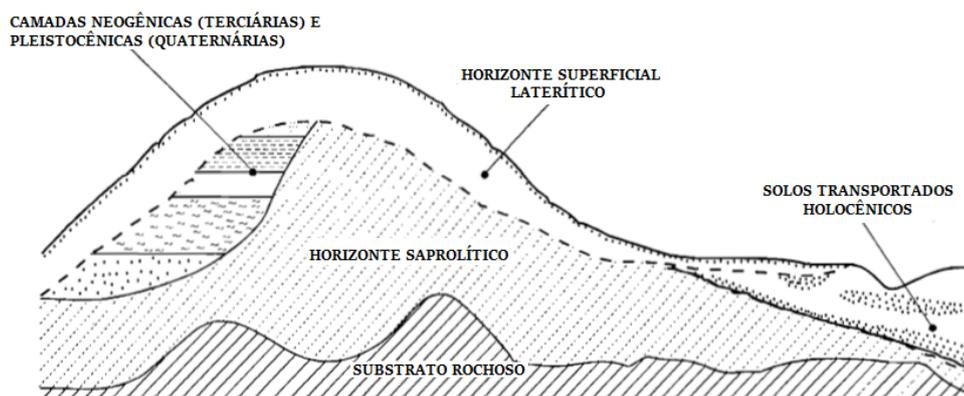


Figura 2.1 – Grupos genéticos típicos em regiões tropicais (adaptado de Nogami e Villibor, 1995).

Segundo a conceituação proposta por Nogami e Villibor, os solos tropicais podem ser divididos em duas classes: os solos lateríticos (ou de comportamento laterítico) e os solos saprolíticos (ou de comportamento não laterítico).

2.1.1 - Solos lateríticos

Do ponto de vista pedológico, os solos lateríticos constituem uma variedade de solo do horizonte superficial laterítico, característico dos terrenos bem drenados das regiões com clima tropical úmido. Compõem os perfis que contêm horizonte B latossólico ou textural, incluindo os solos podzólicos e as terras roxas estruturadas (Nogami e Villibor, 1995). Chama-se atenção para uma atualização referente à nomenclatura utilizada na época pelos autores e a vigente, proposta pelo Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS) atualizado em 2018: os podzólicos e as terras roxas estruturadas, como classes distintas, não existem mais e estão contempladas nas novas classes definidas pelo sistema (EMBRAPA, 2018). Em relação à composição mineralógica, apresenta a caulinita como argilo-mineral quase exclusivo e abundância de óxidos de ferro e/ou alumínio.

A seguir, serão apresentadas as principais características das classes de solos que, sob o viés pedológico, podem constituir os solos lateríticos. Salienta-se que, para preservar a descrição e a inter-relação classe/características propostas pelos professores Nogami e Villibor, será utilizada a nomenclatura vigente na época do desenvolvimento do estudo:

- Os latossolos apresentam pequena diferenciação de horizontes, cores predominantes em tons de vermelho, amarelo ou marrom, grandes espessuras das camadas, elevadas porosidade e permeabilidade aparente, devido à aglomeração e formação de torrões e são compostos por granulometria que varia de argila a areias argilosas. A Figura 2.2 mostra um perfil exposto de latossolo com coloração avermelhada;



Figura 2.2 – Exemplo de perfil de latossolo vermelho (EMBRAPA, 2018).

- Os solos podzólicos apresentam clara distinção entre horizontes, sobretudo entre o horizonte orgânico A e o horizonte denominado B textural, notadamente mais rico em argila. Apresentam coloração predominante entre o vermelho e o amarelo no horizonte B, espessuras um pouco mais discretas em relação aos latossolos, podendo variar de menos de um metro até alguns metros. Também apresenta formação de torrões bem desenvolvidos e aspecto de cerosidade. A Figura 2.3 ilustra as características descritas para um perfil de argissolo (nova classe que inclui diferentes tipos de podzólicos).



Figura 2.3 – Perfil de argissolo amarelo (EMBRAPA, 2018).

- As terras roxas estruturadas, assim como os latossolos, apresentam diferenciação discreta e pouco perceptível entre os diferentes horizontes, principalmente na coloração, que varia de tons vermelhos a marrons. Em geral, possuem horizonte B textural, rico em argila, e cerosidade nítida. Apresentam como característica marcante a agregação bem desenvolvida que confere permeabilidade e porosidade aparente elevadas. No atual sistema taxonômico oficial (SiBCS, 2018), foram incluídos no grupo dos nitossolos (Figura 2.4).

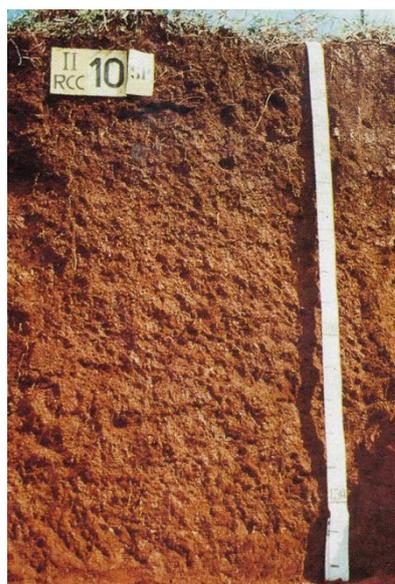


Figura 2.4 – Perfil típico de Nitossolo (EMBRAPA, 2018).

2.1.2 - Solos saprolíticos

Os solos saprolíticos são resultantes da decomposição *in situ* de sua rocha matriz, pela ação dos diferentes agentes intempéricos. Suas partículas constituintes não são submetidas a nenhum processo de transporte, motivo pelo qual pode-se afirmar que são solos tipicamente residuais. Por esse motivo, mantêm de forma clara as estruturas da rocha que lhe deu origem. No entanto, durante o processo de intemperização, outras feições podem ser adicionadas à disposição herdada, resultando em estruturas um tanto complexas. Também apresentam mineralogia complexa, com minerais instáveis e em processo de decomposição (Nogami e Villibor, 1995).

Por esses motivos, os solos saprolíticos são bastante heterogêneos e apresentam comportamento extremamente variado. Compõem o horizonte C dos perfis e podem apresentar espessuras variadas, sendo frequente no ambiente tropical espessuras da ordem de dezenas de metros (Nogami e Villibor, 1995). Esses autores chamam a atenção para o comportamento ruim à pavimentação dos solos saprolíticos siltosos, micáceos/caoliníticos e arenoso-micáceos. Em geral, essas variedades de solos apresentam valores de suporte aquém e expansão além dos previstos pelos sistemas de classificação tradicionais. A Figura 2.5 ilustra o posicionamento do horizonte C (saprolítico) em relação aos horizontes A e B (laterítico) de um perfil.



Figura 2.5 – Horizonte C (saprolítico) em perfil de solo (Marangon, 2004).

2.2 - SISTEMAS DE CLASSIFICAÇÃO GEOTÉCNICA DE SOLOS PARA FINS RODOVIÁRIOS

O presente item tratará sobre os fundamentos das metodologias de classificação de solos consagradas no meio técnico nacional, a saber: (i) metodologia TRB/AASHTO, (ii) sistema de classificação MCT e (iii) classificação resiliente. A primeira metodologia consiste em, através da determinação de simples parâmetros físicos, enquadrar os solos em grupos específicos, de comportamento mecânico/geotécnico comum. A segunda baseia-se em análises referentes à deformabilidade na compactação e no comportamento sob ação da água, para classificar os solos em lateríticos (L) ou não lateríticos (N). A terceira metodologia consiste em agrupar os solos de acordo com o resultado obtido do ensaio triaxial de cargas repetidas, em relação ao critério de deformabilidade elástica.

2.2.1 - Sistema de Classificação TRB/AASHTO

O sistema TRB/AASHTO constitui uma atualização da proposição de classificação da entidade americana conhecida como *Bureau of Public Roads* (BPR), originalmente proposta em 1929. É um dos sistemas de classificação de solos para fins de aplicação em pavimentação mais difundidos mundialmente, inclusive no Brasil, onde ainda é amplamente empregado pelo meio técnico (Balbo, 2007).

O sistema emprega os dados dos ensaios de granulometria e limites de consistência (LL e LP) para ordenar os diferentes tipos de solos em categorias distintas, com comportamentos geotécnico e mecânico semelhantes. Utilizam-se esses dados também para o cálculo do Índice de Grupo (IG), parâmetro classificatório que teoricamente se relaciona com o valor do índice de suporte CBR e que, portanto, está intimamente atrelado ao método de dimensionamento que utiliza esse índice como parâmetro. A relação é expressa pela Equação 2.1 a seguir.

$$CBR = 14,1 \times \log_{10} \frac{26}{IG} \quad (2.1)$$

Por sua vez, o IG é calculado com base no percentual passante na peneira #200, no limite

de liquidez (LL) e índice de plasticidade (IP), conforme a Equação 2.2 a seguir.

$$IG = (F - 35). [0,2 + 0,005. (LL - 40)] + 0,01. (F - 15). (IP - 10) \quad (2.2)$$

Sendo: IG – índice de grupo; F – percentual passante na peneira #200; LL – limite de liquidez e IP – índice de plasticidade.

Na determinação do IG, as seguintes considerações devem ser observadas: o valor final de IG deve ser arredondado para o número inteiro mais próximo e se a expressão conduzir a um resultado negativo, deve-se considerar IG = 0. A Tabela 2.1 apresenta os grupos e critérios de classificação propostos pela metodologia TRB. De posse dos resultados de granulometria, limites de consistência e com o valor de IG, determina-se o grupo do solo em análise por processo de eliminação, da esquerda para a direita. Seguindo essa ordem, o primeiro grupo que coincidir com os critérios definidos será a classificação correta.

Tabela 2.1 – Grupos classificatórios da metodologia TRB (DNIT, 2006).

CLASSIFICAÇÃO GERAL	MATERIAIS GRANULARES 35% (ou menos) passando na peneira Nº 200							MATERIAIS SILTO - ARGILOSOS			
	A - 1		A - 3	A - 2				A - 4	A - 5	A - 6	A - 7 A - 7 - 5 A - 7 - 6
CLASSIFICAÇÃO EM GRUPOS	A - 1 - A	A - 1 - B		A - 2 - 4	A - 2 - 5	A - 2 - 6	A - 2 - 7				
Granulometria - % passando na peneira											
Nº 10	50 máx.										
Nº 40	30 máx.	30 máx.	51 min.								
Nº 200	15 máx.	25 máx.	10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 min.	36 min.	36 min.	36 min.
Características da fração passando na peneira Nº 40:											
Limite de Liquidez				40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.	40 máx.	41 min.
Índice de Plasticidade	6 máx.	6 máx.	NP	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.	10 máx.	10 máx.	11 min.	11 min.*
Índice de Grupo	0	0	0	0	0	4 máx.	4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais constituintes	Fragmentos de pedras, pedregulho fino e areia			Pedregulho ou areias siltosos ou argilosos				Solos siltosos		Solos argilosos	
Comportamento como subleito	Excelente a bom							Sofrível a mau			

* O IP do grupo A - 7 - 5 é igual ou menor do que o LL menos 30.

As características dos solos pertencentes a cada um dos grupos da classificação são listadas a seguir. Os atributos apresentados são baseados nas descrições que constam no Manual de Pavimentação (DNIT, 2006).

- Grupo A-1: material típico de misturas bem graduadas de agregados, com baixo percentual de finos com baixa plasticidade ou não plásticos. O subgrupo A-1-a inclui os materiais com pedregulhos com ou sem material fino bem graduado, enquanto no subgrupo A-1-b, tem-se areia grossa no lugar de pedregulhos. Espera-se que apresentem excelente valor de suporte e baixa expansão.
- Grupo A-2: inclui grande variedade de materiais que apresentam 35% ou menos passantes na peneira #200, mas que não atendem aos critérios de enquadramento nos grupos mais nobres, A-1 e A-3. Os subgrupos A-2-4 e A-2-5 abrangem pedregulhos e areias grossas com presença de frações de silte e argila plásticas, no entanto o IG ainda é nulo. Os subgrupos A-2-6 e A-2-7 se diferenciam dos dois anteriores por apresentarem fração fina mais plástica, responsável pelo IG discretamente superior a zero. Espera-se que apresentem valores razoáveis de suporte e baixa expansão.
- Grupo A-3: é representado pelas areias finas, similar às areias de praia e de desertos, com ausência de finos. Pode possuir pequena quantidade de silte não plástico. Pode conter também pequenas quantidades de pedregulhos e areia grossos, resultando em granulometria mal graduada. Espera-se que apresentem bons valores de suporte e baixa expansão.
- Grupo A-4: tipicamente representado pelos solos siltosos não plásticos, ou com discreta plasticidade. Inclui misturas de siltes com até 64% de areia e pedregulho retidos na #200. Podem conter quantidades variadas de material grosso, que traduz em menor ou maior IG. Espera-se que apresentem valores baixos de suporte e expansão razoável.
- Grupo A-5: solos semelhantes aos do grupo A-4, exceto pelo fato de serem elásticos e mais plásticos. Espera-se que apresentem valores baixos de suporte e expansão considerável.

- Grupo A-6: é composto por solos essencialmente argilosos, plásticos, frequentemente apresentando percentual passante na peneira #200 superior a 75%. Podem conter baixo percentual de pedregulho e areia. Espera-se que apresentem baixos valores de suporte e comportamento altamente expansivo.
- Grupo A-7: assemelha-se ao grupo A-6 exceto por apresentar elevado valor de limite de liquidez, conferindo caráter excessivamente elástico e sujeito a variação de volume expressiva entre os estados seco e úmido. O critério de diferenciação dos subgrupos A-7-5 e A-7-6 é a plasticidade que é maior naquele em relação a este. Espera-se que apresentem valores de suporte muito baixos e comportamento altamente expansivo.

2.2.2 - Limitações da TRB para a classificação de solos tropicais

Apesar de ainda serem aplicadas atualmente, as metodologias americanas descritas foram utilizadas de forma ampla e irrestrita pelo meio técnico nacional durante quase toda a segunda metade do século XX. Essa experiência proporcionou àqueles profissionais o reconhecimento de dificuldades relacionadas à aplicabilidade da metodologia tradicional aos solos tropicais. Nesse sentido, o principal inconveniente enfrentado ocorre na falta de compatibilidade entre o comportamento esperado, definido pelo procedimento classificatório, e o comportamento observado, principalmente para os solos finos lateríticos.

Balbo (2007) afirma que “o sistema classificatório apresentado não distingue o comportamento e a aplicabilidade de solos tropicais como camadas de pavimentos, levando até mesmo à subutilização de muitos solos tropicais de características excelentes para pavimentação, o que indica fortemente a inviabilidade do emprego de tal classificação para grande parte dos solos ocorrentes no Brasil. ” Segundo Nogami e Villibor (2009), são três os principais problemas da adoção da sistemática tradicional à realidade tropical, quais sejam: (i) dificuldades na determinação do comportamento geotécnico dos solos finos lateríticos; (ii) dificuldades relacionadas às metodologias dos ensaios tradicionais e (iii) deficiências na previsão de peculiaridades construtivas e de comportamento quando da utilização de solos finos lateríticos.

O primeiro inconveniente relaciona-se à incompatibilidade da metodologia tradicional - desenvolvida em países de clima temperado - aos solos tropicais. As peculiaridades relacionadas à pedogênese, composição mineralógica e características morfológicas dos solos tropicais não foram consideradas no desenvolvimento daquela metodologia, motivo pelo qual se explica tais incongruências.

Outras formas de análise podem ser utilizadas para esse fim, como através da pedologia, pela determinação da relação sílica/sesquióxidos, pelo grau de petrificação segundo o Laboratório Nacional de Engenharia Civil de Lisboa (LNEC), pela avaliação da microfábrica através do microscópio eletrônico de varredura (MEV) e pela análise mineralógica da fração argila. No entanto, tais técnicas carecem de adequabilidade para as finalidades rodoviárias, ou por se constituírem procedimentos altamente especializados ou por não se relacionarem ao comportamento dos solos na estrutura do pavimento (Nogami e Villibor, 2009).

Como exemplo disso, cita-se o estudo desenvolvido por Oliveira (2018), no qual é relatado excelente correspondência entre os resultados dos ensaios de determinação da relação sílica sesquióxidos e o comportamento identificado pela classificação MCT. No entanto, por se tratar de um ensaio que envolve reagentes químicos, elevada exatidão e procedimento minucioso, apresenta aplicação inviabilizada em laboratórios de controle rodoviários.

A segunda dificuldade refere-se principalmente à baixa reprodutibilidade dos ensaios de determinação dos limites de liquidez e plasticidade nos solos tropicais. Tais resultados são fortemente influenciados por questões subjetivas, sobretudo para os solos lateríticos. A baixa reprodutibilidade é justificada principalmente pela influência do grau de espatulação das amostras antes da moldagem e realização do ensaio, quanto maior o grau de misturação, maior a plasticidade observada (Gidigas, 1976 *apud* Nogami e Villibor, 2009).

Em estudo conduzido pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), denominado Programa Interlaboratorial Brasileiro, foram realizados ensaios de determinação dos

limites de consistência para várias amostras, conforme normativas vigentes da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) e através de técnicos experientes, com o objetivo de avaliar a reprodutibilidade dos resultados (Nogami e Villibor, 1995). A Figura 2.6 mostra o resultado obtido para três amostras e revela a grande variação de valores dos limites de consistência. Por exemplo, verifica-se que, para a amostra 3, o LL variou de 62% a 97% e o IP de 24% a 55%. Em termos práticos, tal variabilidade permite concluir que a mesma amostra poderia, por exemplo, ser aprovada pelo laboratório de projeto para determinada aplicação e reprovada pelo laboratório de controle. A resolução de tais impasses pode significar a seleção de outro solo e, conseqüentemente, aumento dos custos referentes a aquisição e transporte de materiais.

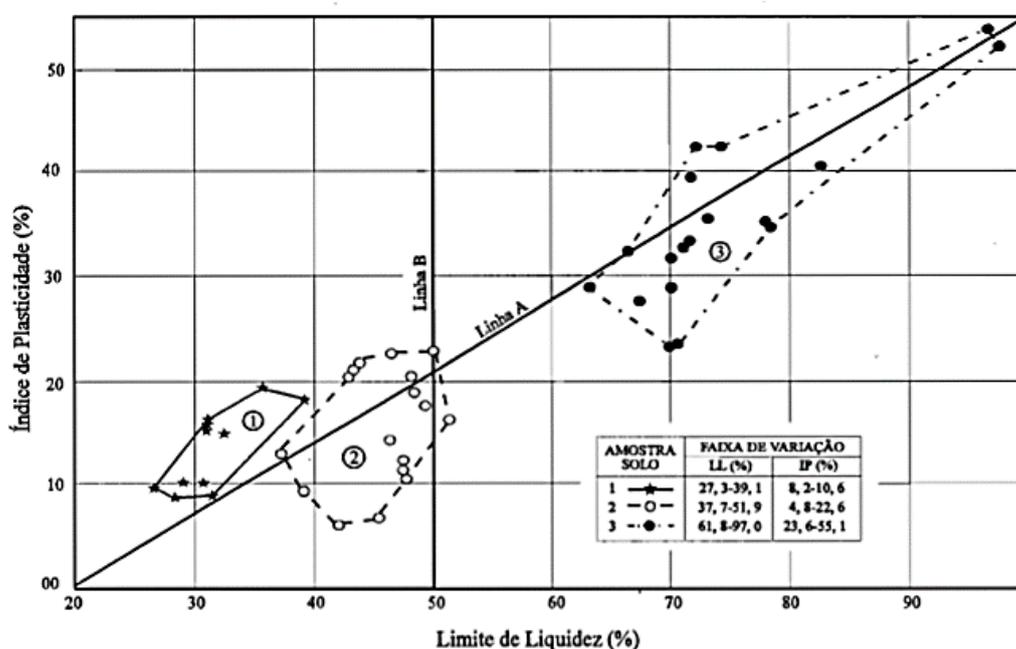


Figura 2.6 – Variação dos resultados obtidos pelo Programa Interlaboratorial do IPT (Nogami e Villibor, 1995)

O terceiro inconveniente está relacionado às deficiências da metodologia tradicional na previsão de problemas construtivos e de desempenho de camadas executadas com solos finos lateríticos. A seguir, serão descritas as principais objeções enfrentadas pelos profissionais de campo e relatadas em Nogami e Villibor (2009):

- Dificuldades de obtenção do grau de compactação requerido em projeto, sobretudo para os solos arenosos finos lateríticos (SAFL);

- Amolecimento das bordas do pavimento devido à penetração de água durante e após a construção, ocasionando deformação excessiva, eventual rompimento do revestimento e erosão das bordas;
- Trincamento excessivo da base no período pós-execução, pela elevada contração devido à perda de umidade, com possibilidade de reflexão para a camada de revestimento, com redução acentuada da vida útil da estrutura e de sua serventia;
- Imprimação betuminosa inadequada, com penetração excessiva, favorecendo uma condição de baixa adesão base-revestimento ou com penetração insuficiente, condicionando exsudações e instabilidades do revestimento.

2.2.3 - Metodologia MCT

Diante das dificuldades de aplicação das premissas classificatórias americanas aos solos do ambiente tropical, o Departamento de Estradas de Rodagem de São Paulo (DER-SP), sob a vanguarda do Engenheiro Job Shuji Nogami, desempenhou importante papel de pioneirismo técnico ao propor novas bases de análise do problema. A observação do excelente comportamento de dezenas de obras executadas no interior de São Paulo com a utilização de solos finos lateríticos (sobretudo os SAFL), motivou o desenvolvimento de uma metodologia inovadora e apropriada ao meio físico tropical, denominada MCT (Nogami e Villibor, 2009).

A metodologia envolve ensaios classificatórios (Compactação Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão) e de determinação de propriedades que refletem o comportamento geotécnico dos solos (contração, expansão, infiltrabilidade, permeabilidade, Mini-CBR, por exemplo). No presente item, em função do contexto desta pesquisa, serão explorados os procedimentos classificatórios. A metodologia classificatória consiste em determinar dois índices (c' e e') e então cruzá-los para definição da classe do solo em análise (Nogami e Villibor, 1995). Os significados dos índices serão explicitados nos próximos itens, os quais tratam dos seguintes aspectos: procedimentos executivos dos ensaios e cálculos dos parâmetros de interesse; ábaco classificatório e apresentação das classes MCT.

- **Ensaio de Compactação Mini-MCV – cálculo dos índices c' e d' :**

O procedimento consiste em uma adaptação miniaturizada da metodologia de compactação proposta por Parsons, cujo nome *Moisture Condition Value* é justificado por sua finalidade original de avaliação do teor de umidade de compactação no campo. Difere-se de uma compactação tradicional, uma vez que a densidade do corpo de prova é determinada sob diferentes energias de compactação. Portanto, ao final do ensaio, obtém-se não apenas uma curva de compactação, como no ensaio de Proctor, mas várias (Nogami e Villibor, 1995). O procedimento de ensaio é definido pela norma ME 258 (DNER, 1994b). Nesse documento descreve-se, de forma detalhada, a metodologia do ensaio, bem como detalhes referentes a definições, aparelhagem, cálculos e expressão dos resultados finais.

Preliminarmente, a amostra a ser ensaiada deve ser seca ao ar, destorroada e passada na peneira de 2,0 mm de abertura. As partículas retidas nessa peneira não são utilizadas nos ensaios da MCT. Preparam-se, então, cinco porções de cerca de 500 gramas cada, com teores de umidades diferentes e suficientes para o traçado das curvas de compactação. Após homogeneizadas no teor de umidade desejado, as porções devem permanecer acondicionadas em sacos plásticos por um período de 24 horas.

Posiciona-se o molde cilíndrico, previamente untado com vaselina, na base do dispositivo de compactação e insere-se uma porção de 200 gramas de solo em seu interior. Para cada porção preparada, retira-se uma quantidade para definição do teor de umidade. Aplica-se então a série proposta por Parsons, medindo-se a altura do corpo de prova a cada lance de golpes. A série de Parsons é a seguinte: 1, 2, 3, 4, 6, 8, 12, 16, 24, 32, 48, 64, 96, 128, 192, 256. Esse procedimento é repetido por mais quatro vezes, com cada uma das porções preparadas em umidades diferentes, totalizando cinco corpos de prova. O processo de compactação deve ser interrompido quando uma das condições a seguir for observada:

- 1- A diferença entre as leituras das alturas obtidas após $4n$ e n for inferior a 2,0 mm;
- 2- Houver nítida exsudação de água no topo ou base do corpo de prova;
- 3- O número máximo de 256 golpes for obtido.

De posse das leituras obtidas na compactação dinâmica, traçam-se as curvas de deformabilidade da série de Parsons. No eixo das ordenadas, são plotadas as diminuições

sucessivas de altura A_n , definida pela Equação 2.3:

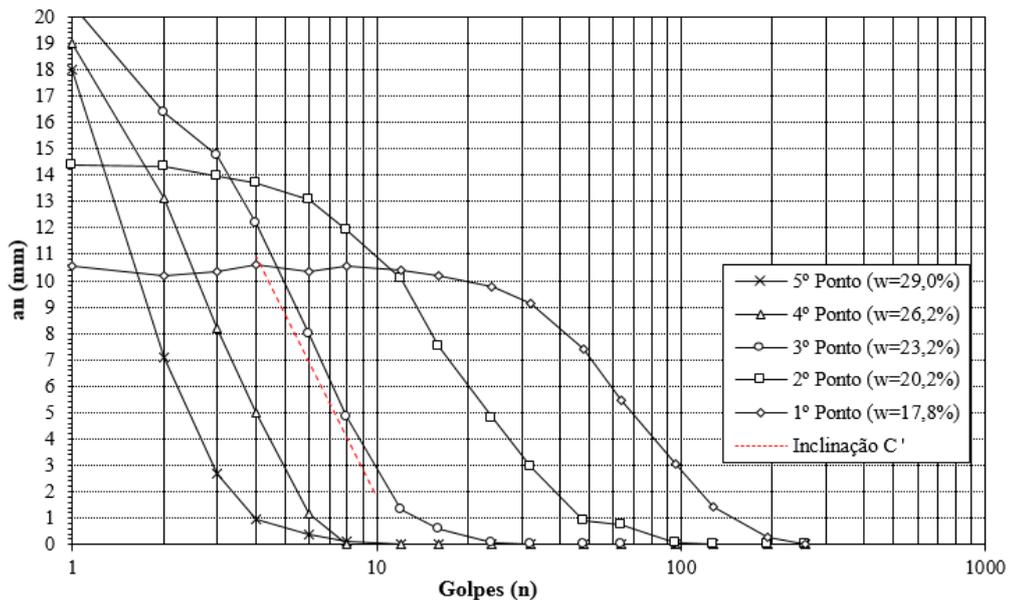
$$A_n = L_n - L_{4n} \quad (2.3)$$

Sendo: $n = 1, 2, 3, \dots$, n golpes; L_n : leitura após n golpes; L_{4n} : leitura após $4n$ golpes. As leituras devem ser expressas em mm, com aproximação mínima de 0,1mm.

O eixo das abscissas é composto pelos valores de n (número de golpes) em escala log ou na escala linear com os valores de Mini-MCV, que se relacionam diretamente com o número de golpes através da Equação 2.4:

$$\text{Mini - MCV} = 10 \times \log n \quad (2.4)$$

O gráfico resultante desse procedimento está representado na Figura 2.7. Através das curvas de deformabilidade, calcula-se o coeficiente c' , parâmetro que se correlaciona com a granulometria do solo.



o comportamento das curvas de deformabilidade próximas. Uma vez obtida a reta correspondente a Mini-MCV igual a 10, diretamente ou por interpolação, o parâmetro c' é calculado pela Equação 2.5(2.5):

$$c' = \frac{\Delta A_n}{\Delta Mini - MCV} \quad (2.5)$$

Em termos práticos, valores de c' altos (acima de 1,5) significam elevada deformabilidade durante a aplicação dos golpes, comportamento típico de solos argilosos, e valores baixos (abaixo de 1,0) denotam baixas deformações ao longo da compactação, caracterizando solos arenosos. Valores de c' compreendidos entre 1,0 e 1,5 correspondem a solos que contêm diferentes tipos granulométricos (areias siltosas, areias argilosas, argilas arenosas, argilas siltosas e etc) O esquema mostrado na Figura 2.8 ilustra o significado físico do índice c' .

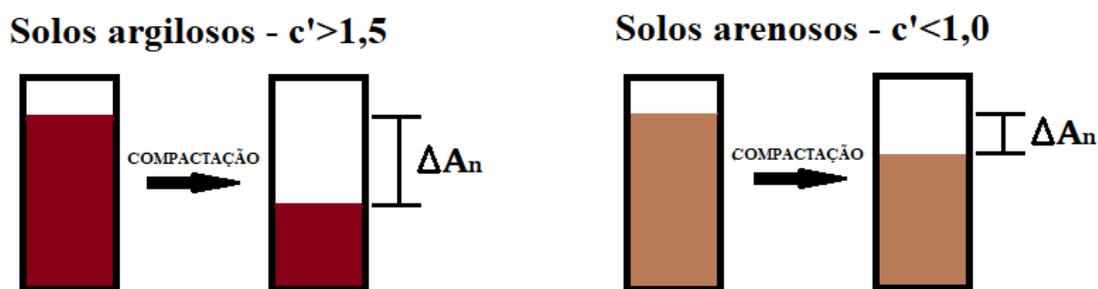


Figura 2.8 – Esquema ilustrativo do significado físico do coeficiente c' .

Outro dado essencial para a classificação MCT, obtido através do ensaio de compactação Mini-MCV, é o coeficiente d' . Esse parâmetro corresponde à inclinação do ramo seco da curva de compactação correspondente à energia equivalente a 12 golpes do soquete usado no ensaio (tipo leve, massa de 2270 g, com altura de queda de 30 cm, seção plena) e é determinante para avaliação do comportamento laterítico ou não dos solos. Em geral, argilas com caráter laterítico apresentam valores de d' superiores a 20, enquanto as argilas de comportamento não laterítico, inferiores a 10. Areias puras apresentam valores de d' discretos, mas as areias finas argilosas lateríticas podem alcançar valores superiores a 100. Solos saprolíticos siltosos, micáceos e/ou caulíníficos possuem d' muito baixos, frequentemente inferior a 5.

A determinação da umidade de cada uma das cinco porções preparadas permite o traçado da curva de compactação, onde plota-se, no eixo das ordenadas, a massa específica aparente seca (MEAS) e, nas abscissas, as umidades. Salienta-se que as sucessivas medidas de altura dos corpos de prova ao longo do ensaio permitem a determinação das densidades para diferentes energias. A Figura 2.9 mostra as famílias de curvas de compactação obtidas para diferentes energias e um exemplo de cálculo do coeficiente d' .

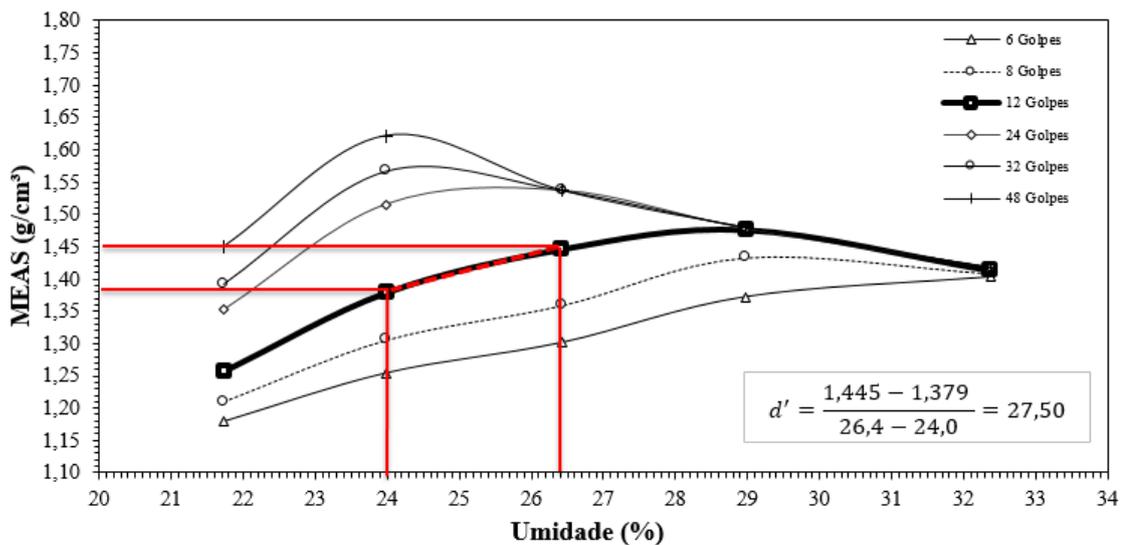


Figura 2.9 – Procedimento para cálculo do coeficiente d' .

Nos casos em que o ramo seco apresentar trechos com diferença significativa na inclinação, como o exemplo ilustrado na imagem anterior, deve-se determinar o coeficiente angular do trecho mais próximo da condição de MEAS máxima e umidade ótima.

- **Ensaio de Perda de Massa por Imersão – determinação de P_i (%)**

O procedimento detalhado do ensaio, bem como outras informações pertinentes, pode ser encontrado na norma ME 256 (DNER, 1994c). Em linhas gerais, o procedimento consiste em extrair parcialmente os corpos de prova compactados segundo o procedimento Mini-MCV, de forma a criar uma saliência de 10 mm a partir do plano de base do molde. Posiciona-se, então, os cinco corpos de prova parcialmente extraídos nos suportes horizontais e as cápsulas para coleta do material eventualmente desprendido.

O conjunto composto pelos cinco moldes cilíndricos e suportes devem estar no interior de um recipiente de imersão que possibilite a obtenção de uma lâmina de água 1,0 cm acima da superfície superior dos moldes deitados. Gradualmente enche-se o recipiente até a altura citada e, nos primeiros minutos de imersão, observa-se se há ocorrência de peculiaridades tais como: formas de desagregação, trincamento e presença de bolhas. O conjunto deve permanecer imerso por pelo menos 20 horas quando, então, são retiradas as cápsulas com material desprendido e levadas a estufa para determinação da massa seca desprendida. Para os corpos de prova em que não foi observado nenhum desprendimento de material adota-se, de forma direta, $P_i = 0\%$. Se ocorreu desprendimento, a perda P_i é calculada pela Equação 2.6.

$$P_i = \frac{M_d \times F_c}{M_e} \times 100 (\%) \quad (2.6)$$

Sendo: M_d : massa seca desprendida pós-imersão; M_e : massa seca do sólido extrudado do corpo de prova e F_c : fator de correção (igual a 0,5 se ocorrer desprendimento de monobloco e igual a 1,0 para outros casos).

Calculados os valores individuais de P_i (%), os mesmos devem ser representados graficamente em função dos seus respectivos valores de Mini-MCV. O valor de P_i (%) representativo da amostra ensaiada é obtido de acordo com as seguintes condições:

- Se a altura final do corpo de prova correspondente ao valor de Mini-MCV = 10 for maior ou igual a 48 mm (baixa densidade), determinar P_i para a condição de Mini-MCV = 10;
- Caso contrário, ou seja, se a altura final do corpo de prova correspondente ao valor de Mini-MCV = 10 for menor que 48 mm (alta densidade), determinar P_i para a condição de Mini-MCV = 15.

A Figura 2.10 mostra o procedimento descrito para obtenção do valor de P_i (%) representativo da amostra. No exemplo em questão a altura final do corpo de prova é maior que 48 mm e, portanto, o valor de interesse foi obtido para Mini-MCV = 10 (primeira condição).

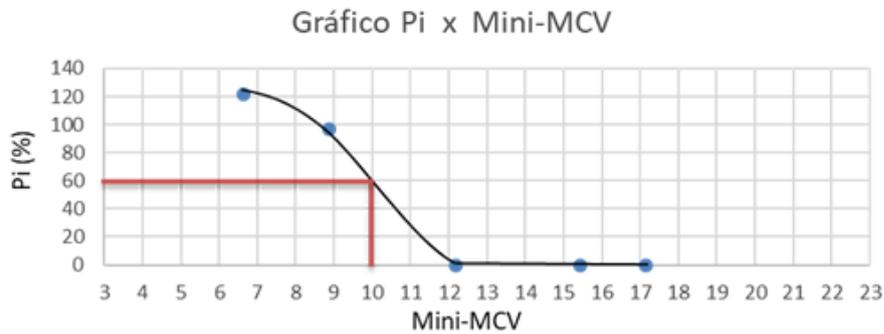


Figura 2.10 – Exemplo de gráfico Mini-MCV x Pi e procedimento de obtenção do valor de Pi (%).

- **Cálculo do índice de laterização e'**

Obtidos os coeficientes d' – pelo ensaio de compactação Mini-MCV – e a perda de massa por imersão Pi (%), pode-se calcular o coeficiente e' , conhecido como índice de laterização e expresso pela Equação 2.7.

$$e' = \sqrt[3]{\frac{Pi}{100} + \frac{20}{d'}} \quad (2.7)$$

O coeficiente de laterização retrata a intensidade do comportamento laterítico apresentado pelo solo. Quanto menor o valor de e' , mais intenso é seu comportamento geotécnico laterítico. O trecho a seguir, extraído de Nogami e Villibor (1995), explica quais as fronteiras numéricas que diferenciam os comportamentos laterítico (L) e não laterítico (N): “Verificou-se que o comportamento laterítico começa a se manifestar quando $d' > 20$ e $Pi < 100\%$, o que permitiu o estabelecimento da linha horizontal principal (correspondente a $e' = 1,15$) que separa os solos L dos solos N. Para os solos pobres em finos, a transição ocorre para valores mais altos de Pi , o que levou ao estabelecimento da linha horizontal secundária em posição um pouco mais acima (correspondente a $e' = 1,40$).

- **Ábaco classificatório e características dos grupos MCT**

Calculados os índices c' e e' , cruzam-se esses valores no ábaco classificatório, conforme

mostrado na Figura 2.11, para definição do grupo MCT ao qual o solo pertence. O ábaco original, proposto por Nogami e Villibor (1995), contém sete grupos classificatórios, sendo quatro não lateríticos e três lateríticos.

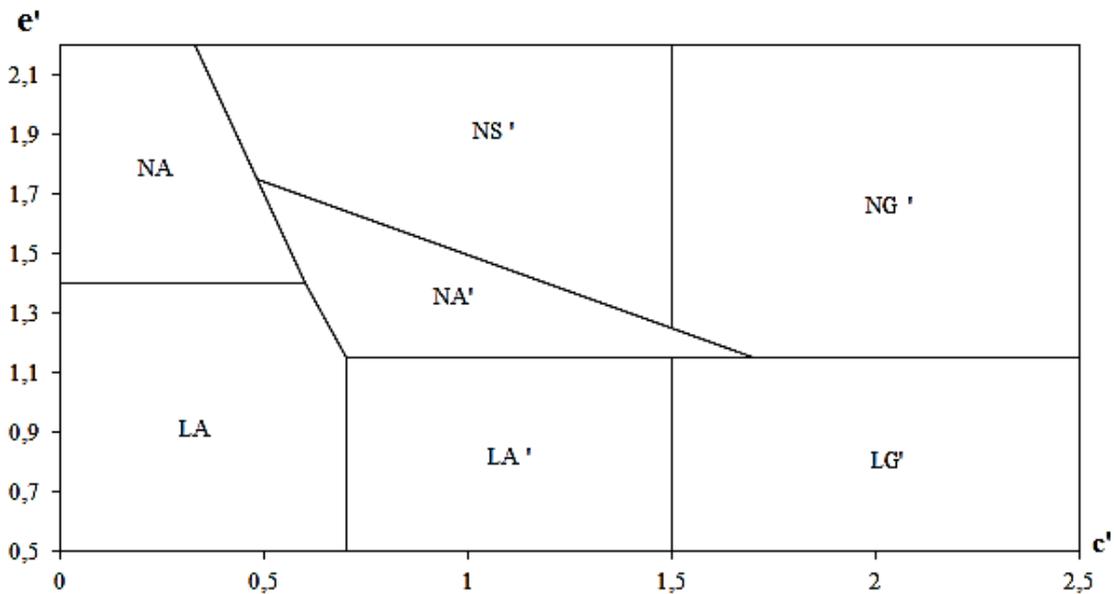


Figura 2.11 – Ábaco classificatório MCT (adaptado de Nogami e Villibor, 1995).

De forma geral, quando devidamente compactados, os solos pertencentes aos grupos lateríticos apresentam propriedades adequadas à aplicação na pavimentação. Destacam-se a elevada capacidade de suporte, o excelente comportamento resiliente e baixa expansão, sobretudo nas variedades arenosas (LA) e areno-argilosas (LA'). Outra propriedade importante se refere a baixa perda de resistência após imersão em água, ou seja, a capacidade estrutural da camada devidamente compactada é pouco afetada pela ação da água.

Por sua vez, os solos não lateríticos apresentam maior heterogeneidade geotécnica quando comparados às variedades lateríticas. Segundo Nogami e Villibor (1995), destacam-se, para a realidade do meio físico tropical, dois tipos marcantes: os solos saprolíticos e, secundariamente, os solos superficiais de comportamento não laterítico. Esses tipos apresentam características notadamente distintas e determinar seus comportamentos implica em estudar uma série de variáveis em conjunto, por exemplo, características da rocha matriz, estado de decomposição, desagregação e condições de ocorrência. Dessa forma, podem ser observados desde solos com baixa capacidade de suporte, altamente

expansíveis e erodíveis, até variedades de materiais granulares, pouco intemperizados, de elevada capacidade de suporte e não sujeitos a erosão. A Tabela 2.2 apresenta dados referentes às propriedades e possibilidades de utilização dos grupos de solos MCT. Salienta-se que os parâmetros são válidos para corpos de prova compactados na condição de MEAS máxima e umidade ótima da energia Proctor normal.

Tabela 2.2 – Propriedades e possibilidades de utilização dos grupos MCT (adaptado de Nogami e Villibor, 2009)

GRUPO MCT			NA	NA'	NS'	NG'	LA	LA'	LG
DESIGNAÇÃO			areias e siltes (q,s)	areias siltosas	siltes (k,m) siltes arenosos	argila, argila arenosa e siltoosa, siltes argilosos	areias	areias argilosas	argila, argila arenosa e siltoosa, siltes argilosos
k = caulínítico; s = sericítico m = micáceo; q = quartzoso									
Propriedades	Mini - CBR (%)	Sem imersão	M, E	E	M, E	E	E	E, EE	E
		Perda por imersão	B, M	B	E	E	B	B	B
	Expansão		B	B	E	M, E	B	B	B
	Contração		B	B, M	M	M, E	B	B, M	M, E
	Coeficiente de permeabilidade (k)		M, E	B	B, M	B, M	B, M	B	B
	Coeficiente de sorção (s)		E	B, M	E	M, E	B	B	B
Utilização	Base de pavimento		n	4°	n	n	2°	1°	3°
	Reforço de subleito		4°	5°	n	n	2°	1°	3°
	Subleito		4°	5°	7°	6°	2°	1°	3°
	Corpo de aterro		4°	5°	6°	7°	2°	1°	3°
	Proteção à erosão		n	3°	n	n	n	2°	1°
	Revestimento primário		5°	3°	n	n	4°	1°	2°
Legendas e significados			EE = muito elevado; E = elevado; M = médio; B = baixo						
			1°, 2°, 3°, ..., 7° = ordem de adequabilidade; n = não recomendado						

Propriedade	Valor		Propriedade	Valor	
Mini CBR (%) - com sobrecarga padrão	Muito elevado	>30	Perda de suporte Mini-CBR por imersão (%)	-	-
	Elevado	12 a 30		Elevado	>70
	Médio	4 a 12		Médio	40 a 70
	Baixo	<4		Baixo	<40
Expansão (%)	Elevada	>3	Contração (%)	Elevada	>3
	Média	0,5 a 3		Média	0,5 a 3
	Baixa	<0,5		Baixa	<0,5
Coeficiente de sorção [$cm\sqrt{min}$]	Elevada	> (-1)	Coeficiente de permeabilidade [cm/s]	Elevada	> 3
	Média	(-1) a (-2)		Média	3 a 6
	Baixa	< (-2)		Baixa	< 6

2.2.4 - Metodologia G-MCT

Essa metodologia constitui uma extensão da proposição original, sistematizada em 1981, e objetiva a caracterização dos solos tropicais de granulação grossa (Villibor e Alves, 2017). Denominada de G-MCT, G de granular e MCT em função do procedimento já consagrado de caracterização da matriz de finos, essa metodologia constitui uma abordagem inédita e mais completa para classificação de solos tropicais. O programa de ensaios da metodologia G-MCT consiste em acrescentar aos ensaios da metodologia MCT um procedimento de análise granulométrica. Portanto, os ensaios a serem executados são os seguintes:

- Compactação Mini-MCV – segundo norma ME 258 (DNER, 1994b);
- Perda de Massa por Imersão – segundo norma ME 256 (DNER, 1994c);
- Análise Granulométrica – segundo norma NBR 7181 (ABNT, 1988).

De acordo com o percentual de partículas passantes nas peneiras com aberturas de 2,0 mm e 0,075 mm, definem-se as três tipologias granulométricas propostas na metodologia, quais sejam: Sp (solo com pedregulho), Ps (pedregulho com solo) ou Gf (granular fino). Em relação à matriz de finos, o procedimento é o mesmo descrito pela metodologia MCT. O diferencial consiste na adição da análise granulométrica para definição de novos grupos classificatórios, conforme mostrado na Tabela 2.3. As propriedades dos grupos G-MCT são mostradas nas tabelas seguintes (Tabela 2.4 e Tabela 2.5). As faixas quantitativas definidas para G-MCT coincidem com as definidas anteriormente (Tabela 2.2).

Tabela 2.3 – Grupos G-MCT (Villibor e Alves, 2017).

CLASSIFICAÇÃO G-MCT									
Granulometria		Tipos	Grupo MCT da parte fina da amostra						
% que passa			LA	LA'	LG'	NA	NA'	NS'	NG'
# n° 10	# n° 200		Classe GL			Classe GN			
2,0 mm	0,075 mm		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'

Tabela 2.4 – Propriedades segundo a G-MCT para solos com finos lateríticos (adaptado de Villibor e Alves, 2017).

CLASSIFICAÇÃO G-MCT										
CLASSE GL (GRANULAR COM FINOS DE COMPORTAMENTO LATERÍTICO)										
GRANULOMETRIAS TÍPICAS		Ps: Pedregulho com solo			Sp: Solo com pedregulho		Gf: Granular fino			
GRUPOS MCT DOS FINOS ($\phi < 2,0$ mm)		LA			LA'		LG'			
CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS GRANULARES		Pedregulho com areia laterítica	Areia laterítica com pedregulho	Solo granular fino de areia laterítica com pedregulho	Pedregulho com solo arenoso laterítico	Solo arenoso laterítico com pedregulho	Solo granular fino arenoso laterítico com pedregulho	Pedregulho com solo argiloso laterítico	Solo argiloso laterítico com pedregulho	Solo granular fino argiloso laterítico com pedregulho
Grupo G-MCT		Ps-LA	Sp-LA	Gf-LA	Ps-LA'	Sp-LA'	Gf-LA'	Ps-LG'	Sp-LG'	Gf-LG'
PROPRIEDADES	CBR	Imerso com sobrecarga	E, EE	E	E, EE	E, EE	M, E	E		
		Expansão (Es)	B	B	B	B	B, M	B		
	Contração* (C)	B	B	B	B	B	B, M	M		
	Coef. Permeabilidade* (Kg)	E	M, E	E	M	M, E	B, M			
	Propriedades estimadas em CPs compactados na MEASmáx da EN		EE = Muito Elevado E = Elevado			M = Médio B = Baixo		Intervalos de valores correspondentes indicados na Tabela 2.2		
UTILIZAÇÃO	Base e sub-base de pavimento		2º	5º	1º	4º	3º	6º		
	Reforço e/ou subleito compactado		1º	4º	2º	5º	3º	6º		
	Proteção à erosão e revestimento primário		n	5º	1º	3º	2º	4º		
n = não recomendado										
* Valores estimados para camada granular por meio da contração (Ct) e permeabilidade (K) obtidos pela MCT de sua fração $\phi < 2,0$ mm										

Tabela 2.5 – Propriedades segundo a G-MCT para solos com finos não lateríticos (adaptado de Villibor e Alves, 2017).

CLASSIFICAÇÃO G-MCT													
CLASSE GN (GRANULAR COM FINOS DE COMPORTAMENTO NÃO LATERÍTICO)													
GRANULOMETRIAS TÍPICAS		Ps: Pedregulho com solo			Sp: Solo com pedregulho			Gf: Granular fino					
GRUPOS MCT DOS FINOS ($\phi < 2,0$ mm)		NA			NA'			NS'			NG'		
CARACTERÍSTICAS DOS SOLOS GRANULARES		Pedregulho com areia não laterítica	Areia não laterítica com pedregulho	Solo granular fino de areia não laterítica com pedregulho	Pedregulho com solo arenoso não laterítico	Solo arenoso não laterítico com pedregulho	Solo granular fino arenoso não laterítico com pedregulho	Pedregulho com solo siltoso não laterítico	Solo siltoso não laterítico com pedregulho	Solo granular fino siltoso não laterítico com pedregulho	Pedregulho com solo argiloso não laterítico	Solo argiloso não laterítico com pedregulho	Solo granular fino argiloso não laterítico com pedregulho
Grupo G-MCT		Ps-NA	Sp-NA	Gf-NA	Ps-NA'	Sp-NA'	Gf-NA'	Ps-NS'	Sp-NS'	Gf-NS'	Ps-NG'	Sp-NG'	Gf-NG'
PROPRIEDADES	CBR	Imerso com sobrecarga		E, EE	E	E, EE	E, EE	M, E	E	M, E	E		
		Expansão (Es)		B	B	B	B	B	B	B	B		
		Contração* (C)		B	B	B	B	B, M	M	B, M	M		
		Coef. Permeabilidade* (K _g)		E	M, E	E	M	M, E	B, M	M, E	B, M		
	Propriedades estimadas em CPs compactados na MEASmáx da EN		EE = Muito Elevado E = Elevado				M = Médio B = Baixo		Intervalos de valores correspondentes indicados na Tabela 2.2				
UTILIZAÇÃO	Base e sub-base de pavimento		2º	n	1º	n	4º	n	5º	n			
	Reforço e/ou subleito compactado												
n = não recomendado													
* Valores estimados para camada granular por meio da contração (Ct) e permeabilidade (K) obtidos pela MCT de sua fração $\phi < 2,0$ mm													

2.2.5 - A Mecânica dos Pavimentos e a classificação resiliente

O termo “resiliência”, no contexto da mecânica dos sólidos, significa armazenamento de energia quando ocorre a deformação de um corpo. Nessa condição, quando interrompidas as tensões causadoras das deformações, tal energia é devolvida através da recuperação elástica. “Rigidez” denota a capacidade de um corpo de resistir a uma deformação. Tais conceitos passaram a ser incorporados nas análises do comportamento estrutural do pavimento em meados do século XX, através dos estudos de deformabilidade liderados por Francis Hveem (Medina e Motta, 2015).

A integração desses conceitos à pavimentação foi responsável pelo desenvolvimento de uma subárea de importância notável, denominada Mecânica dos Pavimentos, que viabilizou as ferramentas teóricas para o entendimento racional das estruturas e diminuiu o caráter de empirismo das metodologias de análise. O entendimento de Hveem de que o trincamento progressivo do revestimento asfáltico se devia aos sucessivos ciclos de deformações resilientes (ou recuperáveis) das camadas inferiores, sobretudo do subleito, foi essencial para a formatação de metodologias que levassem em conta o fato dessa estrutura ser um sistema multicamadas, de interação complexa (Medina e Motta, 2015).

No Brasil, a COPPE/UFRJ desempenhou papel de pioneirismo ao introduzir esses conceitos no curso de mestrado em engenharia civil, a partir da década de 1970 (Medina e Motta, 2006). Coordenado pelo Professor Jacques de Medina, o centro de pesquisa foi responsável pela publicação dos primeiros trabalhos relacionados à Mecânica dos Pavimentos (Preussler, 1978; Pinto, 1991; Motta, 1991 *apud* Medina e Motta, 2006). O primeiro equipamento triaxial de cargas repetidas, utilizado para determinação experimental das propriedades resilientes de solos e agregados, a operar no Brasil foi o desenvolvido no Laboratório de Geotecnia da COPPE, em 1977. No item 2.3 do presente trabalho, o procedimento experimental de determinação das propriedades resilientes será tratado de forma mais aprofundada.

Desde então, esse centro de pesquisa passou a acumular um extenso banco de dados com informações relacionadas à resiliência de diferentes tipos de solos e materiais de pavimentação. Fundamentados nesse banco de dados, diversos autores estudaram a

possibilidade de classificação desses materiais de acordo com seu comportamento resiliente (Motta, 1991) e o Manual de Pavimentação desenvolvido pelo então Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER), em 1996, trouxe uma proposta de classificação nesse sentido. Conhecido como Classificação Resiliente, a metodologia ainda consta na última versão do Manual de Pavimentação e permite avaliar a adequabilidade dos diferentes materiais às diferentes camadas do pavimento, com o referido viés de análise mecanicista (DNIT, 2006). No entanto, já foi descontinuada por esse órgão por não ser compatível às ideias mecanísticas modernas, pautadas na interação entre os materiais no sistema multicamadas. Essa metodologia será considerada nesse trabalho apenas para fins de comparação.

A classificação resiliente é segmentada em duas partes: uma para solos que apresentam menos de 35% em peso de partículas que passam na peneira #200 (solos granulares) e outra para solos com mais de 35% passando na referida peneira (solos finos). A Figura 2.12 mostra os três grupos de resiliência propostos para os solos granulares, cujo comportamento é definido pela Equação 2.8:

$$MR = k_1 \times \sigma_3^{k_2} \quad (2.8)$$

Sendo: MR: módulo de resiliência; k_1 e k_2 : constantes obtidas do ensaios triaxiais de carga repetida e σ_3 : valores de tensão confinante praticados no ensaio.

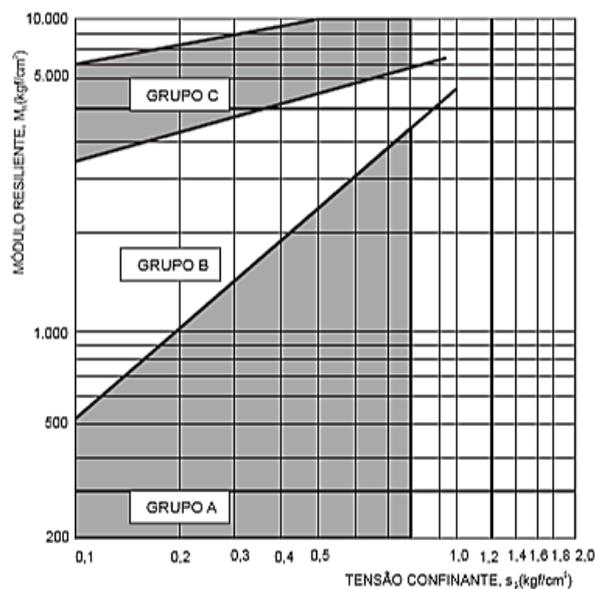


Figura 2.12 – Classificação resiliente de solos granulares (DNIT, 2006).

O Grupo A é formado por solos de elevada deformabilidade elástica, os quais constituem péssimos subleitos e não devem ser utilizados em outras camadas da estrutura de pavimentos. O Grupo B é constituído por solos de comportamento resiliente intermediário, podendo ser empregados em quaisquer camadas da estrutura, com a seguinte ressalva: caso k_2 seja maior que 0,50, a utilização do material está condicionada à compatibilização entre a espessura da camada e a qualidade do solo que compõe o subleito. O Grupo C é composto por solos de baixa deformabilidade, podendo ser utilizados em quaisquer camadas do pavimento, resultando em estruturas com baixas deflexões.

A Figura 2.13 apresenta os três grupos de classificação resiliente para solos com percentual passante na peneira #200 superior a 35% (solos finos), cujo comportamento é definido pela Equação 2.9.

$$MR = k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d) \rightarrow \text{para } \sigma_d < k_1$$

$$MR = k_2 + k_3(k_1 - \sigma_d) \rightarrow \text{para } \sigma_d > k_1$$
(2.9)

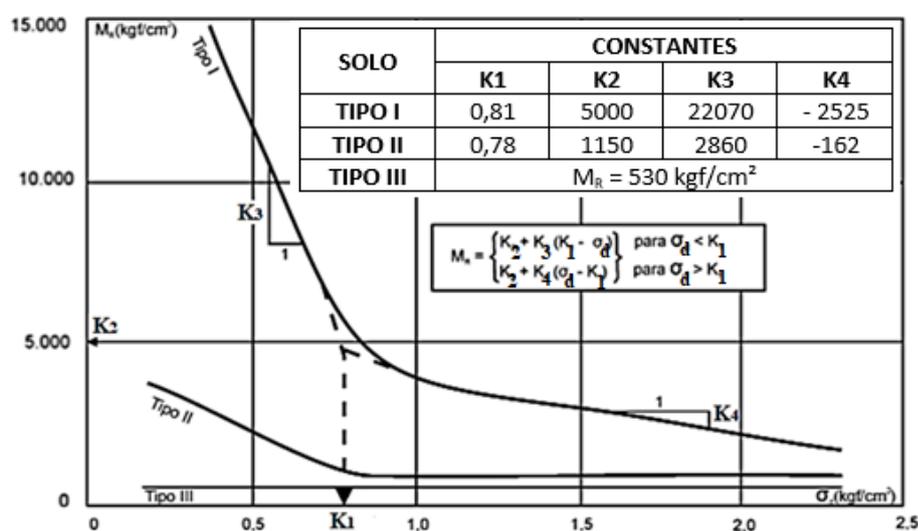


Figura 2.13 – Classificação resiliente de solos finos (DNIT, 2006).

Solos do Tipo I constituem bom material para subleito, reforço e, eventualmente, para sub-base. Os do Tipo II constituem solos regulares para aplicação em subleito e reforço. Solos do Tipo III apresentam comportamento geotécnico ruim e devem ser evitados, inclusive no subleito.

2.3 - METODOLOGIAS DE AVALIAÇÃO DA RESISTÊNCIA MECÂNICA

Essa seção tratará dos principais procedimentos de laboratório para avaliação da resistência mecânica de solos e agregados em pavimentação. O conteúdo aqui apresentado complementa os tópicos do item anterior (Sistemas de classificação rodoviária de solos) uma vez que essas metodologias constituem ferramentas para predição do comportamento mecânico dos materiais. Serão abordados os seguintes tópicos: (i) metodologia CBR (*California Bearing Ratio*); (ii) ensaio Mini-CBR, conforme proposto pelos autores da metodologia MCT; (iii) procedimento de determinação do módulo de resiliência (MR) por meio do ensaio triaxial de cargas repetidas.

2.3.1 - Ensaio CBR (*California Bearing Ratio*)

O ensaio CBR foi desenvolvido em 1929 pelo engenheiro americano O. J. Porter, na Califórnia, Estados Unidos e constitui uma metodologia de avaliação mecânica de solos para fins de aplicação em pavimentação amplamente divulgada mundialmente (Carvalho, 2005). Conhecido no Brasil como Índice de Suporte Califórnia (ISC), esse parâmetro quantifica a capacidade de suporte de solos e agregados por meio de ensaio de penetração de um pistão em condições padronizadas. Segundo Carvalho (2005), devido à praticidade na execução do ensaio para obtenção deste índice, a metodologia foi adaptada e sistematicamente utilizada pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano (USACE) durante a Segunda Guerra Mundial. Os resultados dos ensaios foram utilizados como parâmetros de projeto para dimensionamento de pistas de pouso durante aquele período.

No contexto nacional, apesar do recente desenvolvimento de métodos mecanístico-empíricos para dimensionamento de pavimentos, o CBR ainda é amplamente utilizado para fins de caracterização mecânica de materiais. O método empírico do Departamento Nacional de Estradas e Rodagem (DNER), sistematizado no Manual de Pavimentação do DNIT de 2006, utiliza os dados do estudo de tráfego e o índice CBR dos materiais que constituirão o pavimento para definição das espessuras das camadas (DNIT, 2006). O primeiro material normativo que regulamentou a metodologia de ensaio CBR no Brasil

foi a norma ABNT NBR 9895/87 – Solo – Índice de Suporte Califórnia. Alguns anos depois, o então DNER desenvolveu a norma DNER – ME 049/94 - Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas. A última versão foi atualizada pelo DNIT, em 2016, e constitui a norma DNIT 172/2016.

- **Deficiências da metodologia CBR**

O ensaio CBR apresenta dificuldades importantes que comprometem sua utilização como parâmetro em projetos. Os resultados são dependentes de fatores relacionados a subjetividades e individualidades do operador, sobretudo se a etapa de compactação for realizada manualmente. Além disso, o tempo requerido de quatro dias para realização das leituras de expansão e finalização do ciclo de saturação das amostras, compromete a produtividade do ensaio e cria dificuldades relacionadas ao cumprimento de cronogramas.

A grande dispersão dos resultados obtidos pela metodologia CBR é mencionada em diversas pesquisas importantes (Peltier, 1953; Souza Pinto *et al.*, 1964; Nogami, 1972 *apud* Nogami e Villibor, 2009). Os resultados encontrados nessas pesquisas estão resumidos na Tabela 2.6 e atestam a grande variabilidade dos valores para uma mesma amostra. Os valores máximos obtidos para o mesmo material chegam a ser até três vezes maiores que os mínimos.

Tabela 2.6 – Dispersão dos valores de CBR (adaptado de Nogami e Villibor, 2009).

Trabalho	Amostra	Nº de Ensaio	Valor CBR (%)			Desvio Padrão (%)
			Mínimo	Máximo	Média	
Peltier (1953)	Areia argilosa	21	10,5	33	17,8	6,20
Souza Pinto ABPv (1964)	Solo D	12	26,4	38,6	29,5	6,55
	Solo E	12	17,3	45,8	34,6	9,40
Nogami (1972)	SP310/km 254	8	11	28	17,3	6,28

A necessidade de um grande volume de material para realização do ensaio CBR constitui outra dificuldade relevante inerente à metodologia. Como é necessária a moldagem de

cinco corpos de prova para boa definição da curva de compactação, para cada ensaio realizado é prudente que se colete cerca de 50 kg de solo, considerando a eventual necessidade de moldagem de pontos adicionais. Considerando que em obras de estradas o número de amostras a serem ensaiadas é consideravelmente grande, o volume de material requerido para os ensaios dificulta e aumenta os custos de amostragem e transporte.

Outro inconveniente relacionado ao período de embebição dos corpos de prova refere-se a uma inconsistência conceitual importante. A finalidade da embebição preconizada pela metodologia americana é simular a saturação das camadas no período de degelo das primaveras de países de clima frio e temperado. Tal condição não retrata a realidade de países de clima tropical, cujos valores de equilíbrio da umidade das camadas inferiores do pavimento ficam próximas aos valores ótimos (Medina e Motta, 2015). Por esses motivos, adotar os valores de suporte através da metodologia tal qual concebida e proposta originalmente, levaria a condições de superdimensionamento dos pavimentos construídos no Brasil (Vertamatti, 1988; Nogami e Villibor, 1995).

2.3.2 - Ensaio Mini-CBR

O ensaio Mini-CBR foi proposto por Nogami, em 1972, fruto de adaptações do procedimento americano denominado *Iowa Bearing Value* desenvolvido por Lafleur e outros pesquisadores da *Iowa State University*, em 1956. Corresponde a uma miniaturização do procedimento original de determinação da capacidade de suporte baseado na metodologia CBR (Nogami e Villibor, 2009).

O ensaio é utilizado para determinação do suporte no contexto da metodologia MCT e, portanto, trabalha-se com materiais que passam na peneira com abertura de 2,0 mm. Os corpos de prova miniatura são moldados em moldes cilíndricos de 50,0 mm de diâmetro, por soquete de compactação de seção plena e pistão de 16 mm de diâmetro para ensaio de penetração. Tais características proporcionam vantagens quando comparado ao procedimento tradicional: menor quantidade requerida de amostra para realização dos ensaios, menor custo para confecção e aquisição dos equipamentos, maior agilidade para obtenção dos resultados, menor demanda de mão-de-obra e, principalmente, menor

influência do operador nos resultados (Nogami, 1972 *apud* Marson, 2004).

As normas brasileiras que orientam a execução dos ensaios de compactação e penetração miniatura são, respectivamente, as seguintes: ME 228 – Solos – compactação em equipamento miniatura (DNER, 1994a) e ME 254 – Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão (DNER, 1997).

O procedimento de compactação dos corpos de prova é denominado Mini-Proctor e segue os fundamentos básicos da compactação Proctor tradicional. Utilizam-se porções de amostras com teores de umidades diferentes que são compactadas por um dado número fixo de golpes, conforme a energia definida. No entanto, a compactação no procedimento miniaturizado é feita em apenas uma camada e com soquete a seção plena. Essas duas particularidades possibilitam maior homogeneidade no processo de compactação e diminuem significativamente a influência do operador.

A compactação convencional, feita em cilindro grande, apresenta o inconveniente relacionado ao diâmetro do soquete ser muito menor que o diâmetro da seção do corpo de prova. Dessa forma, dificulta-se a distribuição uniforme da energia de compactação ao longo das camadas. Soma-se à essa dificuldade, a impossibilidade de garantir que as sucessivas camadas compactadas tenham a mesma espessura. Portanto, conclui-se que os resultados obtidos pelo procedimento convencional são muito susceptíveis à influência do operador (Lima, 2000; Marson, 2004).

- **Equipamentos e acessórios**

Para a compactação Mini-Proctor utiliza-se basicamente o compactador miniatura e acessórios, moldes cilíndricos de 50 mm de diâmetro e soquetes de 2270 g (para energia normal) ou 4540 g (para energia intermediária), além de dispositivos de medidas, como balança e extensômetros.

Para a etapa de embebição, utiliza-se tanque de imersão com dimensões compatíveis aos moldes cilíndricos, sobrecargas anelar com massa de 500 g e furo central de 18 mm e dispositivos para fixação de extensômetros para leituras de expansão durante o período

de imersão.

Na etapa de penetração, utiliza-se prensa idêntica à descrita no item 2.3.1 com conjunto dinamométrico apropriado, composto de: pistão de penetração de 16 mm de diâmetro e comprimento mínimo de 15 cm acoplado a um anel de carga com capacidade para 4905 N e sensibilidade de 4,9 N. A Figura 2.14 mostra o conjunto dinamométrico usado no ensaio de penetração Mini-CBR.



Figura 2.14 – Conjunto dinamométrico utilizado no ensaio Mini-CBR.

- **Procedimento de execução do ensaio**

O método de preparação das amostras é similar ao descrito para a compactação Mini-MCV. A etapa de compactação no Mini-Proctor se difere daquele método pelo fato da energia ser previamente definida – normal ou intermediária. Para energia normal, devem ser aplicados 5 golpes do soquete leve em cada face do corpo de prova. Já para a energia intermediária, aplicam-se 6 golpes do soquete pesado em cada face.

Além disso, a quantidade de amostra a ser compactada, ao contrário do ensaio Mini-MCV, não é fixada em 200 g. A massa a ser adicionada no molde cilíndrico deve ser tal que a altura final do corpo de prova compactado esteja entre 49 e 51 mm. Tal condição é obtida por tentativas conforme orientação que constam na norma ME 228 (DNER,1994a). A massa de solo da primeira tentativa é estimada com base no tipo de solo ensaiado e,

caso a condição alvo não seja satisfeita, recalcula-se a quantidade através de uma regra de três simples.

Após a moldagem de cinco corpos de prova com teores de umidades crescentes, define-se a curva de compactação e obtém-se os corpos de prova para o ensaio de penetração Mini-CBR. Segundo a metodologia proposta, o ensaio de penetração pode ser realizado em três condições diferentes: (i) sem imersão com uso de sobrecarga padrão, (ii) com imersão por 24 horas e uso de sobrecarga padrão e (iii) com imersão de 24 horas, sem sobrecarga. Nas modalidades em que se realiza a etapa de imersão, a expansão pode ser medida através de leituras realizadas após 1, 4, 6 e 24 horas (Nogami e Villibor, 2009).

A primeira e terceira condições de ensaio são particularmente importantes para definição da Relação RIS, definida pela Equação 2.10. Esse índice constitui importante parâmetro de diferenciação entre solos de comportamento laterítico e não laterítico. Valores altos de RIS (%) atestam pouca variação da capacidade de suporte pós-imersão, condição típica de solos do primeiro tipo de comportamento.

$$RIS (\%) = \frac{Mini - CBR_{is}}{Mini - CBR_{Ho}} \times 100 \quad (2.10)$$

Em que: $Mini - CBR_{is}$ corresponde ao valor de suporte definido na condição imersa e com sobrecarga e $Mini - CBR_{Ho}$ ao valor de suporte definido na condição sem imersão e sobrecarga.

De forma similar ao que é feito no ensaio CBR tradicional, ao longo da etapa de penetração registram-se os valores das cargas referentes a valores de penetração. Para o ensaio Mini-CBR, esses valores são de 0,25 mm, 0,50 mm, 0,75 mm, 1,00 mm, 1,25 mm, 1,50 mm, 2,00 mm, 2,50 mm, 3,00mm, 3,5 mm, 4,00 mm, 4,50 mm e 5,00 mm. O Mini-CBR de cada corpo de prova corresponde ao maior valor dentre os obtidos para as penetrações de 2,00 mm e 2,50 mm.

A Equação 2.11 é utilizada para o cálculo do Mini-CBR referente a 2,00 mm e a Equação 2.12 para 2,50 mm. Tais formulações foram originalmente propostas por Nogami para

correlação com os valores de CBR nas condições de moldagem na umidade ótima da energia normal, com aplicação de período de imersão e utilização de sobrecarga padrão. No entanto, verificou-se posteriormente que essas relações podem ser utilizadas satisfatoriamente para as outras condições possíveis de realização dos ensaios.

$$\log(\text{Mini} - \text{CBR}) = 0,896 \times \log C_1 - 0,254 \quad (2.11)$$

$$\log(\text{Mini} - \text{CBR}) = 0,937 \times \log C_2 - 0,356 \quad (2.12)$$

Em que: C_1 e C_2 são as cargas (em kgf) que correspondem às penetrações de 2,00 e 2,50 mm, respectivamente.

O Mini-CBR representativo da amostra é obtido de forma idêntica ao método tradicional: após a definição da umidade ótima através da curva de compactação Mini-Proctor, associa-se, na curva Mini-CBR (%) x Umidade (%), o valor de suporte correspondente à condição ótima.

- **Deficiências da metodologia Mini-CBR**

A principal deficiência da metodologia Mini-CBR se refere à impossibilidade de realização do ensaio em solos que apresentam partículas retidas na peneira de abertura 2,00 mm. Ainda não existem alternativas para superação dessa deficiência, como a encontrada nos procedimentos classificatórios. Dessa forma, a análise de solos pedregulhosos torna-se impossível segundo essa metodologia.

Outra crítica importante está relacionada ao caráter de empirismo atrelado à metodologia. As relações utilizadas para obtenção dos resultados de Mini-CBR são fruto de empirismo e têm o objetivo de possibilitar o controle tecnológico dos materiais. Portanto, não são adequadas em uma análise a nível de projeto, principalmente dentro do viés do dimensionamento mecânico de pavimentos como um sistema multicamadas (Marangon, 2004).

2.3.3 - Módulo de Resiliência e o Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas

A forma de aplicação do carregamento nos ensaios CBR e Mini-CBR pouco se assemelha ao que ocorre na estrutura de pavimentos. Nesses ensaios, a aplicação do carregamento é feita de forma lenta e crescente, provocando um estado de ruptura plástica caracterizada por grandes deslocamentos. No entanto, essas estruturas são submetidas a um regime de cargas repetidas, transientes, com diferentes intensidades e frequências e que, na maioria das vezes, provocam pequenos deslocamentos (Bernucci *et al.*, 2008).

Considerando esse contexto, trabalhar com propriedades mecânicas que retratem tal condição de carregamento e regime de deformações, constitui forma de análise mais racional. O entendimento da estrutura do pavimento como um sistema multicamadas, cada qual com suas propriedades elásticas, reagindo à aplicação de cargas repetidas e dinâmicas, ratifica a necessidade de utilização de metodologias de análise que considerem tais propriedades (Marangon, 2004). Nesse sentido, o parâmetro mecânico mais importante é o Módulo de Resiliência (MR), que pode ser obtido por meio de ensaios laboratoriais e procedimentos de campo. A Equação 2.13 define o Módulo de Resiliência:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad (2.13)$$

Em que: σ_d é a tensão desviadora, ou seja, a diferença entre as tensões principais maior e menor ($\sigma_1 - \sigma_3$), e ε_r corresponde à deformação específica resiliente, definida pela razão entre o deslocamento vertical recuperável (Δh) e a altura inicial de referência do corpo de prova (h_0), conforme Equação 2.14:

$$\varepsilon_r = \frac{\Delta h}{h_0} \quad (2.14)$$

Em palavras, o módulo de resiliência pode ser descrito como uma grandeza que retrata a intensidade das deformações recuperáveis de um material, face a intensidade do carregamento aplicado. Valores elevados de módulo de resiliência, denotam pouca deformabilidade do material sob determinado estado de tensão induzido pelo carregamento, ou seja, retratam maior rigidez. Valores baixos indicam material com

muita deformabilidade, característica indesejável à pavimentação.

Nesse cenário, foram desenvolvidas novas formas de avaliação das propriedades mecânicas dos materiais que compõe as estruturas dos pavimentos, em campo e laboratório. O equipamento conhecido como Viga Benkelman, desenvolvido em 1953, permite a medição em campo dos deslocamentos verticais resilientes provocados pela ação de um carregamento padronizado. Atualmente, o equipamento *Falling Weight Deflectometer* (FWD) constitui opção moderna para medição precisa desses deslocamentos, com possibilidade de simulação de diferentes configurações de carregamentos. A avaliação das deflexões em diferentes pontos, possibilita a construção das bacias deflectométricas e, por retroanálise, a obtenção do módulo de resiliência representativo das condições *in situ*. Ambos equipamentos usados para realização de medidas de deflexão são mostrados na Figura 2.15 a seguir.



Figura 2.15 – Equipamentos Viga Benkelman (esquerda) e FWD (direita).
(Fonte:<http://techne17.pini.com.br/engenharia-civil/126/artigo287473-3.aspx>)

Em laboratório, simular a complexidade do carregamento dinâmico, contemplando sua variabilidade ao longo do tempo e diversidade de intensidades e frequências, constitui difícil tarefa. Somam-se a isso as particularidades relacionadas ao meio físico, impossíveis de serem completamente consideradas em laboratório. Os ensaios de carga repetida, cuja intensidade do carregamento varia ao longo do tempo e sua aplicação ocorre em regime cíclico, constituem a melhor configuração para reprodução parcial da complexidade de condições que existem em campo (Medina e Motta, 2015).

No Brasil, ainda que sua prática não esteja amplamente difundida no meio técnico, o

ensaio triaxial de cargas cíclicas e o ensaio de compressão diametral de cargas repetidas são as metodologias mais utilizadas para obtenção do Módulo de Resiliência de solos/agregados e misturas asfálticas, respectivamente. Nesse trabalho, em função do programa experimental proposto, serão abordados as particularidades e detalhes do procedimento de ensaio da metodologia de determinação do módulo de resiliência apenas de solos e agregados, ou seja, do ensaio triaxial de cargas repetidas.

- **Equipamentos e acessórios**

A norma nacional que define o procedimento para realização do ensaio triaxial de cargas repetidas é a DNIT – ME 134/2018 – Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência. Para moldagem do corpo de prova utiliza-se soquetes de compactação tipo Proctor (leve ou pesado) e molde metálico tripartido, cujas especificações detalhadas encontram-se na referida norma. É desejável que o sistema de compactação seja mecanizado, para diminuição da influência do operador na moldagem. A Figura 2.16 mostra um exemplo de molde construído de acordo com a normativa do DNIT. A divisão do cilindro em três partes é essencial na etapa de desmoldagem dos corpos de prova, sobretudo para solos argilosos, devido à possibilidade de ocorrência de intensa adesão entre o material compactado e as paredes do cilindro metálico.



Figura 2.16 – Molde cilíndrico tripartido.

O equipamento utilizado para realização do ensaio triaxial é composto por: prensa com

cilindro de pressão para aplicação do carregamento axial pelo pistão de carga, câmara triaxial construída em policarbonato transparente com sistema de vedação metálica no topo e base, que deve ser dotada de furo centrado de 3 mm de diâmetro para drenagem do excesso de pressão gerada nos ciclos de carregamento, sistema pneumático de carregamento, com válvulas específicas para controle das tensões desviadoras e confinantes, válvula de três vias com temporizador associado para controle da frequência do carregamento, transdutor de carga axial para registro e controle desse carregamento, sistema de medição das deformações verticais, do tipo *Linear Variable Differential Transformer* (LVDT) e computador para controle das condições do ensaio e aquisição dos dados. Outros acessórios de menor importância são utilizados ao longo da preparação e instrumentação dos corpos de prova e estão listados na norma citada. A Figura 2.17 apresenta, em forma de esquema, as partes que compõem o equipamento utilizado no ensaio.

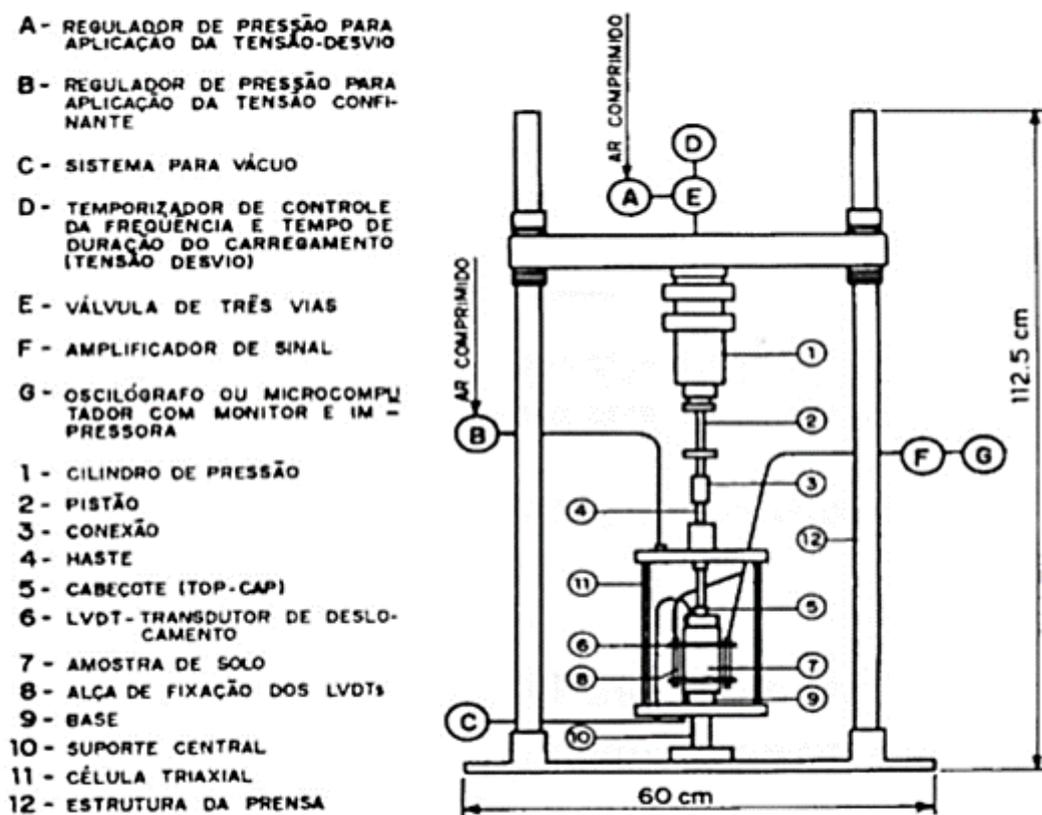


Figura 2.17 – Esquema simplificado do equipamento para realização do ensaio triaxial de carga repetida (Medina e Motta, 2015).

- **Procedimento de execução do ensaio**

O procedimento para execução do ensaio pode ser dividido nas etapas apresentadas a seguir:

- Compactação do corpo de prova em molde tripartido. Através da definição da energia de compactação a ser utilizada, programam-se os parâmetros de compactação (número de golpes, altura de queda e peso do soquete);
- Posicionamento do corpo de prova sobre a pedra porosa, desmoldagem das três partes do cilindro metálico e posicionamento do cabeçote sobre o mesmo;
- Com um encamisador, envolve-se o corpo de prova com a membrana de látex e, em seguida, colocam-se os elásticos de fixação da membrana em sua base e topo;
- Posiciona-se o corpo de prova sobre a base da célula triaxial e ajustam-se os elásticos de fixação na base da prensa e no cabeçote;
- Instalam-se os LVDT's (dispositivos utilizados para medição das deformações verticais do corpo de prova ao longo do ensaio);
- Colocam-se a câmara e a tampa da célula triaxial, prendendo-as às hastes de fixação e, em seguida, conectam-se os mangotes de ar comprimido para aplicação das tensões desviadoras e confinantes;
- Após ligar o sistema de controle e aquisição dos dados e liberar o ar comprimido para a célula, faz-se o ajuste fino dos LVDT's de modo a garantir seu contato inicial sem, no entanto, deixá-los excessivamente comprimidos;
- Concluídas essas etapas, aplica-se uma sequência padronizada de carregamento denominada de etapa de condicionamento, cujo objetivo é o de minimizar os efeitos das deformações permanentes iniciais e da história de tensões. Nessa etapa, são aplicadas 500 repetições para cada par de tensão apresentado na Tabela 2.7 a seguir.

Tabela 2.7 – Pares de tensão aplicados na etapa de condicionamento (DNIT, 2018).

Tensão Confinante σ_3 (MPa)	Tensão Desvio σ_d (MPa)	Razão de Tensões σ_1 / σ_3
0,070	0,070	2
0,070	0,210	4
0,105	0,315	4

- Finalizado a etapa de condicionamento, realiza-se o ensaio propriamente dito, e determinam-se os módulos de resiliência para os diferentes estados de tensão normatizados. A Tabela 2.8 apresenta os 18 pares de tensões aplicados nessa etapa. Para cada par de tensão definido, aplicam-se 10 repetições e registram-se como resultado do módulo de resiliência a média de pelo menos 5 determinações que não diferem de mais de 5% entre si. A versão de 2018 da norma DNIT-ME 134 traz uma novidade em relação aos pares de tensão aplicados a solos que serão utilizados como subleito.

Tabela 2.8 – Pares de tensão aplicados na etapa de determinação do módulo de resiliência (adaptado de DNIT, 2018).

σ_3 (MPa)	σ_d (MPa)	σ_1 / σ_3
0,020	0,020	2
	0,040	3
	0,060	4
0,035	0,035	2
	0,070	3
	0,105	4
0,050	0,050	2
	0,100	3
	0,150	4
0,070	0,070	2
	0,140	3
	0,210	4
0,105	0,105	2
	0,210	3
	0,315	4
0,140	0,140	2
	0,280	3
	0,420	4

- Após a aplicação do último ciclo de carga, retira-se o corpo de prova da câmara e através de sua pesagem antes e após período em estufa, determina-se a umidade do mesmo.
- **Modelos de comportamento tensão-deformação**

Segundo Medina e Motta (2015), a resiliência dos solos é função de três fatores principais, que são a sua constituição e natureza, as condições de compactação e o estado de tensões aplicado. O primeiro fator está relacionado à mineralogia dos solos, aspectos ligados a granulometria e arranjo estrutural dos grãos, plasticidade da fração fina e grau de cimentação natural. O segundo fator é função da massa específica aparente seca e da umidade de compactação dos corpos de prova. O terceiro relaciona-se aos carregamentos impostos aos corpos de prova, cuja configuração objetiva simular a ação do tráfego sobre a estrutura do pavimento.

O módulo de resiliência é usualmente expresso como uma função do estado de tensão imposto ao longo do ensaio. Medidas as deformações resilientes do corpo de prova ao longo do ensaio e conhecidos os pares de tensão aplicados, pode-se calcular os módulos de resiliência para cada par $(\sigma_3 \times \sigma_d)$. Plotando os valores de MR em função de um parâmetro que retrate o estado de tensão adotado, obtém-se, por ajuste matemático-estatístico, relações definidas por constantes experimentais. Os primeiros modelos que retratam a relação de dependência entre o módulo de resiliência e parâmetros do estado de tensão, observados na COPPE/UFRJ, são mostrados na Figura 2.18.

Além dos ajustes inicialmente propostos, um modelo proposto por Macêdo (1996) apresentou excelentes coeficientes de determinação para solos de granulometria muito diversa. Denominado modelo composto, essa proposição considera a influência conjunta das tensões desvio (σ_d) e confinante (σ_3) e possibilita, portanto, sua utilização para solos com qualquer granulometria. O modelo composto é definido pela relação matemática apresentada na Equação 2.15.

$$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3} \quad (2.15)$$

Em que: σ_3 é a tensão confinante, σ_d a tensão desvio e k_1, k_2 e k_3 são as constantes experimentais obtidas do ajuste matemático.

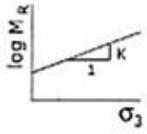
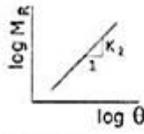
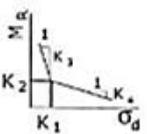
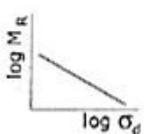
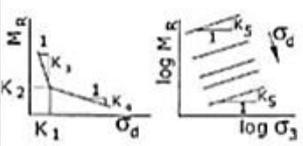
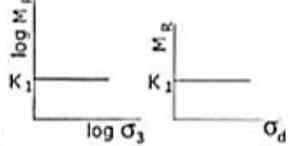
MODELO	EQUAÇÃO	MODELO	EQUAÇÃO
arenoso 	$M_R = K_1 \sigma_3^{K_2}$	areno-argiloso 	$M_R = K_1 \theta^{K_2}$ $K_2 > 0$
argiloso 	$M_R = K_2 + K_3 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d < K_1$ $M_R = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$	areno-argiloso 	$M_R = K_1 \sigma_d^{K_2}$ $K_2 < 0$
combinado 	$M_1 = K_2 + K_3 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d < K_1$ $M_1 = K_2 + K_4 (\sigma_d - K_1)$ $\sigma_d > K_1$ $M_R = M_1 \sigma_3^{K_5}$	constante 	$M_R = K_1 = \text{constante}$

Figura 2.18 – Modelos resilientes para solos brasileiros (Medina e Motta, 2015).

CAPÍTULO 3 - MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - CONSIDERAÇÕES PRELIMINARES

O presente capítulo apresenta a sequência de etapas realizadas para o desenvolvimento da pesquisa: desde o trabalho de escritório, que envolveu a pesquisa de mapas da área de estudo e utilização de *softwares* de georreferenciamento, até a realização dos ensaios em laboratório. Com o objetivo de analisar comparativamente os diferentes sistemas de classificação de solos abordados, propôs-se a seguinte estruturação metodológica:

- **Pesquisa de mapas pedológicos da Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH):** essa etapa foi essencial na identificação das principais ocorrências pedológicas da área de estudo, etapa especialmente útil para a definição geográfica preliminar dos possíveis pontos de amostragem. A premissa básica adotada para a escolha dos locais de amostragem foi a de garantir que os principais grupos pedológicos fossem contemplados e que os pontos de coleta não fossem concentrados em poucas regiões.
- **Pesquisa de mapas rodoviários da Região Metropolitana de Belo Horizonte:** os mapas que retratam a malha rodoviária da RMBH foram úteis para definição de locais de amostragem em regiões facilmente acessíveis. De forma secundária, ao coletar as amostras em pontos próximos à malha viária, caracterizaram-se solos de regiões interceptadas por importantes vias de acesso da área de estudo.
- **Definição dos pontos de amostragem:** para a locação definitiva dos pontos de amostragem, utilizou-se programa de geoprocessamento para sobrepor as informações da malha viária às informações do mapa pedológico. Foram definidos 11 pontos de amostragem, conforme apresentado posteriormente.
- **Amostragem:** após as etapas de pesquisa de mapas e de posse das coordenadas geográficas obtidas do *software* de geoprocessamento, realizou-se a coleta das amostras. Para cada um dos pontos de amostragem, coletou-se cerca de 250 kg de material.

- **Ensaios de caracterização TRB e MCT:** após preparação das amostras conforme procedimento normativo, procederam-se os ensaios de caracterização das metodologias TRB e MCT.
- **Ensaios de caracterização mecânica:** realizaram-se os ensaios CBR, Mini-CBR e triaxial de cargas repetidas com a energia de compactação intermediária. Os ensaios Mini-CBR, foram realizados nas seguintes configurações: sem imersão/com sobrecarga e com imersão/sem sobrecarga, visando o cálculo do índice RIS. Esses resultados serviram para avaliar se há correspondência mecânico-geotécnica entre o comportamento previsto pelas metodologias de classificação e o observado.
- **Misturas entre solos de comportamento laterítico e não laterítico:** com o objetivo de avaliar o efeito da adição de variedade não laterítica em um solo francamente laterítico, propôs-se a montagem de misturas de dois solos, cujas granulometria e plasticidade fossem semelhantes. As misturas foram submetidas aos mesmos ensaios de caracterização física e mecânica.

A Figura 3.1 ilustra a metodologia proposta em forma de fluxograma ilustrativo.

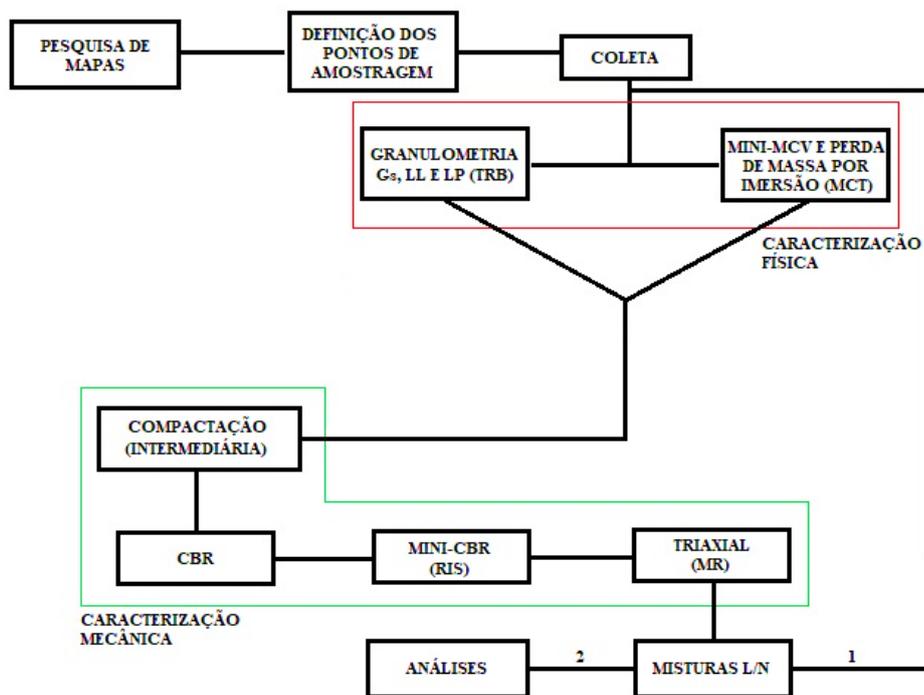


Figura 3.1 – Fluxograma ilustrativo da metodologia da pesquisa.

3.2 - RESUMO PEDOLÓGICO DA RMBH

A Região Metropolitana de Belo Horizonte situa-se na porção centro-oeste de Minas Gerais e ocupa uma área de 9461 km² (Minas Gerais, 2009). A Figura 3.2 mostra o posicionamento geográfico da área de estudo em relação ao estado mineiro.

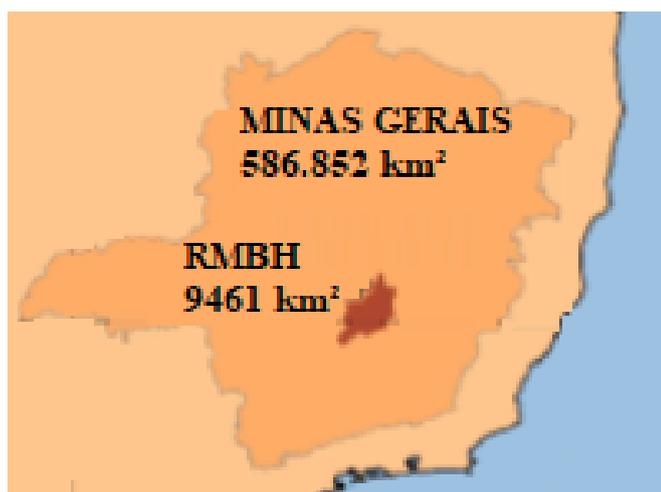


Figura 3.2 – A Região Metropolitana de Belo Horizonte (RMBH) no estado de Minas Gerais (Minas Gerais, 2009).

Para o estudo das principais ocorrências pedológicas na região de estudo, consultou-se o mapa desenvolvido pela Universidade Federal de Minas Gerais (UFMG) e disponibilizado na plataforma digital do Plano Metropolitano da RMBH. Esse material foi útil para o conhecimento da distribuição espacial das unidades pedológicas na região de estudo e para definição preliminar do número de amostras e das possíveis áreas de coletas.

A Figura 3.3 mostra o mapa pedológico estudado. Constatou-se que os latossolos, solos podzólicos e cambissolos constituem a quase totalidade da área de estudo. As maiores áreas são ocupadas pelos solos podzólicos vermelho escuros e podzólicos vermelho amarelos, variedades de argissolo. Observa-se também que, com exceção da ocorrência na região norte da RMBH, os litossolos estão dispostos de forma a acompanhar os perímetros das ocorrências do grupo latossolo ferrífero. Os pontos de amostragem foram pensados de forma a contemplar os grupos com ocorrência significativa.

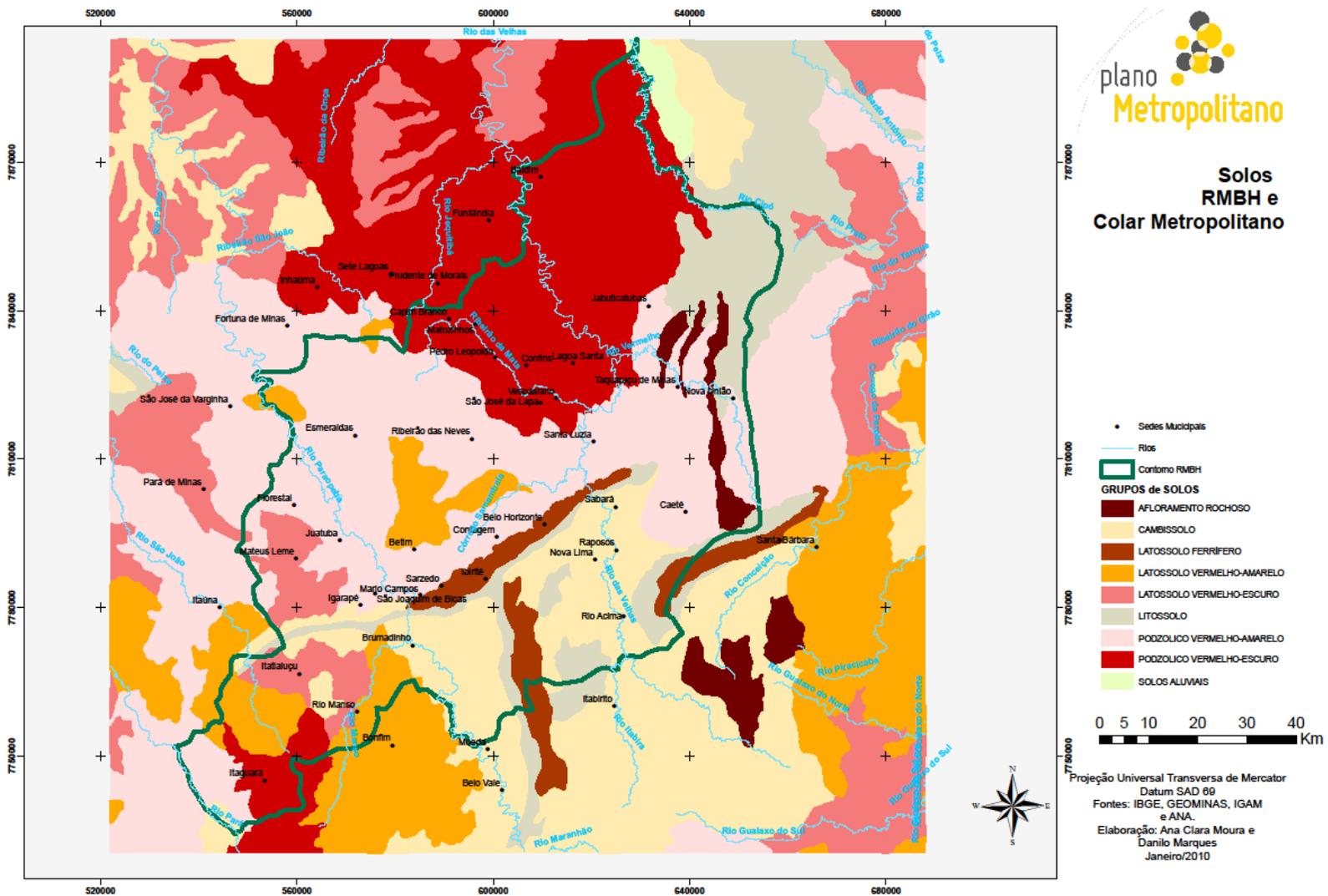


Figura 3.3 – Mapa pedológico da Região Metropolitana de Belo Horizonte (UFMG, 2015)

3.3 - COLETA DE AMOSTRAS

Pelas informações coletadas do mapa de solos da região de estudo, definiu-se o quantitativo dos pontos de coleta de modo a contemplar os principais grupos pedológicos. Ao todo, foram definidos 11 pontos de amostragem, distribuídos da seguinte forma:

- 2 pontos de amostragem em regiões definidas como cambissolo;
- 2 pontos de amostragem em regiões definidas como latossolo vermelho-amarelo;
- 2 pontos de amostragem em regiões definidas como latossolo vermelho-escuro;
- 2 pontos de amostragem em regiões definidas como podzólico vermelho-amarelo;
- 2 pontos de amostragem em regiões definidas como podzólico vermelho-escuro;
- 1 ponto de amostragem em região definida como litossolo, próxima a zona de latossolo ferrífero.

Todas as amostras foram coletadas em seções de corte à margem de importantes rodovias e vias vicinais da RMBH. Salienta-se que não foi realizada a descrição geológica e pedológica dos perfis de onde extraíram-se as amostras.

Dessa forma, os solos coletados não necessariamente correspondem à sua classe pedológica definida no mapa consultado. Esse material foi utilizado apenas como ferramenta orientativa básica para definição preliminar dos pontos de coleta. As coordenadas geográficas exatas dos pontos de coleta foram previamente definidas através de análise e manipulação dos mapas de pedologia e das principais vias da RMBH, ambos em formato *Shape File* (extensão .shp). Em função da necessidade de definição de pontos de fácil acesso, fez-se a sobreposição das informações referentes à malha rodoviária ao mapa pedológico, através do *software* ArcGIS. A Figura 3.5 apresenta o mapa construído através do procedimento descrito.

As coordenadas geográficas definidas no *software* foram eventualmente deslocadas, em função das condições encontradas em campo. Esses pequenos deslocamentos, na maioria das vezes da ordem de algumas dezenas de metros, eram necessários para o encontro com seções de corte ou em função da necessidade de escolha de taludes que oferecessem

maiores facilidades para o procedimento de coleta. Independentemente da necessidade de relocação, os pontos de coleta foram georreferenciados de acordo com a localização de campo, por meio de um aparelho GPS. A Tabela 3.1 apresenta as principais informações sobre os pontos de amostragem. A identificação das amostras foi feita com notação referenciada ao município de onde foi coletada, por exemplo: a amostra coletada em Vespasiano recebeu a identificação #VES.

Tabela 3.1 – Principais informações sobre os pontos de coleta.

ID	GRUPO PEDOLÓGICO PRESUMIDO	RODOVIA	MUNICÍPIO	COORDENADAS		COTA
				LATITUDE	LONGITUDE	
#VES	Podzólico Vermelho Escuro	MG-010	Vespasiano	19°43'13.50"S	43°55'51.95"O	712 m
#RAP	Cambissolo	AMG-150	Raposos	19°59'16.62"S	43°49'47.52"O	763 m
#ITA	Latossolo Vermelho Escuro	MG-431	Itatiaçu	20°11'42.66"S	44°23'7.44"O	862 m
#ITG	Podzólico Vermelho Escuro	BR-381	Itaguara	20°22'29.71"S	44°28'22.34"O	868 m
#MAT	Latossolo Vermelho Escuro	MG-050	Mateus Leme	20° 0'49.63"S	44°28'58.29"O	819 m
#JUA	Podzólico Vermelho Amarelo	BR 262	Juatuba	19°58'30.34"S	44°19'40.85"O	781 m
#ESM	Latossolo Vermelho Amarelo	MG-060	Esmeraldas	19°41'23.70"S	44°28'04.22"O	711 m
#BRU	Cambissolo	Estrada Vicinal	Brumadinho	20° 8'36.90"S	44°10'58.53"O	737 m
#RIB	Podzólico Vermelho Amarelo	BR-040	Rib.das Neves	19°48'27.24"S	44°05'45.34"O	888 m
#NOV	Litossolo	BR - 356	Nova Lima	20°11'39.41"S	43°52'03.34"O	1256 m
#BET	Latossolo Vermelho Amarelo	Contorno/BR-381	Betim	19°57'58.28"S	44°09'34.55"O	812 m

A Figura 3.4 exemplifica a forma como foi realizada o procedimento de coleta, em taludes de corte expostos, às margens de rodovias e de fácil acesso.



Figura 3.4 – Coleta das amostras #NOV (à esquerda) e #RIB (à direita).

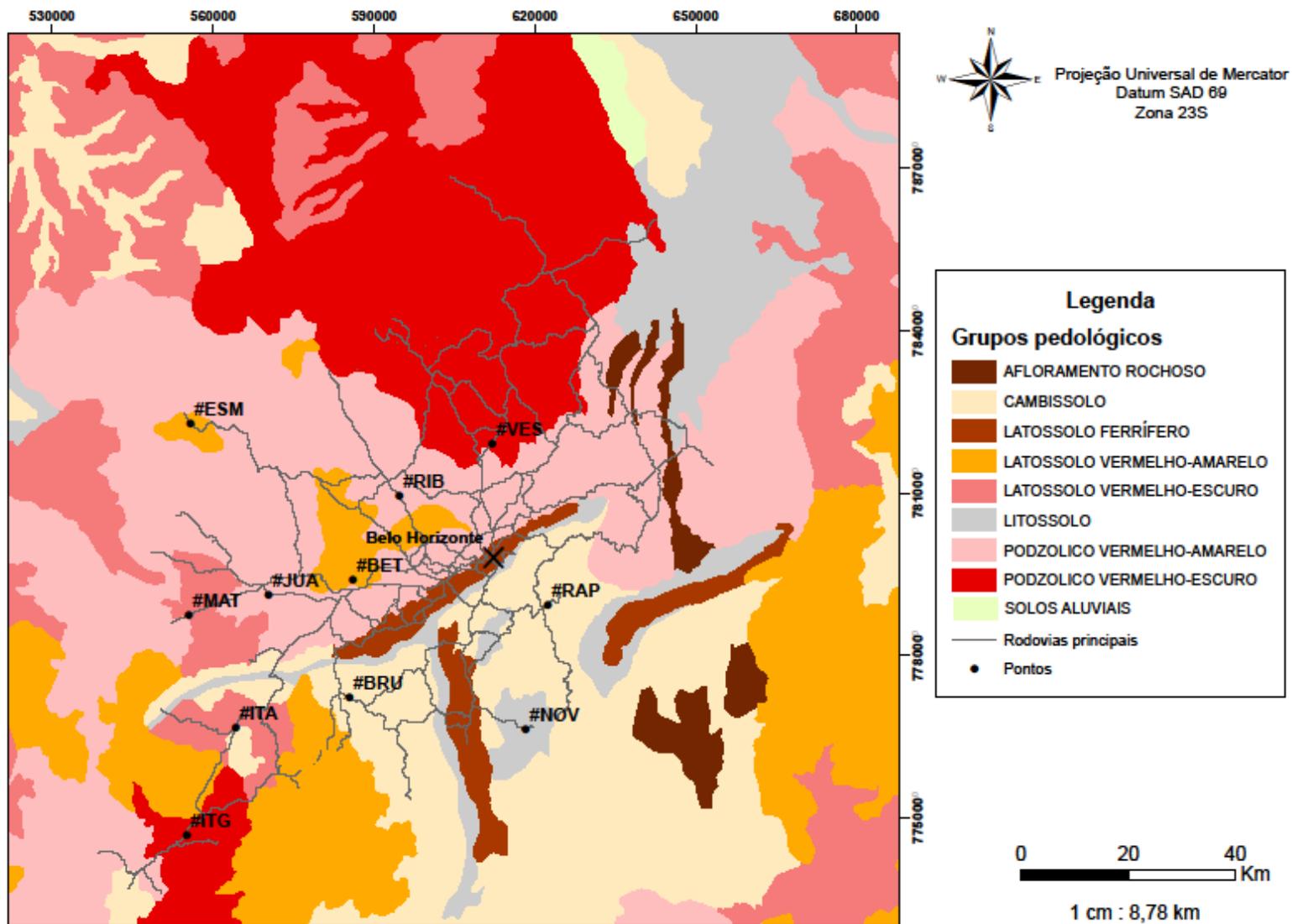


Figura 3.5 – Localização dos pontos de coleta

3.4 - ENSAIOS CLASSIFICATÓRIOS

As amostras coletadas foram identificadas com etiquetas plastificadas e acondicionadas na sala de recepção de amostras do Centro Tecnológico de Geotecnia Aplicada do Núcleo de Geotecnia (CTGA – NUGEO) da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP). Devido ao fato de terem sido coletadas em cerca de cinco a seis sacos plásticos, todo o conteúdo utilizado para realização dos ensaios foi devidamente disposto em lonas para sua homogeneização e, quando necessário, para secagem. O processo de preparação de amostras seguiu a norma NBR 6457 (ABNT, 2016d).

3.4.1 - Ensaios da metodologia TRB

Após o processo de homogeneização e quarteamento, as amostras foram submetidas aos ensaios de caracterização necessários para sua classificação segundo metodologia TRB, quais sejam: determinação da massa específica dos grãos, granulometria conjunta e determinação dos limites de liquidez e plasticidade.

Os ensaios de determinação da massa específica dos grãos (ver Figura 3.6) foi realizado pela metodologia do picnômetro, com retirada do ar intersticial por meio de bomba a vácuo, conforme o procedimento preconizado pela norma NBR 6458 (ABNT, 2016a).

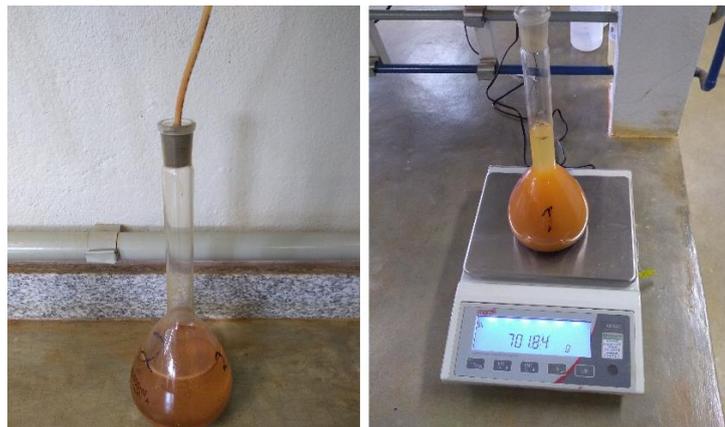


Figura 3.6 – Realização do ensaio de determinação da massa específica dos grãos.

Os ensaios de granulometria foram realizados pelo processo de peneiramento, para análise da fração grosseira, e por sedimentação, para conhecimento da distribuição das partículas menores que 0,075 mm. A metodologia de ensaio seguiu o procedimento

normatizado pela NBR 7181 (ABNT, 1988). A convenção adotada das frações granulométricas segue o definido pela norma NBR 6502 (ABNT, 1995). De forma adicional, para cada amostra foram realizados ensaios granulométricos sem a utilização do defloculante químico, conforme mostrado na Figura 3.7, com o objetivo de investigar o nível de agregação dos grãos, particularmente aumentado em solos lateríticos.



Figura 3.7 – Ensaio de sedimentação da amostra #ESM.

Os ensaios de determinação dos limites de liquidez e plasticidade (Figura 3.8) foram realizados de acordo com as normas NBR 6459 (ABNT, 2016b) e NBR 7180 (ABNT, 2016c), respectivamente. Para evitar os inconvenientes relacionados à baixa reprodutibilidade desses ensaios, conforme relatado no Capítulo 2, os mesmos foram realizados por apenas um operador.



Figura 3.8 – Ensaios de determinação dos limites de consistência.

3.4.2 - Ensaio da metodologia MCT

Os ensaios necessários para classificação das amostras segundo a metodologia MCT são a compactação Mini-MCV e a Perda de Massa por Imersão. Os procedimentos de realização dos ensaios são normatizados, respectivamente, pela ME 258 (DNER, 1994b) e ME 256 (DNER, 1994c).

Conforme preconizado pela norma ME 258 (DNER, 1994b), da amostra previamente preparada e passada na peneira com abertura nominal de 2,00 mm, pesam-se cinco porções de 500 g cada, cujas compactações fornecerão as curvas necessárias aos cálculos do ensaio. No entanto, de modo a evitar atrasos e a necessidade de repetição dos ensaios, adotou-se o procedimento sugerido por Oliveira (2018), que consiste em preparar, no mínimo, seis amostras para compactação. Dessa forma, as dificuldades para obtenção da faixa de umidade alvo, oriundas de particularidades dos materiais e/ou da falta de experiência do operador, seriam mais facilmente superadas.

A preparação das amostras pôde ser feita de forma mais ágil através da balança determinadora de umidade, mostrada na Figura 3.9. Através desse equipamento determina-se, em poucos minutos, a umidade higroscópica do material. Dessa forma, o cálculo da quantidade de água a ser acrescentada para obtenção da umidade alvo pode ser feito de forma mais rápida e precisa.



Figura 3.9 – Balança determinadora de umidade.

Conhecidas as umidades higroscópicas das porções de 500 g e com base em procedimento de avaliação tátil visual das amostras, definiu-se as umidades de moldagem de cada uma

das porções. A norma ME 258 (DNER, 1994b) orienta sobre qual deve ser a variação de umidade entre as porções preparadas: 1,5% a 2% para solos arenosos, 3% a 4% para solos argilosos presumidamente lateríticos e de 5% para argilas presumidamente não lateríticas, siltes micáceos e caulíníficos. Após acrescentar a quantidade de água calculada e homogeneizar, as amostras devem ser colocadas em sacos plásticos bem fechados, os quais devem permanecer em repouso por um período de 24 horas. Após o período de repouso, o ensaio é realizado conforme o procedimento descrito no Capítulo 2. A Figura 3.10 mostra o dispositivo de compactação utilizado na realização dos ensaios dessa pesquisa.



Figura 3.10 – Dispositivo de compactação miniatura do CTGA-NUGEO.

Observou-se que, para os pontos de moldagem com o menor teor de umidade, o critério de parada mais comum era referente ao número máximo de 256 golpes. Para os pontos mais úmidos, a obtenção da diferença entre A_{4n} e A_n menor que 2,00 mm ou exsudação (Figura 3.11) determinavam o término da compactação. Em alguns casos, com os pontos mais secos, ocorreu o processo de fuga do cilindro sobre a base do dispositivo de compactação (Figura 3.12), relatado também por Marangon (2004) e Oliveira (2018). Nessa pesquisa, adotou-se a sugestão do primeiro autor, que consiste em interromper a compactação tão logo verificado algum deslocamento e, então, reposicionar o cilindro de modo a possibilitar a continuidade do ensaio.



Figura 3.11 – Exemplo de ocorrência de exsudação.

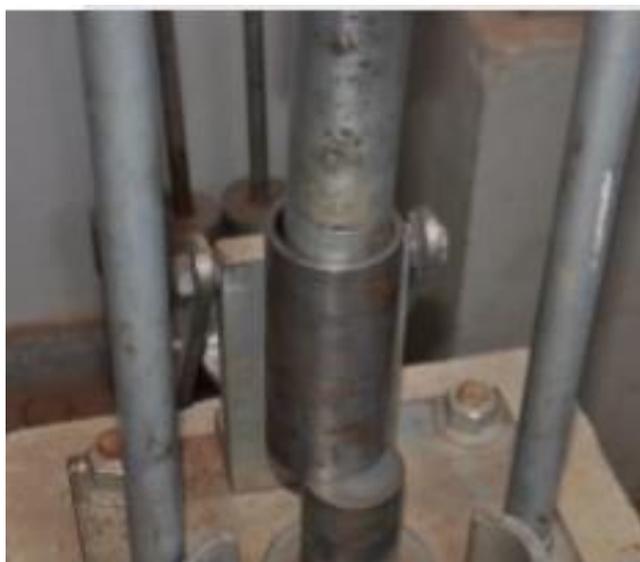


Figura 3.12 – Fuga do cilindro em relação à base do dispositivo de compactação.

Outra dificuldade observada nos pontos com o menor teor de umidade, sobretudo nas variedades argilosas, refere-se à inversão no comportamento das leituras do extensômetro ao longo da compactação. Em outras palavras, antes que o critério da diferença de leituras seja atingido, a altura do corpo de prova aumenta a partir de determinado número de golpes. Marangon (2004) atribui esse fato à uma condição de elevada densidade do corpo de prova e a possíveis erros relacionados à precisão e falta de repetibilidade de medidas do conjunto equipamento-extensômetro. Nesses casos, adotou-se a leitura correspondente à maior densidade como sendo a última válida, em concordância ao que foi considerado pelo autor citado.

Após a compactação das amostras segundo o procedimento Mini-MCV, procede-se sua extração parcial para a realização do ensaio de Perda de Massa por Imersão. A extração deve ser feita de modo a expor um segmento de 10 mm do corpo de prova. Para as amostras mais secas, encontrou-se dificuldade na realização dessa etapa. Com o acúmulo de experiência na realização dos ensaios, passou-se a utilizar mais vaselina nos cilindros que receberiam corpos de prova com teores de umidade baixos. A Figura 3.13 mostra o procedimento de medição do segmento extraído do corpo de prova.



Figura 3.13 – Preparação do corpo de prova para ensaio de Perda de Massa por Imersão.

O corpo de prova assim obtido está pronto para o ensaio de Perda de Massa por Imersão, última etapa experimental para classificação MCT. Os cinco corpos de prova considerados satisfatórios através dos critérios Mini-MCV são colocados na caixa de imersão por um período de 20 horas, conforme descrito no Capítulo 2. A Figura 3.14 mostra o arranjo utilizado nessa pesquisa para realização dos ensaios de imersão.



Figura 3.14 – Ensaio de Perda de Massa por Imersão.

A massa desprendida de cada um dos cilindros cai nas cápsulas posicionadas abaixo deles e, após o período de imersão, são levadas à estufa para determinação da massa seca coletada por elas. Conforme relatado no Capítulo 2, a norma ME 256 (DNER, 1994c) determina que se aplique um fator de correção igual a 0,5 nos casos em que ocorre o desprendimento de solo em forma de bloco, como ilustrado na Figura 3.15. Tal redução da perda de massa ocorre pela possibilidade de formação de trincas durante a extração de solos argilosos. Tais trincas condicionam o processo de desprendimento, o qual não é justificado por uma característica intrínseca do material.



Figura 3.15 – Desprendimento em forma de monobloco.

3.5 - ENSAIOS MECÂNICOS

A caracterização mecânica dos solos estudados foi realizada através dos ensaios CBR, Mini-CBR e Triaxial de Cargas Repetidas. Serão apresentados a seguir alguns detalhes referentes à execução desses ensaios.

3.5.1 - Ensaio CBR

Conforme discutido, o ensaio CBR tem sido cada vez mais questionado no meio científico enquanto metodologia para obtenção de parâmetros de projeto. O desenvolvimento em curso de uma nova metodologia dimensionamento de pavimentos do DNIT, que abandona o índice de suporte enquanto indicador da qualidade mecânica de solos e agregados, representa esse cenário. Pautada em conceitos mecanísticos, a metodologia batizada de Método de Dimensionamento Nacional (MeDiNa) (em homenagem ao pioneirismo desempenhado pelo professor Jacques Medina) constitui importante marco na engenharia de pavimentação nacional.

Os conceitos integrados à nova metodologia vêm sendo desenvolvidos desde o final da década de 1970, através do papel de vanguarda da COPPE/UFRJ. Na contramão do desenvolvimento acadêmico, o meio técnico manteve-se resistente à mudança e incorporação dos novos conceitos. O ensaio de determinação do índice de suporte, ainda nos dias atuais, constitui a metodologia mais praticada na caracterização mecânica de solos e agregados para pavimentação. Considerando esse cenário, propõe-se a inclusão desses ensaios no estudo com o propósito de criar elementos para discussão relacionada à sua adequabilidade, principalmente no contexto de classificação de solos para pavimentação.

Os ensaios CBR dessa pesquisa foram realizados pela empresa Laborloc Ltda, de Belo Horizonte/MG. Os corpos de prova foram compactados na energia intermediária, utilizando um compactador automatizado (Figura 3.16). Além de agilizar a execução dos ensaios, esse equipamento permite melhor distribuição da energia de compactação. A repetição padronizada dos movimentos do compactador mecanizado garante maior homogeneidade e praticamente elimina a influência do operador nessa etapa.



Figura 3.16 – Equipamento utilizado na compactação dos corpos de prova.

Após a compactação dos cinco corpos de prova e definição satisfatória da curva de compactação (dois pontos no ramo seco, um próximo à umidade ótima e dois pontos no ramo úmido), realiza-se o ensaio de expansão, por um período normatizado de 96 horas. A Figura 3.17 mostra os corpos de prova no tanque de imersão para realização do ensaio de expansão. Finalizado o tempo de embebição, os corpos de prova estão prontos para o ensaio de penetração.



Figura 3.17 – Realização do ensaio de expansão.

O ensaio de determinação do índice de suporte foi realizado em três corpos de prova: no de umidade ótima e nos pontos com umidade próxima à ótima, um no ramo seco e outro no úmido. As penetrações foram realizadas em equipamento automático, equipado com célula e transdutor digital de carga, conforme mostrado na Figura 3.18. Essa configuração de ensaio diminui ainda mais a influência do operador nos resultados, uma vez que a taxa de carregamento é controlada automaticamente e se reduz a possibilidade de erros de leitura.



Figura 3.18 – Detalhe da prensa automatizada utilizada nos ensaios CBR.

3.5.2 - Ensaio Mini-CBR

O Mini-CBR integra o conjunto de ensaios propostos pela Metodologia MCT e, em função de sua configuração, supera várias dificuldades inerentes à metodologia tradicional. Sua inclusão nessa pesquisa se justifica principalmente pela possibilidade de obtenção da perda de suporte pós-imersão, importante parâmetro de diferenciação dos comportamentos laterítico e não laterítico. Adicionalmente, os resultados desses ensaios serão analisados no contexto dos sistemas classificatórios estudados.

Os ensaios Mini-CBR foram realizados no Laboratório de Mecânica dos Solos do CTGA-NUGEO, em Ouro Preto/MG. Para obtenção da relação RIS, realizou-se o ensaio de penetração Mini-CBR sob duas condições: (i) sem imersão e com sobrecarga, ou seja, o ensaio de penetração foi realizado na umidade de moldagem, logo após a compactação, e com a utilização de sobrecarga padrão; (ii) com período de imersão e sem a utilização de sobrecarga. Os corpos de prova foram moldados na energia intermediária. A Figura 3.19 mostra as principais etapas da execução do ensaio Mini-CBR e o aspecto do corpo de prova após penetração.



Figura 3.19 – Principais etapas do ensaio Mini-CBR.

Ambas condições citadas foram realizadas em um único corpo de prova, sendo a penetração executada nas duas faces do mesmo, conforme sugerido por Marson (2004). Dessa forma, após a moldagem realiza-se um rompimento a seco em uma das faces, seguido de saturação e, então, novo rompimento na outra face. Esse autor mostrou que proceder dessa forma, sobretudo para obtenção do índice RIS, não acarreta nenhum prejuízo em relação à qualidade dos resultados obtidos. Além disso, ao eliminar a necessidade de moldagem em duplicata dos corpos de prova, confere-se maior agilidade para realização dos ensaios. De forma semelhante à realizada no ensaio CBR tradicional, executou-se a compactação de cinco corpos de prova e a penetração de apenas três.

3.5.3 - Ensaio Triaxial de Cargas Repetidas

A realização dos ensaios de determinação do módulo de resiliência, em função da discussão apresentada anteriormente, já se encontra justificada. Os equipamentos triaxiais de carga repetida constituem a melhor configuração para reprodução dos carregamentos impostos às estruturas de pavimentos, cuja complexidade de características é marcada por seu caráter de repetitividade e variabilidade ao longo do tempo. Por esse motivo, o módulo de resiliência dos solos estudados constitui o parâmetro de caracterização mecânica mais valioso dessa pesquisa. Adicionalmente, ele será analisado sob o viés dos sistemas de classificação abordados. Nesse sentido, serão investigados quais elementos classificatórios melhor se relacionam com o comportamento mecânico observado.

Os ensaios triaxiais de carga repetida foram realizados no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal de Juiz de Fora (UFJF). A compactação dos corpos de prova foi realizada na umidade ótima da energia intermediária, com o auxílio do compactador automatizado. Utilizou-se molde metálico tripartido e untado com vaselina, conforme definido na norma DNIT-ME 134/2018, para facilitar a desmoldagem e não perturbar a estrutura dos corpos de prova. A Figura 3.20 mostra o processo de compactação e desmoldagem das amostras do cilindro tripartido.



Figura 3.20 – Procedimento de compactação e desmoldagem do corpo de prova da amostra #NOV para realização do ensaio triaxial de cargas repetidas.

Uma vez realizada a desmoldagem do corpo de prova sob a pedra porosa, inicia-se o processo de preparação para realização do ensaio propriamente dito. Com auxílio de um encamisador, o corpo de prova é envolvido por uma membrana de látex e, em seguida, instalam-se os anéis de borracha para fixação da membrana. Posiciona-se o cabeçote com os LVDT's sobre o corpo de prova, instala-se a câmara triaxial e as hastes de fixação e, por fim, coloca-se a tampa para vedação da câmara. O procedimento descrito encontra-se ilustrado na Figura 3.21.



Figura 3.21 – Procedimento de aparelhagem e preparação para realização do ensaio triaxial de cargas repetidas.

Após o fechamento da câmara, instalam-se os mangotes de ar comprimido e realiza-se o ensaio conforme procedimento descrito no Capítulo 2. O equipamento utilizado na UFJF (Figura 3.22) apresenta mecanismo externo de ajuste dos LVDT's, configuração que possibilita o reposicionamento dos dispositivos após a aplicação do carregamento da etapa de condicionamento. Há equipamentos que não possibilitam o reajuste e, portanto, principalmente quando o ensaio é realizado em solos muito deformáveis, os LVDT's comprimem-se excessivamente a ponto de atingir os limites de leitura após o condicionamento. Por esse motivo, a possibilidade de reajuste dos instrumentos impede que o ensaio seja precocemente interrompido e perdido.



Figura 3.22 – Vista geral do equipamento triaxial de cargas repetidas do Laboratório de Pavimentação da UFJF.

3.6 - MISTURAS ENTRE SOLOS LATERÍTICO E NÃO LATERÍTICO

A investigação dos efeitos da adição de solos de comportamento não laterítico em variedades lateríticas, no que tange à alteração das propriedades geotécnicas de interesse à pavimentação, constitui um dos objetivos propostos por essa pesquisa. Dessa forma, pretende-se investigar a possibilidade de utilização de materiais pouco nobres do ponto de vista da geotécnica (solos não lateríticos) misturados à solos de excelente desempenho, com comportamento fortemente laterítico.

A variação das propriedades analisadas (capacidade de suporte, expansão, RIS e Módulo de Resiliência) em função da realização de uma mistura entre dois solos, pode ser justificada pela combinação de vários fatores como granulometria, plasticidade e grau de laterização resultante. Com o intuito de avaliar em maior medida o efeito do grau de laterização, os solos misturados devem apresentar a maior semelhança possível em relação a propriedades como granulometria e limites de consistência. A seleção das amostras para realização das misturas foi feita considerando essas questões.

Foram estudadas três composições oriundas da mistura, em diferentes proporções, de dois solos finos, sendo um de comportamento laterítico (L) e outro de comportamento não laterítico (N). As proporções estudadas foram as seguintes: 70% L + 30% N; 60% L + 40% N e 50%L + 50% N. Avaliaram-se os impactos do aumento da porcentagem do solo não laterítico em relação ao solo laterítico. Os resultados dessa análise comparativa estão apresentados no Capítulo 4.

Foram preparados, para cada proporção de mistura, cerca de 50 kg de material. Antes da realização das misturas, determinaram-se as umidades dos materiais isolados, para cálculo da massa seca. Como as umidades dos solos eram diferentes, o cálculo das quantidades isoladas para composição das misturas foi realizado em relação à sua massa seca. A Figura 3.23 mostra o procedimento de preparação de uma das misturas estudadas.



Figura 3.23 – Preparação de mistura entre solos laterítico e não laterítico.

3.7 - RELAÇÃO ENTRE PARÂMETROS FÍSICOS E MECÂNICOS

A principal finalidade dos sistemas de classificação geotécnica de solos é a de prever sobre o comportamento mecânico-geotécnico do material quando de sua utilização em uma obra. Por exemplo, espera-se que um solo classificado como A-1-a, pelo sistema TRB, apresente excelente comportamento quando devidamente compactado em uma camada de base. Da mesma forma, a expectativa em relação ao comportamento de um solo pertencente à classe NS', pela classificação MCT, leva a evitá-lo para a compactação da camada final de um aterro.

Por sua vez, os ensaios mecânicos de laboratório têm a finalidade de antecipar o conhecimento do comportamento do material após sua execução em obra. Nesse quesito, pode-se afirmar que a qualidade desses ensaios está na sua capacidade de simulação das condições que ocorrem em campo. Portanto, com uma boa reprodução de condições em laboratório, a resposta ali obtida será satisfatória e razoavelmente próxima à que ocorrerá *in situ*.

Pela explicação apresentada, esclarece-se sobre a importância dos ensaios classificatórios e de avaliação do comportamento mecânico como importante ferramenta na seleção de materiais para construção de pavimentos. O presente estudo propõe, no âmbito da engenharia de pavimentos, uma avaliação da qualidade integrada dos ensaios classificatórios e de avaliação mecânica. Nesse sentido, objetiva-se verificar o grau de correspondência entre o comportamento mecânico esperado (conforme previsão dos sistemas classificatórios) e o observado, de acordo com as diferentes metodologias de avaliação mecânica.

Essa avaliação conjunta da compatibilidade entre os sistemas de classificação e avaliação mecânica será feita por meio de duas abordagens: a primeira, de caráter qualitativo, através da simples verificação entre comportamentos esperado e observado e, a segunda, por um viés quantitativo, pela utilização de ferramentas matemáticas e estatísticas para avaliação numérica do grau de dependência entre parâmetros classificatórios e índices de caracterização mecânica.

CAPÍTULO 4 - APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - ENSAIOS CLASSIFICATÓRIOS

Conforme apresentado no capítulo anterior, para realização da análise principal definida nessa pesquisa foram coletadas onze amostras em diferentes regiões da RMBH. Nesse item serão apresentados e discutidos os resultados dos ensaios de cunho classificatório, exceto os referentes à classificação resiliente, que serão oportunamente apresentados na seção de ensaios mecânicos.

4.1.1 - Ensaios da metodologia TRB

Os primeiros ensaios realizados consistiram na determinação da massa específica real dos sólidos, que se deu pelo método do picnômetro. Apesar de não ser diretamente utilizado no procedimento classificatório da metodologia TRB, esse parâmetro é utilizado nos cálculos da etapa de sedimentação da granulometria conjunta.

Diferentemente de outras grandezas ponderais, a massa específica real dos sólidos representa uma característica intrínseca das partículas que compõe o solo analisado e é função do peso específico molecular dos minerais e argilominerais que o constituem. Valores muito maiores que $2,64 \text{ g/cm}^3$ - valor representativo dos silicatos – indicam a presença de minerais ricos em elementos de alto peso molecular como ferro, alumínio e magnésio. A Tabela 4.1 apresenta os resultados determinados para as onze amostras coletadas.

Tabela 4.1 – Valores da massa específica real dos sólidos.

Amostra	$\rho_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$	Amostra	$\rho_s \text{ (g/cm}^3\text{)}$
#BET	2,687	#MAT	2,632
#BRU	2,673	#NOV	3,290
#ESM	2,652	#RAP	2,806
#ITA	2,725	#RIB	2,662
#ITG	2,643	#VES	2,690
#JUA	2,705		

Conforme justificado no Capítulo 3, a etapa de sedimentação dos ensaios granulométricos foi realizada com e sem a utilização do defloculante químico hexametáfosfato de sódio (procedimento que não é preconizado pela TRB). A Tabela 4.2 evidencia a diferença entre os resultados das análises granulométricas para as duas condições praticadas na etapa de sedimentação.

O Anexo A apresenta os gráficos dos ensaios de granulometria conjunta, com e sem a utilização de defloculante.

Tabela 4.2 – Resultados dos ensaios de granulometria conjunta.

Amostra	Condição (CD - Com defloculante) (SD - Sem defloculante)	Frações granulométricas (segundo ABNT 6502/1995)					
		Argila (%)	Silte (%)	A. fina (%)	A. média (%)	A. grossa (%)	Pedreg. (%)
#BET	CD	17	20	23	33	7	0
	SD	0	32	27	34	7	0
#BRU	CD	16	30	19	17	6	12
	SD	0	43	20	19	6	12
#ESM	CD	52	14	13	16	3	2
	SD	0	40	29	24	5	2
#ITA	CD	58	17	12	7	2	4
	SD	0	39	31	22	4	4
#ITG	CD	23	63	7	6	1	0
	SD	0	82	11	6	1	0
#JUA	CD	48	20	6	4	2	20
	SD	0	43	22	11	4	20
#MAT	CD	43	20	20	13	4	0
	SD	0	44	32	20	3	1
#NOV	CD	5	9	11	11	11	53
	SD	0	5	16	13	13	53
#RAP	CD	6	32	5	7	4	46
	SD	0	37	10	5	2	46
#RIB	CD	15	23	25	30	7	0
	SD	0	34	25	34	7	0
#VES	CD	22	10	8	10	10	40
	SD	0	26	12	12	10	40

Através da análise dos resultados dos ensaios normatizados (com defloculante), constata-se a predominância de solos finos e arenosos - apenas as amostras #NOV e #RAP apresentam percentual de argila menor que 10%. Dos onze solos coletados, quatro são

compostos predominantemente pela fração argila (#ESM, #ITA, #JUA e #MAT), um pela fração silte (#ITG), três pela fração areia (#BET, #BRU e #RIB) e três por pedregulho (#NOV, #RAP, #VES).

Analisando comparativamente os resultados dos ensaios realizados com e sem a utilização de defloculante químico, um fato em especial chama a atenção: em nenhum dos ensaios realizados sem essa substância foi possível identificar a presença da fração argila, independentemente de sua concentração medida no ensaio com utilização do defloculante. O solo #ITA constitui o exemplo mais significativo dessa constatação: a totalidade dos 58% de argila obtidos do ensaio com uso de hexametáfosfato de sódio não está presente no ensaio sem o defloculante.

Esse resultado sugere que, quando não se utiliza a substância defloculante, as partículas constituintes da fração argila se apresentam em uma das seguintes formas: (i) ou aglomeradas entre si, sendo identificadas como sendo pertencentes a frações maiores nos ensaios de peneiramento e sedimentação; (ii) ou aderidas a partículas de frações silte ou areia. Nesse sentido, pode-se afirmar também que, para todas as amostras estudadas o hexametáfosfato de sódio foi eficaz em relação ao efeito esperado de defloculação. Aparentemente a fração argila é a mais sensível nesse sentido, uma vez que os resultados CD/SD de solos com pouca porcentagem dessa fração apresentaram menor variação entre as determinações. Os resultados obtidos para as amostras #RAP e #NOV exemplificam essa hipótese.

Os resultados dos ensaios de determinação dos limites de liquidez e plasticidade também são utilizados para fins classificatórios segundo a metodologia TRB. A Tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos para os limites de consistência, índice de plasticidade (IP) e a atividade (A) dos solos. Apesar de não ser utilizado no procedimento de classificação, a atividade dos solos constitui um parâmetro interessante pelo fato de se relacionar com a constituição mineralógica dos solos. Esse parâmetro é obtido pela razão entre o Índice de Plasticidade e o percentual de argila no solo. Em geral, índices de atividade (A) elevados relacionam-se a um maior potencial expansivo dos solos, propriedade indesejável à pavimentação. As curvas de fluidez constam no Anexo B do trabalho.

Tabela 4.3 – Plasticidade e atividade dos solos.

Amostra	LL (%)	LP (%)	IP	Descrição *	Atividade (A)
#BET	-	-	NP	Não plástico	-
#BRU	49	34	15	Plasticidade média	0,9
#ESM	59	28	31	Plasticidade alta	0,6
#ITA	43	25	18	Plasticidade média	0,3
#ITG	51	28	23	Plasticidade alta	1,0
#JUA	48	35	13	Plasticidade média	0,3
#MAT	51	30	21	Plasticidade alta	0,5
#NOV	-	-	NP	Não plástico	-
#RAP	-	-	NP	Não plástico	-
#RIB	-	-	NP	Não plástico	-
#VES	43	26	17	Plasticidade média	0,8

* Descrição qualitativa de acordo com Burmister (1949) *apud* Das (2006)

Analisando os resultados de plasticidade e atividade em conjunto com os dados obtidos de expansão e dos ensaios MCT, os quais serão apresentados posteriormente nesse capítulo, constata-se o seguinte:

- Os baixos valores de atividade obtidos para as amostras #ESM, #ITA, #JUA e #MAT aparentemente corroboram os resultados de expansão e da classificação MCT (todas as amostras foram classificadas como LG', ou seja, argilas lateríticas). Os resultados de atividade apresentados por essas amostras sugerem a presença de caulinita, o principal argilomineral responsável por conferir características de laterização aos solos (Mitchell, 1976; Skempton, 1953 *apud* Das, 2013).
- Os valores mais elevados de atividade foram das amostras #BRU, #ITG e #VES, que apresentaram valores de expansão significativamente maiores que os obtidos para amostras anteriores (média de 1,38 %).

De posse dos resultados dos ensaios de granulometria, limites de consistência e do cálculo dos índices de grupo (IG), tem-se os dados necessários para classificação das amostras segundo a metodologia TRB. A Tabela 4.4 apresenta os dados utilizados no procedimento classificatório, bem como os grupos os quais os solos estudados pertencem.

Tabela 4.4 – Classificação TRB das amostras estudadas.

Amostra	Percentual que passa			LL (%)	IP (%)	IG	GRUPO TRB
	#10 (2,00 mm)	#40 (0,42 mm)	#200 (0,075 mm)				
#BET	98,80	85,09	38,43	NL	NP	1	A-4
#BRU	87,90	78,28	47,42	49	15	5	A-7-5
#ESM	98,00	91,40	68,30	59	31	18	A-7-6
#ITA	95,90	93,12	77,25	43	18	12	A-7-6
#ITG	99,50	97,05	86,67	51	23	16	A-7-6
#JUA	79,20	76,80	68,83	48	13	10	A-7-5
#MAT	99,10	92,47	68,43	51	21	13	A-7-5
#NOV	47,20	32,68	15,80	NL	NP	0	A-1-b
#RAP	54,50	47,08	38,24	NL	NP	1	A-4
#RIB	99,80	84,96	39,62	NL	NP	1	A-4
#VES	60,00	46,24	33,91	43	17	2	A-2-7

Verifica-se a predominância de amostras pertencentes ao grupo A-7, sendo seis amostras pertencentes a ele. Em seguida, três amostras do grupo A-4, uma do grupo A-2 e uma do grupo A-1. Avaliando o procedimento de análise utilizado pelo sistema classificatório TRB e os resultados obtidos para as amostras estudadas, constata-se dois fatos importantes.

O primeiro diz respeito às amostras #BRU e #ITG serem enquadradas no grupo A-7, junto a outros quatro solos de granulometria marcadamente argilosa. A amostra #BRU é constituída majoritariamente pela fração areia (42%) e a #ITG pela fração silte (63%). O quadro de classificação TRB, conforme mostrado na Tabela 2.1, indica que os solos constituintes desse grupo são argilosos. Nesse sentido, os resultados obtidos na presente pesquisa indicam que a metodologia apresenta mecanismo classificatório falho, uma vez que inclui solos de granulometrias distintas em um mesmo grupo. Salienta-se que a granulometria é justamente um dos parâmetros de diferenciação mais importantes

adotados nessa sistemática.

O segundo refere-se à amostra #RAP: esse solo foi classificado como A-4, em conjunto com as amostras #RIB e #BET. Analisando os resultados dos limites de consistência e o percentual que passa na peneira N° 200 (abertura nominal de 0,075 mm) das três amostras, de fato observa-se muita semelhança. No entanto, ao se comparar as outras frações granulométricas de #RAP em relação à #RIB e #BET, constata-se diferença significativa. A primeira amostra é constituída majoritariamente por pedregulhos e silte (as duas frações juntas somam 78%) enquanto as outras duas amostras são predominantemente arenosas. Nesse ponto, o mecanismo de falha no procedimento classificatório descrito no parágrafo anterior se repete.

A análise dos resultados obtidos nesta pesquisa permite constatar que se atribui peso classificatório excessivo ao percentual passante na peneira N°200, desprezando a contribuição das outras frações na constituição da estrutura geral dos solos. Sabe-se que, em serviço, a estrutura do solo compactado diz muito sobre seu comportamento mecânico. Observa-se também que, para as amostras estudadas, os limites definidos para os percentuais passantes parecem impróprios. Por exemplo, o limite de no mínimo 36% passante na peneira N°200 para os grupos A-7, incluem em uma mesma classe os solos #BRU e #ITG que apresentam, respectivamente, 47% e 87% passantes nessa peneira.

4.1.2 - Metodologia MCT e G-MCT

Pela realização dos ensaios de compactação Mini-MCV e de Perda de Massa por Imersão, determinam-se os coeficientes c' , d' , P_i e e' , necessários para classificação das amostras segundo a metodologia MCT. De forma complementar e conforme proposto por Villibor e Alves (2017), realizou-se também a classificação das amostras segundo a metodologia G-MCT. Conforme exposto no Capítulo 2, esse procedimento classificatório considera as características relacionadas à distribuição granulométrica da amostra integral. Dessa forma, a limitação do procedimento original, que trata apenas das parcelas passantes da peneira N°10 (2,00 mm de abertura nominal), é superada.

A Tabela 4.5 apresenta os valores dos coeficientes obtidos dos ensaios classificatórios da

metodologia MCT convencional, bem como os grupos classificatórios os quais as amostras foram enquadradas. A Figura 4.1 representa a distribuição da classificação das onze amostras no ábaco classificatório MCT. Os gráficos utilizados para obtenção dos parâmetros constam no Anexo C.

Tabela 4.5 – Classificação MCT dos solos analisados.

Amostra	Parâmetros Mini-MCV		Pi (%)	e'	Grupo MCT
	c'	d'			
#BET	1,21	20,53	116	1,29	NA'
#BRU	1,26	13,44	120	1,39	NS'
#ESM	2,26	47,67	30	0,90	LG'
#ITA	1,82	24,15	60	1,13	LG'
#ITG	1,43	6,52	325	1,85	NS'
#JUA	1,94	27,50	60	1,10	LG'
#MAT	1,66	43,75	40	0,95	LG'
#NOV	1,29	58,00	85	1,06	LA'
#RAP	0,90	5,67	262	1,83	NS'
#RIB	1,15	8,48	160	1,58	NS'
#VES	2,01	42,13	90	1,11	LG'

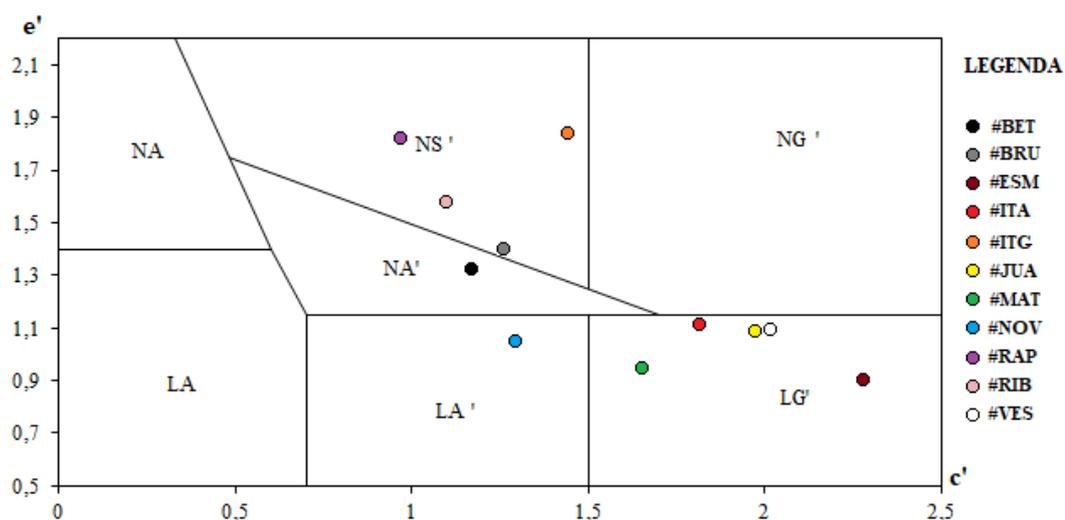


Figura 4.1 – Distribuição da classificação MCT dos solos analisados.

O procedimento classificatório da metodologia G-MCT exige a determinação do tipo granulométrico específico da fração granular das amostras, ou seja, que fica retida na peneira N°10. Essa fração pode ser de três tipos, quais sejam: Ps (pedregulho com solo),

Sp (solo com pedregulho) e Gf (material granular com média a elevada percentagem de finos). A Figura 4.2 mostra os tipos granulares obtidos para as amostras estudadas.

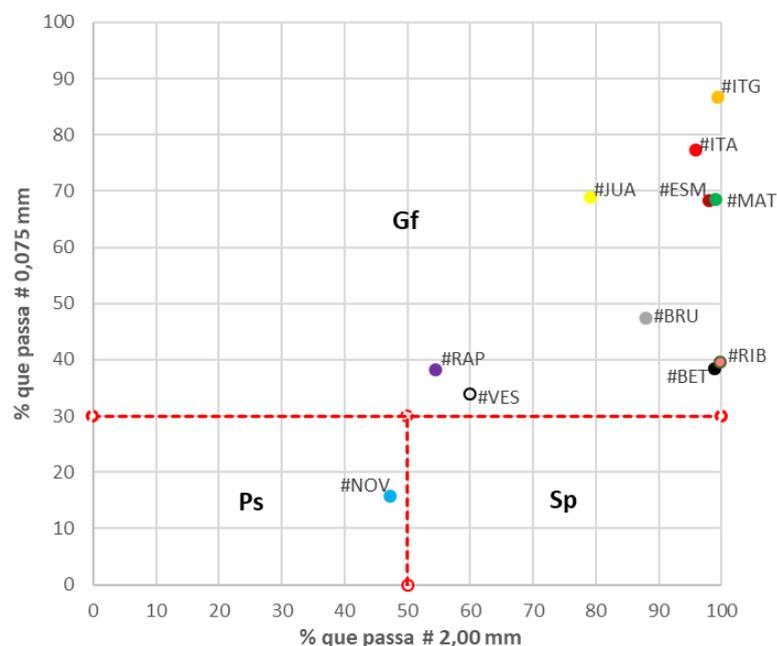


Figura 4.2 – Tipos granulométricos G-MCT da fração granular dos solos analisados.

Conhecidas a classificação MCT da fração fina e as tipologias granulométricas da fração granular, pode-se determinar os grupos G-MCT dos solos. O procedimento classificatório consiste na simples junção das informações referentes às duas frações. A Tabela 4.6 mostra a classificação G-MCT para os solos analisados.

Tabela 4.6 – Classificação G-MCT dos solos analisados.

Amostra	Grupo MCT (fração fina)	Tipo (fração granular)	Classificação G-MCT	Descrição
#BET	NA'	Gf	Gf-NA'	Solo granular fino arenoso não laterítico c/ pedregulho
#BRU	NS'	Gf	Gf-NS'	Solo granular fino siltoso não laterítico c/ pedregulho
#ESM	LG'	Gf	Gf-LG'	Solo granular fino argiloso laterítico c/ pedregulho
#ITA	LG'	Gf	Gf-LG'	Solo granular fino argiloso laterítico c/ pedregulho
#ITG	NS'	Gf	Gf-NS'	Solo granular fino siltoso não laterítico c/ pedregulho
#JUA	LG'	Gf	Gf-LG'	Solo granular fino argiloso laterítico c/ pedregulho
#MAT	LG'	Gf	Gf-LG'	Solo granular fino argiloso laterítico c/ pedregulho
#NOV	LA'	Ps	Ps-LA'	Pedregulho com solo arenoso laterítico
#RAP	NS'	Gf	Gf-NS'	Solo granular fino siltoso não laterítico c/ pedregulho
#RIB	NS'	Gf	Gf-NS'	Solo granular fino siltoso não laterítico c/ pedregulho
#VES	LG'	Gf	Gf-LG'	Solo granular fino argiloso laterítico c/ pedregulho

4.1.3 - Análise comparativa entre as metodologias

Em primeiro lugar, é importante ressaltar que as reflexões aqui expostas foram fundamentadas pela avaliação dos resultados dos ensaios das onze amostras coletadas. Analisando comparativamente os resultados das classificações MCT, G-MCT e TRB, observa-se que o último sistema aparentemente apresenta maior grau de diferenciação classificatória. Os solos estudados foram enquadrados em cinco grupos distintos da TRB, a saber: A-7-6, A-7-5, A-4, A-2-7 e A-1-b. Já os sistemas MCT e G-MCT apresentaram a distinção de quatro grupos: MCT (NA', NS', LG' e LA') e G-MCT (Gf-NA', Gf-NS', Gf-LG' e Ps-LA'). A Tabela 4.7 relaciona os grupos classificatórios de todas as amostras, segundo as três metodologias utilizadas.

Tabela 4.7 – Classificação dos solos segundo as metodologias MCT, G-MCT e TRB.

Amostra	Grupo	Classificação	GRUPO
	MCT	G-MCT	TRB
#BET	NA'	Gf-NA'	A-4
#BRU	NS'	Gf-NS'	A-7-5
#ESM	LG'	Gf-LG'	A-7-6
#ITA	LG'	Gf-LG'	A-7-6
#ITG	NS'	Gf-NS'	A-7-6
#JUA	LG'	Gf-LG'	A-7-5
#MAT	LG'	Gf-LG'	A-7-5
#NOV	LA'	Ps-LA'	A-1-b
#RAP	NS'	Gf-NS'	A-4
#RIB	NS'	Gf-NS'	A-4
#VES	LG'	Gf-LG'	A-2-7

Pelo fato da metodologia MCT original contemplar apenas a fração das amostras que passa na peneira com abertura de 2,00 mm, considera-se mais adequado estabelecer comparações entre os sistemas G-MCT e TRB, uma vez que ambos utilizam informações da amostra integral.

Uma primeira constatação que advém dessa comparação, e que vai ao encontro do que era esperado, é que não há correspondência direta entre os sistemas. Pode-se afirmar que as metodologias apresentam incompatibilidade parcial entre si, uma vez que amostras classificadas em um mesmo grupo TRB são classificadas em grupos antagônicos da

GMCT. Por exemplo, as amostras #ITA / #ESM e #ITG pertencem ao grupo A-7-6 e, pela metodologia G-MCT, aos grupos Gf-LG' e Gf-NS', respectivamente. Ou seja, a metodologia apropriada aos solos tropicais indica que as amostras em questão têm comportamentos geotécnicos completamente distintos (um laterítico e outro não laterítico) distinção essa que não é considerada quando se utiliza a metodologia americana. A mesma inconsistência relatada ocorre com os pares (#BRU - #MAT) e (#RAP/#RIB - #BET).

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. A diferenciação dos solos conforme sua gênese não constitui um critério classificatório da metodologia americana. Em função disso, solos de comportamento laterítico e não laterítico podem ser situados em um mesmo grupo classificatório TRB.

Essa observação desvenda uma possível consequência advinda da utilização do procedimento classificatório americano à realidade brasileira: um determinado solo tropical, submetido à classificação TRB, pode apresentar comportamento geotécnico melhor ou pior que aquele esperado por esse sistema. Em outras palavras, pode-se desprezar um material bom e, por outro lado, selecionar um material que apresente propriedades aquém das esperadas.

A discrepância da metodologia TRB relatada no item 4.1.1, que se refere ao fato das amostras #BRU e #ITG terem sido classificadas junto a amostras fortemente argilosas, não se repete no sistema G-MCT. Neste sistema, em função dos valores obtidos pelos coeficientes c' , as amostras foram nitidamente diferenciadas das amostras argilosas (#ITA, #JUA, #MAT, #ESM e #VES) e classificadas como siltosas. A amostra #BRU, que apresentou 42% de areia e 30% de silte no ensaio de granulometria, encontra-se no grupo NS' mas muito próximo ao grupo NA'. Já a amostra #ITG, com frações predominantes de silte (63%) e argila (23%) localiza-se no grupo NS' e próxima ao grupo NG'.

Este resultado permite apontar dois fatos interessantes em relação aos resultados

classificatórios obtidos pela metodologia G-MCT: o primeiro, relacionado à concordância entre a análise granulométrica e o coeficiente c' , calculado através das curvas de deformabilidade do ensaio de compactação Mini-MCV. O segundo, referente à melhor capacidade de diferenciação dessa metodologia em relação às características granulométricas das amostras, uma vez que a TRB coincide amostras com granulometrias muito distintas, conforme exemplificado no parágrafo anterior.

A segunda inconsistência do sistema TRB relatada no item 4.1.1, relacionada à classificação da amostra #RAP (siltosa) em conjunto com as amostras #RIB e #BET (predominantemente arenosas) no grupo A-4, é parcialmente tratada pela metodologia G-MCT. A amostra #BET (63% de fração areia e 20% de silte) foi coerentemente classificada como Gf-NA', assim como a #RAP (62% silte e 23% areia) que se enquadrou no grupo Gf-NS'. Conforme mostrado anteriormente na Tabela 4.2, #BET e #RIB têm granulometrias muito semelhantes. No entanto, a última foi classificada como Gf-NS'. Observa-se que a proximidade entre os valores dos coeficientes c' dessas amostras demonstra essa semelhança granulométrica. A diferenciação de #RIB é justificada pelo baixo valor de d' e, conseqüentemente, maior índice de laterização e' .

Considerando as reflexões expostas nesse item e tratando apenas da comparação entre os sistemas classificatórios aqui abordados, é razoável afirmar que o sistema G-MCT se mostrou menos inconsistente e, portanto, mais adequado para a classificação das amostras analisadas nesta pesquisa. As incongruências apresentadas pela classificação segundo a sistemática TRB sugerem que é necessária cautela ao adotá-la como metodologia classificatória única. Nas seções seguintes, se somarão informações que permitirão maior aprofundamento dessa análise, sobretudo nas questões relacionadas à qualidade desses sistemas em prever o comportamento mecânico dos solos. Adicionalmente, será abordado o sistema de classificação resiliente, cujos critérios de diferenciação se fundamentam nos resultados dos ensaios triaxial de carga repetida.

4.2 - ENSAIOS MECÂNICOS

Nesse tópico, discutem-se os resultados dos ensaios de caracterização do comportamento mecânico das amostras de solos pesquisados. Adicionalmente, serão apresentadas as

classificações resilientes dos solos estudados.

4.2.1 - Ensaio CBR

A Tabela 4.8 apresenta os resultados dos ensaios CBR e expansão das onze amostras estudadas, bem como os parâmetros da compactação. Em conjunto com os outros resultados da caracterização mecânica, os valores do índice CBR e expansão serão avaliados à luz dos sistemas de classificação utilizados, no sentido de se avaliar a qualidade desses em prever o comportamento mecânico observado. Ou seja, os parâmetros mecânicos observados nesses ensaios serão comparados aos esperados por essas metodologias. Os gráficos de compactação, CBR e expansão constam no Anexo D.

Tabela 4.8 – Parâmetros de compactação e valores de índice CBR e expansão dos solos estudados.

Amostra	Parâmetros da compactação		CBR (%)	Expansão (%)
	$w_{ótima}$ (%)	$\rho_{d,máx}$ (g/cm ³)		
#BET	14,4	1,789	16,6	0,65
#BRU	19,5	1,564	20,7	1,31
#ESM	22,2	1,614	15,5	0,01
#ITA	25,2	1,554	11,7	0,01
#ITG	15,8	1,600	7,3	2,33
#JUA	24,5	1,533	29,1	0,05
#MAT	23,0	1,555	23,4	0,09
#NOV	11,5	2,178	51,3	0,01
#RAP	18,5	1,693	19,8	1,08
#RIB	19,1	1,650	13,7	1,43
#VES	14,6	1,850	29,0	0,49

Segundo os valores de referência do Manual de Pavimentação (DNIT, 2006), com exceção de #ITG, todas amostras atendem aos requisitos técnicos para composição de subleitos estradais (CBR maior ou igual a 2,0% e expansão menor ou igual a 2,0%). Pelo critério da expansão, as amostras #BRU, #ITG, #RAP e #RIB não são adequadas para construção de camadas de reforço do subleito, sub-base e base, pois esse parâmetro foi maior que 1,0%.

Pelos resultados obtidos, nenhum material estudado reúne as características técnicas requeridas para a construção de camadas de base. Teoricamente, o único material que poderia ser aproveitado como sub-base é o solo coletado em Nova Lima (#NOV), uma vez que apresenta IG=0, índice de suporte igual ou superior a 20% e expansão menor ou igual a 1,0%.

4.2.2 - Ensaios Mini-CBR e índice RIS

Os ensaios Mini-CBR foram realizados com o objetivo principal de avaliar a magnitude da perda de suporte dos solos estudados após período de imersão, através do índice RIS. Em cada amostra, realizou-se o ensaio em duas condições: (i) na umidade de moldagem, logo após a etapa de compactação Mini-Proctor; e (ii) após período de imersão com duração de 24 horas. A realização desse procedimento pode ser muito útil no sentido de complementar os ensaios classificatórios da MCT, uma vez que confere um importante parâmetro de diferenciação entre solos de comportamento laterítico e não laterítico. A Tabela 4.9 mostra os resultados dos ensaios Mini-CBR, bem como as respectivas relações RIS obtidas. Os resultados relativos às perdas de suporte por imersão/índice RIS serão melhor discutidos no item 4.4 deste capítulo. Os gráficos utilizados para os cálculos de RIS estão apresentados no Anexo E.

Tabela 4.9 – Parâmetros de compactação e valores de índice Mini-CBR e relação RIS dos solos estudados.

Amostra	Parâmetros da compactação		Mini - CBR Ho (%)	Mini - CBR is (%)	RIS (%)
	$w_{ótima}$ (%)	$\rho_{d,máx}$ (g/cm ³)			
#BET	14,1	1,805	47,0	13,8	29
#BRU	19,5	1,584	29,0	5,5	19
#ESM	22,0	1,646	36,0	19,0	53
#ITA	22,0	1,645	26,0	16,2	62
#ITG	16,0	1,500	27,0	1,2	4
#JUA	24,4	1,615	44,9	25,3	56
#MAT	22,5	1,654	40,5	21,0	52
#NOV	13,2	2,243	62,0	49,0	79
#RAP	17,5	1,681	27,5	1,9	7
#RIB	18,0	1,705	29,9	9,8	33
#VES	16,8	1,818	38,0	21,0	55

Comparar os parâmetros de compactação (densidade aparente seca máxima e umidade ótima) entre os ensaios CBR e Mini-CBR pode não constituir uma análise adequada, pelo seguinte motivo: a amostra do ensaio miniaturizado é constituída apenas por partículas de diâmetro menor que 2,00 mm, ao passo que a preparada para o ensaio convencional pode conter partículas maiores. Devido a isso, por mais que a energia de compactação fosse idêntica nos dois casos, o arranjo estrutural dos corpos de prova seria diferente, assim como seus parâmetros de compactação.

Teoricamente, quanto maior o percentual passante na peneira com abertura de 2,00 mm, maior seria a semelhança entre as amostras testadas em ambos ensaios. Seguindo essa lógica, espera-se observar maior similaridade entre os parâmetros de compactação nas amostras que apresentam maior porcentagem de partículas menores que 2,00 mm. A Figura 4.3 Figura 4.2 apresenta o desvio da massa específica aparente seca máxima em relação à reta teórica de igualdade, representada pela linha vermelha. As linhas em cor preta representam a faixa de variação de mais ou menos 5% em relação à igualdade, estabelecida arbitrariamente.

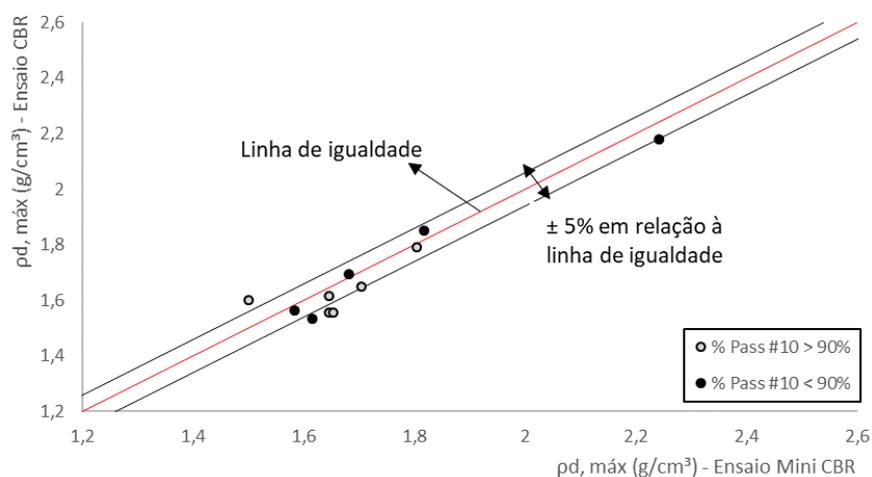


Figura 4.3 – Comparação entre valores de massa específica aparente seca máxima obtidos dos ensaios CBR e Mini-CBR

Apesar de apresentar alto percentual passante na peneira N°10, as amostras #ITA, #ITG, #JUA e #MAT tiveram desvio além da faixa de 5% definida no gráfico. Outra observação diz respeito à amostra #RAP: apesar do baixo percentual que passa na referida peneira, a amostra apresentou maior semelhança entre os valores de densidade para ambos ensaios.

Em relação à umidade ótima, os valores observados apresentaram melhor correspondência. A Figura 4.4 representa a reta teórica de igualdade, com a faixa de intervalo de mais ou menos 5% e os valores de umidade ótima obtidos para os ensaios CBR e Mini-CBR. As amostras com maiores desvios, com exceção de #ITA, foram as que apresentaram menor quantidade de partículas que passam na peneira de 2,00 mm.

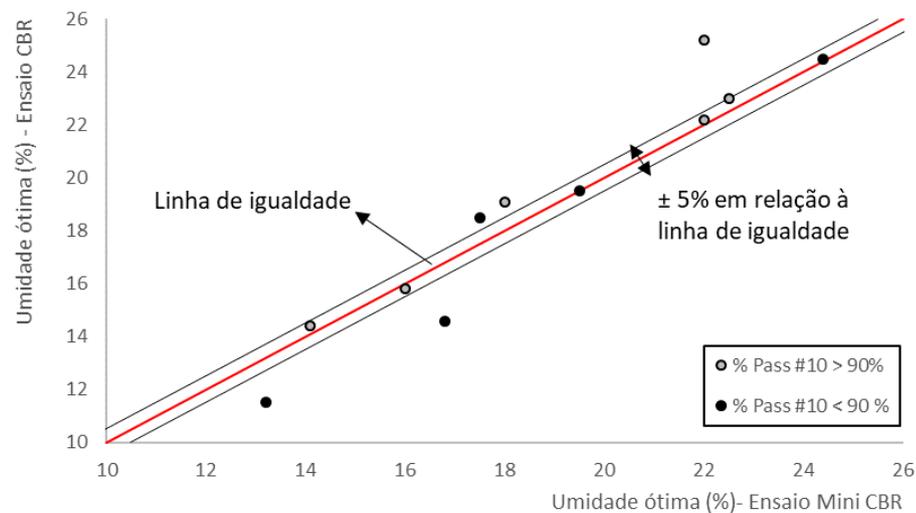


Figura 4.4 – Comparação entre valores de umidade ótima obtidos dos ensaios CBR e Mini-CBR.

Os valores de Mini-CBR foram calculados através das equações que constam na norma DNER-ME 254/97 e que foram desenvolvidas por Nogami, em 1972 (Marson, 2004).

Essas relações foram obtidas através de procedimento de ajuste estatístico, com o tratamento dos dados de um grande número de ensaios e desenvolvimento de correlação direta entre os índices CBR e Mini-CBR. A

Figura 4.5 mostra que, para as amostras estudadas, a correspondência entre esses valores não é significativa, mesmo para as amostras com elevado percentual passante na peneira de 2,00 mm. Esses resultados sugerem que a adoção de correlações como equações universais, válidas para qualquer tipo de solo, pode produzir resultados insatisfatórios.

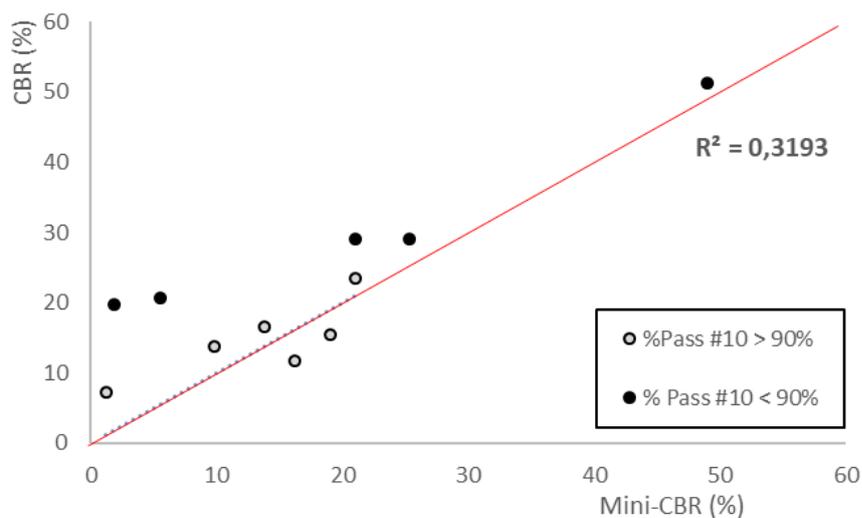


Figura 4.5 – Comparação entre valores CBR e Mini-CBR dos solos ensaiados.

4.2.3 - Módulo de resiliência

Os ensaios triaxiais de carga repetida, pelos motivos discutidos, constituem a melhor configuração experimental para caracterização mecânica de solos e agregados com vistas à aplicação em pavimentação. Nesse item, serão apresentados os resultados dos ensaios de determinação do módulo de resiliência, bem como a classificação resiliente das amostras estudadas. Os gráficos resultantes dos ensaios triaxiais dinâmicos constam no Anexo F.

A Tabela 4.10 mostra os parâmetros de moldagem dos corpos de prova (umidade ótima e densidade aparente seca máxima) A umidade de moldagem foi baseada nos resultados obtidos da compactação (energia Proctor Intermediário) para realização dos ensaios CBR. Devido às características granulométricas dos materiais ensaiados (solos predominantemente finos) utilizou-se o molde de 10 cm de diâmetro por 20 cm de altura, em todos os ensaios.

Tabela 4.10 – Parâmetros de moldagem dos corpos de prova para ensaio triaxial de cargas repetidas.

Amostra	Parâmetros de moldagem	
	$w_{ótima}$ (%)	ρ_d (g/cm ³)
#BET	14,4	1,789
#BRU	19,7	1,564
#ESM	23,1	1,614
#ITA	24,8	1,554
#ITG	16,3	1,600
#JUA	24,4	1,533
#MAT	23,4	1,555
#NOV	11,4	2,178
#RAP	18,5	1,693
#RIB	19,1	1,650
#VES	14,7	1,850

A Tabela 4.11 apresenta os parâmetros k e respectivos valores de R^2 dos modelos σ_d , σ_3 e composto obtidos para as onze amostras ensaiadas. Para transformação dos dados necessária à realização do ajuste, utilizou-se uma planilha eletrônica similar à desenvolvida por Ferreira (2002).

Tabela 4.11 – Resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas dos solos analisados

Amostra	$MR = k_1 \sigma_d^{k_2}$			$MR = k_1 \sigma_3^{k_2}$			$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$			
	k_1	k_2	R^2	k_1	k_2	R^2	k_1	k_2	k_3	R^2
#BET	109,4	-0,2644	0,63	124,7	-0,1640	0,16	166,2	0,3145	-0,4779	0,84
#BRU	47,2	-0,6020	0,91	39,3	-0,5414	0,49	61,2	0,1959	-0,7354	0,91
#ESM	101,4	-0,4001	0,87	91,9	-0,3512	0,45	124,6	0,1541	-0,5039	0,80
#ITA	24,9	-0,5532	0,44	24,2	-0,4479	0,19	23,8	0,3663	-0,9952	0,88
#ITG	48,6	-0,5677	0,94	39,0	-0,5267	0,54	57,8	0,1328	-0,6596	0,88
#JUA	123,9	-0,3755	0,90	117,9	-0,3148	0,42	159,1	0,1892	-0,5044	0,90
#MAT	129,5	-0,4167	0,92	113,3	-0,3768	0,50	153,8	0,1297	-0,5049	0,88
#NOV	555,0	0,0457	0,02	945,2	0,2214	0,27	1155,0	0,5236	-0,2915	0,55
#RAP	54,1	-0,3757	0,75	58,5	-0,2704	0,26	84,2	0,3301	-0,5981	0,88
#RIB	24,2	-0,6488	0,93	19,7	-0,5859	0,51	31,8	0,2017	-0,785	0,91
#VES	294,6	-0,3083	0,77	301,1	-0,2314	0,33	346,2	0,1204	-0,390	0,80

O módulo de resiliência de solos arenosos apresenta maior dependência em relação aos níveis de tensão de confinamento (σ_3), ao passo que os argilosos da tensão desvio (σ_d) (Medina e Motta, 2015). Os resultados obtidos nessa pesquisa sugerem que não há correspondência direta entre a qualidade de ajuste do modelo (aqui representada pelo valor do parâmetro R^2) e a predominância granulométrica das amostras. Os resultados das amostras predominantemente arenosas (#BET, #BRU e #RIB) apresentaram melhor ajuste ao modelo σ_d , que teoricamente é mais apropriado a solos argilosos.

Esses resultados podem ser justificados pela presença, ainda que em menor porcentagem, de fração argila na composição dos solos ensaiados. Em nove das onze amostras, obteve-se um percentual igual ou superior a 15 % dessa fração, o que supostamente influenciou no comportamento resiliente observado. A única amostra com R^2 favorável ao modelo σ_3 foi a #NOV, de caráter mais arenoso. No entanto, o valor do coeficiente de determinação obtido foi muito baixo, indicando má qualidade do modelo ajustado.

Os melhores ajustes foram proporcionados pelo modelo composto: com exceção da amostra #NOV, todos os coeficientes de determinação (R^2) foram iguais ou superiores a 0,80. Ao considerar o efeito combinado das tensões confinante e desvio o modelo tende a apresentar resultados melhores. Apesar disso, para amostras #ESM, #ITG, #MAT e #RIB, foram obtidos valores de R^2 superiores para o modelo σ_d .

Para fins de comparação visual do comportamento resiliente dos solos pesquisados, a Figura 4.6 apresenta as curvas obtidas pelo modelo σ_d , o qual apresentou bom ajuste para a maioria das amostras. Excluiu-se dessa representação a amostra #NOV, em função de sua alta porcentagem de fração areia e pedregulho e, conseqüentemente, da má qualidade de ajuste em relação ao modelo.

Para análise dos resultados é importante entender o significado e influência das constantes k_1 e k_2 no comportamento gráfico observado. A primeira constante (k_1) está diretamente relacionada com o valor médio do módulo de resiliência da amostra. Portanto, aumentar os valores de k_1 significa transladar a curva para cima, em direção a patamares mais elevados de MR.

Já a segunda constante (k_2), refere-se à inclinação dessa curva, sendo que valores negativos de k_2 indicam que o aumento dos níveis de tensão desvio provoca decréscimo nos valores de MR e valores positivos, o oposto. O módulo dos valores de k_2 indica a intensidade do aumento ou diminuição dos valores de módulo de resiliência, em função de um incremento unitário da tensão desvio.

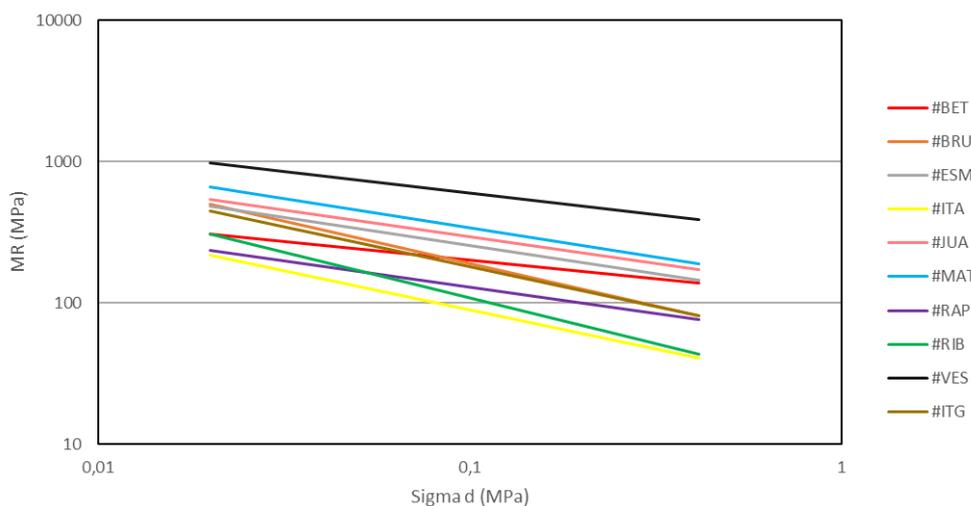


Figura 4.6 – Curvas dos módulos resilientes segundo o modelo σ_d .

A Figura 4.7 mostra que de fato há relação diretamente proporcional entre k_1 do modelo σ_d e a média dos valores de MR medidos durante o ensaio. Verifica-se grande variação entre as amostras, com k_1 variando entre 24,2 e 294,6 MPa.

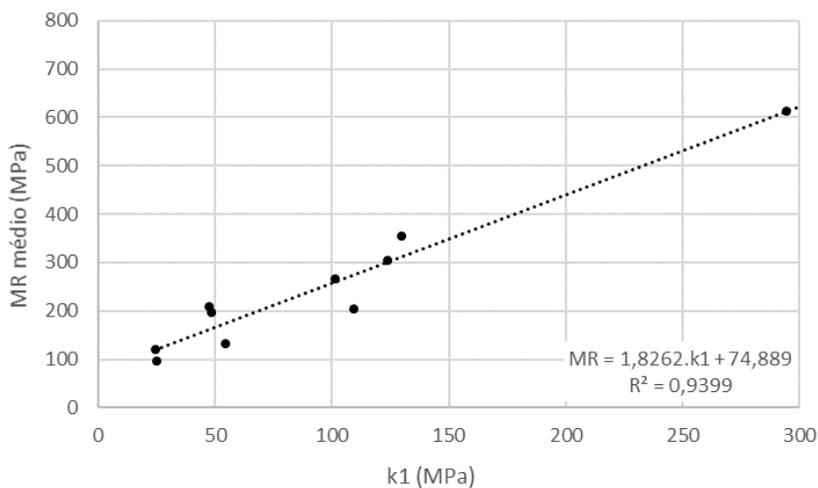


Figura 4.7 – Grau de dependência entre os valores médios de MR e as constantes k_1 do modelo σ_d .

Em relação às constantes k_2 , observa-se que todas amostras representadas apresentam decréscimo de MR em função do aumento das tensões desvio, ou seja, valores negativos.

Constata-se também, semelhança marcante entre os valores de k_2 para as amostras #ESM, #JUA, #MAT, #VES e #RAP. Outra semelhança entre esses valores foi observada nas amostras #ITA, ##BRU e #ITG, sendo que as últimas duas amostras apresentaram resultados quase coincidentes.

As observações aqui apontadas serão oportunamente retomadas no item 4.4, onde os resultados dos ensaios mecânicos serão cruzados às informações referentes aos ensaios de caracterização TRB e MCT. Dessa forma, pretende-se investigar elementos que justifiquem o comportamento mecânico através dos procedimentos e índices classificatórios.

- **Classificação resiliente**

A partir dos resultados dos ensaios triaxiais de cargas repetidas, é possível categorizar as amostras segundo seu comportamento mecânico ligado à deformabilidade elástica.

Conforme abordado no item 2.2.5, o sistema de classificação resiliente faz uma primeira distinção em relação ao tipo granulométrico: solos granulares (aqueles que apresentam menos de 35% em peso de material que passa na peneira N°200) e solos finos (com percentual passante na referida peneira maior que 35%).

Apenas as amostras #NOV e #VES se enquadram no critério de definição de solos granulares, cuja classificação resiliente está apresentada na Figura 4.8. As unidades utilizadas no gráfico classificatório original (kgf/cm^2) foram convertidas para MPa.

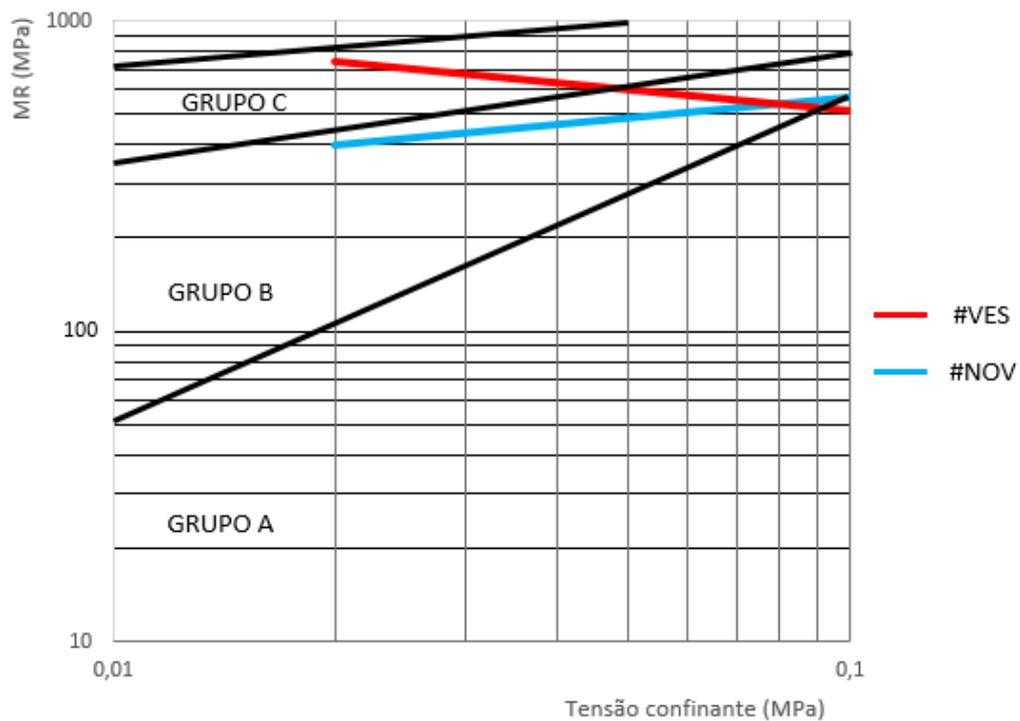


Figura 4.8 – Classificação resiliente das amostras #VES e #NOV.

Em todo os estados de tensão aplicados no ensaio, a amostra #NOV apresentou resposta característica do grupo B da classificação resiliente. Como seu valor de k_2 é menor que 0,50, considerando os critérios desse sistema, trata-se de um solo com grau de resiliência intermediário, de bom comportamento resiliente. Segundo o Manual de Pavimentação, esse material poderia ser utilizado em qualquer camada na estrutura do pavimento, inclusive em bases (DNIT, 2006). No entanto, salienta-se que a qualidade de ajuste dos resultados obtidos para essa amostra ao modelo σ_3 foi ruim ($R^2=0,27$).

Apesar de apresentar percentual passante na peneira N°200 inferior a 35%, a amostra #VES não exibiu comportamento resiliente apropriado ao seu ajuste segundo o modelo σ_3 . Os solos de comportamento compatível a essa modelagem geralmente têm valores de k_2 maiores que zero, indicando que o módulo de resiliência cresce quando os níveis de tensão confinante são aumentados. O valor de k_2 dessa amostra é negativo e, portanto, o módulo de resiliência é decrescente em relação ao aumento de σ_3 . Verifica-se que a curva ajustada atravessa os grupos A, B e C, a depender do estado de tensão aplicado. Também para essa amostra, obteve-se coeficiente de determinação baixo para o modelo σ_3 ($R^2=0,33$).

A Figura 4.9 mostra o gráfico classificatório resiliente para solos finos. Os módulos de resiliência obtidos para as amostras com mais de 35% de partículas que passam na peneira N°200 estão plotados, em dispersão, no gráfico.

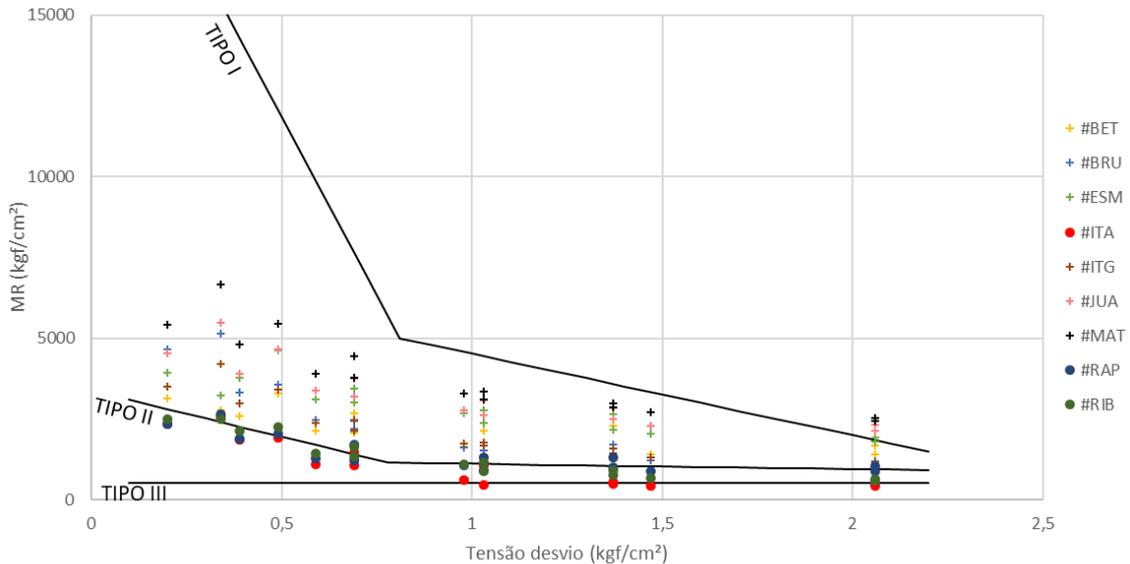


Figura 4.9 – Classificação resiliente de solos finos.

Verifica-se, com exceção das amostras #RIB, #ITA e #RAP, que os solos ensaiados se localizam na região do Tipo I. Pela classificação resiliente, esse grupo inclui solos de bom comportamento resiliente e podem ser empregados em subleitos, camadas de reforço e sub-bases. As exceções se enquadram na região do Tipo II e apresentam comportamento resiliente regular quando utilizado em subleito e camadas de reforço. A amostra #ITA, a partir dos valores de tensão desvio maiores que 1,0 kgf/cm², apresentou valores de módulo de resiliência na região do Tipo III. Pelo que é definido na classificação resiliente, a utilização de solos do Tipo III deve ser vedada em qualquer camada do pavimento e evitada em subleito.

Diferentemente dos outros parâmetros avaliados com finalidade classificatória, o módulo de resiliência não constitui uma propriedade intrínseca dos solos. Seu valor é função de uma série de características de estado do material – principalmente energia de compactação, umidade de moldagem e estado de tensão atuante – e, portanto, utilizá-lo como critério para seleção de materiais pode ser inadequado. Segundo Marangon (2004),

por esses motivos, a utilização do sistema de classificação resiliente não é compatível aos princípios do dimensionamento mecânico de pavimentos, o qual deve levar em conta a contribuição de cada camada para o comportamento do conjunto.

4.3 - ANÁLISE DAS MISTURAS ENTRE SOLOS LATERÍTICO E NÃO LATERÍTICO

Constitui um dos objetivos dessa pesquisa o estudo do comportamento mecânico de misturas entre solos lateríticos e não-lateríticos. A possibilidade de utilização de materiais menos nobres (não-lateríticos) misturados a solos de boa qualidade (lateríticos) contribui nas etapas de seleção de jazidas e áreas de empréstimo. As regiões a serem exploradas devem contar com grandes volumes de material e a possibilidade de constituição de *blends* viabiliza um número maior de jazidas, reduzindo impactos ambientais e conferindo sustentabilidade e economia aos empreendimentos.

Há que se avaliar, no entanto, quais os efeitos geotécnicos da adição dos solos não lateríticos aos lateríticos. Para isso, foram propostas três misturas, cujas porcentagens do material menos nobre crescem continuamente. As proporções testadas foram as seguintes: 70% solo laterítico + 30% solo não laterítico (M1-70/30), 60% solo laterítico + 40% solo não laterítico (M2-60/40) e 50% solo laterítico + 50% solo não laterítico (M3 – 50/50).

Espera-se que o comportamento mecânico de uma mistura entre dois solos é influenciado pelas características individuais combinadas entre as amostras que a constitui. Fatores como granulometria, plasticidade e constituição mineralógica dos solos atuam em conjunto e determinam o comportamento do material composto. Para a seleção das amostras de composição das misturas testadas, adotou-se o seguinte critério: as mesmas devem apresentar plasticidades e granulometrias similares além de, obviamente, uma ser laterítica e a outra não laterítica, pela metodologia MCT. Dessa forma, avalia-se em maior peso o efeito do fator laterização composto no desempenho mecânico medido.

As amostras selecionadas para essa finalidade foram #MAT (de comportamento fortemente laterítico, tendo apresentado o segundo menor índice e') e #ITG (não laterítica, com maior índice e'). A Tabela 4.12 reúne as características principais desses

solos e denota a semelhança nos parâmetros de classificação TRB, conforme almejado. Apesar da segunda amostra ser predominantemente siltosa, as duas foram classificadas no grupo A-7 dessa metodologia.

Tabela 4.12 – Parâmetros classificatórios MCT e TRB das amostras utilizadas nas misturas testadas.

Parâmetros	Amostras	
	#ITG	#MAT
#10	99,50	99,10
#40	97,05	92,47
#200	86,67	68,43
LL	51	51
LP	23	21
IP	16	13
TRB	A-7	A-7
c'	1,43	1,66
d'	6,52	43,75
Pi (%)	325	40
e'	1,85	0,95
MCT	NS'	LG'
Classificação Resiliente	Tipo I	Tipo I

A priori, os dados apresentados fomentam as seguintes reflexões em relação às expectativas sobre o comportamento mecânico das misturas: (i) por pertencerem à mesma classe TRB, a mistura entre ambas não deveria, em termos teóricos, provocar alteração no desempenho mecânico medido individualmente. Antes disso, e pelo mesmo motivo, esse comportamento já deveria ser semelhante quando comparado individualmente – no entanto, pelos resultados apresentados nos itens anteriores constatou-se que isso não ocorreu; (ii) por pertencerem a classes antagônicas no sistema MCT, o comportamento individual das amostras deve ser oposto e a mistura entre ambas provavelmente alterarão bruscamente as propriedades analisadas individualmente.

4.3.1 - Ensaios classificatórios

- **Metodologia TRB**

A Tabela 4.13 mostra os resultados dos ensaios de granulometria conjunta, limites de consistência e massa específica dos sólidos das misturas M1, M2 e M3. Com o objetivo

de facilitar a análise dos resultados, os resultados das amostras #MAT e #ITG também foram incluídos à tabela. Diferentemente dos ensaios granulométricos das amostras individualizadas, a etapa de sedimentação das misturas foi realizada apenas com utilização do defloculante hexametáfosfato de sódio.

Tabela 4.13 – Classificação TRB das misturas M1, M2 e M3 e de seus componentes individuais

Amostra	ρ_s (g/cm ³)	Frações granulométricas (segundo ABNT 6502/1995)						LL (%)	IP (%)	TRB (IG)
		Argila (%)	Silte (%)	A. fina (%)	A. média (%)	A. grossa (%)	Pedreg. (%)			
#MAT	2,632	43	20	20	13	4	0	51	21	A-7-5 (13)
M1 - 70L/30N	2,635	38	32	15	11	3	1	53	26	A-7-6 (17)
M2 - 60L/40N	2,636	34	40	13	10	2	1	54	25	A-7-6 (17)
M3 - 50L/50N	2,641	31	45	12	11	1	0	54	23	A-7-5 (16)
#ITG	2,643	23	63	7	6	1	0	51	23	A-7-6 (16)

Em relação aos resultados da granulometria, o principal efeito observado foi a diminuição da fração argila e aumento de silte conforme a proporção de #ITG aumenta. O resultado está dentro do esperado, uma vez que essa amostra isolada apresentou percentuais de 63% de silte e 23% de argila e a amostra #MAT 20% e 43% dessas frações, respectivamente. Para os ensaios de determinação da massa específica dos sólidos, também se observou essa coerência: os valores obtidos são intermediários aos valores individuais, com leve tendência de aumento com a maior presença de #ITG na mistura. Nos resultados de M1 e M2 há percentual de 1% referente à fração pedregulho, o qual pode ser considerado como um desvio normal, atribuído à dificuldade de garantir perfeita homogeneidade das amostras.

Já os resultados dos ensaios de determinação dos limites de consistência não corresponderam às expectativas. Apesar de apresentarem valores aproximadamente constantes, todos os resultados de limite de consistência foram ligeiramente superiores que o resultado de 51% encontrado para as duas amostras individualmente. Conseqüentemente, os valores de IP também se mostraram um pouco mais elevados em

relação aos obtidos para as amostras isoladas, bem como os valores de IG. Uma possível causa dessa divergência pode estar relacionada à baixa repetibilidade dos ensaios de limites de consistência, conforme discutido anteriormente.

- **Metodologia MCT**

A Tabela 4.14 mostra os resultados dos ensaios classificatórios MCT das misturas M1, M2 e M3. Para facilitar a análise comparativa, os resultados das amostras #MAT e #ITG foram incluídos na tabela.

Tabela 4.14 – Classificação MCT das misturas M1, M2 e M3 e de seus componentes individuais

Amostra	Parâmetros Mini-MCV		Pi (%)	e'	Grupo MCT
	c'	d'			
#MAT	1,66	43,75	40	0,95	LG'
M1 - 70L/30N	1,66	21,15	128	1,31	NG'
M2 - 60L/40N	1,44	7,50	110	1,56	NS'
M3 - 50L/50N	1,43	6,47	170	1,69	NS'
#ITG	1,43	6,52	325	1,85	NS'

Constata-se coerência nos dados e maior repetibilidade dos ensaios da metodologia MCT. Com exceção do valor discrepante de Pi (%) para a mistura M2, os valores dos parâmetros MCT das composições mantiveram-se todos dentro das faixas limites, teoricamente impostas pelas amostras isoladas. Observou-se redução abrupta dos coeficientes c' e d' de M1 para M2 e discreta de M2 para M3. A redução de d' sugere que uma proporção próxima de M1 determina a transição dos comportamentos laterítico e não laterítico para a mistura entre os dois solos.

A Figura 4.10 mostra o posicionamento das amostras #ITG, #MAT e misturas M1, M2 e M3 no ábaco classificatório MCT. De acordo com o esperado, quanto maior a proporção de #ITG na mistura, maior é o índice de laterização (e') e menor o índice granulométrico (c').

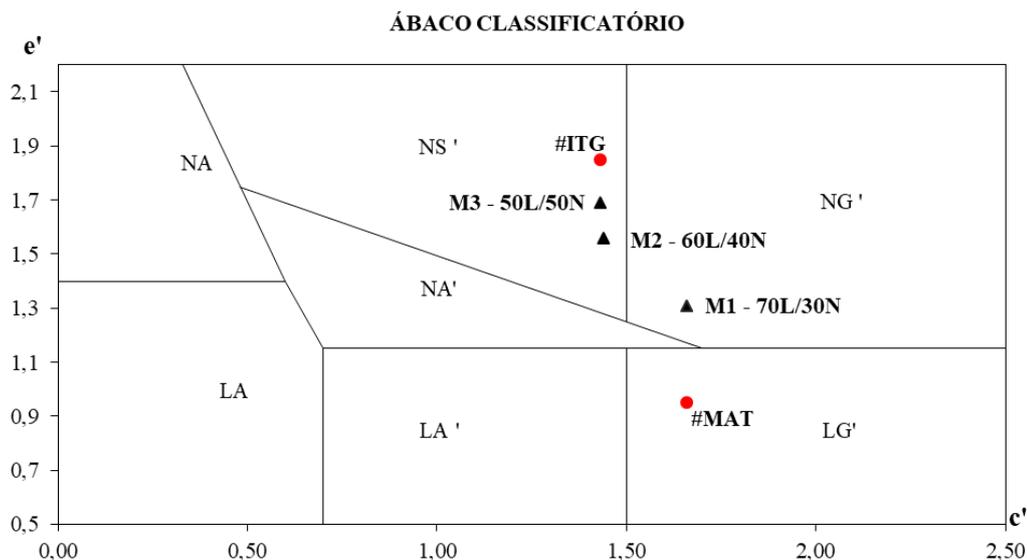


Figura 4.10 – Posição das misturas M1, M2 e M3 e de seus componentes individuais no ábaco classificatório MCT.

- **Metodologia G-MCT**

Integrando os resultados dos ensaios de compactação Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão das frações passantes na peneira N°10 à análise granulométrica da fração retida nessa mesma peneira, se obtém o resultado da classificação G-MCT. As misturas estudadas pertencem ao tipo granulométrico Gf, uma vez que #ITG e #MAT individualmente também pertencem. A Tabela 4.15 mostra o resultado dessa classificação.

Tabela 4.15 – Classificação G-MCT das misturas M1, M2 e M3 e de seus componentes individuais.

Amostra	Grupo MCT	Tipo granular	Classificação G-MCT	Descrição
#MAT	LG'	Gf	Gf-LG'	Solo granular fino argiloso laterítico c/ pedreg.
M1 - 70L/30N	NG'	Gf	Gf-NG'	Solo granular fino argiloso não laterítico c/ pedreg.
M2 - 60L/40N	NS'	Gf	Gf-NS'	Solo granular fino siltoso não laterítico c/ pedreg.
M3 - 50L/50N	NS'	Gf	Gf-NS'	Solo granular fino siltoso não laterítico c/ pedreg.
#ITG	NS'	Gf	Gf-NS'	Solo granular fino siltoso não laterítico c/ pedreg.

4.3.2 - Ensaios mecânicos

- **CBR**

A Tabela 4.16 mostra os resultados dos ensaios de índice CBR e de expansão realizados nas misturas M1, M2 e M3 e em seus componentes individuais.

Tabela 4.16 – Resultados dos ensaios CBR e expansão das misturas testadas e seus componentes individuais.

Amostra	Parâmetros da compactação		CBR (%)	Expansão (%)
	w (%)	$\rho_{d,máx}$ (g/cm ³)		
#MAT	23	1,555	23,4	0,09
M1 - 70L/30N	22,9	1,549	25,4	1,83
M2 - 60L/40N	24,9	1,528	16,8	1,54
M3 - 50L/50N	22,3	1,544	12,9	2,25
#ITG	15,8	1,600	7,3	2,33

Os parâmetros de compactação obtidos para as misturas não corresponderam ao que era esperado: a umidade ótima de M2 foi maior que a obtida por #MAT isoladamente e os valores máximos da massa específica aparente seca não seguiram nenhuma ordem lógica. No entanto, as curvas obtidas desses ensaios foram consideradas aceitáveis, ou seja, foram bem definidas (dois pontos no ramo seco, um próximo à umidade ótima e dois pontos no ramo úmido).

A representação das curvas das amostras isoladas e das misturas está na Figura 4.11. Atribui-se tais incongruências à dificuldade de garantir homogeneidade perfeita no processo de compactação dos corpos de prova (ainda que seja utilizado dispositivo mecanizado) e homogeneização das misturas.

Em relação aos valores de CBR obtidos, identifica-se maior coerência: conforme a proporção de #ITG aumenta na mistura, os valores de suporte diminuem. No entanto, o resultado de M1 foi 2% superior ao encontrado na amostra #MAT pura, contrariando a expectativa. Em relação aos valores de expansão também é notório o efeito da adição de #ITG, visto que as três misturas apresentaram valores expansão superiores a 1,5%. Teoricamente, M2 deveria apresentar expansão superior a M1, o que não foi observado.

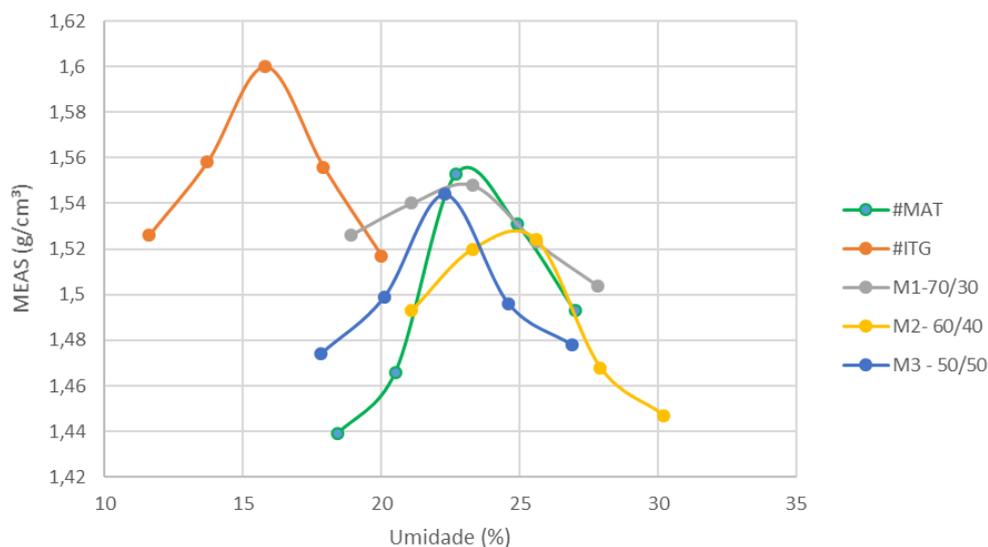


Figura 4.11 – Curvas de compactação das misturas e amostras isoladas.

Apesar das inconsistências apontadas, no que se refere aos resultados dos ensaios de CBR e expansão, é evidente o efeito negativo provocado pela adição de #ITG em #MAT. Considerando os parâmetros desses ensaios isoladamente, conclui-se que é inviável a utilização de M3 para qualquer finalidade de pavimentação, em função do comportamento expansivo acentuado. As misturas M1 e M2 também apresentaram desempenho bastante comprometido em função das expansões observadas.

- **Mini-CBR e índice RIS**

Os resultados dos ensaios Mini-CBR e dos valores RIS para as misturas e amostras isoladas estão apresentados na Tabela 4.17 a seguir.

Tabela 4.17 – Resultados dos ensaios Mini-CBR das amostras

Amostra	Parâmetros da compactação		Mini - CBR Ho	Mini - CBR is (%)	RIS (%)
	$w_{ótima}$ (%)	$\rho_{d,máx}$ (g/cm³)			
#MAT	22,5	1,654	40,5	21,0	52
M1 - 70L/30N	21,5	1,619	37,5	14,0	37
M2 - 60L/40N	19,8	1,517	34,2	11,2	33
M3 - 50L/50N	17,3	1,512	32,3	8,8	27
#ITG	16,0	1,500	27,0	1,2	4

Diferentemente dos resultados encontrados segundo a metodologia CBR convencional, para o procedimento miniaturizado obteve-se excelente correspondência entre valores esperados e valores obtidos. Constata-se que todos os parâmetros em análise, inclusive os de compactação, se mantiveram em valores intermediários em relação aos obtidos para amostras isoladas. O aumento da proporção de #ITG na mistura provocou os seguintes efeitos: (i) diminuição nos valores de umidade ótima e densidade aparente seca máxima, (ii) decréscimo dos valores de Mini-CBR na condição imersa e não imersa e (iii) redução dos valores de RIS, denotando susceptibilidade crescente das misturas em relação aos efeitos deletérios da água.

Conforme discutido no Capítulo 2, a compactação em seção plena utilizada no ensaio Mini-CBR proporciona maior homogeneidade ao processo, no que se refere à distribuição da energia de compactação às amostras, e reduz drasticamente qualquer influência externa ao ensaio. O contraste observado entre a qualidade dos ensaios tradicional e miniaturizado pode ser justificado, pelo menos parcialmente, pelas diferenças no procedimento de compactação realizados em ambos.

- **Módulo de Resiliência**

A Tabela 4.18 apresenta os coeficientes k_1 , k_2 , k_3 obtidos dos ensaios triaxiais de cargas repetidas para as misturas estudadas e amostras que as compõe isoladamente, segundo os modelos matemáticos de ajuste em função de σ_d , σ_3 e composto.

Tabela 4.18 – Coeficientes k_1 , k_2 , k_3 obtidos dos ensaios triaxiais de cargas repetidas das misturas M1, M2, M3 e amostras que as compõem.

Amostra	$MR = k_1 \sigma_d^{k_2}$			$MR = k_1 \sigma_3^{k_2}$			$MR = k_1 \sigma_3^{k_2} \sigma_d^{k_3}$			
	k_1	k_2	R ²	k_1	k_2	R ²	k_1	k_2	k_3	R ²
#MAT	129,5	-0,4167	0,92	113,3	-0,3768	0,50	153,8	0,1297	-0,5049	0,88
M1 - 70L/30N	122,6	-0,3413	0,90	114,8	-0,2936	0,47	149,3	0,1511	-0,4464	0,90
M2 - 60L/40N	77,9	-0,5202	0,91	65,7	-0,4720	0,50	96,2	0,1553	-0,6241	0,83
M3 - 50L/50N	58,0	-0,5751	0,89	45,3	-0,5417	0,53	67,2	0,1127	-0,6527	0,91
#ITG	48,6	-0,5677	0,94	39,0	-0,5267	0,54	57,8	0,1328	-0,6596	0,88

Os ajustes obtidos pelos modelos σ_d e composto apresentaram bons resultados e qualidade similar, ao passo que o modelo σ_3 apresentou baixos valores de R^2 para todos os ensaios. Em relação ao coeficiente k_1 (parâmetro do ensaio que mais se relaciona à magnitude dos valores módulos de resiliência obtidos) verifica-se que a adição de #ITG ao solo #MAT provocou sua diminuição de forma contínua. Essa observação é válida para todos os modelos utilizados e condiz com o comportamento esperado: as amostras #ITG e #MAT apresentam k_1 extremos (menor e maior, respectivamente) e as misturas valores intermediários e continuamente decrescentes, no sentido de M1 para M3.

A Figura 4.12 mostra o posicionamento dos valores de MR obtidos nos ensaios, em forma de dispersão, no gráfico classificatório segundo os critérios de resiliência de solos finos (DNIT, 2006). Observa-se que todas as amostras se situam predominantemente na área dos solos de Tipo I.

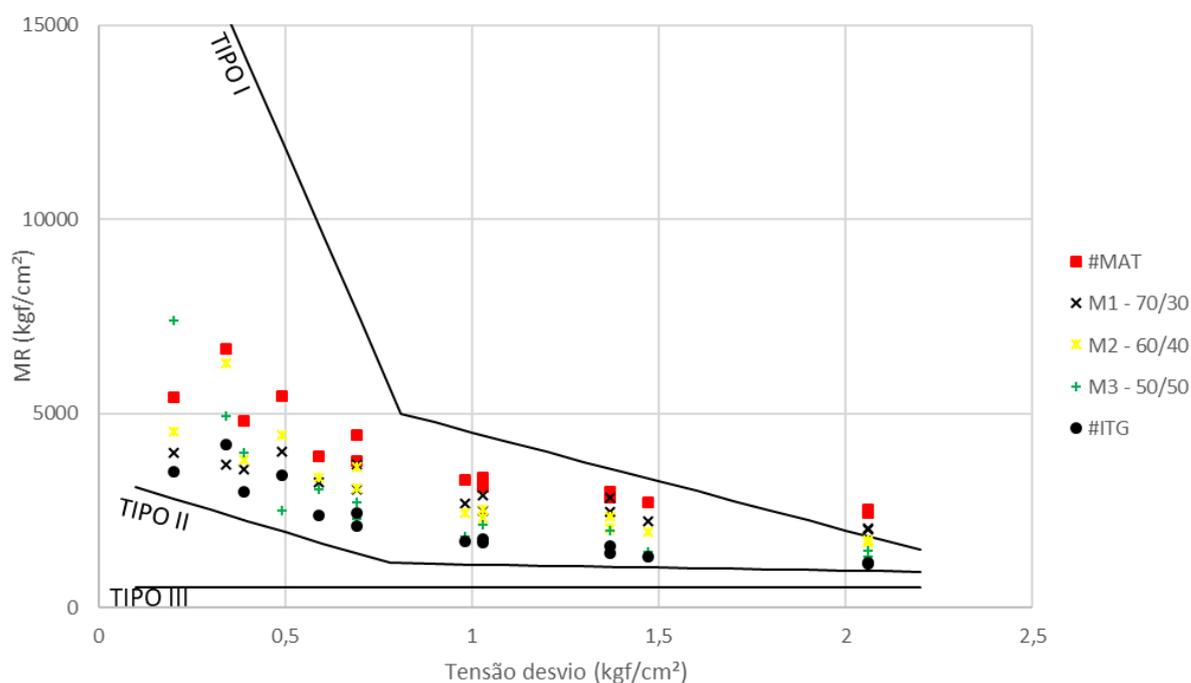


Figura 4.12 – Classificação resiliente das misturas e amostras #ITG e #MAT.

4.4 - ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE AS METODOLOGIAS

O presente item contempla os resultados mais importantes da pesquisa e seu conteúdo é imprescindível para o cumprimento dos objetivos previamente definidos. Desenvolvem-

se análises cruzadas entre os dados obtidos pelos sistemas de classificação TRB, MCT e G/MCT e pelas metodologias de caracterização mecânica CBR, Mini-CBR e Módulo de Resiliência. Em linhas gerais, tais análises consistem em comparar o desempenho mecânico previsto pelas metodologias classificatórias com o observado nos ensaios mecânicos. A qualidade dessas metodologias será avaliada em termos do nível de correspondência entre os parâmetros previstos e os observados e de sua consistência ligada à identificação de padrões de comportamento de acordo com os grupos classificatórios.

Nesse sentido, o procedimento de análise comparativa será conduzido segundo dois vieses distintos. O primeiro, de caráter semi-quantitativo, consiste na simples comparação entre a faixa de valores esperada para determinado parâmetro mecânico e os obtidos pelos ensaios laboratoriais. Há duas respostas possíveis para a análise em questão, a saber: (i) ou o valor observado está dentro da faixa prevista e (ii) ou o valor não corresponde ao esperado. A segunda perspectiva de análise consiste em quantificar o grau de compatibilidade entre os diferentes parâmetros classificatórios das metodologias TRB e MCT/G-MCT, através de recursos matemático-estatísticos.

4.4.1 - Análise semi-quantitativa

- **Análise I: Sistema classificatório TRB – Ensaio CBR e Expansão**

A Tabela 4.19 apresenta os dados referentes à classificação TRB das onze amostras coletadas e os valores de CBR previstos e observados. As faixas de valores previstos de suporte foram extraídas do Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) e não correspondem a um nível determinado de energia de compactação. Os dados referentes à expansão também são incluídos e analisados de forma qualitativa. Baseando-se nas informações do quadro classificatório TRB (Tabela 2.1), designações para qualidade de subleito com os termos “excelente a bom” e “sofrível a mau”, e no limite de expansão de 2,0% para subleitos conforme sugere o DNIT, estabelecem-se duas categorias para análise de expansão: valor satisfatório (para solos que apresentarem expansão menor que 2,0%) e insatisfatório (para solos com expansão igual ou superior a 2,0%).

Tabela 4.19 – Correspondência entre o sistema TRB e os parâmetros de CBR e expansão.

Amostra	Classe TRB	CBR (%) previsto		CBR(%) medido	Corresponde ao esperado?	Expansão prevista*	Expansão medida*	Corresponde ao esperado?
		Mínimo	Máximo					
#BET	A-4	4	25	17	Sim	Insatisfatória	Satisfatória	Não
#BRU	A-7-5	1	15	21	Não	Insatisfatória	Satisfatória	Não
#ESM	A-7-6	1	15	16	Não	Insatisfatória	Satisfatória	Não
#ITA	A-7-6	1	15	12	Sim	Insatisfatória	Satisfatória	Não
#ITG	A-7-6	1	15	7	Não	Insatisfatória	Insatisfatória	Sim
#JUA	A-7-5	1	15	29	Não	Insatisfatória	Satisfatória	Não
#MAT	A-7-5	1	15	23	Não	Insatisfatória	Satisfatória	Não
#NOV	A-1-b	20	mais de 80	51	Sim	Satisfatória	Satisfatória	Sim
#RAP	A-4	4	25	20	Sim	Insatisfatória	Satisfatória	Não
#RIB	A-4	4	25	14	Sim	Insatisfatória	Satisfatória	Não
#VES	A-2-7	12	30	29	Sim	Satisfatória	Satisfatória	Sim
M1-70L/30N	A-7-6	1	15	25	Não	Insatisfatória	Satisfatória	Não
M2-60L/40N	A-7-6	1	15	17	Não	Insatisfatória	Satisfatória	Não
M3-50L/50N	A-7-5	1	15	13	Sim	Insatisfatória	Insatisfatória	Sim

*Classes de expansão: Exp < 2,0% (Satisfatória) e Exp ≥ 2,0% (Insatisfatória)

Referências com base na tabela TRB e limites de expansão para subleitos (DNIT, 2006)

Para as amostras estudadas, constata-se inconsistência da Metodologia TRB no que tange à sua capacidade de predição dos parâmetros CBR e expansão. Em relação à previsão dos valores de suporte CBR, observou-se uma taxa de 50% de acerto e para expansão, menos de 30%. Refinando a análise, verifica-se que os resultados ruins se devem, em maior parte, às previsões para os solos finos dos grupos A-7-5 e A-7-6 (para essas amostras, a taxa geral de acerto cai para 22,2%). As amostras pertencentes ao grupo A-4 tiveram a totalidade dos índices CBR estimados de forma correta, no entanto todos os valores de expansão foram mal previstos. Para as amostras #VES (A-2-7) e #NOV (A-1-b), o sistema de predição funcionou perfeitamente.

Por ter sido desenvolvida para classificação de solos de regiões de clima frio e temperado, onde o intemperismo atua em intensidade e por mecanismos diferentes da realidade tropical, a metodologia TRB não contempla as peculiaridades das frações finas dos solos desse ambiente. Em condições tropicais, o processo de intemperização e laterização atua de forma intensa nessas frações, o que não ocorre em regiões de clima mais amenos. Essa diferença relacionada ao meio físico pode constituir a principal justificativa para a baixa taxa de acerto desse sistema na classificação dos solos finos (grupo A-7) analisados.

- **Análise II: Sistema classificatório TRB – Ensaio de determinação do Módulo de Resiliência**

A análise do tópico anterior se baseou na comparação entre os parâmetros de comportamento geotécnico medidos nos ensaios e valores de referência obtidos da literatura técnica. Em relação ao cruzamento de informações dos resultados dos ensaios de classificação TRB e de determinação do Módulo de Resiliência, não há referências consagradas que orientem nesse sentido. Dessa forma, essas informações serão reunidas para simples verificação de consistência de resultados.

Se houver algum traço de correspondência entre o sistema classificatório e o parâmetro de resiliência, no caso, o valor médio dos módulos de resiliência medidos no ensaio – amostras de uma mesma classe TRB apresentarão valores aproximados desse parâmetro. A Tabela 4.20 apresenta os grupos classificatórios das amostras e os respectivos valores médios dos módulos de resiliência.

Tabela 4.20 – Valores médios de MR segundo classes as classes TRB identificadas na pesquisa

Amostra	Grupo TRB	MR médio da amostra (MPa)	MR médio do grupo (MPa)
#NOV	A-1-b	515	515
#VES	A-2-7	597	597
#BET	A-4	207	155
#RAP		136	
#RIB		123	
#BRU	A-7-5	214	281
#JUA		307	
#MAT		356	
M3 - 50L/50N		247	
#ESM	A-7-6	267	225
#ITA		100	
#ITG		198	
M1 - 70L/30N		278	
M2 - 60L/40N		281	

Constata-se que as amostras classificadas nos grupos A-1 e A-2 apresentaram valores médios altos, o que vai ao encontro do que era esperado. No entanto, há discrepância classificatória notável para os solos finos, sobretudo para as amostras do grupo A-7-6 (o valor máximo observado é quase três vezes o mínimo).

Outra observação chama a atenção: o valor médio obtido para as amostras classificadas como A-4 (155 MPa) é inferior ao obtido para as amostras A-7-5 (281 MPa) e A-7-6 (225 MPa), o que contraria a ideia de que esses últimos apresentariam pior desempenho mecânico.

Portanto, conclui-se que não há relação direta e nítida entre os mecanismos de classificação TRB e o comportamento resiliente dos solos avaliados. Salienta-se que apenas a análise de um conjunto maior e diverso de dados permitiria a confirmação consistente dessas constatações. De qualquer forma, a incompatibilidade relatada é racionalmente prevista, uma vez que o sistema TRB se vale dos valores de índice de grupo (IG), parâmetro originalmente utilizado para previsão dos valores de suporte CBR, como importante critério classificatório.

- **Análise III – Sistema classificatório G-MCT – Ensaio CBR e Expansão**

De forma similar à realizada no tópico anterior, a Tabela 4.21 reúne as informações referentes à classificação MCT e G-MCT das amostras e os respectivos valores de CBR e expansão para simples avaliação de consistência dos resultados.

Entende-se que analisar esses resultados à luz da metodologia MCT original, para solos finos, que passam integralmente da peneira N°10, pode não constituir uma conduta correta, pois os ensaios CBR e de expansão são realizados em amostras que contém partículas maiores que 2,00 mm. Por esse motivo, a análise comparativa será feita através da metodologia G-MCT, de forma a considerar esse detalhe.

Tabela 4.21 – Valores de CBR e expansão relacionados às classes G-MCT.

Amostra	CBR (%) da amostra	Exp. (%) da amostra	Classe G-MCT
#ESM	16	0,01	Gf-LG'
#ITA	12	0,01	
#JUA	29	0,05	
#MAT	23	0,09	
#VES	29	0,49	
#BET	17	0,65	Gf-NA'
M1 - 70L/30N	25	1,83	Gf-NG'
#BRU	21	1,31	Gf-NS'
#ITG	7	2,33	
#RAP	20	1,08	
#RIB	14	1,43	
M2 - 60L/40N	17	1,54	
M3 - 50L/50N	13	2,25	
#NOV	51	0,01	Ps-LA'

Para os grupos em que há ocorrência de mais de uma amostra (Gf-NS' e Gf-LG') observa-se uma dispersão significativa nos parâmetros de expansão e CBR. O valor máximo do índice de suporte é três vezes maior que o mínimo para Gf-NS' e quase duas vezes e meia para Gf-LG'. No entanto, se segmentarmos esses dados em dois grandes grupos, os de solos com finos lateríticos e os de finos não lateríticos, identifica-se um padrão de distinção nítido: o primeiro grupo apresenta suporte mais elevado e expansão inferior em relação ao segundo grupo, conforme mostra a Tabela 4.22. Portanto, em relação a esses parâmetros, pode-se considerar que o sistema apresenta boa capacidade de diferenciação.

Tabela 4.22 – Comportamento de solos com finos lateríticos e não lateríticos.

Natureza da fração fina	CBR médio (%)	Expansão média (%)
Laterítica	27	0,11
Não laterítica	17	1,55

- **Análise IV – Sistema classificatório G-MCT – Ensaio de determinação do módulo de Resiliência**

A Tabela 4.23 mostra os valores médios dos módulos de resiliência das amostras ensaiadas e a respectivas classes da metodologia G-MCT.

Tabela 4.23 – Valores de Módulo de Resiliência e classes G-MCT

Amostra	Média MR (MPa)	Classe G-MCT
#ESM	267	Gf-LG'
#ITA	100	
#JUA	307	
#MAT	356	
#VES	597	
#BET	207	Gf-NA'
M1 - 70L/30N	278	Gf-NG'
#BRU	214	Gf-NS'
#ITG	198	
#RAP	136	
#RIB	123	
M2 - 60L/40N	281	
M3 - 50L/50N	247	
#NOV	515	Ps-LA'

Percebe-se que há dispersão importante nos valores médios de módulo de resiliência em amostras pertencentes a um mesmo grupo classificatório. Tal fato é mais grave principalmente no grupo Gf-LG'. A grande variabilidade observada sugere que os mecanismos classificatórios dessa metodologia não explicam de forma satisfatória a variação do módulo de resiliência.

Chama a atenção o fato da amostra #VES ter sido incluída junto às amostras de solos finos argilosos. Apesar de conter fração fina argilosa, esse material tem presença significativa de frações mais grosseiras (28% de areia e 40% de pedregulho). Esse fato sugere a existência de mecanismo classificatório falho da Metodologia G-MCT. A faixa granulométrica que define o grupamento Gf é muito ampla e contempla amostras muito distintas.

Assim como na análise anterior, se todas as observações forem segmentadas em dois grupos – de solos laterítico e não lateríticos – percebe-se que a primeira variedade apresenta valor médio de módulo de resiliência superior ao do segundo grupo - os solos lateríticos apresentam módulo médio de 357 MPa e os não lateríticos 211 MPa. O Manual de Pavimentação (DNIT, 2006) apresenta relações possíveis entre a classificação MCT e resiliente para solos finos, conforme apresentado na Tabela 4.24. Na última coluna, as cores em verde representam as ocorrências de sucesso em relação à correspondência entre a classe esperada e a observada, a cor vermelha representa o fracasso.

Tabela 4.24 – Correspondências possíveis entre classificação MCT e resiliente.

Amostra	Classificação MCT (fração fina)	Classificação resiliente esperada	Classificação resiliente observada
#ESM	LG'	I	I
#ITA			II
#JUA			I
#MAT			I
#VES			Solo granular*
#BET	NA'	II	I
M1 - 70L/30N	NG'	II	I
#BRU	NS'	II	I
#ITG			I
#RAP			II
#RIB			II
M2 - 60L/40N			I
M3 - 50L/50N			I
#NOV	LA'	I	Solo granular*

* Solos com menos de 35% passantes na peneira N°200

Percebe-se mais uma vez que esse tipo de correspondência não se evidencia. Por serem dependentes de uma gama ampla de fatores, inclusive relacionados ao comportamento tensão-deformação dos materiais, os resultados dos ensaios triaxiais dinâmicos não são facilmente previstos e pré-arbitrados.

- **Análise V - Ensaios da Metodologia MCT – Ensaios Mini-CBR e relação RIS**

Por fim, conforme mostrado na Tabela 4.25, apresenta-se análise comparativa entre a classificação MCT, os resultados dos ensaios Mini-CBR e índices RIS.

Tabela 4.25 – Relação entre classificação MCT e os resultados Mini-CBR e RIS.

Amostra	Classe MCT	Valores encontrados			Valores previstos	
		Mini - CBR Ho (%)	Mini - CBR Ho(%) médio	RIS (%)	Mini CBR sem imersão previsto*	RIS previsto (%)
#ESM	LG'	36,0	37,1	53	Elevado	≥ 50%
#ITA		26,0		62		
#JUA		44,9		56		
#MAT		40,5		52		
#VES		38,0		55		
#BRU	NS'	29,0	30,0	19	Médio - Elevado	< 50%
#RAP		27,5		7		
#RIB		29,9		33		
#ITG		27,0		4		
M2 - 60L/40N		34,2		33		
M3 - 50L/50N	32,3	27				
M1 - 70L/30N	NG'	37,5	37,5	37	Elevado	≥ 50%
#NOV	LA'	62,0	62,0	79	Muito elevado	< 50%
#BET	NA'	47,0	47,0	29	Elevado	< 50%

* Definido apenas em classes qualitativas, uma vez que as referências numéricas são válidas apenas para Energia Normal.

Nesse ponto, percebe-se os melhores resultados em termos de consistência de diferenciação dos solos e correspondência entre comportamentos previsto e observado. Os valores de Mini-CBR sem imersão obtidos para as classes em que há ocorrência de mais de uma amostra (LG' e NS') apresentam baixa dispersão em torno da média (a única exceção é #ITA). Além disso, apresentam ordens de grandeza compatíveis às classes qualitativas previstas por Nogami e Villibor (1995).

Em relação aos valores de RIS (%), constata-se correspondência total entre o critério de diferenciação proposto pela metodologia – $RIS \geq 50\%$ (solos lateríticos) e $RIS < 50\%$ (solos não lateríticos) – e os resultados observados. Nesse sentido, os dados aqui obtidos sugerem que o índice constitui uma ferramenta com grande potencial de diferenciação dos solos tropicais.

4.4.2 - Análise estatística

Nessa seção, os dados dos ensaios classificatórios e de caracterização mecânica serão analisados através de ferramentas estatísticas. Nesse sentido, deseja-se verificar o nível

de associação e dependência entre os parâmetros classificatórios das metodologias TRB/MCT/G-MCT e os índices que retratam o comportamento mecânico-geotécnico medido por ensaios laboratoriais padronizados. Os parâmetros de resposta avaliados nessa análise são: índice de suporte CBR, expansão (obtida segundo a norma DNIT – ME 172/2016) e o valor médio dos módulos de resiliência obtidos dos ensaios triaxiais dinâmicos.

A Tabela 4.26 apresenta resumo das medidas descritivas básicas de todas as variáveis analisadas. Salienta-se que o índice e' não foi incluído na tabela, pois é função dos parâmetros d' e P_i . Verifica-se, para maior parte dos parâmetros, que os valores de média e mediana são semelhantes, denotando simetria entre os dados e a ocorrência de poucos valores extremos e destoantes.

Tabela 4.26 – Estatística descritiva dos parâmetros analisados.

Parâmetros	MR méd (MPa)	CBR(%)	Exp(%)	c'	d'	P_i	RIS	IP*	IG	P#10	P#40	P#200
Mínimo	109	7,3	0,01	0,90	5,67	0,30	0,04	0	0	47,2	32,7	15,8
Mediana	257	18,3	0,87	1,44	20,84	1,13	0,35	18	11	98,4	88,2	68,4
Média	274	20,9	0,93	1,53	23,78	1,25	0,39	15	9	87,0	79,1	57,7
Máximo	597	51,3	2,33	2,26	58,00	3,25	0,79	31	18	99,8	97,1	86,7
D. Padrão	135	10,5	0,83	0,36	16,99	0,80	0,21	11	7	18,3	20,4	20,7

*As amostras que apresentaram comportamento Não-Líquido (NL) e Não Plástico (NP) tiveram IP considerado nulo.

Um procedimento utilizado para verificação da associação entre duas variáveis é o diagrama de dispersão (Bussab e Morettin, 2017). Através de sua análise identifica-se, de forma preliminar, o nível de dependência entre as variáveis e se a relação existente é positiva (as variáveis são diretamente proporcionais) ou negativas (as variáveis são inversamente proporcionais).

Os diagramas de dispersão estão apresentados a seguir: MR médio-Parâmetros MCT/TRB (Figura 4.13 e Figura 4.14), CBR-Parâmetros MCT/TRB (Figura 4.15 e Figura 4.16), e Expansão-Parâmetros MCT/TRB (Figura 4.17 e Figura 4.18).

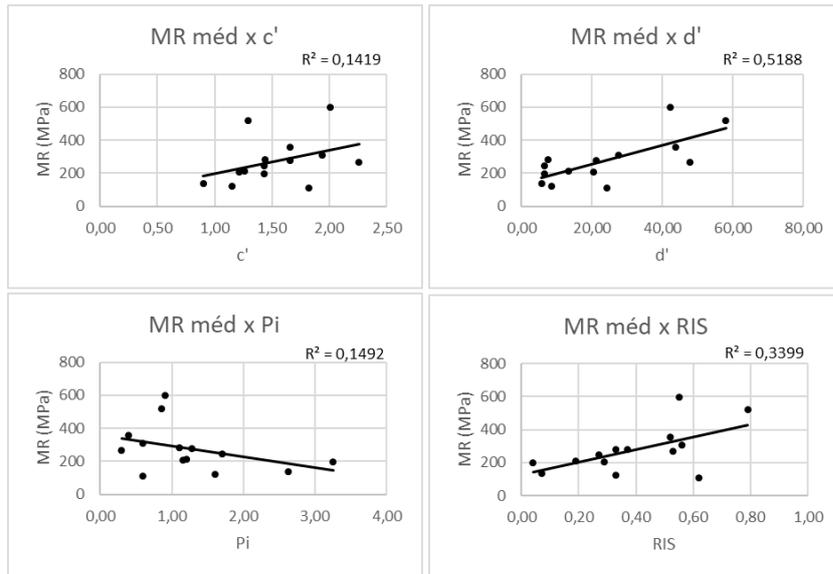


Figura 4.13 – Gráficos de dispersão de MR médio e parâmetros classificatórios MCT.

Os diagramas indicam dependência positiva do módulo de resiliência em relação às variáveis c' , d' e RIS e negativa para P_i . Identifica-se visualmente que os parâmetros d' e RIS apresentam menor dispersão em relação à linha de tendência, sinalizando melhor ajuste linear.

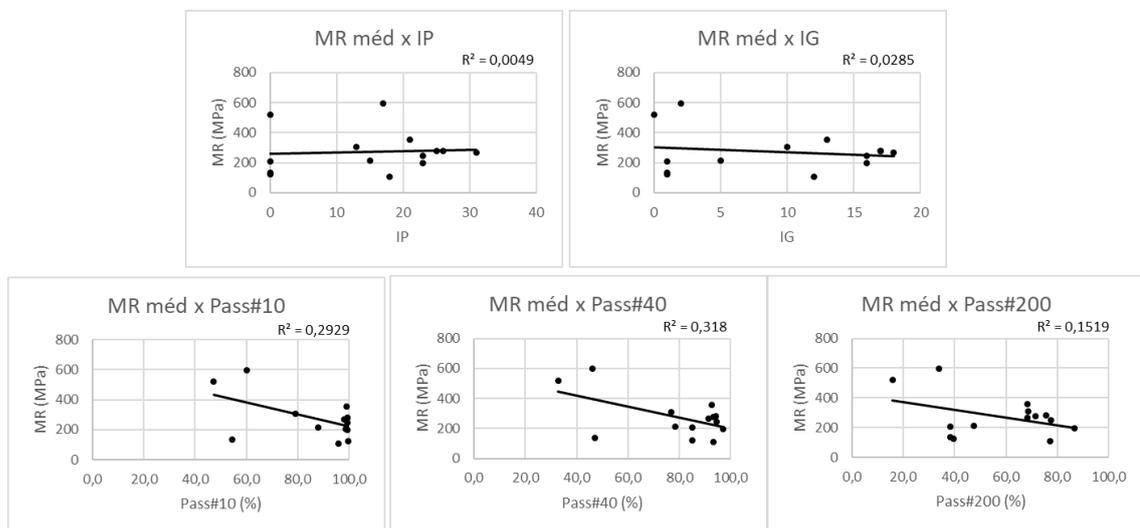


Figura 4.14 – Gráficos de dispersão de MR médio e parâmetros classificatórios TRB.

Os gráficos indicam que há dependência positiva do módulo de resiliência apenas em relação à IP e negativa para as outras variáveis. No entanto, verifica-se grande dispersão dos dados em relação à reta ajustada, confirmada pelos baixos valores de R^2 , demonstrando menor dependência de MR em relação aos parâmetros TRB.

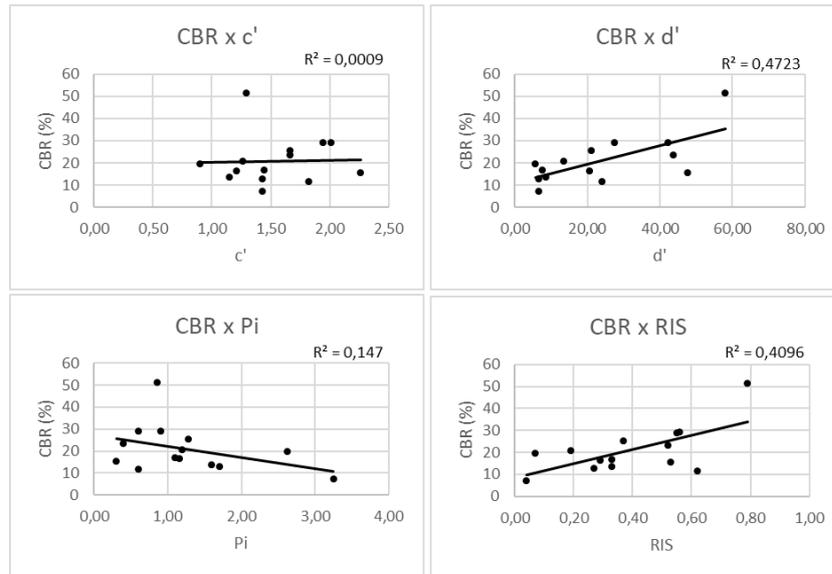


Figura 4.15 – Gráficos de dispersão de CBR e parâmetros classificatórios MCT.

Constata-se dependência positiva do índice CBR em relação aos parâmetros d' e RIS e negativa para Pi . Em relação ao parâmetro c' , observa-se grande dispersão dos dados em relação à reta, corroborada pelo baixo valor de R^2 . Além disso, a reta ajustada denota que qualquer variação em c' pouco influi nos valores de CBR.

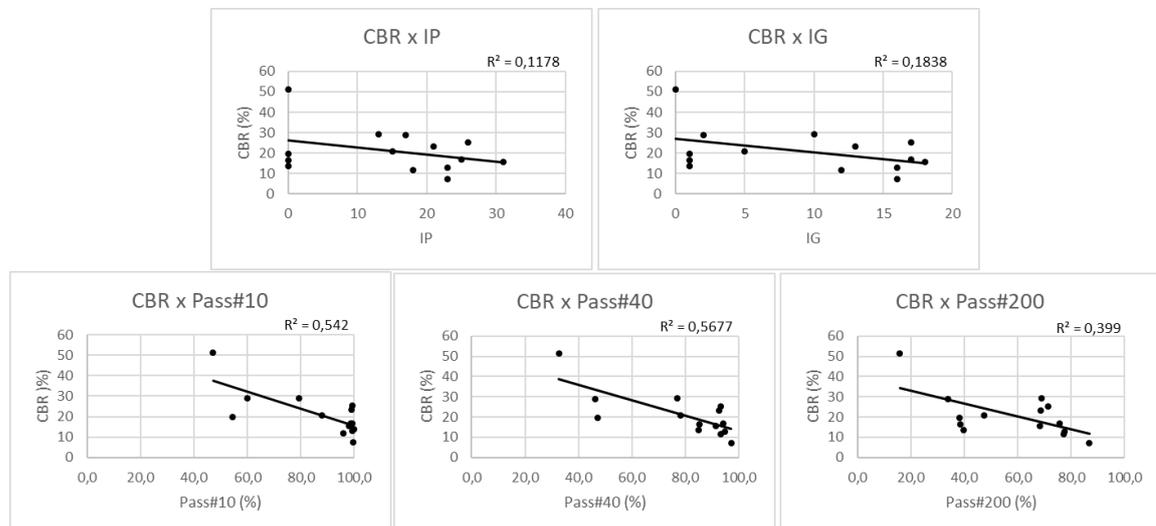


Figura 4.16 - Gráficos de dispersão de CBR e parâmetros classificatórios TRB.

Verifica-se dependência negativa entre CBR e todos os parâmetros classificatórios em questão, com melhores ajustes para os parâmetros de granulometria. O parâmetro IG, utilizado para estimar o CBR pela metodologia TRB, apresentou baixa relação de dependência, assim como IP.

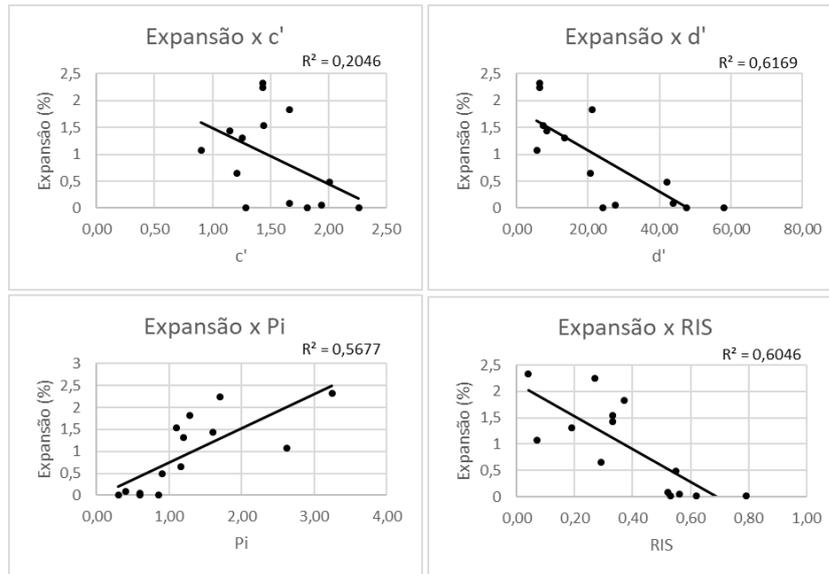


Figura 4.17 – Gráficos de dispersão de expansão e parâmetros classificatórios MCT.

Os diagramas indicam dependência negativa da expansão em relação aos parâmetros c' , d' e RIS e positiva para Pi . Os valores de R^2 obtidos indicam que as melhores associações entre todos os parâmetros analisados ocorrem entre a expansão e os índices d' , Pi e RIS, o que revela boa compatibilidade entre as ferramentas classificatórias MCT em relação à expansão.

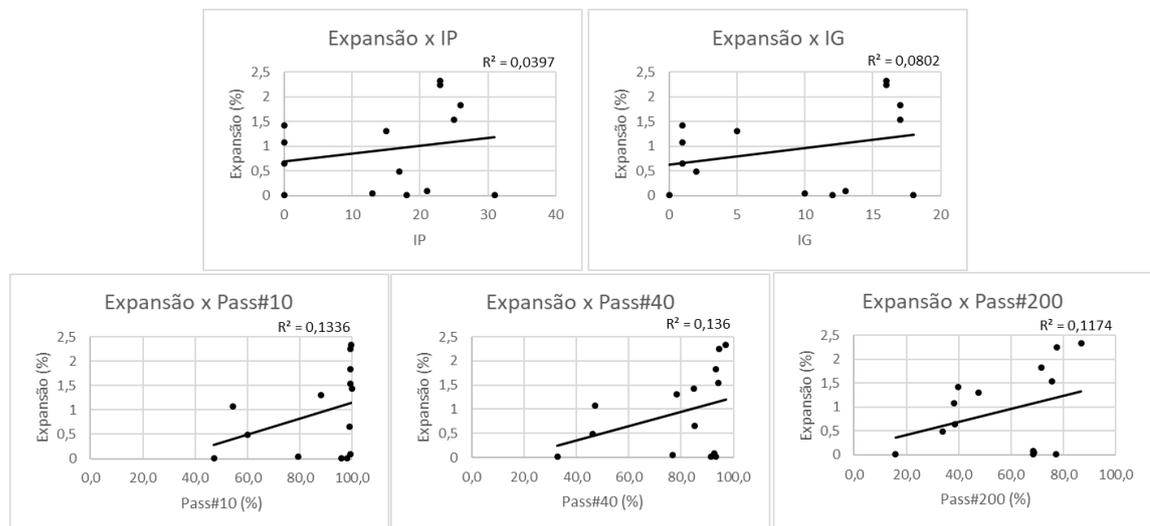


Figura 4.18 - Gráficos de dispersão de expansão e parâmetros classificatórios TRB.

Verifica-se relação positiva entre expansão e todos os parâmetros TRB em questão. Mais uma vez, a qualidade dos ajustes obtidos entre os índices classificatórios da TRB e o parâmetro resposta foi inferior à obtida pela metodologia MCT.

Com o objetivo de melhor precisar o nível de associação entre os dados – parâmetros classificatórios TRB/MCT e parâmetros de resposta mecânica (módulo de resiliência, CBR e Expansão) – serão calculados os coeficientes de correlação de Pearson para cada par de associação entre parâmetro classificatório e resposta mecânica. O cálculo é feito pela expressão apresentada na Equação 4.1.

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})(y_i - \bar{y})}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (x_i - \bar{x})^2} \sqrt{\sum_{i=1}^n (y_i - \bar{y})^2}} \quad (4.1)$$

Em que x_1, x_2, \dots, x_n e y_1, y_2, \dots, y_n são os valores medidos de ambas as variáveis e \bar{x} e \bar{y} são as média aritméticas. A Tabela 4.27 apresenta os valores dos coeficientes de correlação calculados para todos os pares x e y.

Tabela 4.27 – Tabela de correlação entre os parâmetros mecânicos e classificatórios

<i>Coefficientes de correlação de Pearson</i>	<i>MR médio</i>	<i>CBR</i>	<i>Expansão</i>
<i>c'</i>	0,376723	0,030772	-0,452361
<i>d'</i>	0,720278	0,687212	-0,785417
<i>Pi</i>	-0,386307	-0,383348	0,753440
<i>RIS</i>	0,582977	0,639989	-0,777542
<i>IP</i>	0,070260	-0,343170	0,199295
<i>IG</i>	-0,168796	-0,428709	0,283170
<i>Pass10</i>	-0,541230	-0,736182	0,365546
<i>Pass40</i>	-0,563932	-0,753490	0,368810
<i>Pass200</i>	-0,389746	-0,631681	0,342650

Legenda - classes conforme Santos (2007)	
$0 < r < 0,1$	Correlação ruim
$0,1 \leq r < 0,5$	Correlação fraca
$0,5 \leq r < 0,8$	Correlação moderada
$0,8 \leq r < 1,0$	Correlação forte

O coeficiente de correlação de Pearson varia entre -1 (correlação negativa perfeita) e 1 (correlação positiva perfeita). A análise dos resultados obtidos permite as seguintes constatações:

- Os valores de d' e RIS apresentam correlação moderada com todos os parâmetros mecânico-geotécnicos (MR médio, CBR e expansão);
- O comportamento expansivo dos solos é razoavelmente associado aos parâmetros d' , P_i e RIS. Sabe-se que a magnitude dos valores de expansão está fortemente relacionada à constituição mineralógica dos solos que, por sua vez, está diretamente ligada ao seu grau de laterização. Portanto, pode-se concluir que essa constatação corrobora as expectativas relacionadas à metodologia MCT, uma vez que o principal critério de classificação é a diferenciação dos solos de comportamento laterítico (pouco expansivos) e não lateríticos (expansivos);
- Parâmetros granulométricos e relacionados à plasticidade dos solos não estão associados à expansão. Essa observação complementa e confirma a afirmação do item anterior: o comportamento expansivo está intimamente relacionado a questões referentes à gênese e constituição mineralógica dos solos, que são contempladas na metodologia MCT;
- Conforme esperado, os parâmetros granulométricos associam-se moderadamente aos valores de Módulo de Resiliência e CBR (exceto para o par Pass200 e MR médio);
- Pelo fato da metodologia TRB conferir grande peso ao Índice de Grupo (IG) para estimativa dos valores de suporte CBR, tais valores deveriam apresentar grau de associação moderado ou alto, o que não foi observado para os solos ensaiados. Esse fato pode ser explicado pela diferença de gênese entre os solos de climas frios e temperados (compatíveis à metodologia TRB) e os solos tropicais;
- Os parâmetros IP e IG, de grande peso classificatório na metodologia TRB, não estão significativamente associados a nenhum parâmetro resposta avaliado. Tal constatação sugere que essa metodologia apresenta baixo potencial de classificação para os solos estudados.

CAPÍTULO 5 - CONCLUSÕES E SUGESTÕES

5.1 - CONCLUSÕES

O presente estudo reuniu dados para discussão sobre a qualidade de metodologias de classificação de solos usuais no universo da pavimentação nacional. Atenção especial foi dedicada à comparação entre os sistemas TRB, metodologia americana amplamente utilizada no meio técnico brasileiro, e a MCT/G-MCT, sistema classificatório que considera as particularidades do meio físico tropical. A pesquisa foi fundamentada na avaliação dos resultados obtidos para onze solos coletados na Região Metropolitana de Belo Horizonte. Portanto, as conclusões aqui apresentadas se referem aos resultados obtidos para essas amostras, sendo necessária a extensão dos estudos para a extrapolação das mesmas.

Pelo fato de considerar as peculiaridades da pedogênese tropical, é razoável imaginar que a metodologia MCT apresente respostas mais compatíveis em termos de classificação e previsão de comportamento geotécnico dos solos tropicais. Os resultados encontrados permitiram confirmar tais expectativas. As ferramentas classificatórias da metodologia TRB mostraram-se incompatíveis para a avaliação da maior parte das amostras estudadas.

Em relação à essa metodologia, destaca-se que o índice de grupo (IG) apresenta baixo grau de associação com as respostas mecânicas avaliadas. Chama a atenção o baixo grau de correlação entre esse parâmetro e os valores de suporte CBR, uma vez que ambos deveriam estar intrinsecamente relacionados, segundo a construção teórica do sistema TRB.

Outra constatação notável refere-se ao baixo grau de inter-relação entre o índice de plasticidade (IP), importante parâmetro classificatório da metodologia TRB, e as propriedades mecânicas avaliadas. Nesse sentido, pode-se concluir que os ensaios de determinação dos limites de consistência, quando tratados de forma isolada, não são eficazes como critério de diferenciação de solos. No entanto, analisando o índice de atividade (A), relação entre o IP e o percentual de argila na amostra, se observou compatibilidade com a previsão do comportamento expansivo.

Os resultados obtidos sugerem que os parâmetros granulométricos considerados pela TRB (percentuais passantes nas peneiras #10, #40 e #200) apresentam o maior nível de associação com a resposta mecânica dos materiais, sobretudo para o CBR e o módulo de resiliência médio (os valores de expansão não se associam significativamente a esses parâmetros). No entanto, a metodologia americana atribui peso classificatório exagerado ao percentual que passa na peneira N°200, causando a inclusão de amostras com granulometrias muito distintas em uma mesma classe.

Em relação à metodologia MCT, observou-se melhor relação entre os parâmetros classificatórios e o desempenho mecânico. Pelo menos para os solos estudados, a diferenciação do comportamento dos solos em laterítico ou não laterítico, se mostrou mais adequada que os critérios da TRB. Chama a atenção o bom grau de associação obtido entre os parâmetros mecânicos CBR, módulo de resiliência e expansão e os índices d' e RIS, o qual foi corroborado pela análise estatística.

Os resultados sugerem que a inclusão do índice RIS como parâmetro classificatório de solos tropicais, não com o foco de pesquisa dos valores de Mini-CBR propriamente ditos, pode constituir excelente ferramenta classificatória. Para os resultados obtidos nessa pesquisa, observou-se correspondência total entre classificação de solos lateríticos e valores de RIS superiores a 50%.

Ao incorporar dados referentes à granulometria das amostras, a complementação G-MCT contribui para a superação da limitação da metodologia MCT original (exclusiva para solos finos) e, teoricamente, potencializa os critérios de classificação de solos tropicais. No entanto, para os resultados obtidos, percebe-se que a grande amplitude da classe granulométrica G_f contempla solos com granulometrias muito diversas e, por consequência, desempenhos geotécnicos distintos.

Entende-se que incluir classes intermediárias ao ábaco G-MCT, de modo a compartimentar ainda mais os grupos granulométricos existentes, ou incluir a análise dos resultados de outras peneiras poderia produzir melhores resultados. No entanto, para corroborar essa hipótese, é necessária realização de um número maior de ensaios,

contemplando amostras com granulometrias com maior diversificação possível.

Analisando as metodologias TRB e MCT/G-MCT em conjunto, conclui-se que ambas podem ser tratadas como complementares mas não compatíveis, como era de se esperar. A pesquisa identificou que amostras distintas podem ser agrupadas em uma mesma classe TRB e, ao mesmo tempo, serem classificadas em grupos antagônicos da MCT (laterítico x não laterítico).

Em relação à classificação resiliente, a segmentação proposta de solos granulares e finos se mostrou inadequada para a amostra #VES. Apesar de apresentar menos de 35% de partículas menores que 0,075 mm, essa amostra apresentou melhor ajuste com o modelo σ_d (solos finos). Além disso, observou-se que a classificação resiliente de um solo pode não ser única, uma vez que esses valores dependem do estado de tensão imposto. Dessa forma, um mesmo material pode pertencer a dois grupos classificatórios distintos, a depender do estado de tensão analisado.

Verificou-se que não há correspondência evidente entre os resultados das classificações MCT e resiliente, contrariando a tabela de correlação que consta no Manual de Pavimentação do DNIT. Conforme afirmado por Marangon (2004), por ser uma propriedade complexa e de dependência multifatorial, os resultados dos ensaios de módulo de resiliência não são facilmente previstos por sistemas classificatórios.

Quanto ao estudo referente às misturas entre solos lateríticos e não lateríticos, testou-se diferentes proporções com o objetivo de viabilizar a utilização de solos menos nobres (saprolíticos). A mistura M1 com menor proporção de solo não laterítico (70% L + 30% N) apresentou aumento brusco nos valores de expansão e diminuição do índice RIS, sem redução significativa de resistência. A mistura M2 com 40% de solo não laterítico apresentou redução acentuada dos coeficientes k_1 , para todos os modelos, indicando perda importante das propriedades resilientes em relação à amostra laterítica isolada. A mistura M3, com 50% de solo não laterítico, apresentou expansão maior que 2,0%, sendo vedado seu emprego na estrutura do pavimento, para qualquer finalidade. As misturas M2 e M3, pelos critérios vigentes do DNIT, poderiam ser utilizadas em camadas de reforço e

como subleito. Para avaliação das propriedades das misturas, também se observou maior consistência de resultados para os ensaios da metodologia MCT em relação à TRB.

As análises apresentadas indicam algumas inconsistências em relação à utilização do sistema TRB para classificação dos solos estudados. O procedimento classificatório da MCT, ao considerar as peculiaridades desses solos e do meio físico em que ocorrem, permite superar parte das dificuldades advindas da utilização daquela metodologia. As complementações da G-MCT, ao incorporar informações referentes à granulometria das amostras, potencializa o sistema de classificação de solos tropicais, fornecendo resultados coerentes e de grande utilidade para a engenharia rodoviária brasileira.

5.2 - SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

As análises e discussões aqui apresentadas têm validade restrita e limitada às amostras estudadas. A comprovação desses resultados, em um nível mais amplo e geral, demanda a reunião de dados de um número maior de solos e a avaliação de parâmetros adicionais. Nesse sentido, apresentam-se as seguintes sugestões complementares ao presente estudo:

- Extrapolação da metodologia desta pesquisa para outras áreas de estudo, com a finalidade de acumular dados que fomentem análises complementares e referentes à qualidade dos sistemas de classificação de solos para fins rodoviários;
- Estudo de maior número de solos com granulometria do grupo G_f - com distribuição mais diversa possível, para avaliação da adequabilidade de proposição de grupo granulométrico intermediário à classificação G-MCT;
- Realização de ensaios químicos e físicos - determinação relação sílica-sesquióxidos, difração de raios-X (DRX) e microscopia eletrônica por varredura (MEV) – para complementação e confirmação dos dados de classificação MCT;
- Realização de ensaios de deformação permanente, como parâmetro de resposta mecânica adicional à análise. Nesse sentido, tais resultados poderiam ser incluídos nas análises semi-quantitativas e estatísticas;

- Dados os resultados do índice RIS como parâmetro de diferenciação entre solos lateríticos e não lateríticos, propor metodologia alternativa que simplifique a obtenção de parâmetro semelhante, que continue retratando o contraste de suporte seco/imerso, sem o rigor da limitação de altura do corpo de prova. Tal imposição torna o ensaio pouco produtivo e é necessária para obtenção de Mini-CBR.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1988). **Solo – Análise granulométrica:** NBR – 7181. São Paulo. 13 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016a). **Grãos de solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da massa específica:** NBR – 6458. São Paulo. 8 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016b). **Solo – Determinação do limite de liquidez:** NBR – 6459. São Paulo. 6p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016c). **Solo – Determinação do limite de plasticidade:** NBR – 7180. São Paulo. 3p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (2016d). **Amostras de solo - Preparação para ensaios de compactação e ensaios de caracterização:** NBR – 6457. São Paulo. 9 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. (1995). **Rochas e Solos:** NBR – 6502. São Paulo. 18 p.

BALBO, J. T (2007). **Pavimentação Asfáltica: Projetos e Restauração.** Editora Oficina de Textos. São Paulo.

BARROSO, S.H.A (2002). **Estudo dos solos da região metropolitana de Fortaleza para aplicação na Engenharia Rodoviária.** Tese (Doutorado em Engenharia de Transportes). Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo. São Carlos – SP. 253p.

BERNUCCI, L.L.B. et al (2008). **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros.** Petrobras. 1ª Edição. Rio de Janeiro.

BUSSAB, W. O.; MORETTIN, P. A. (2017) **Estatística básica.** 9ª Edição. Editora Saraiva. São Paulo – SP.

CARVALHO, R. G. (2005). **Correlações entre os ensaios DCP e CBR para solos saprolíticos de textura fina.** Dissertação (Mestrado em Infraestrutura de Transportes) Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos – SP. 142 p.

CASTRO, B. M. C. de. (2002). **Caracterização geotécnica de solos da região central de Minas Gerais para aplicação em obras rodoviárias.** Dissertação (Mestrado em

Ciências em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 244 p.

DAS, B. M. (2013). **Fundamentos de Engenharia Geotécnica**. Tradução da 7ª edição norte-americana. Editora Cengage Learning. São Paulo.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. (1994a). **Solos – compactação em equipamento miniatura**. ME – 228. Rio de Janeiro. 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. (1994b). **Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-MCV**. ME – 258. Rio de Janeiro. 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. (1994c). **Solos compactados em equipamento miniatura – determinação da perda de massa por imersão**. ME – 256. Rio de Janeiro. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. (1997). **Solos compactados em equipamento miniatura – Mini-CBR e expansão**. ME – 254. Rio de Janeiro. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2006). **Manual de Pavimentação**. Rio de Janeiro. 278 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2016). **Solos – Determinação do índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras Não Trabalhadas**. ME – 172. Rio de Janeiro. 17 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES (2018). **Pavimentação – Solos – Determinação do módulo de resiliência**. ME – 134. Rio de Janeiro. 18 p.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA AGROPECUÁRIA (2018). **Sistema Brasileiro de Classificação de Solos**. 5ª edição. Brasília.

FERREIRA, J. G, H, M. (2002). **Elaboração e Análise da Base de Dados de Ensaio Triaxiais Dinâmicos da COPPE/UFRJ**. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 263 p.

GODOY, H. (1997). **Identificação e Classificação Geotécnica de Latossolos do Estado de São Paulo pelo Método das Pastilhas MCT**. Tese (Doutorado em Geociências).

Programa de Pós-Graduação em Geoquímica e Geotectônica da Universidade de São Paulo. São Paulo - SP. 144 p.

GODOY, H.; BERNUCCI, L. L. B. (2002). **O Método das Pastilhas na Compreensão das Propriedades Geotécnicas Básicas dos Solos: Um Recurso Didático**. In: XVI Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Natal – RN.

LIMA, L. C. (2000). **O Ensaio DCP Aplicado no Controle de Qualidade de Compactação de Obras Viárias Executadas com Solos Lateríticos de Textura Fina**. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura de Transportes), Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos – SP. 164 p.

MACÊDO, J. A. G. (1996). **Interpretação de Ensaios Deflectométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis**. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 478 p.

MARANGON, M. (2004). **Proposição de Estruturas Típicas de Pavimentos para Região de Minas Gerais Utilizando Solos Lateríticos Locais a Partir da Pedologia, Classificação MCT e Resiliência**. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 448 p.

MARSON, L. A. (2004). **Correlações entre Ensaios CBR E Mini-CBR para Solos Lateríticos de Textura Fina**. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura de Transportes). Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos – SP. 141 p.

MARSON, M. (2004). **Análise Crítica da Classificação MCT para Solos Tropicais**. Dissertação (Mestrado em Infraestrutura de Transportes). Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos – SP. 218 p.

MEDINA, J. de; MOTTA, L.M.G. da. (2015) **Mecânica dos Pavimentos**. 3ª Edição. Editora Interciência, Rio de Janeiro – RJ.

MEDRADO, W. A. (2009). **Caracterização Geotécnica de Solo da Região Norte de Minas Gerais para Aplicação em Obras Rodoviárias**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP). Ouro Preto - MG. 142 p.

MINAS GERAIS (2009). **RMBH – A Região que Habitamos**. Agência de Desenvolvimento da Região Metropolitana de Belo Horizonte. Belo Horizonte – MG.

MOTTA, L. M. G. da (1991). **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis: Critério de Confiabilidade e Ensaio de Cargas Repetidas**. Tese (Doutorado em Ciências em Engenharia Civil). Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro - RJ. 384 p.

MOTTA, L.M.G. da; MEDINA, J. de (2006) **Investigação e desenvolvimento em Mecânica dos Pavimentos na COPPE-Brasil**. Programa de Pós-graduação da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro – RJ.

NOGAMI, J. S. e VILLIBOR D. F. (1995). **Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos**. Editora Villibor. São Paulo - SP.

NOGAMI, J. S.; VILLIBOR D. F. (1981) **Uma Nova Classificação de Solos para Finalidades Rodoviárias**. Simpósio Brasileiro de Solos Tropicais em Engenharia. COPPE/UFRJ. CNPq. ABMS. Rio de Janeiro - RJ.

OLIVEIRA. F. G. (2018). **Análise da Aplicabilidade da Classificação MCT na Execução de Bases Rodoviárias com Utilização de Solos Lateríticos Estabilizados**. Dissertação (Mestrado em Geotecnia). Programa de Pós-Graduação em Geotecnia do Núcleo de Geotecnia da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto (UFOP). Ouro Preto - MG. 147 p.

SANTOS, C. (2007). **Estatística descritiva - Manual de Autoaprendizagem**, 2ª Edição. Editora Sílabo 2007. Portugal.

VERTAMATTI, E. (1988). **Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com Base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resiliente**. Tese (Doutorado em Ciências). Instituto Tecnológico de Aeronáutica. São José dos Campos – SP. 300 p.

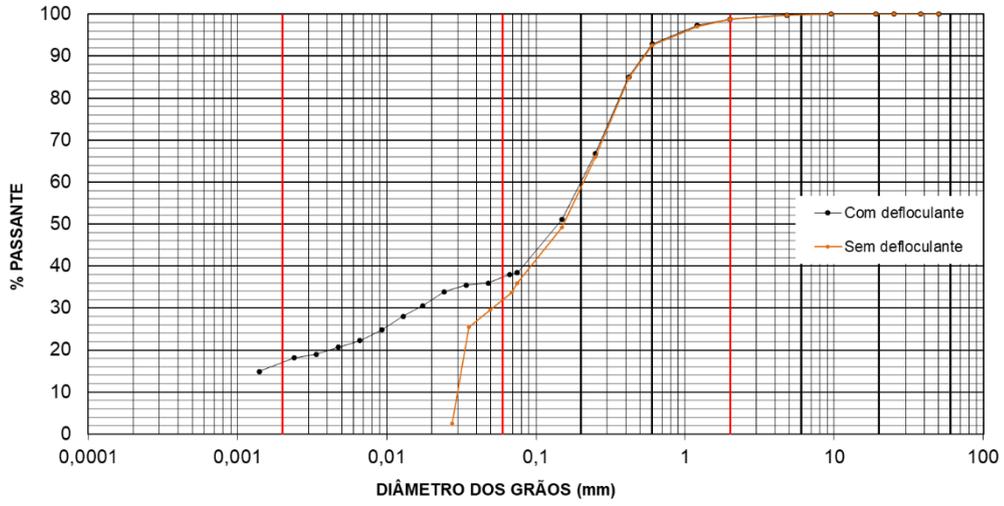
VILLIBOR, D. F.; ALVES, D. M. L. (2017) **Classificação de solos tropicais de granulação fina e grossa**. Revista Pavimentação, nº 43, jan-mar2017, ABPv-Associação Brasileira de Pavimentação. Rio de Janeiro – RJ.

VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S. (2009). **Pavimentos econômicos: tecnologia do uso dos solos finos lateríticos**. Editora Arte & Ciência. São Paulo – SP.

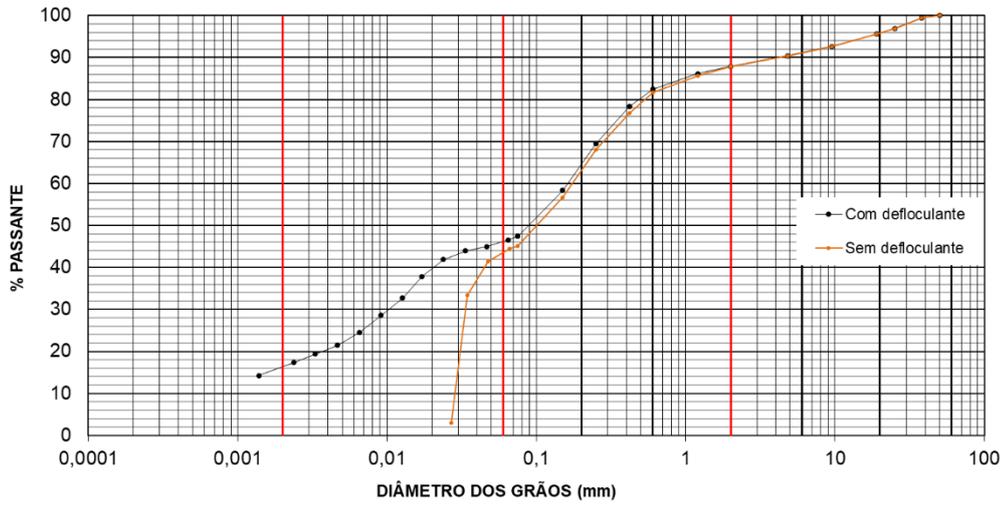
ANEXO A

GRÁFICOS - ANÁLISE GRANULOMÉTRICA

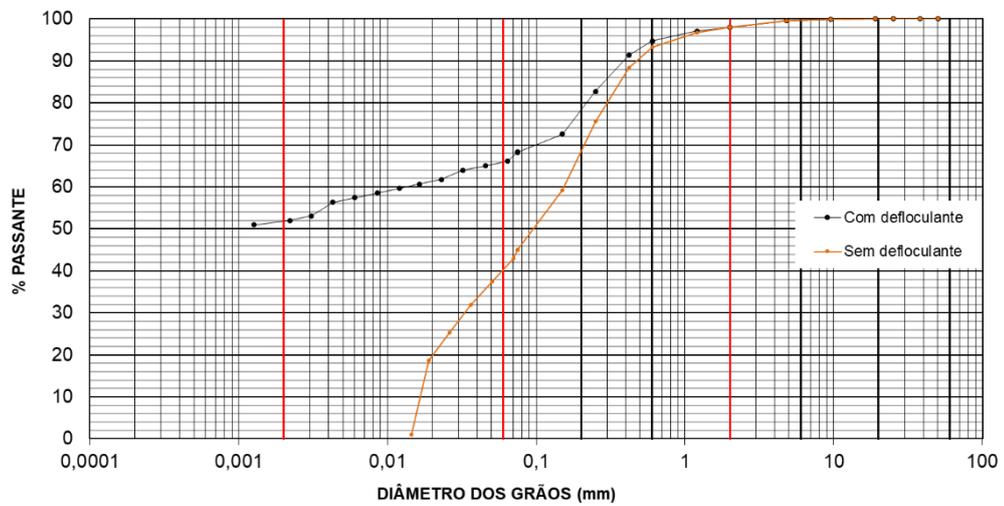
#BET



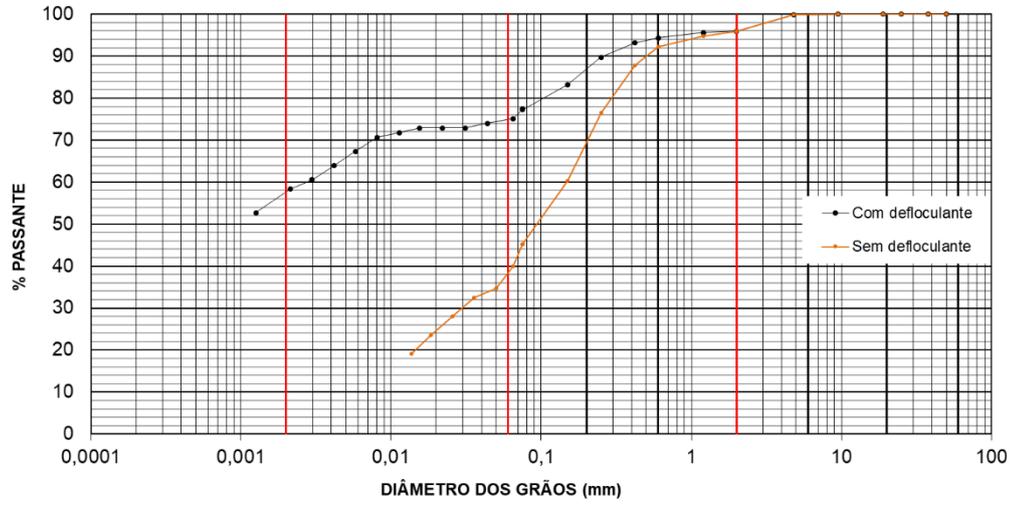
#BRU



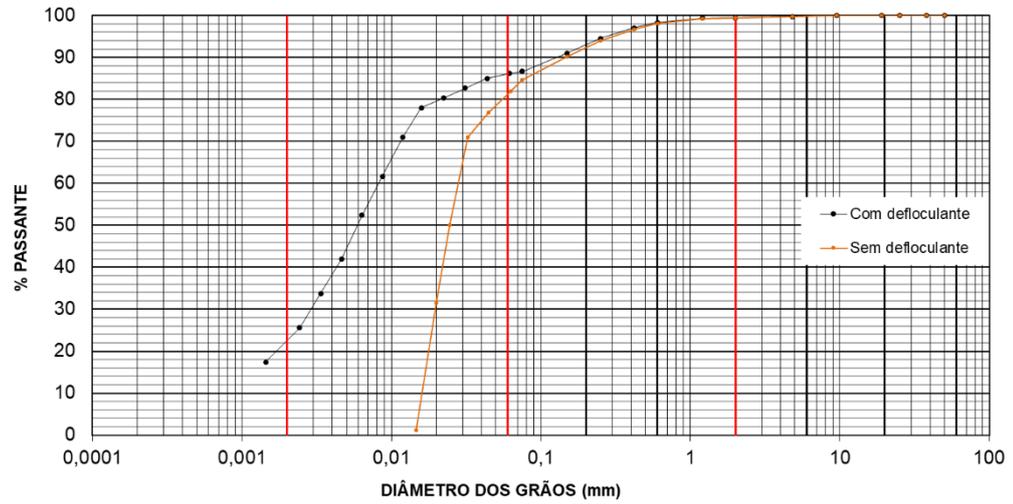
#ESM



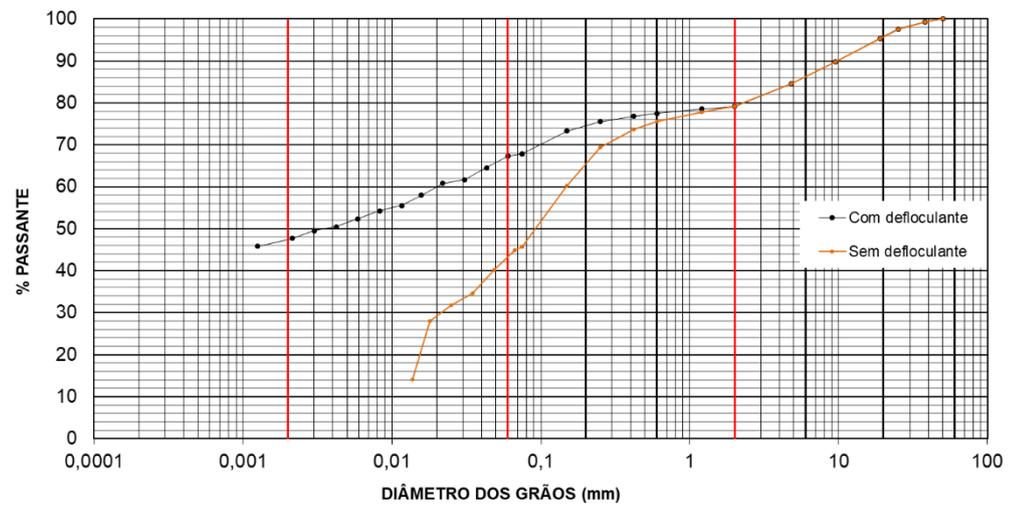
#ITA



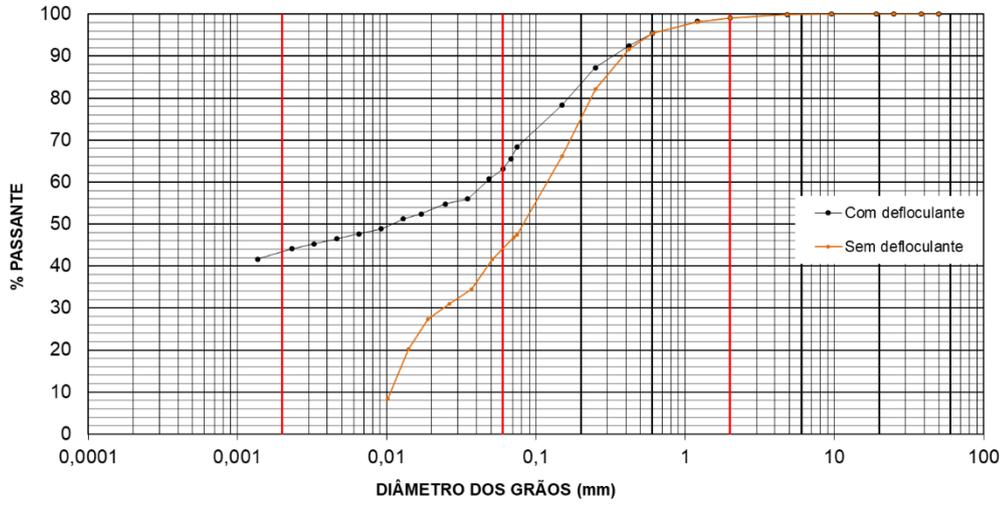
#ITG



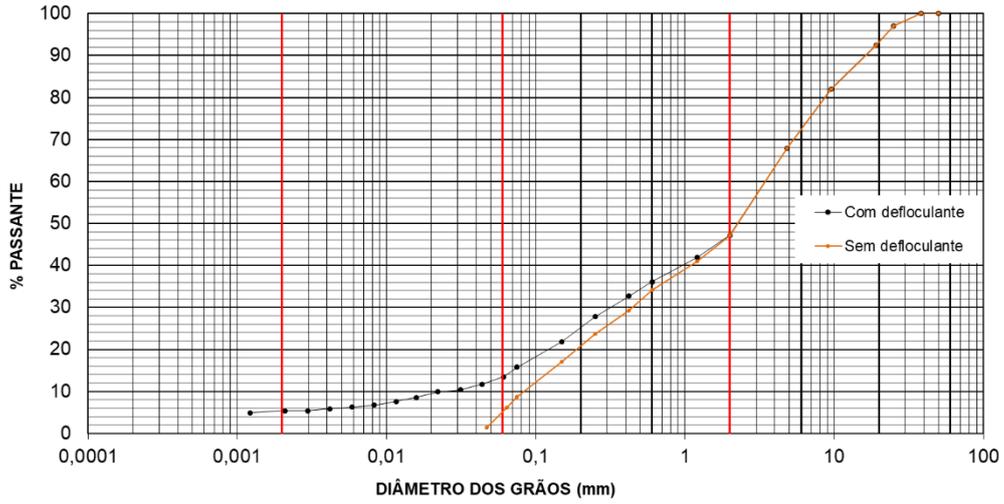
#JUA



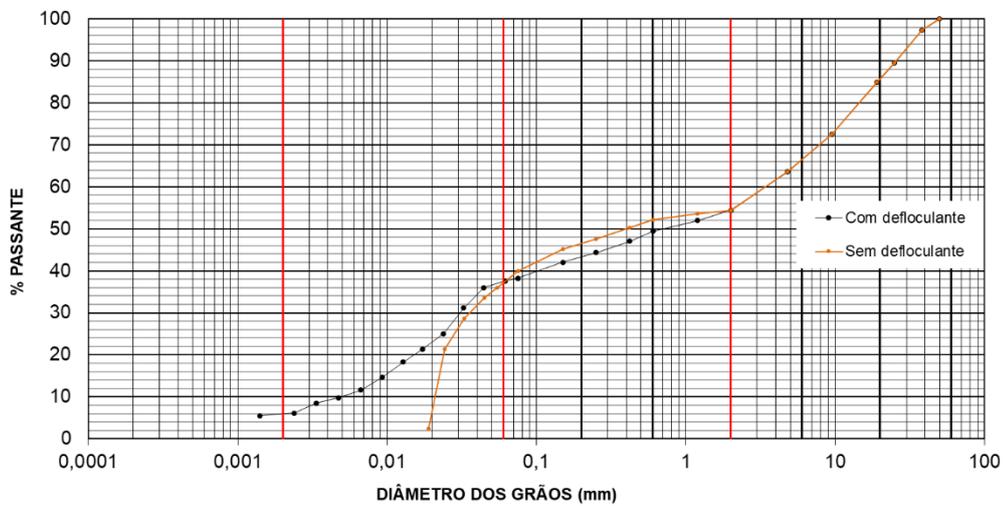
#MAT



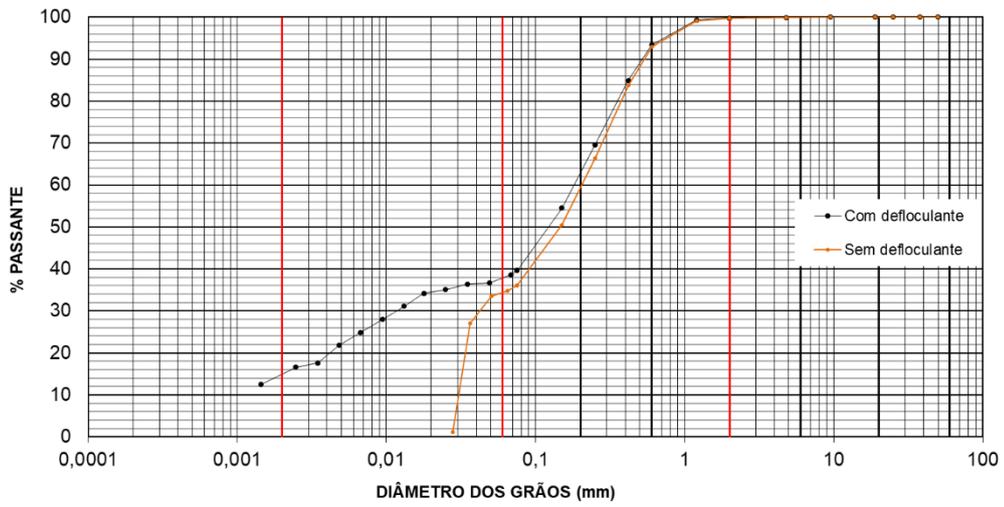
#NOV



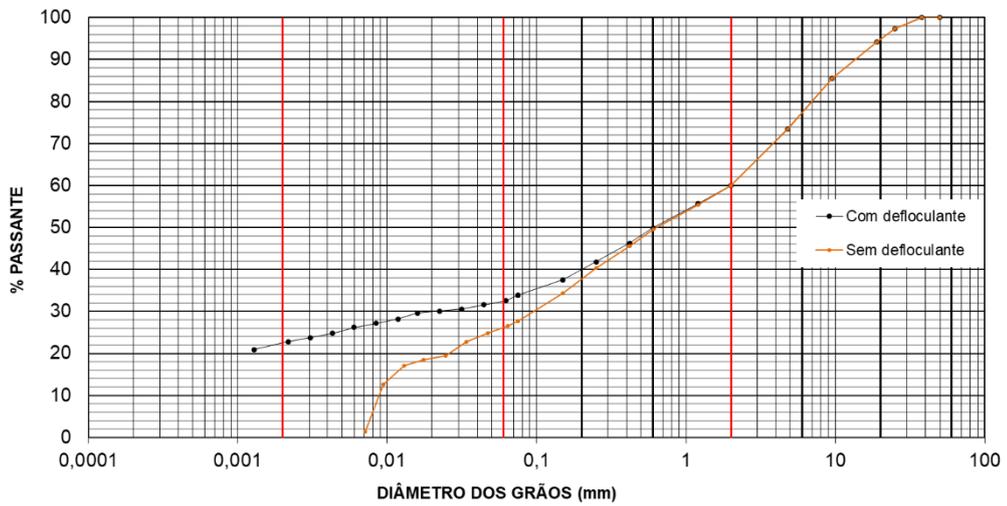
#RAP



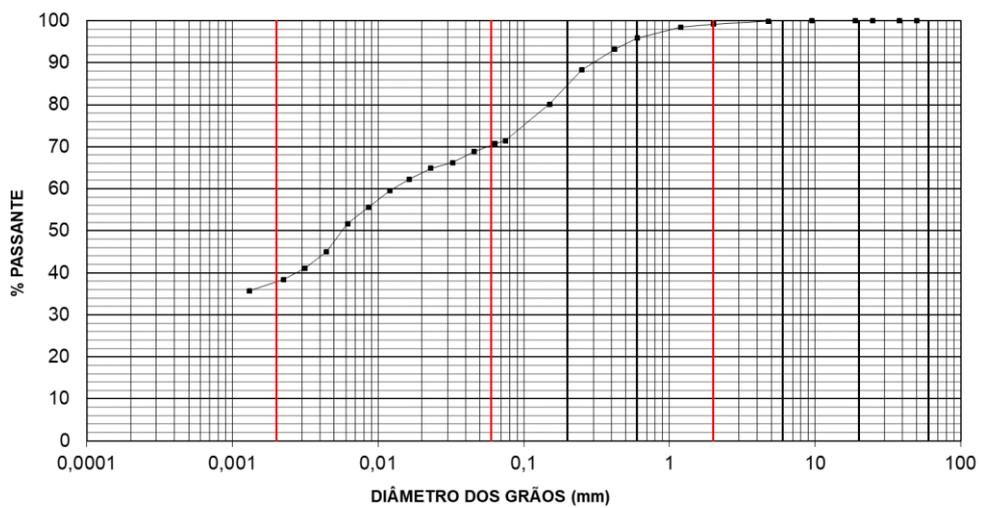
#RIB



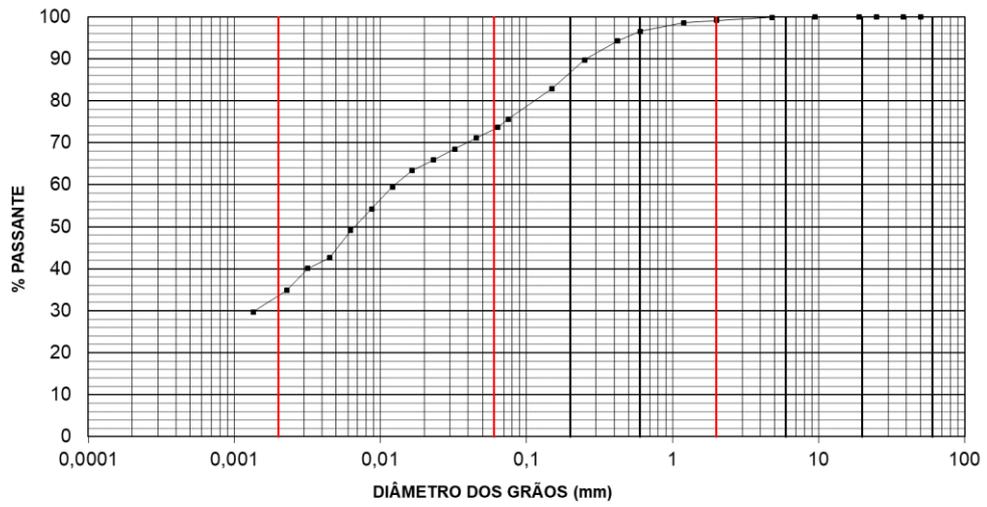
#VES



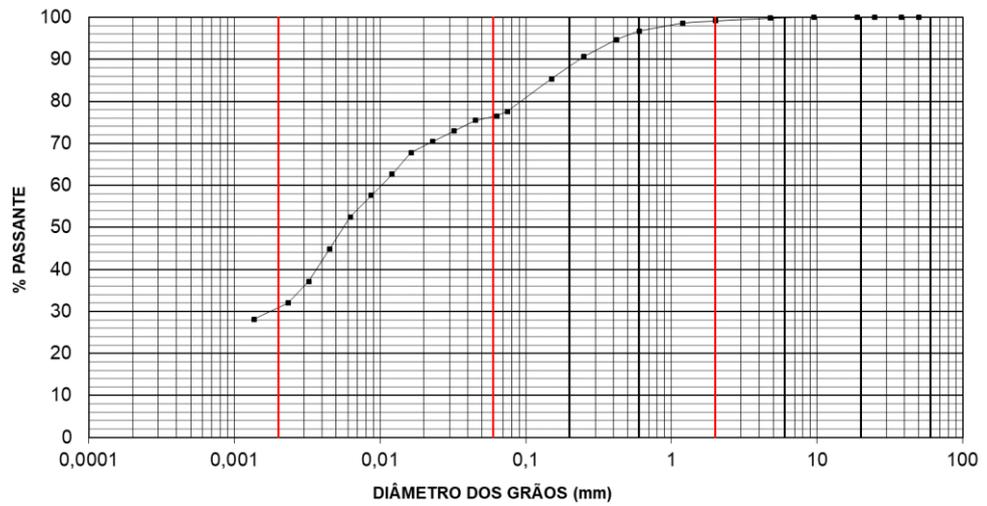
#M1 – 70% MAT + 30% ITG



M2 – 60% #MAT + 40%#ITG

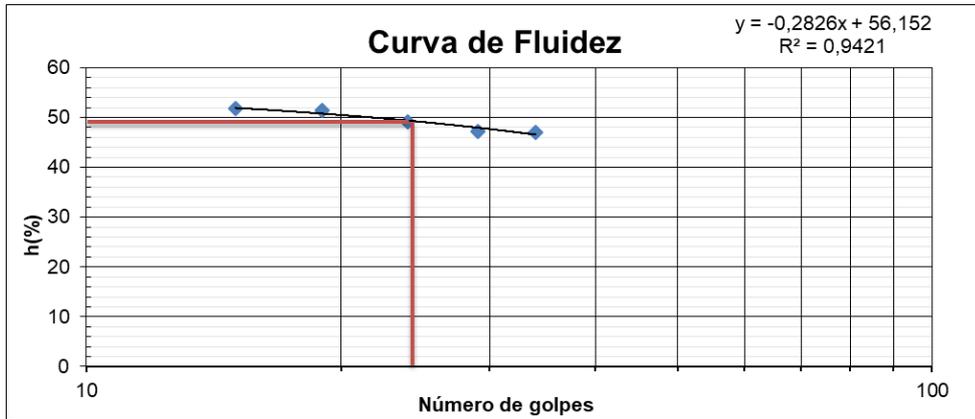


M3 – 50% #MAT + 50% #ITG

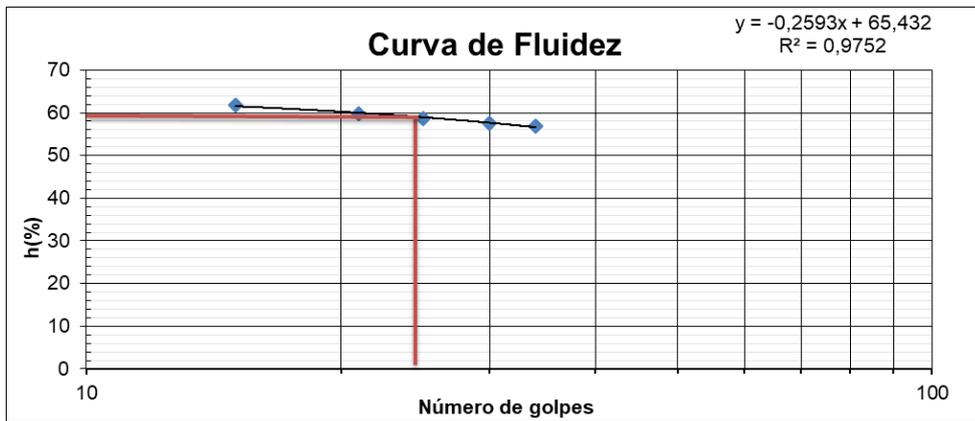


ANEXO B
CURVAS DE FLUIDEZ

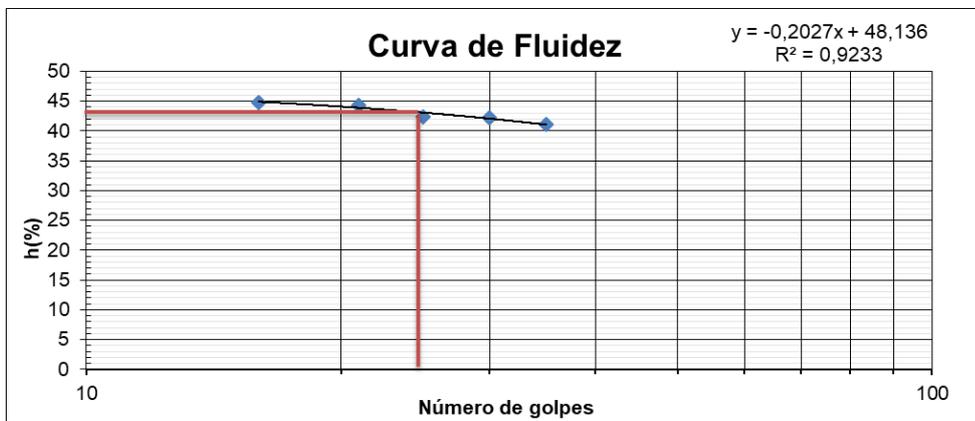
#BRU



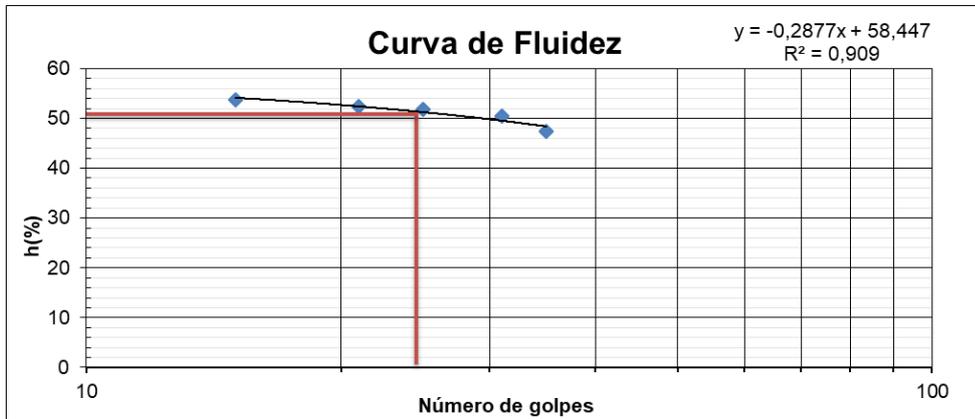
#ESM



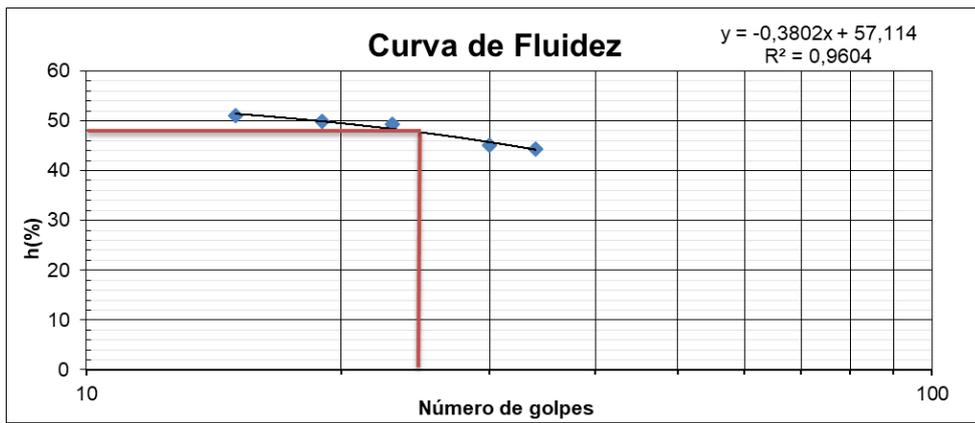
#ITA



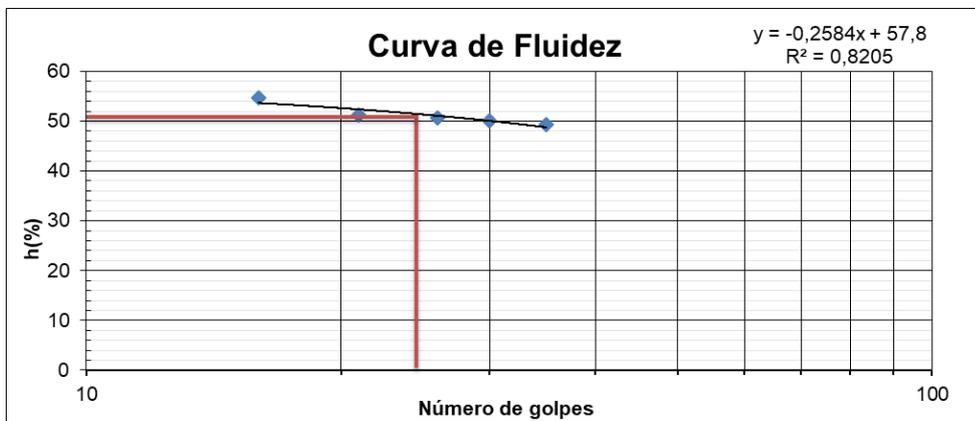
#ITG



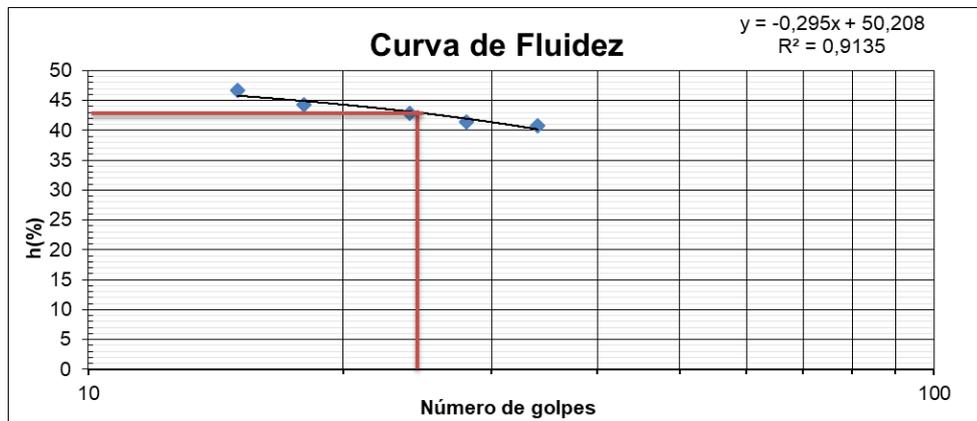
#JUA



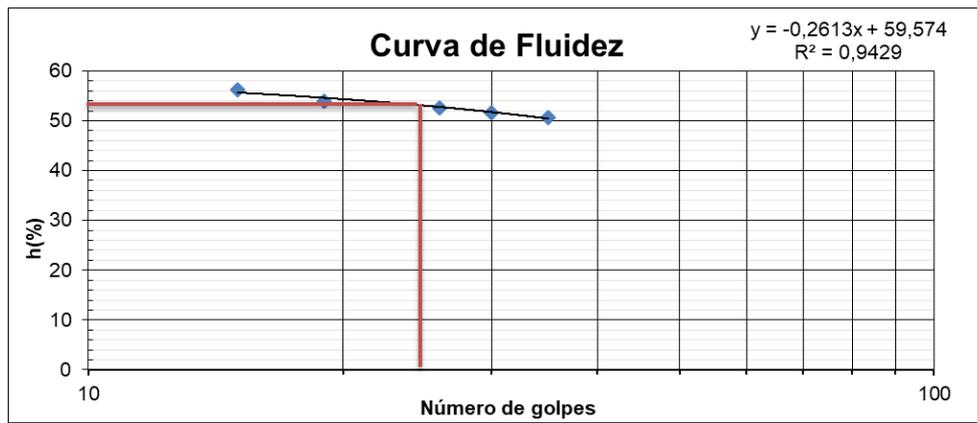
#MAT



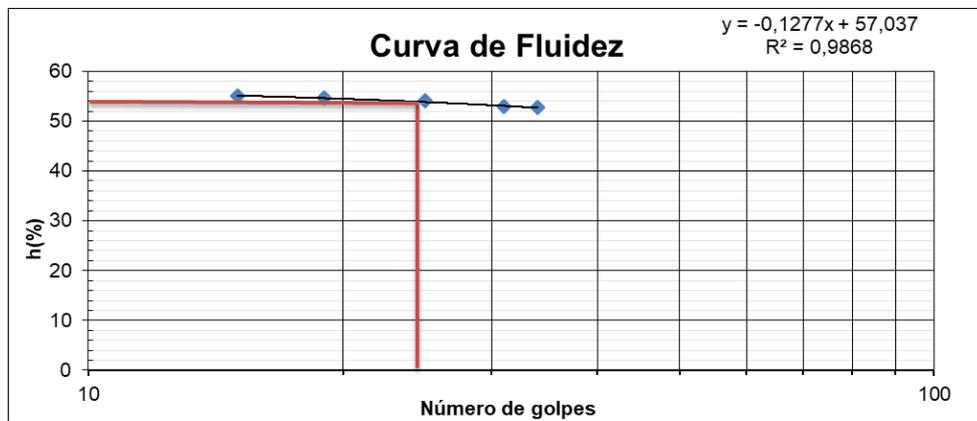
#VES



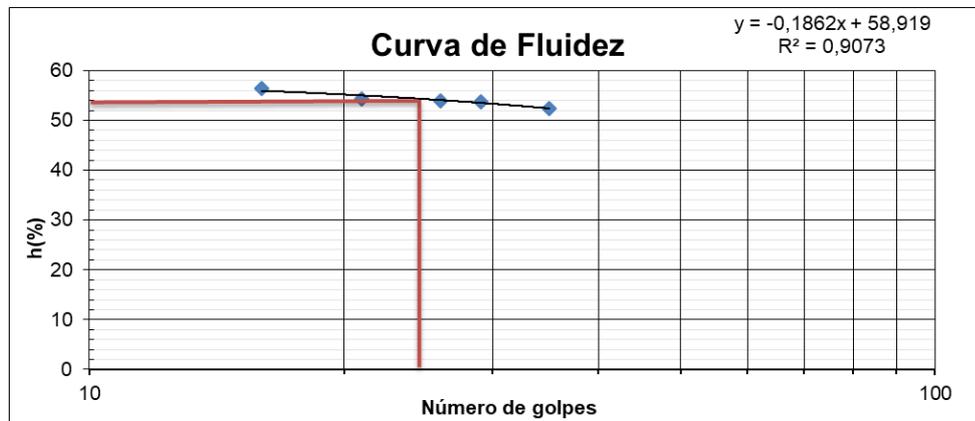
M1 – 70% #MAT + 30% #ITG



M2 – 60% #MAT + 40% #ITG

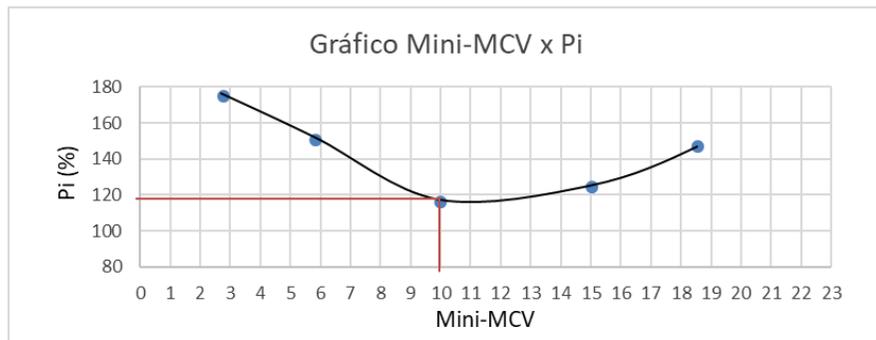
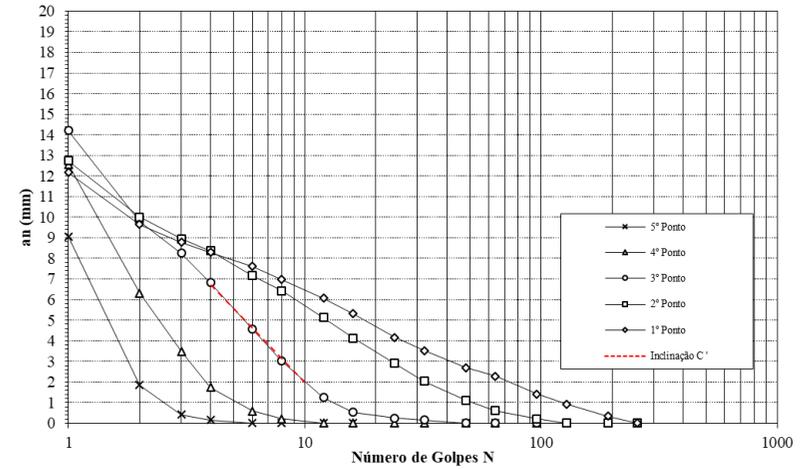
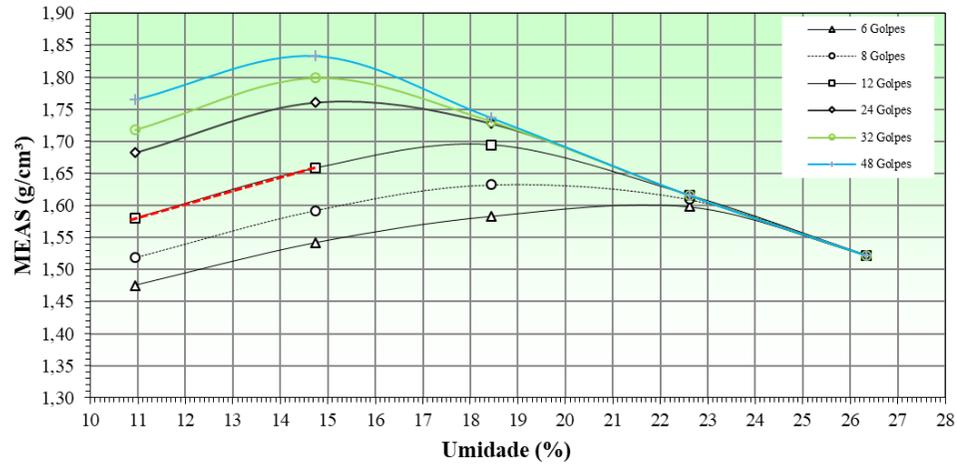


M3 – 50% #MAT + 50% #ITG

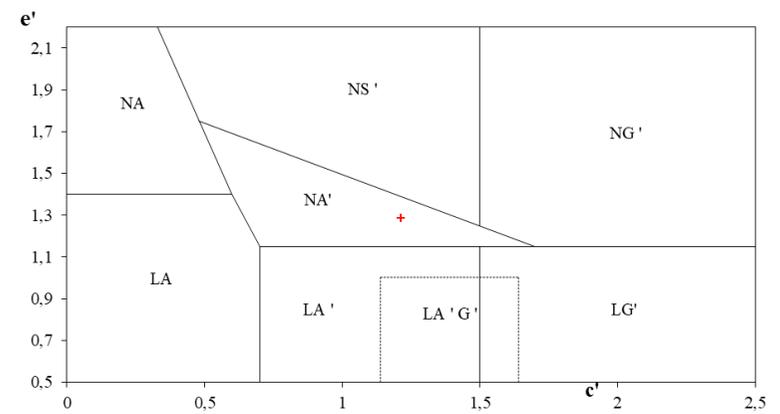


ANEXO C
GRÁFICOS – CLASSIFICAÇÃO MCT

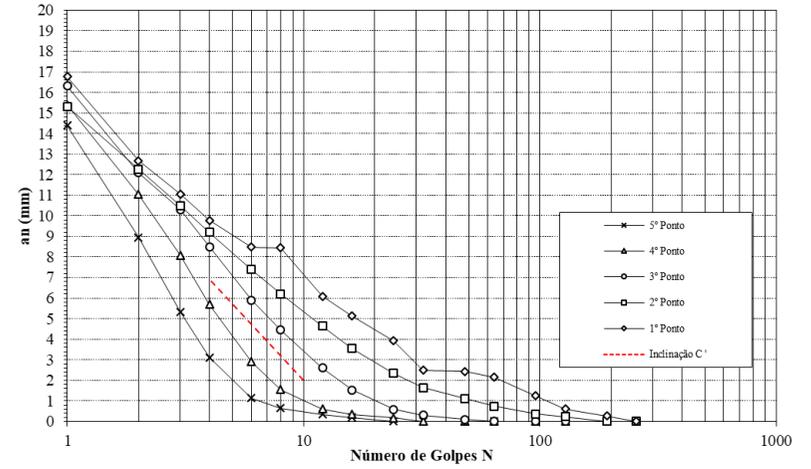
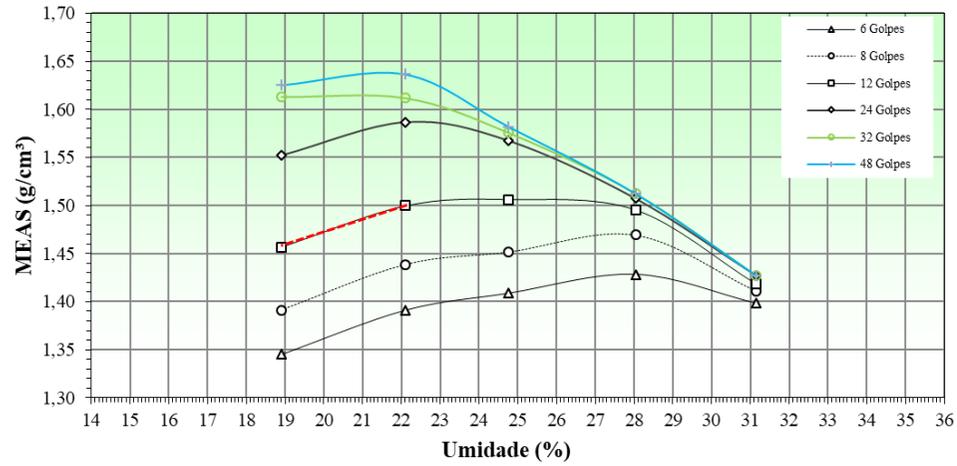
#BET



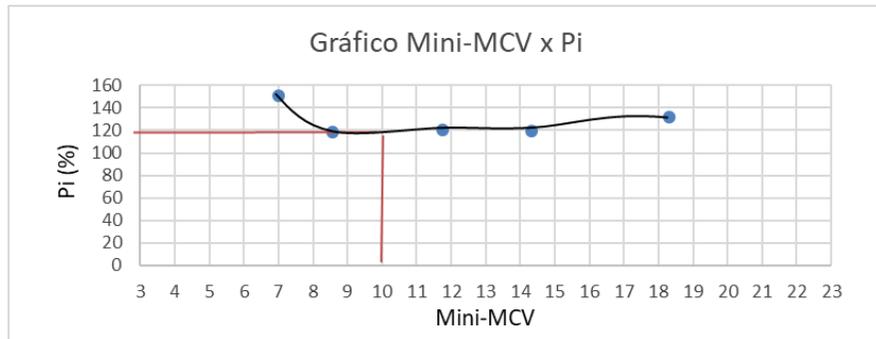
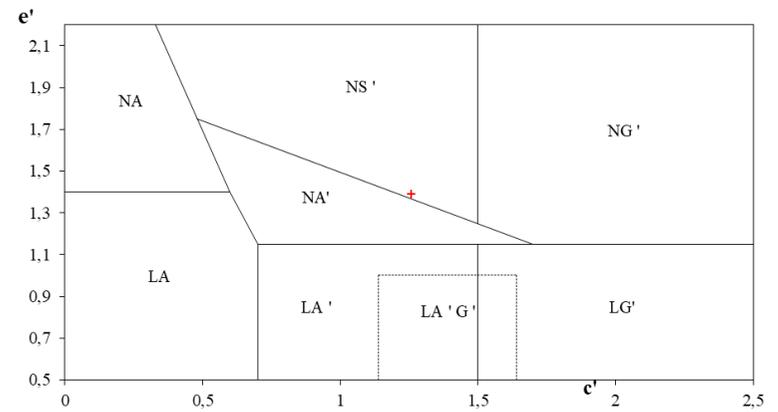
ÁBACO



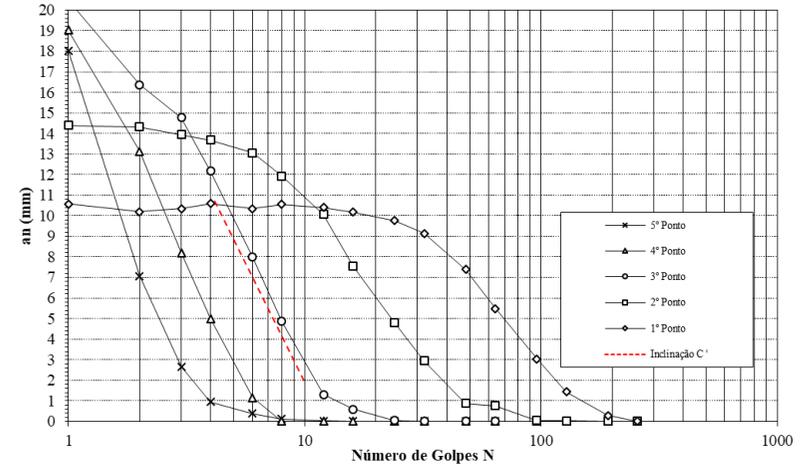
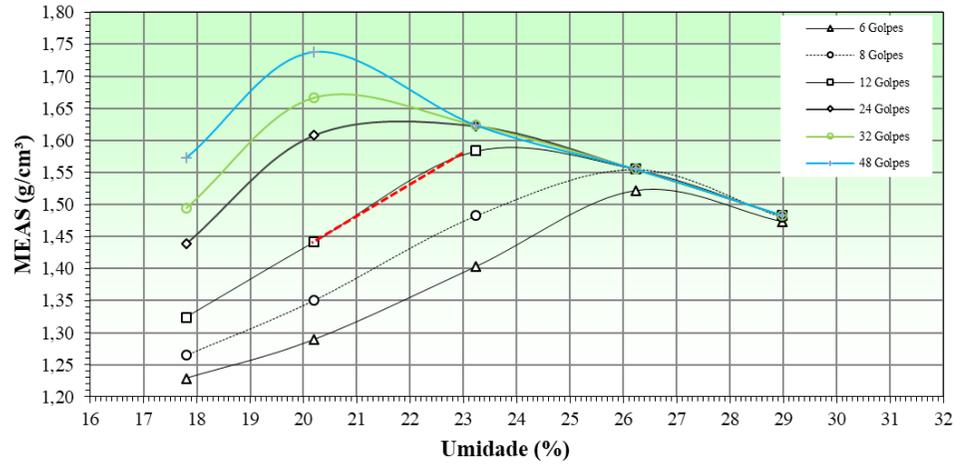
#BRU



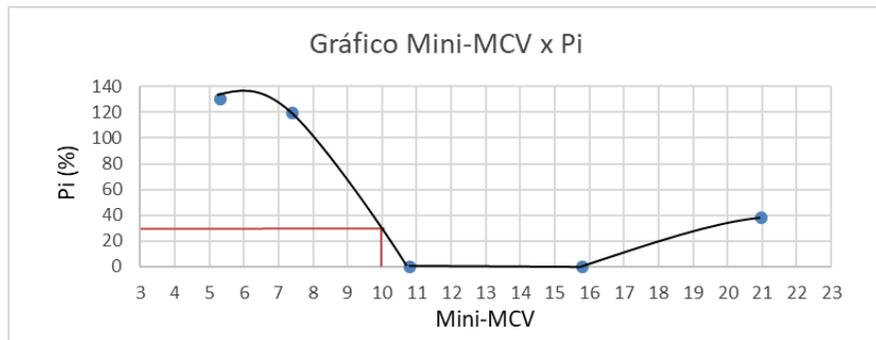
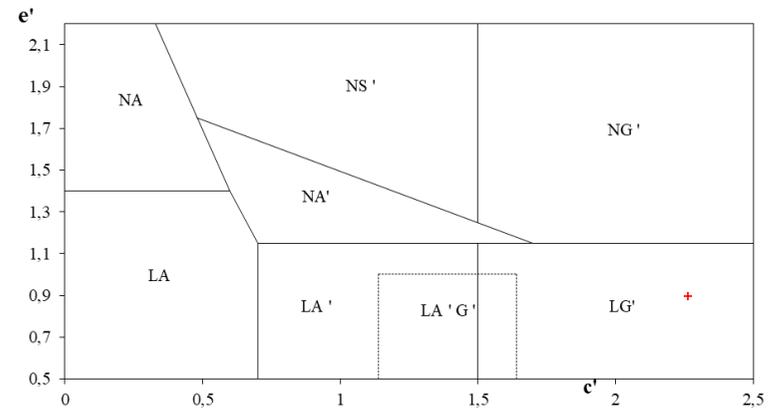
ÁBACO



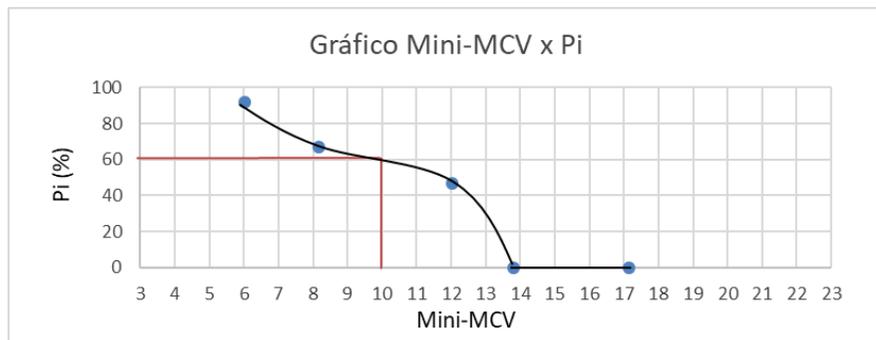
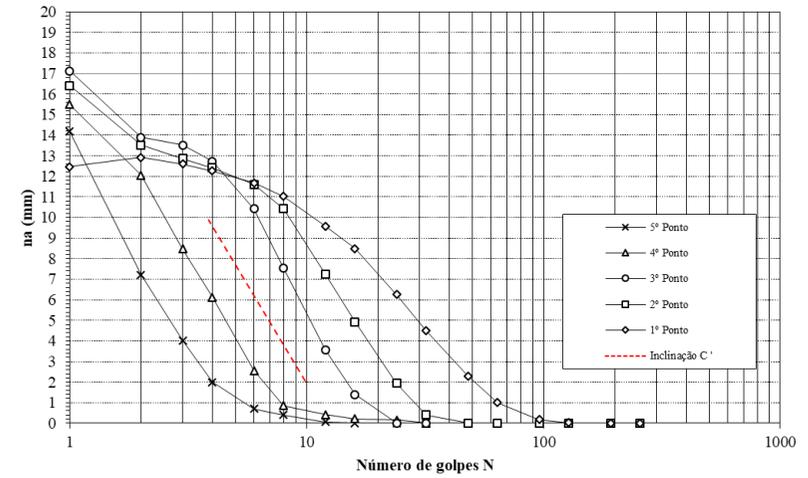
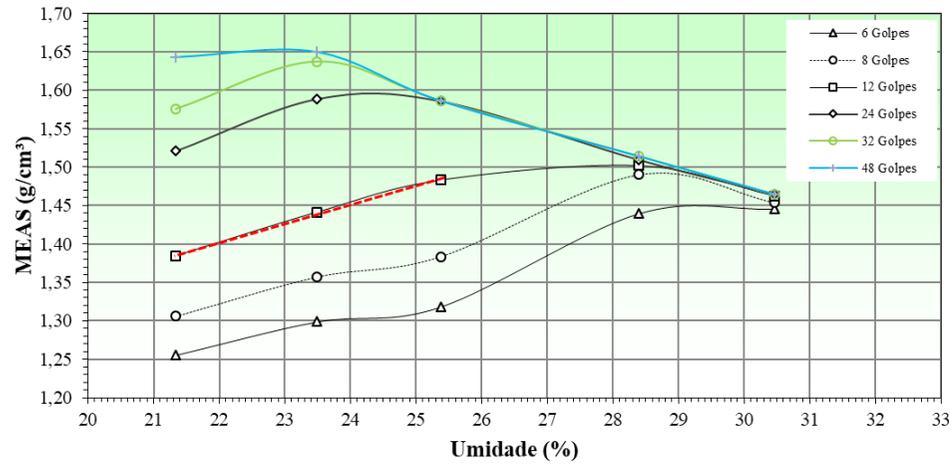
#ESM



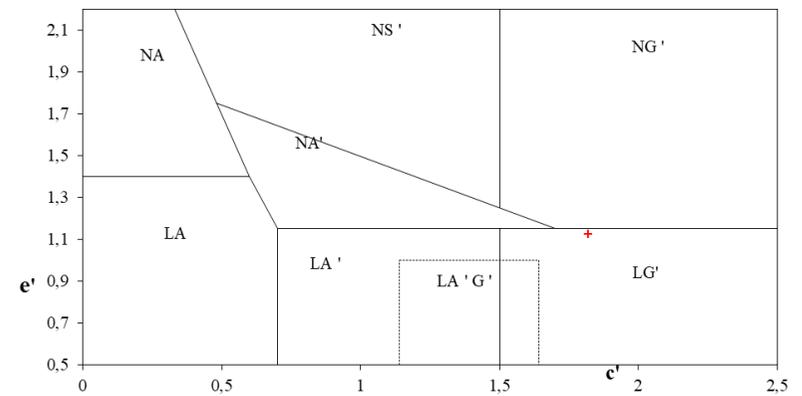
ÁBACO



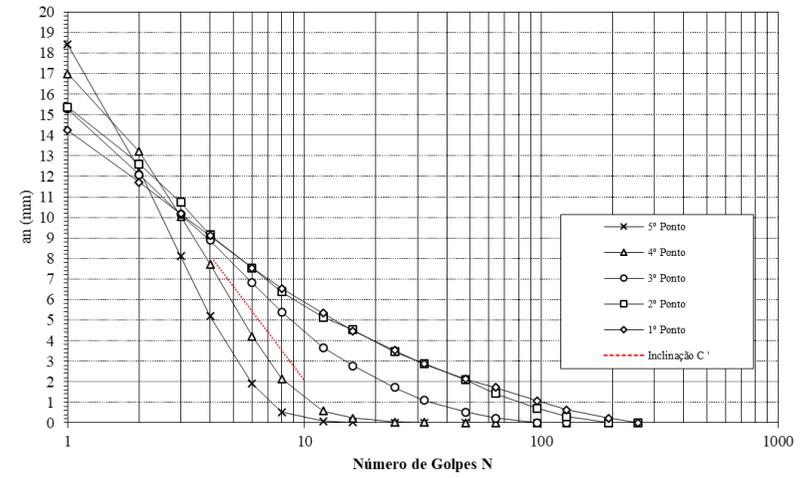
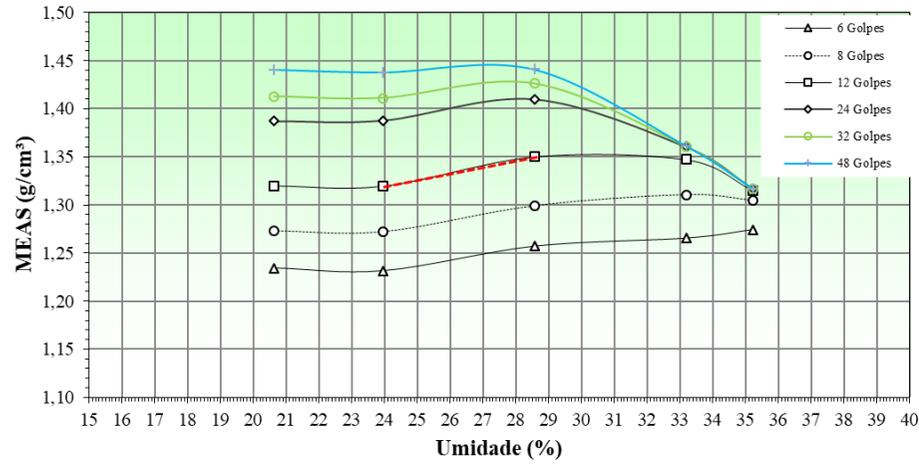
#ITA



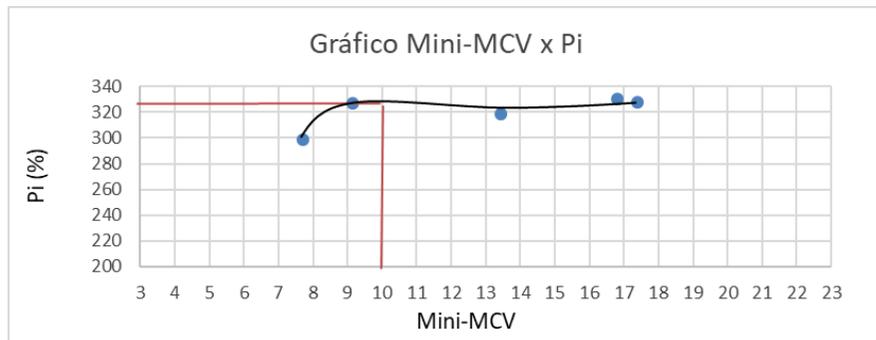
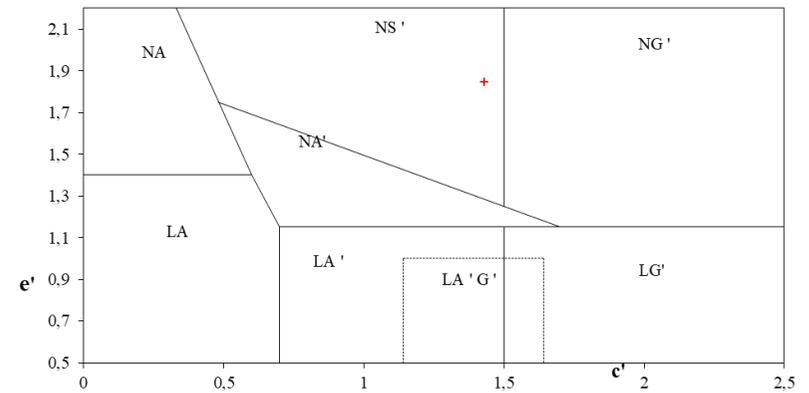
ÁBACO



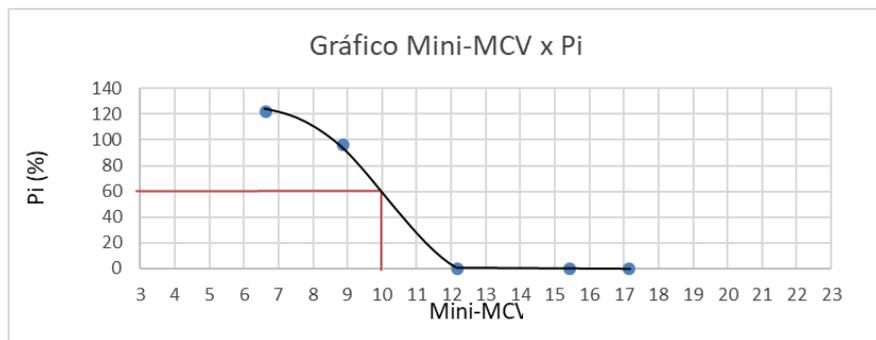
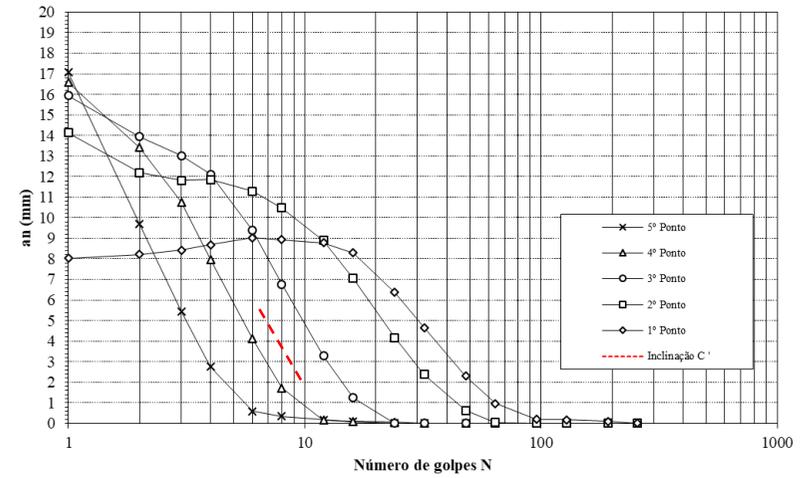
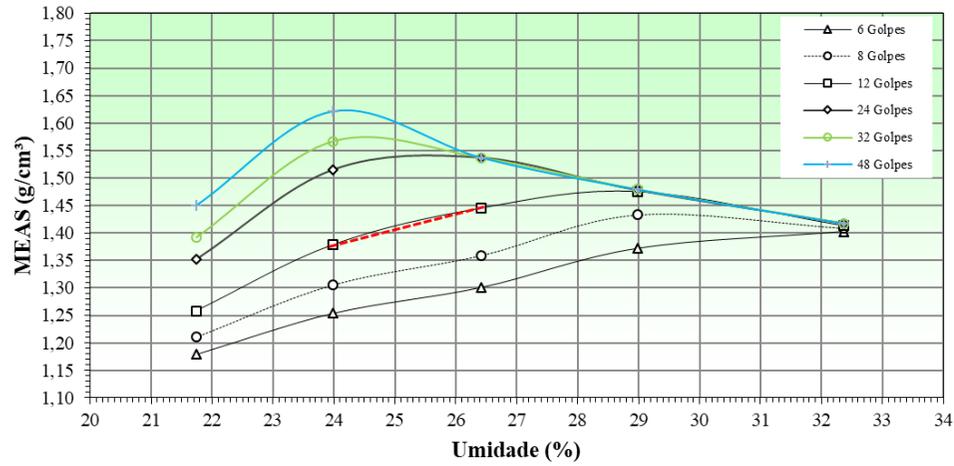
#ITG



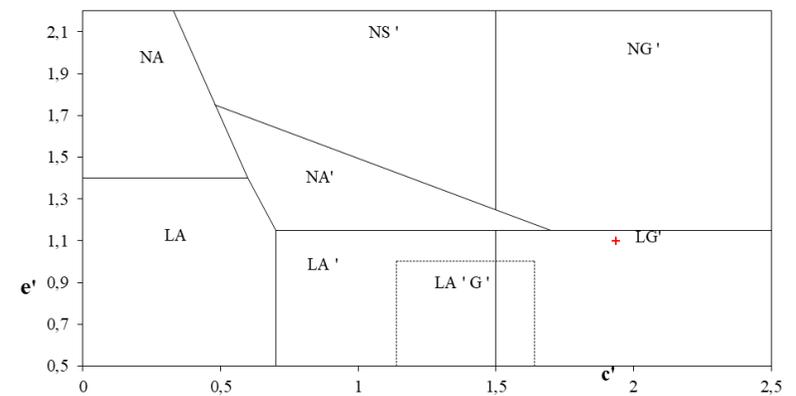
ÁBACO



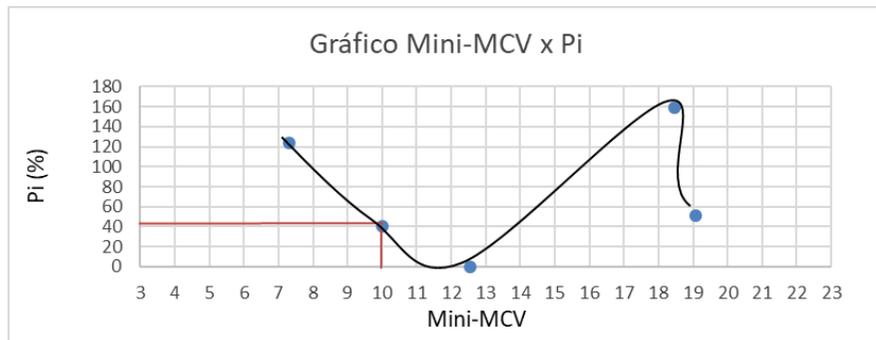
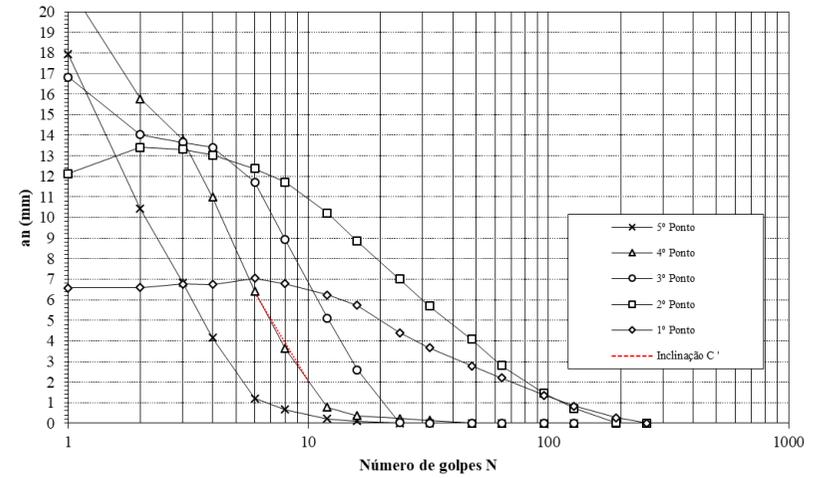
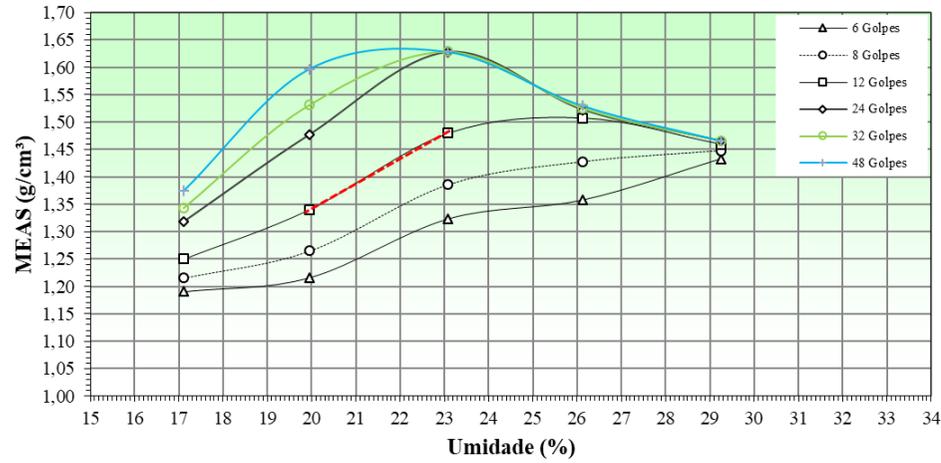
#JUA



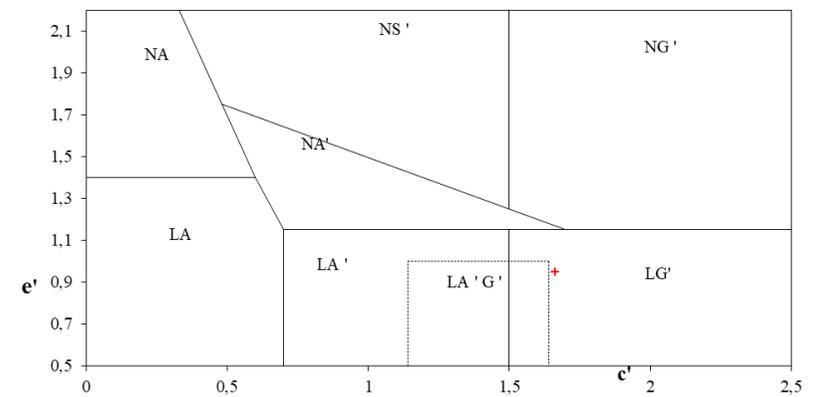
ÁBACO



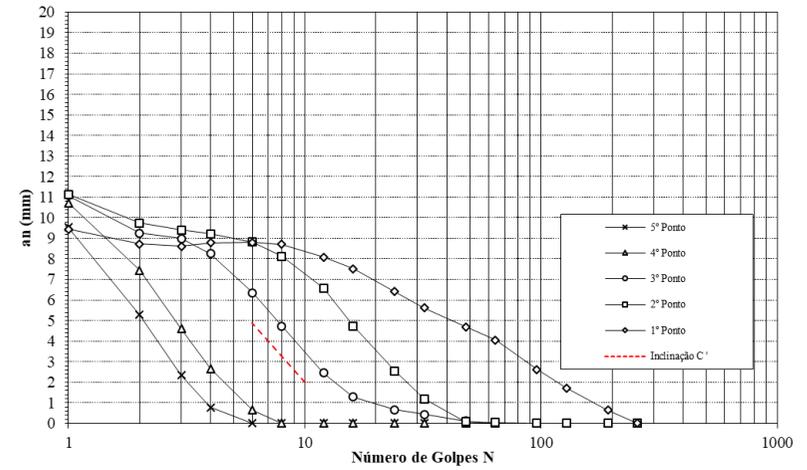
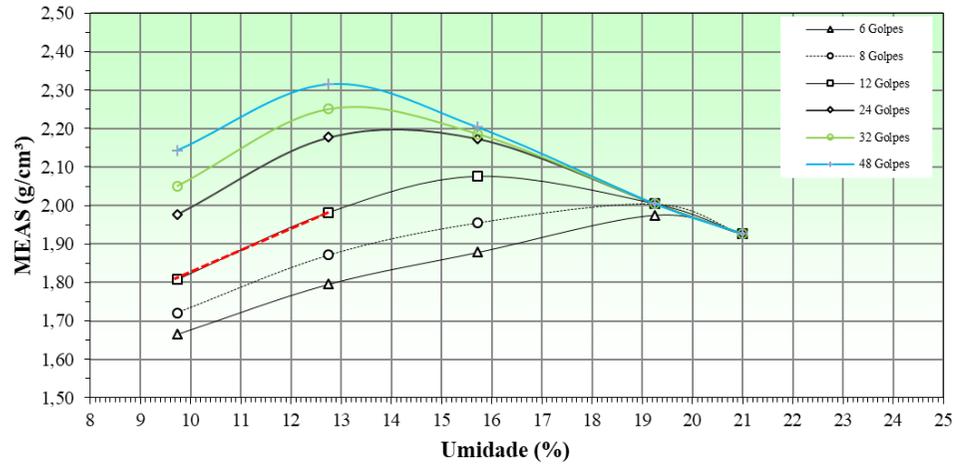
#MAT



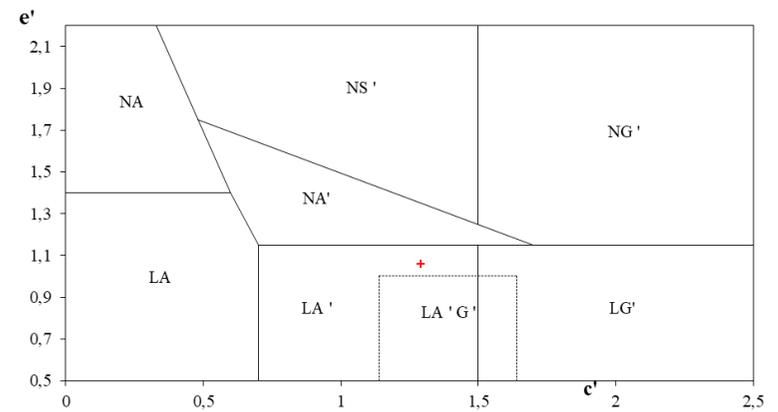
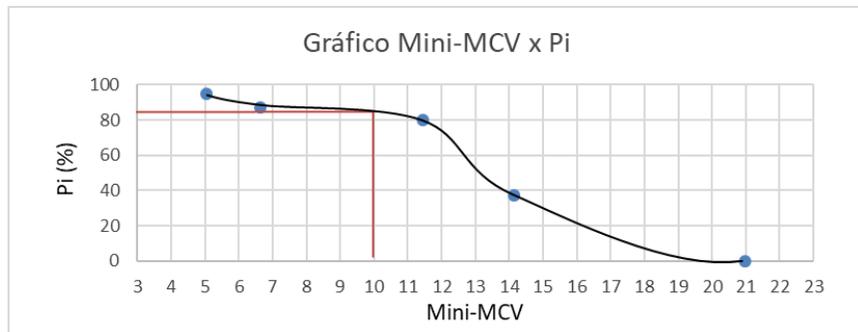
ÁBACO



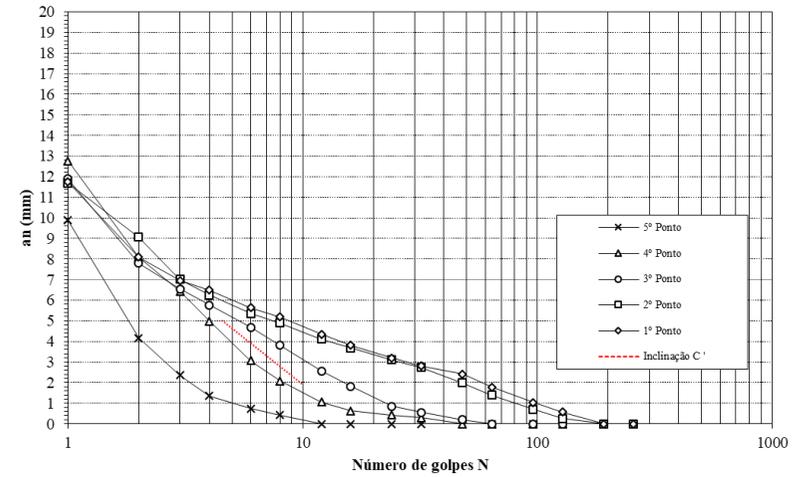
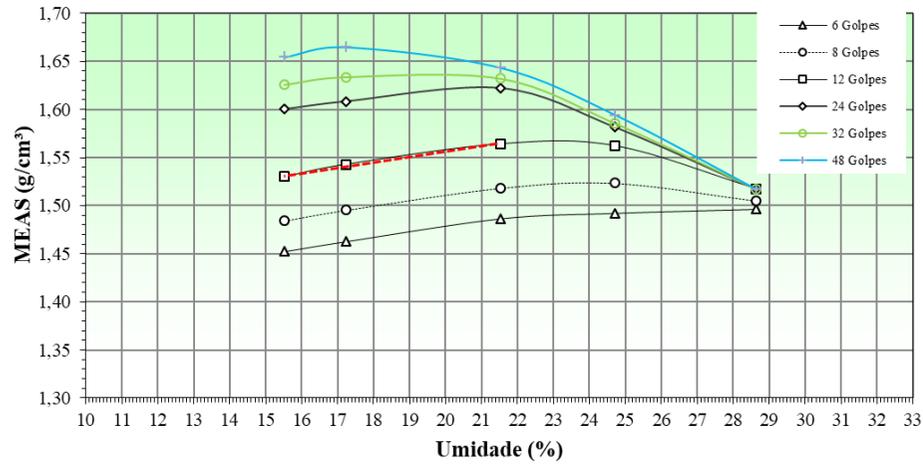
#NOV



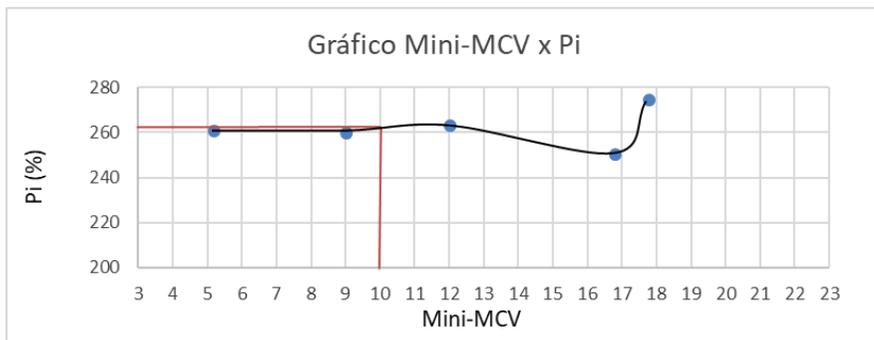
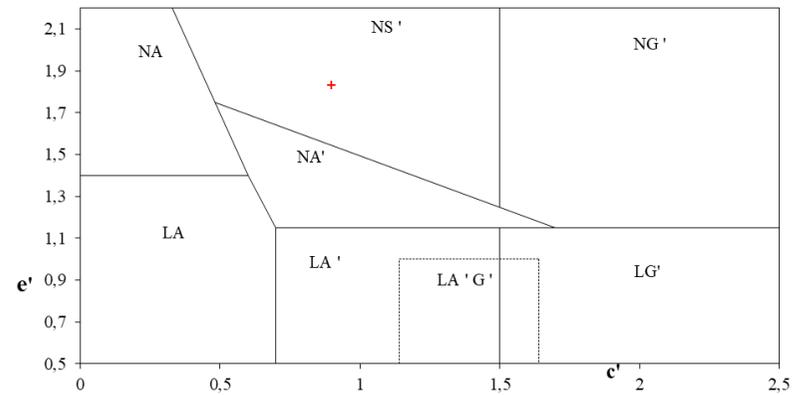
ÁBACO



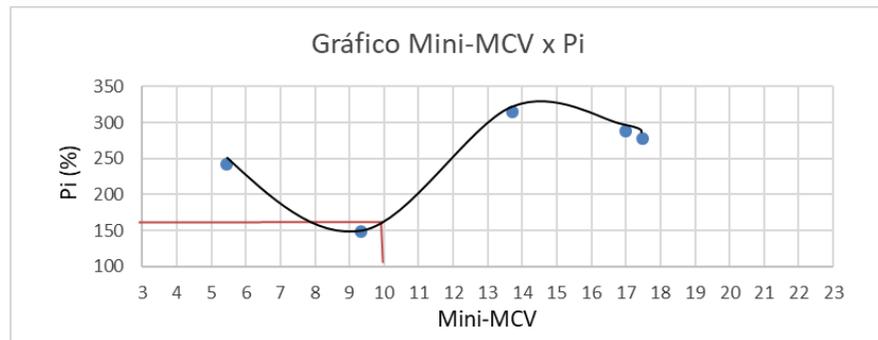
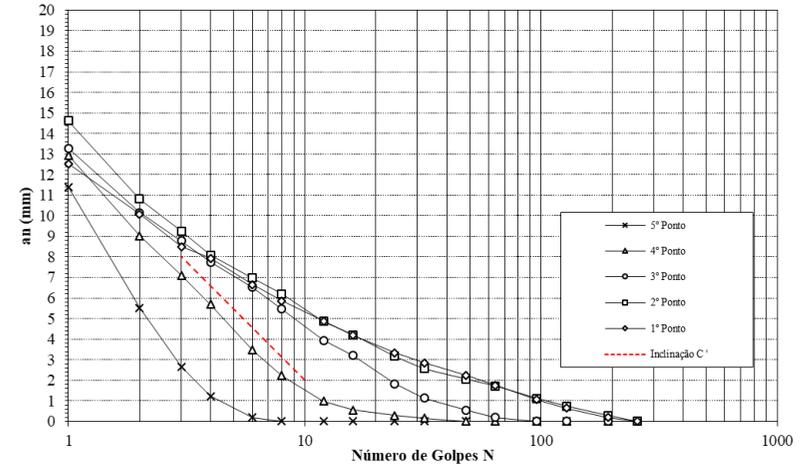
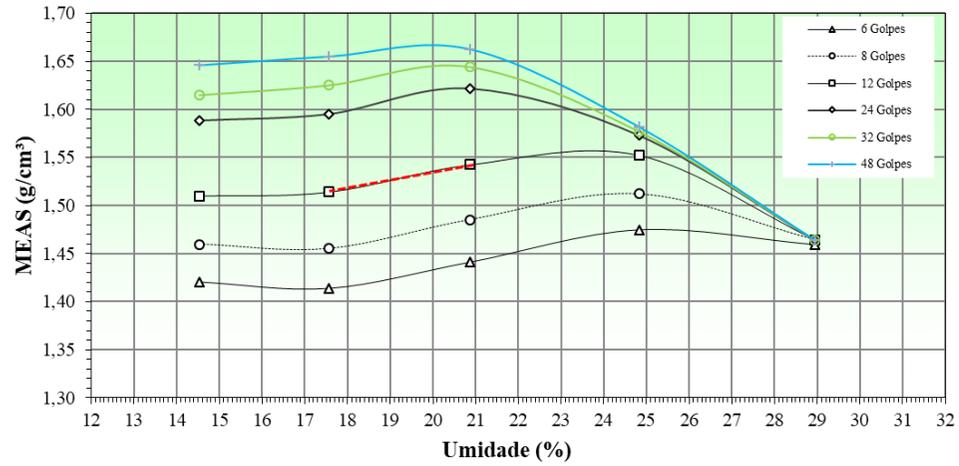
#RAP



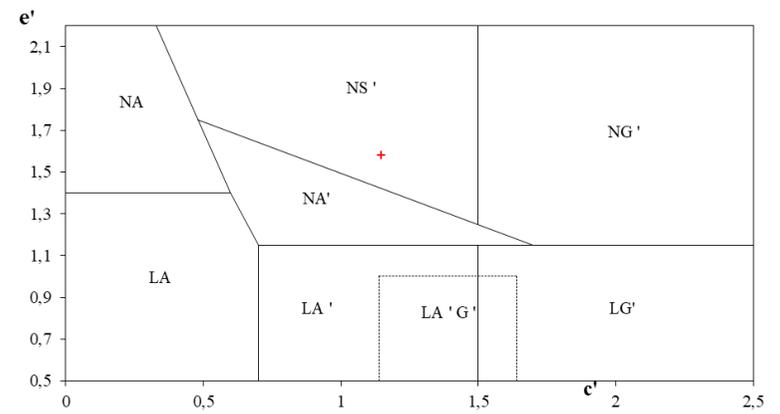
ÁBACO



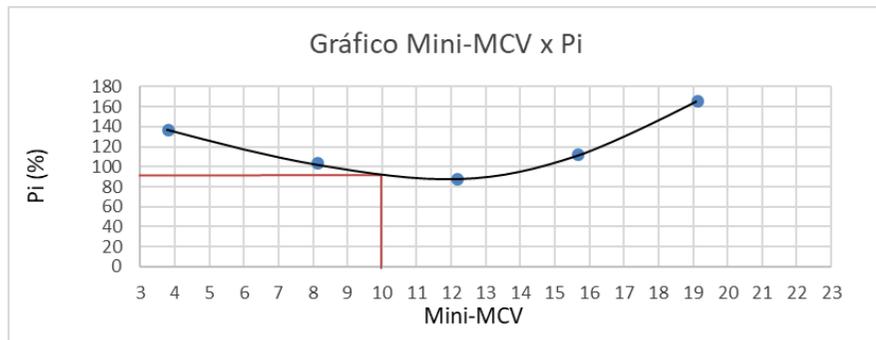
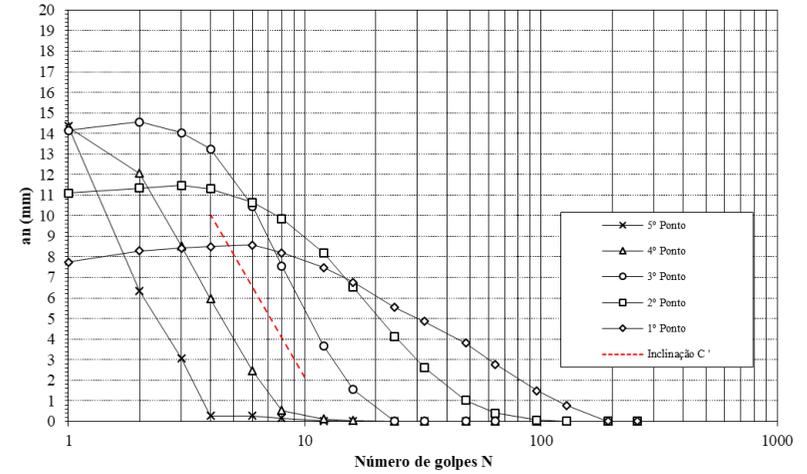
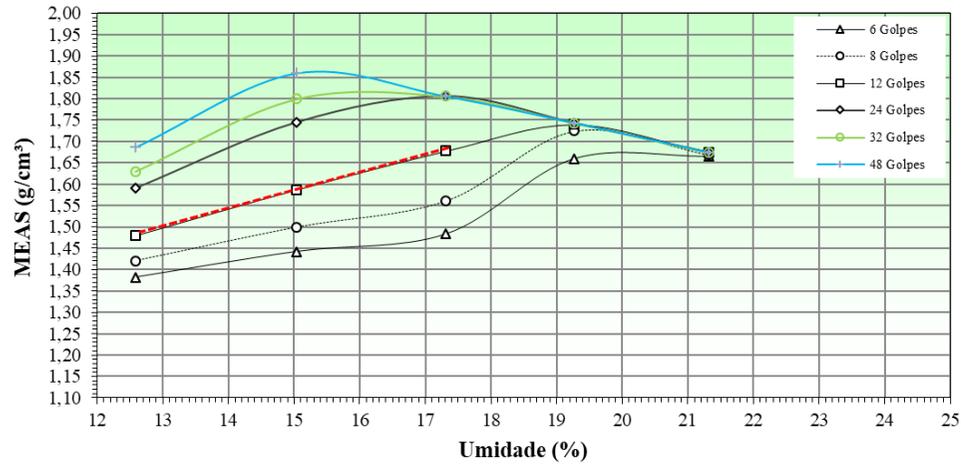
#RIB



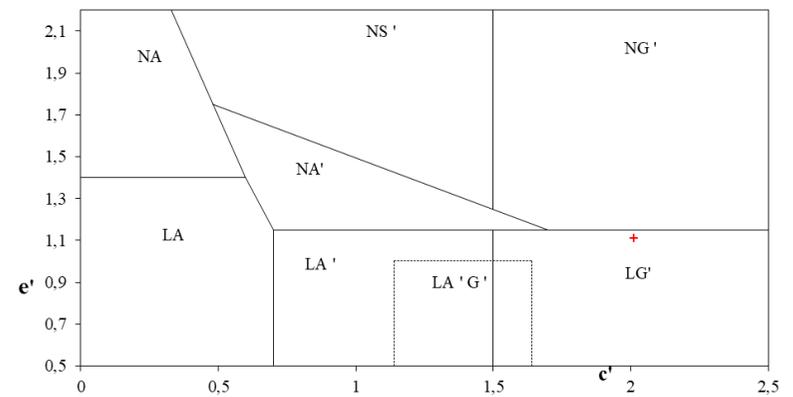
ÁBACO



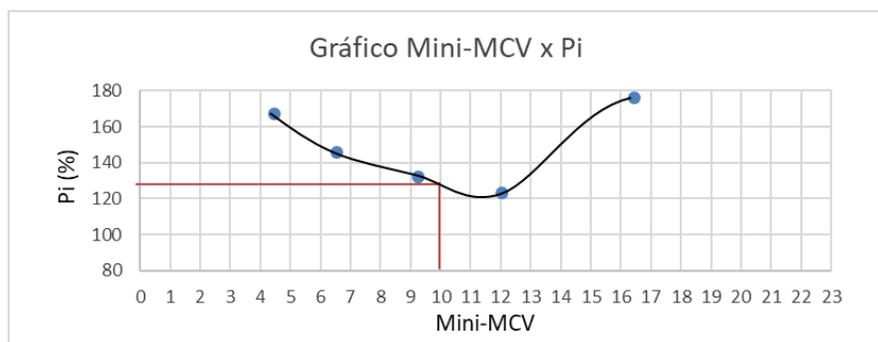
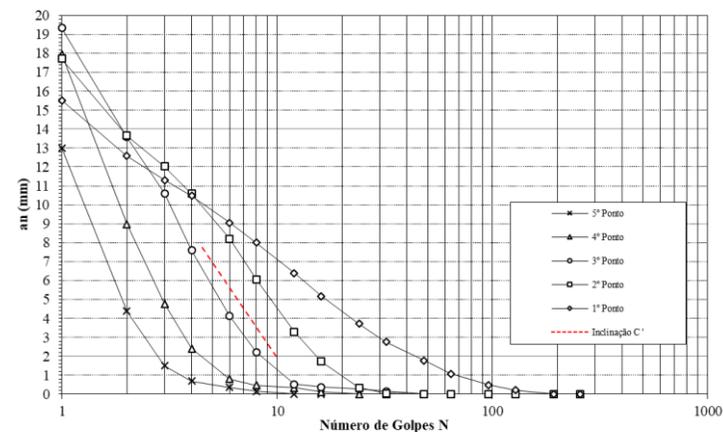
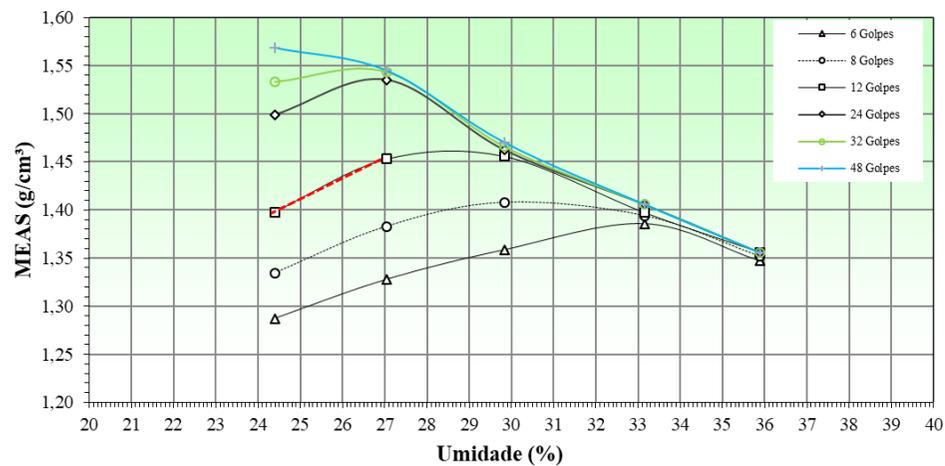
#VES



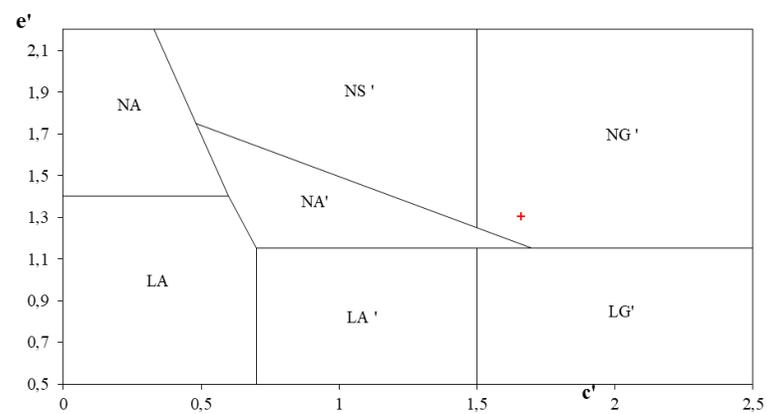
ÁBACO



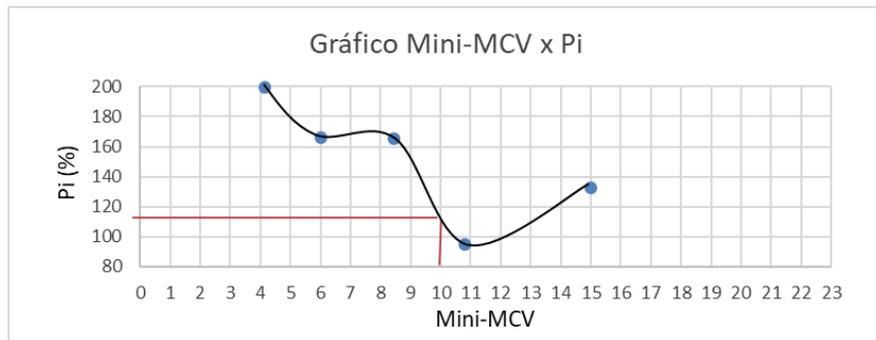
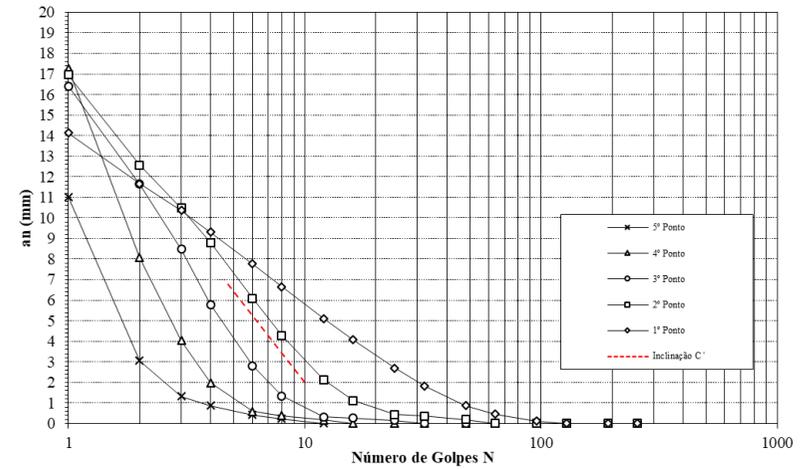
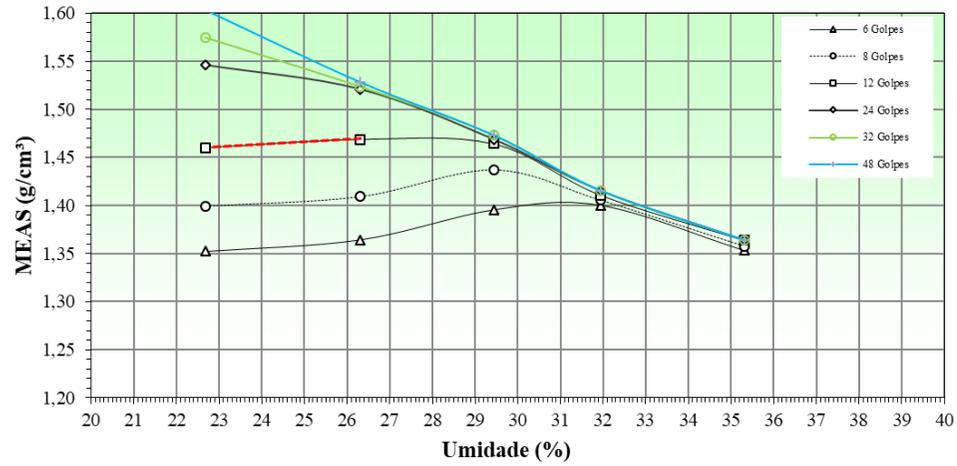
M1 – 70% #MAT + 30% #ITG



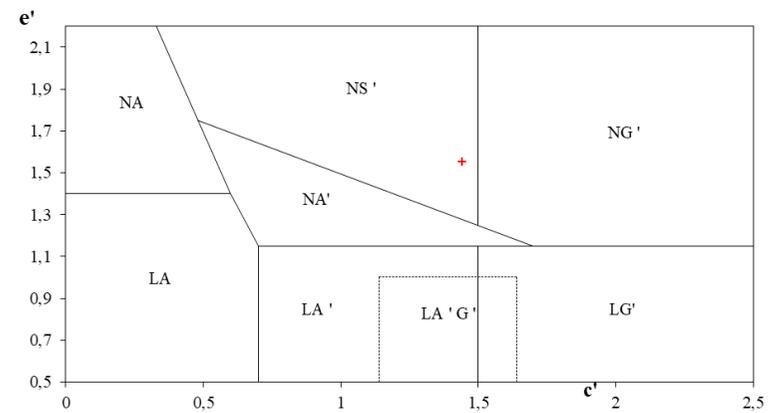
ÁBACO



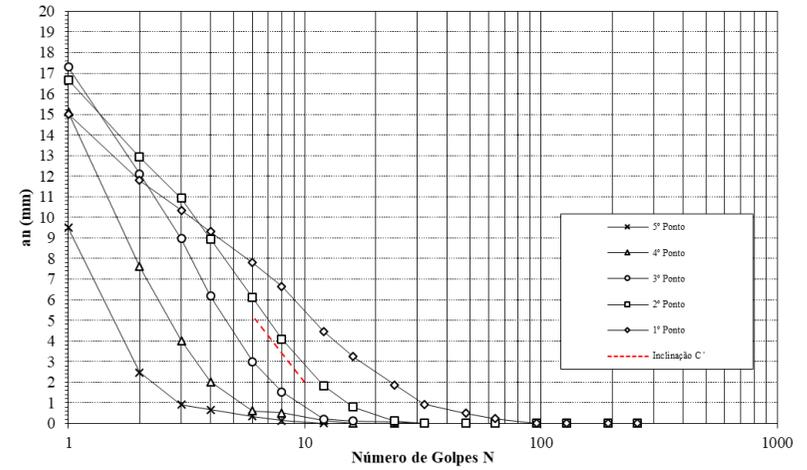
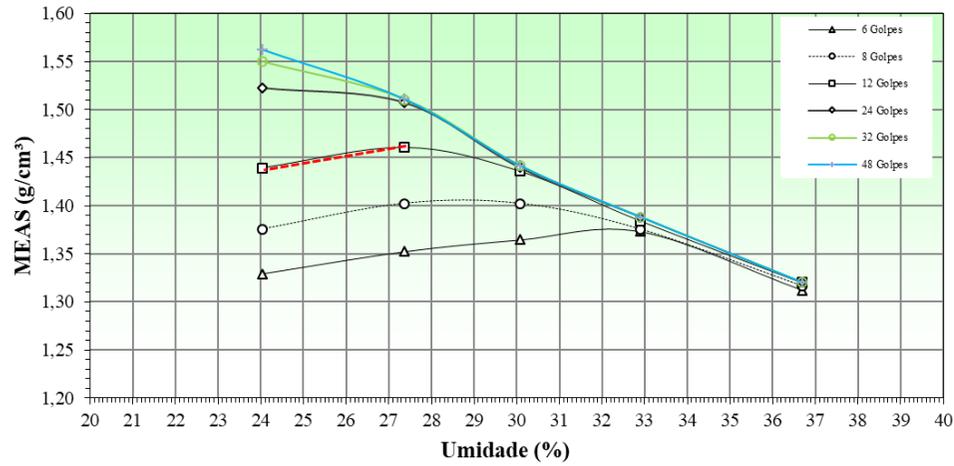
M2 – 60% #MAT + 40% #ITG



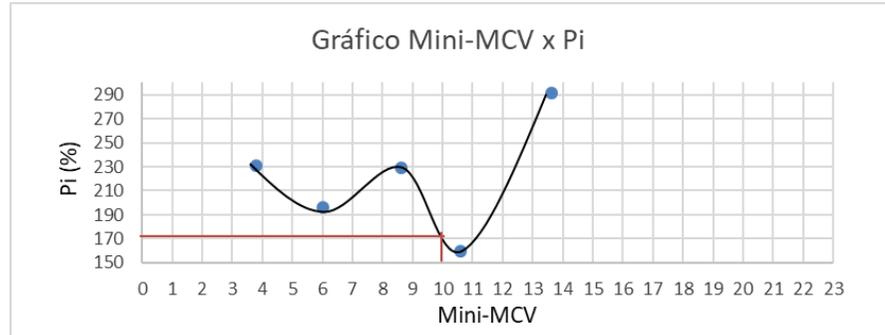
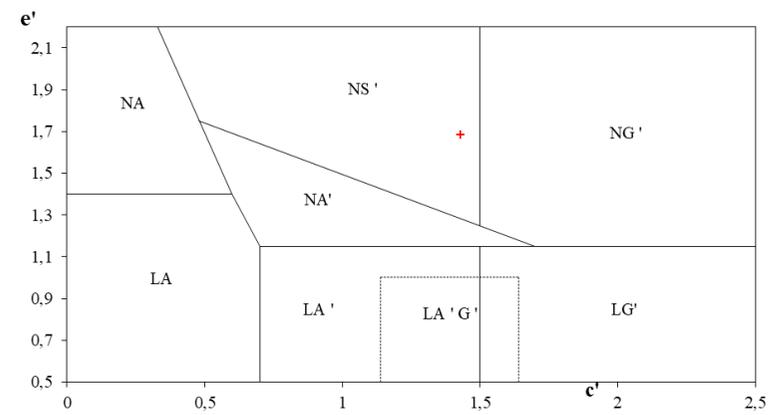
ÁBACO



M3 – 50% #MAT + 50% #ITG



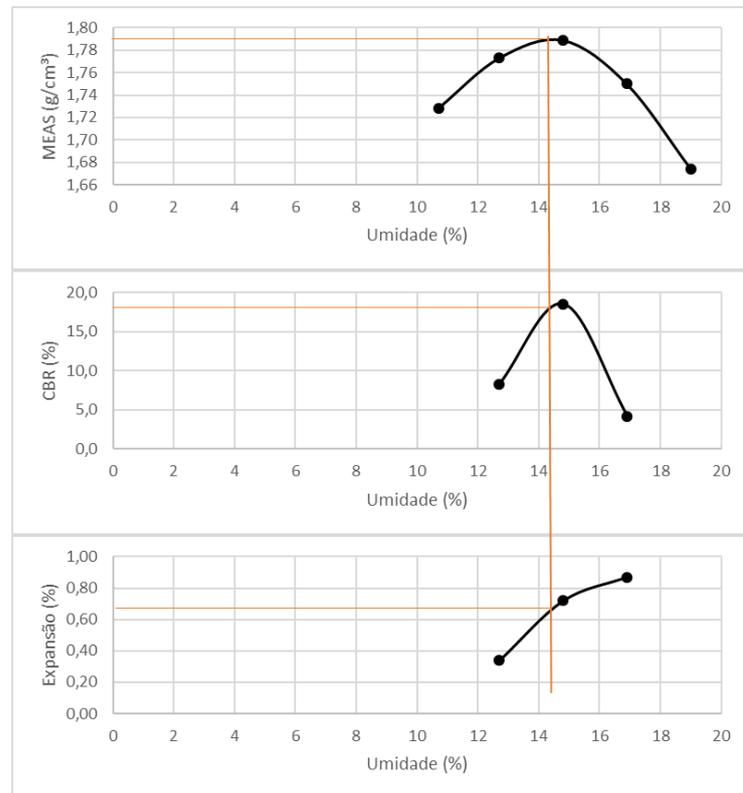
ÁBACO



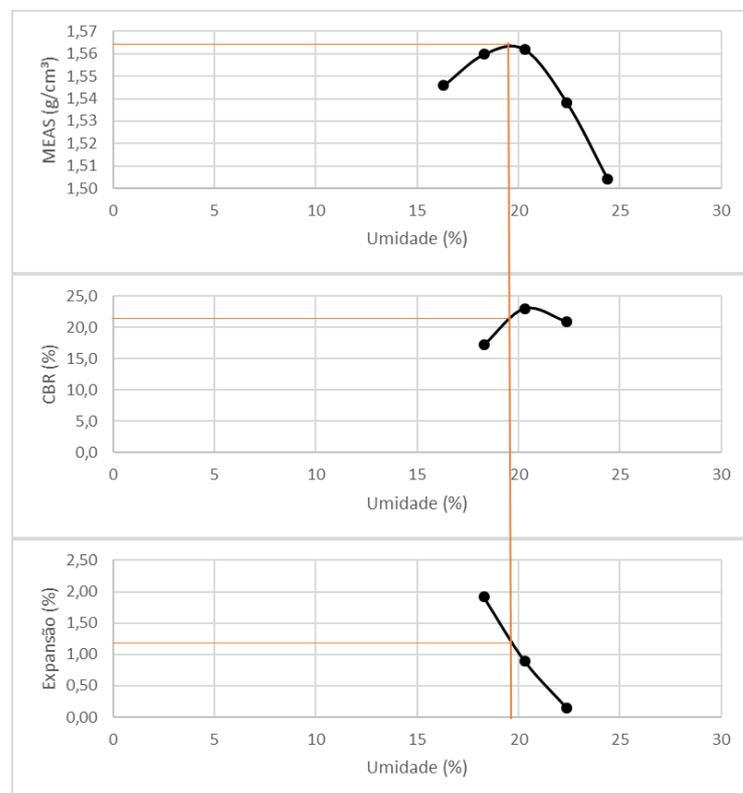
ANEXO D

GRÁFICOS – COMPACTAÇÃO, CBR E EXPANSÃO

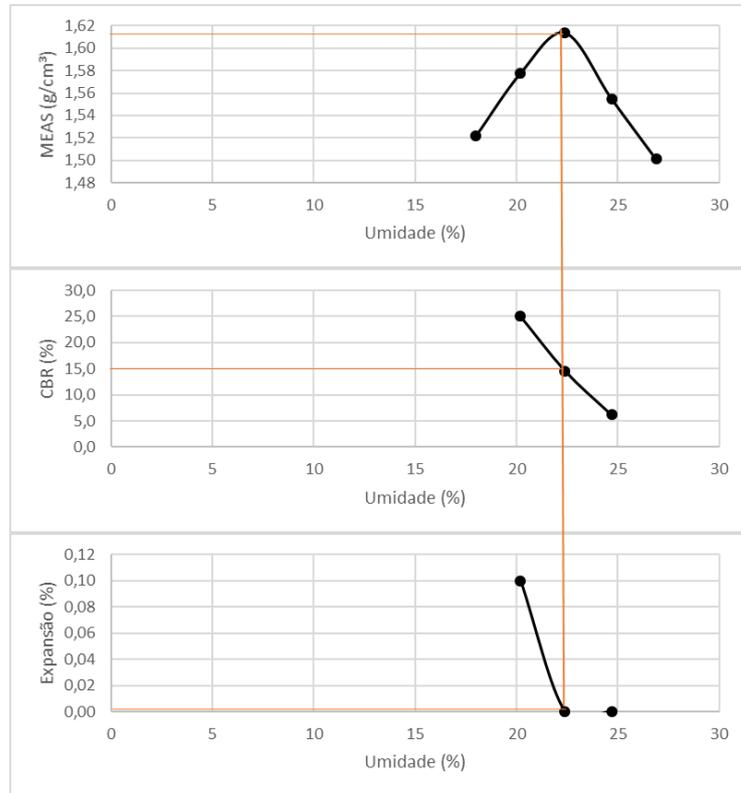
#BET



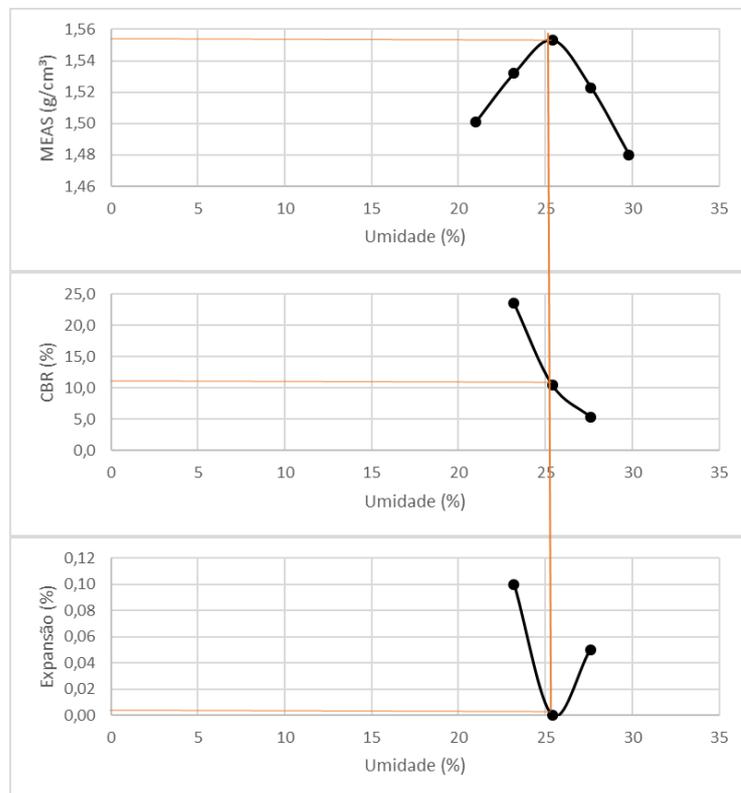
#BRU



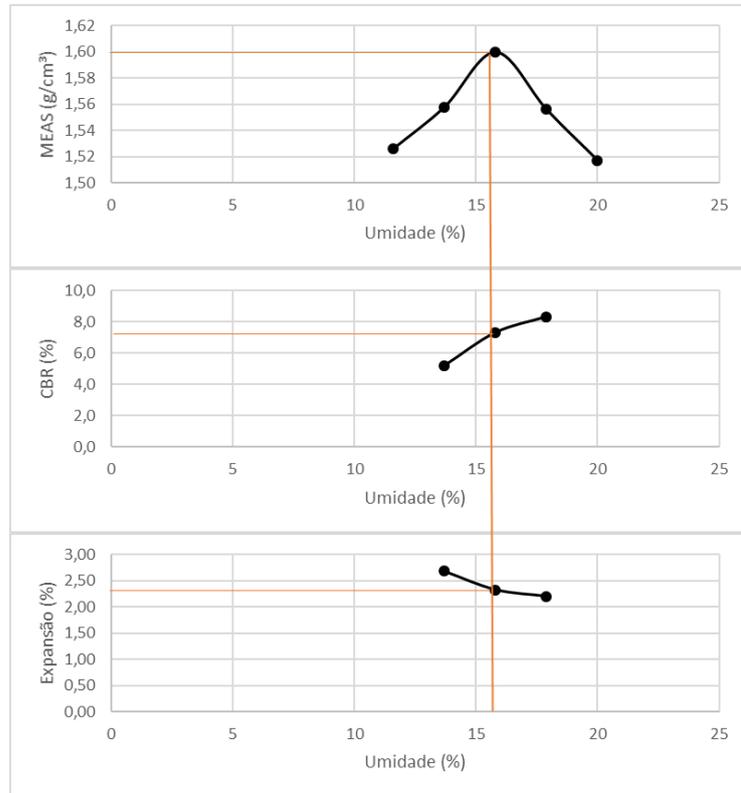
#ESM



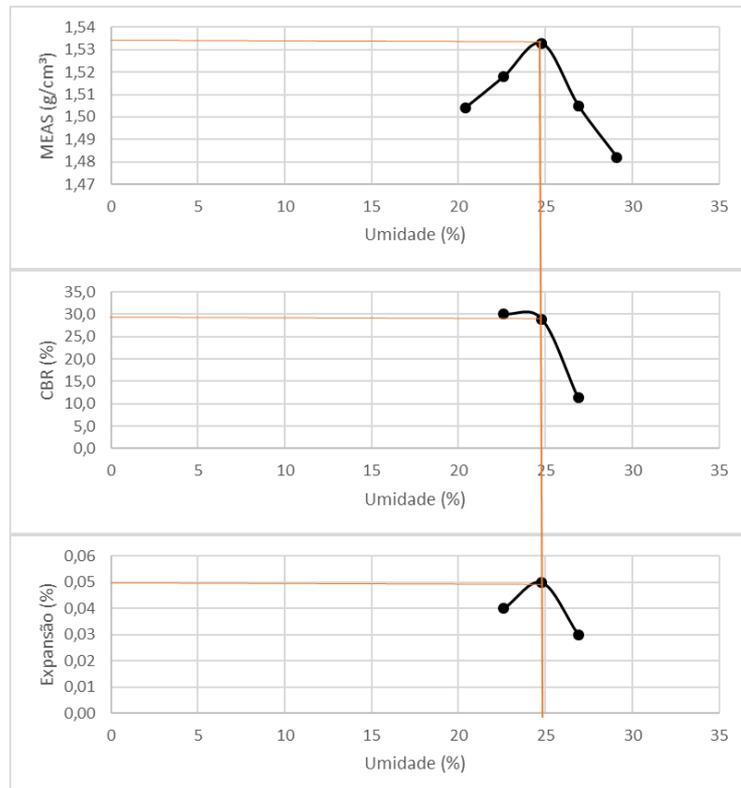
#ITA



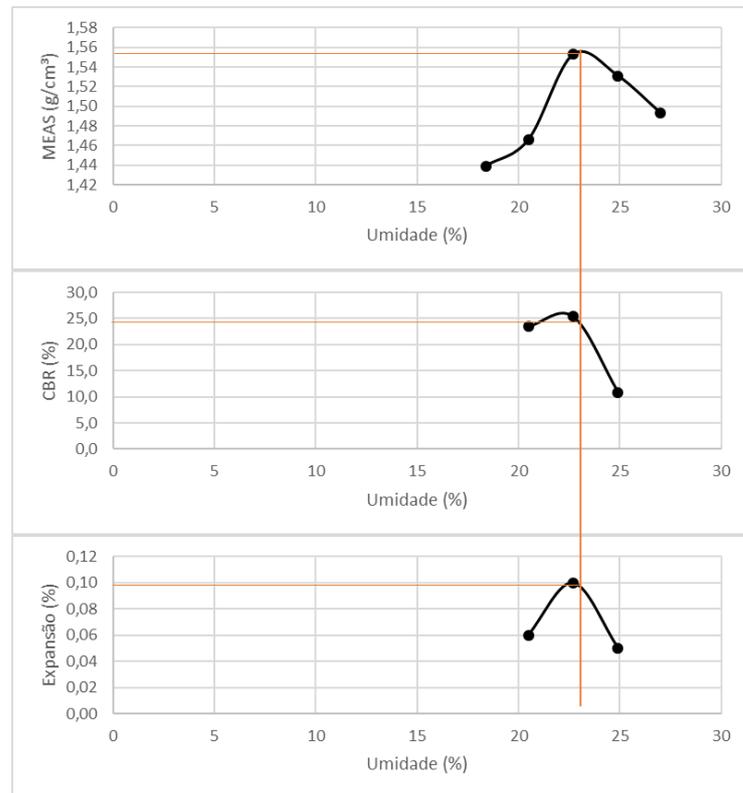
#ITG



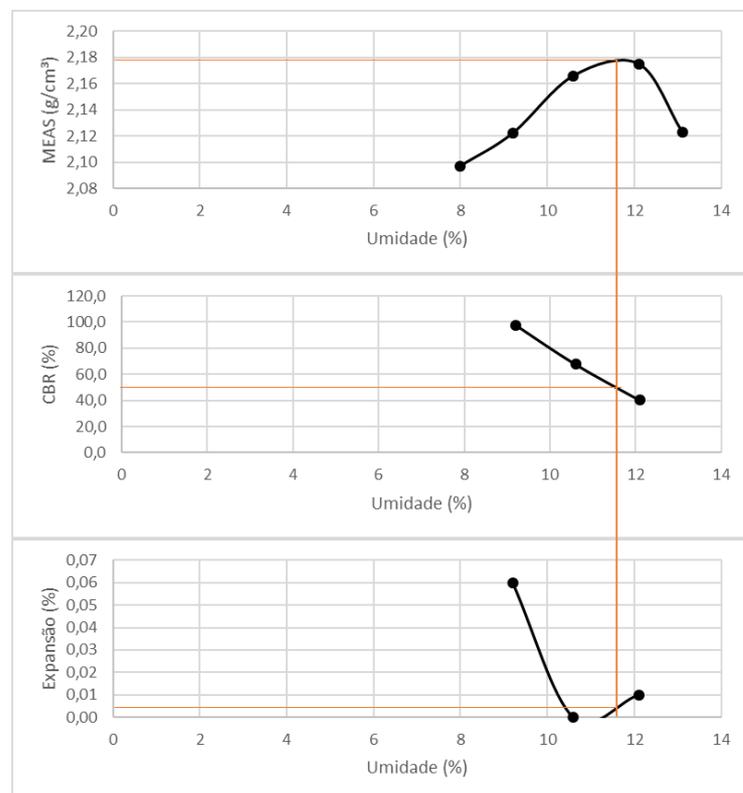
#JUA



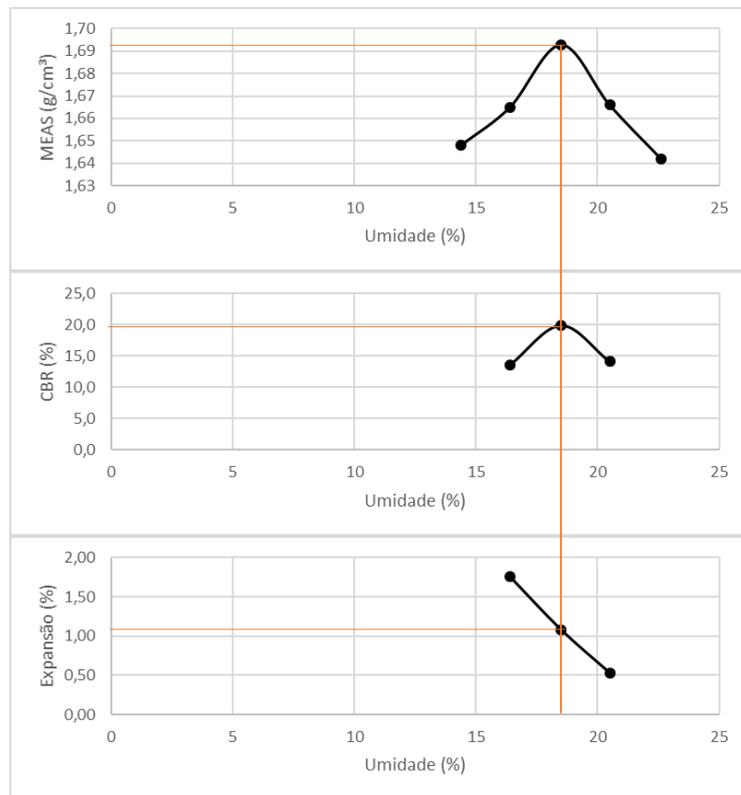
#MAT



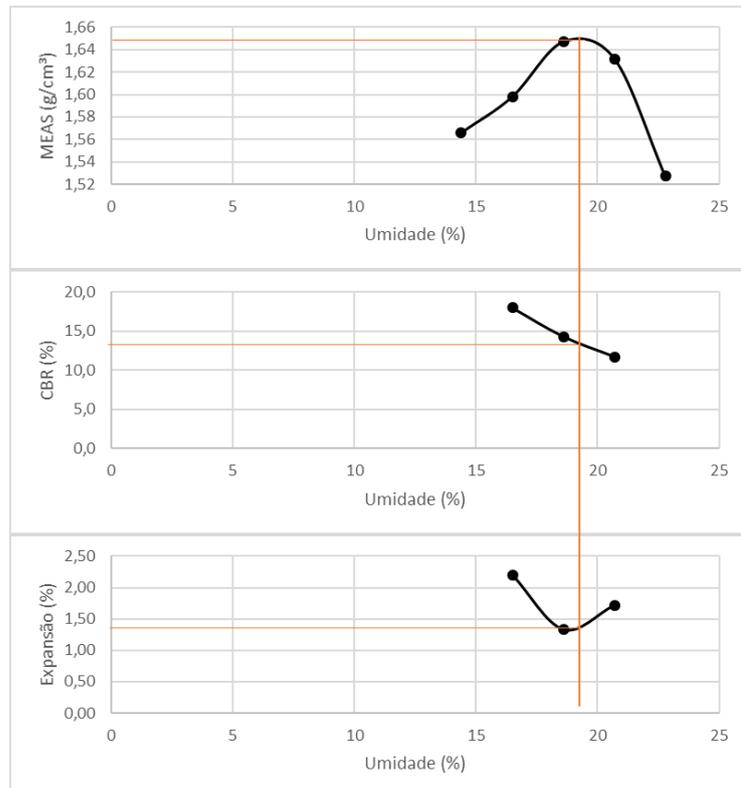
#NOV



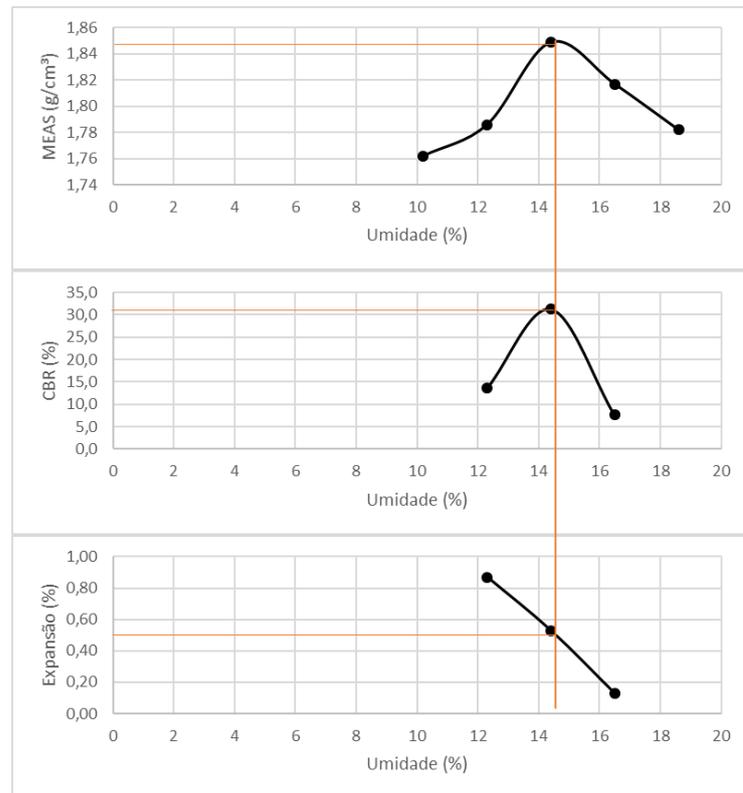
#RAP



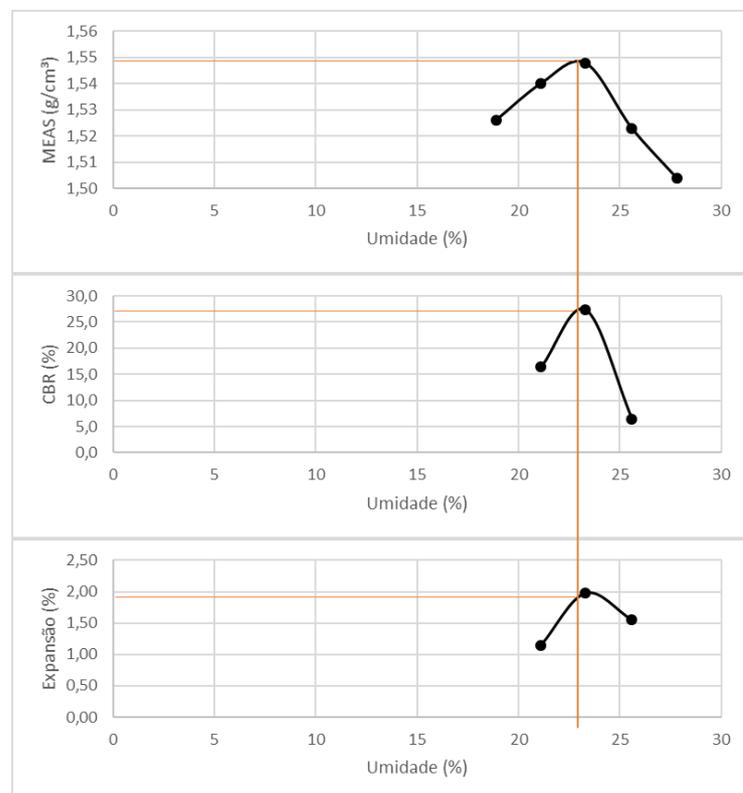
#RIB



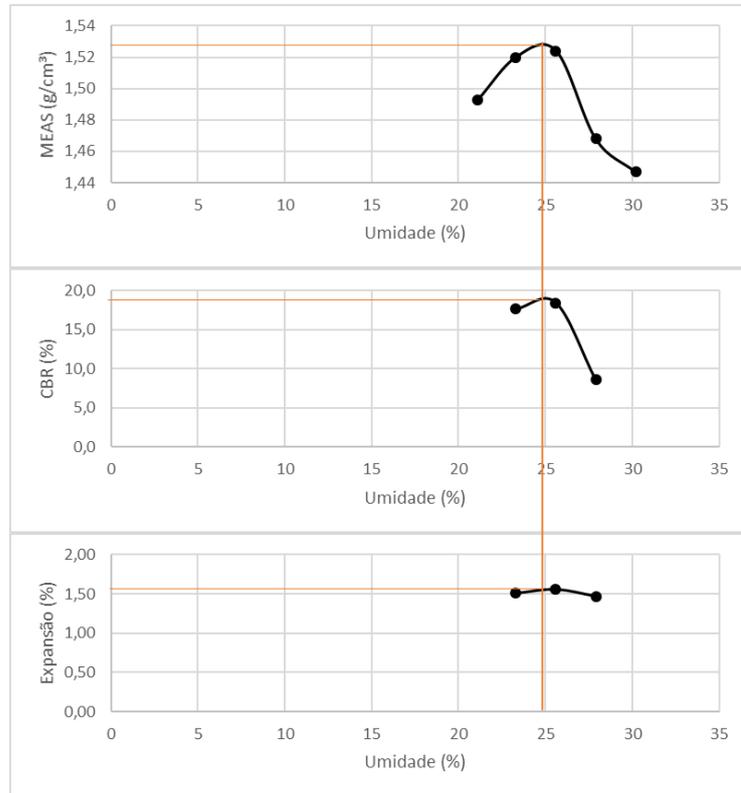
#VES



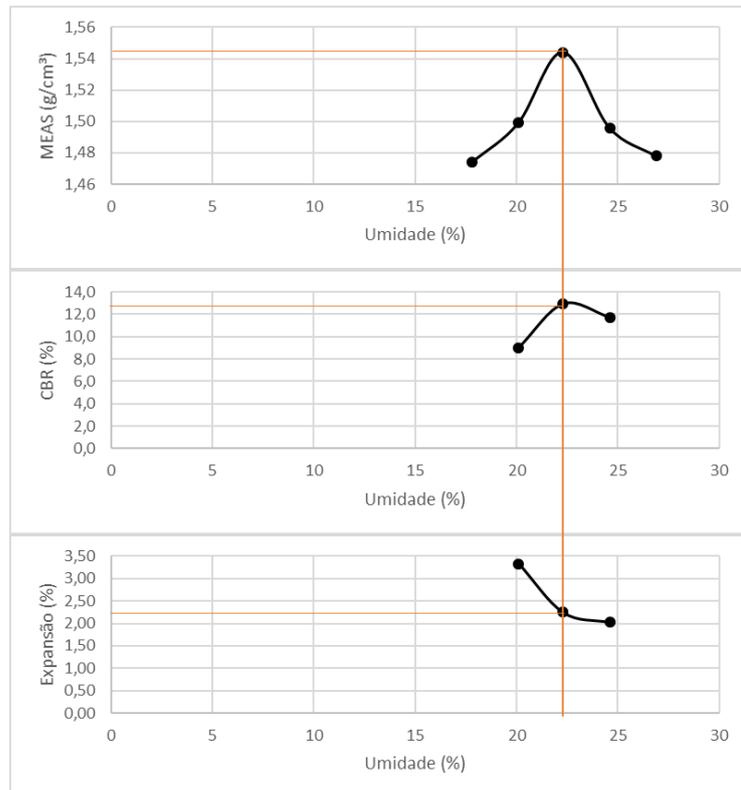
M1 – 70% #MAT + 30% #ITG



M2 – 60% #MAT + 40% #ITG

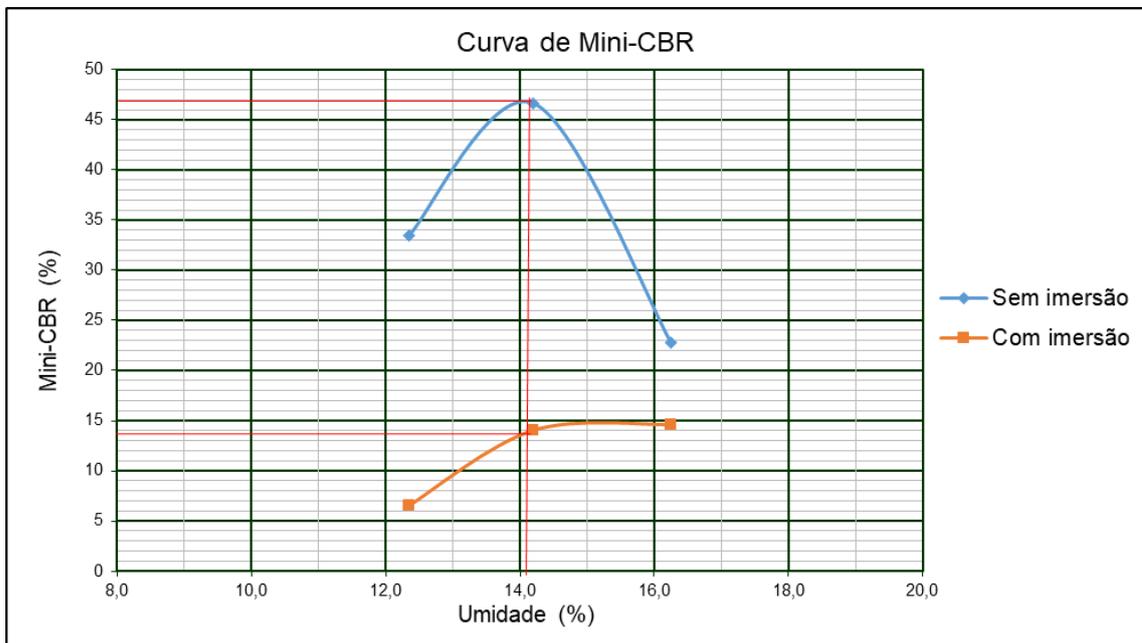


M2 – 60% #MAT + 40% #ITG

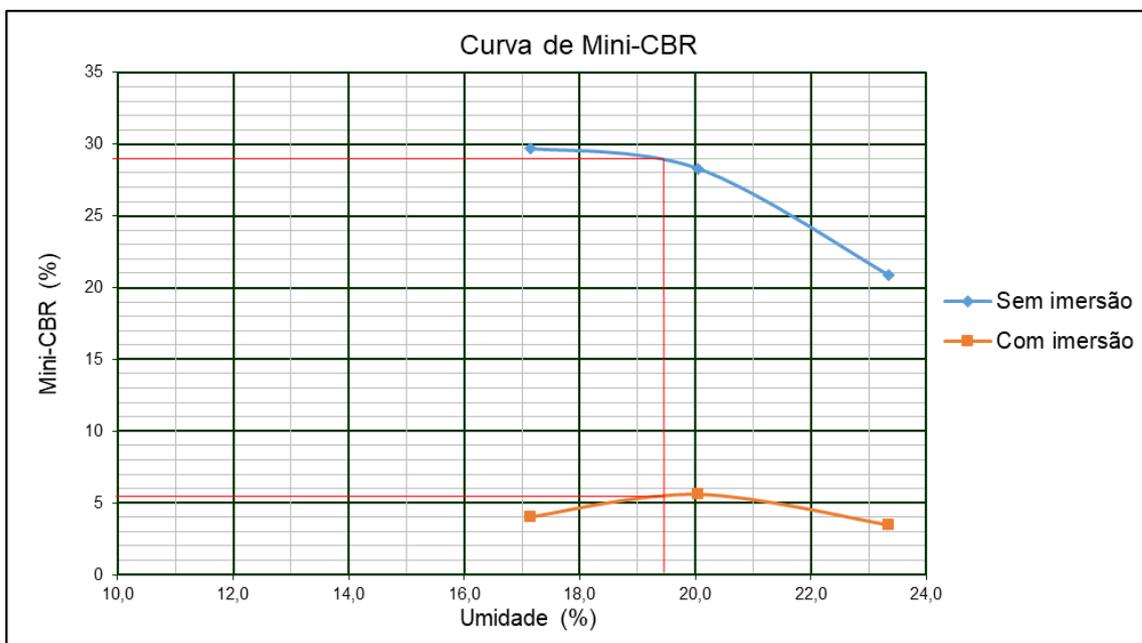


ANEXO E
GRÁFICOS – MINI-CBR/ RIS

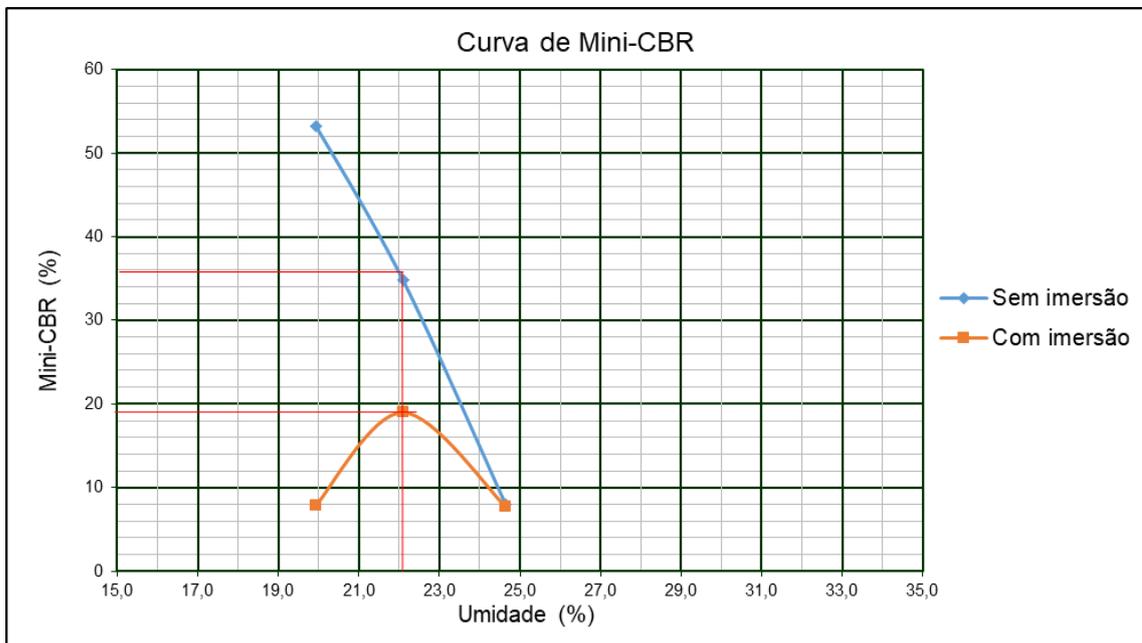
#BET



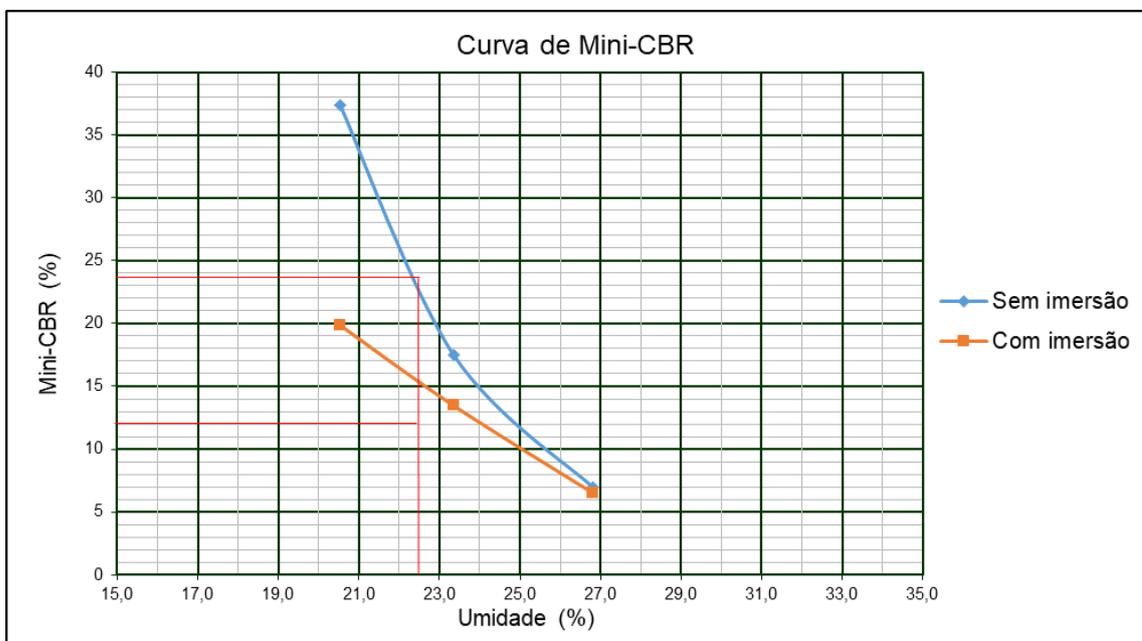
#BRU



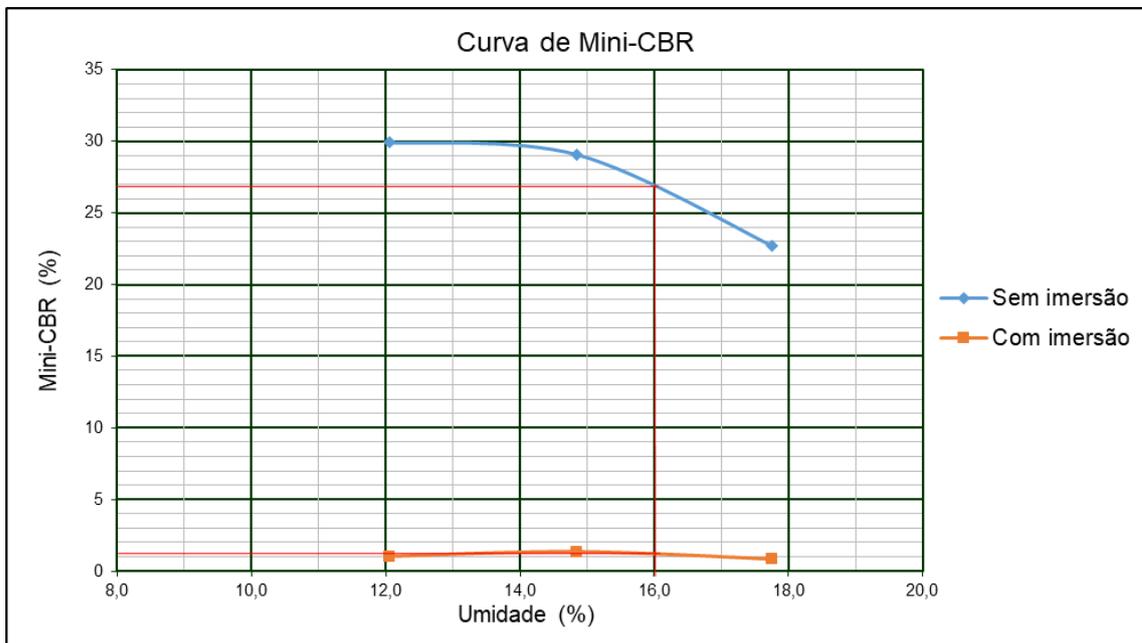
#ESM



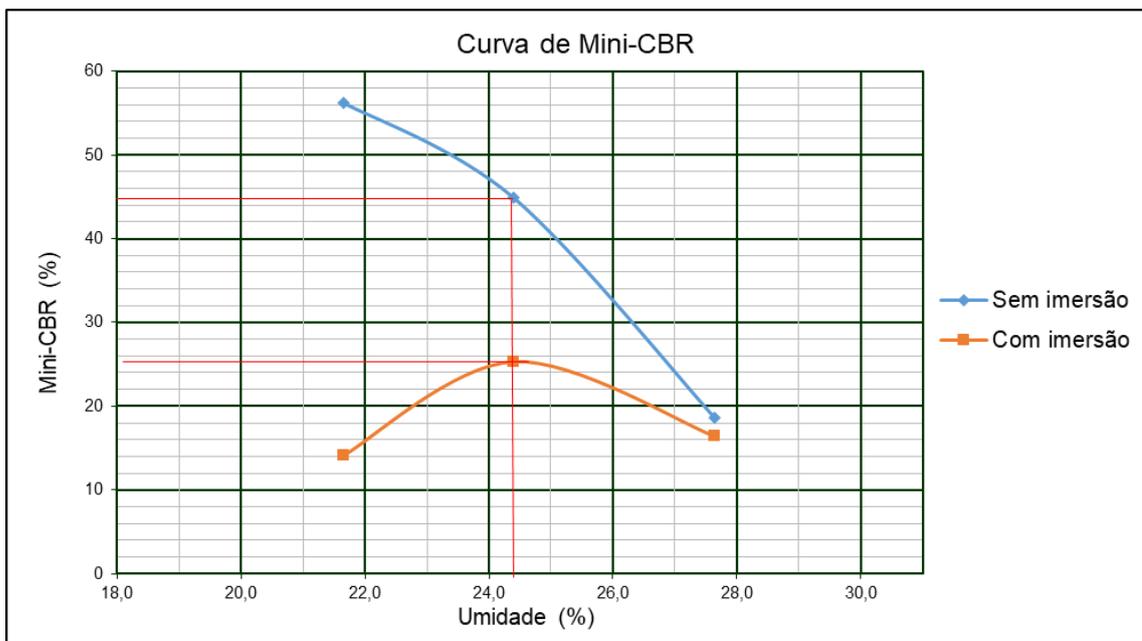
#ITA



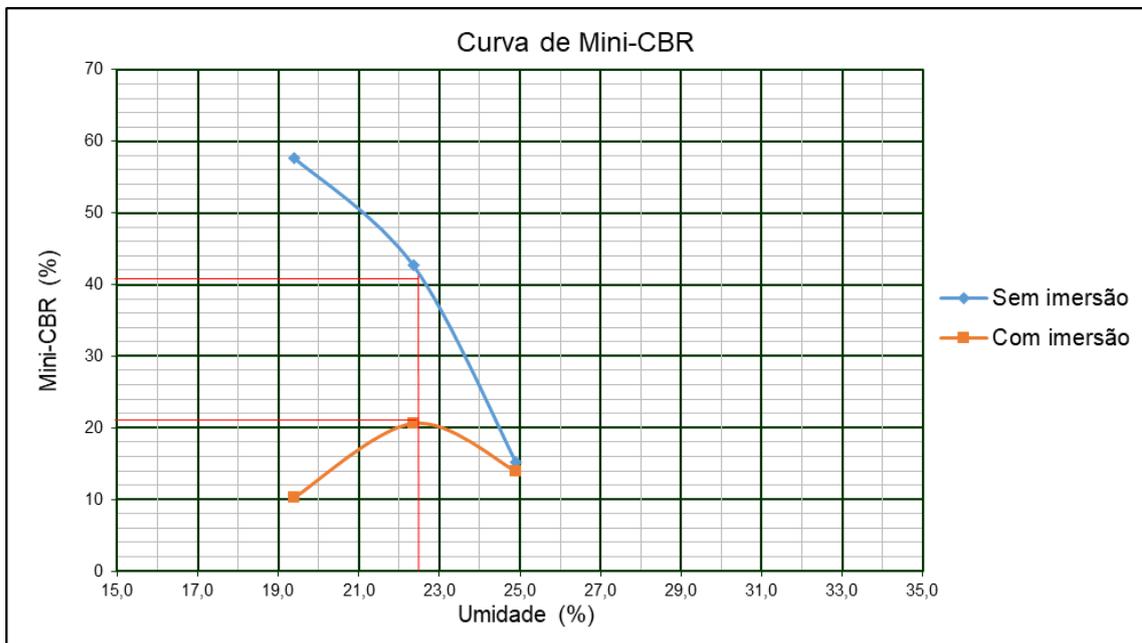
#ITG



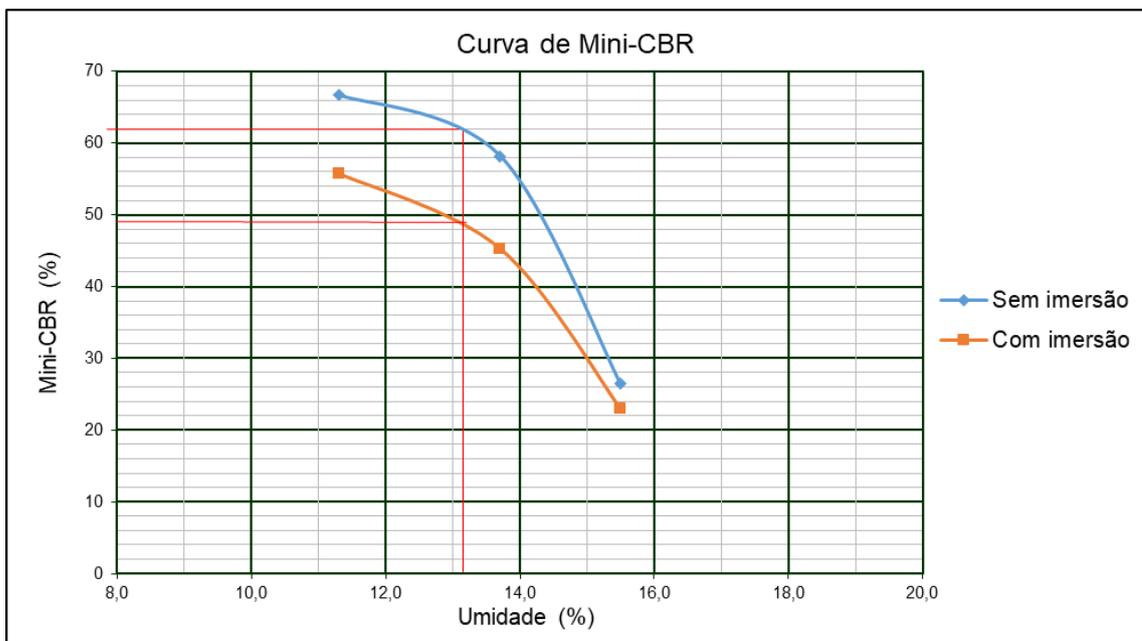
#JUA



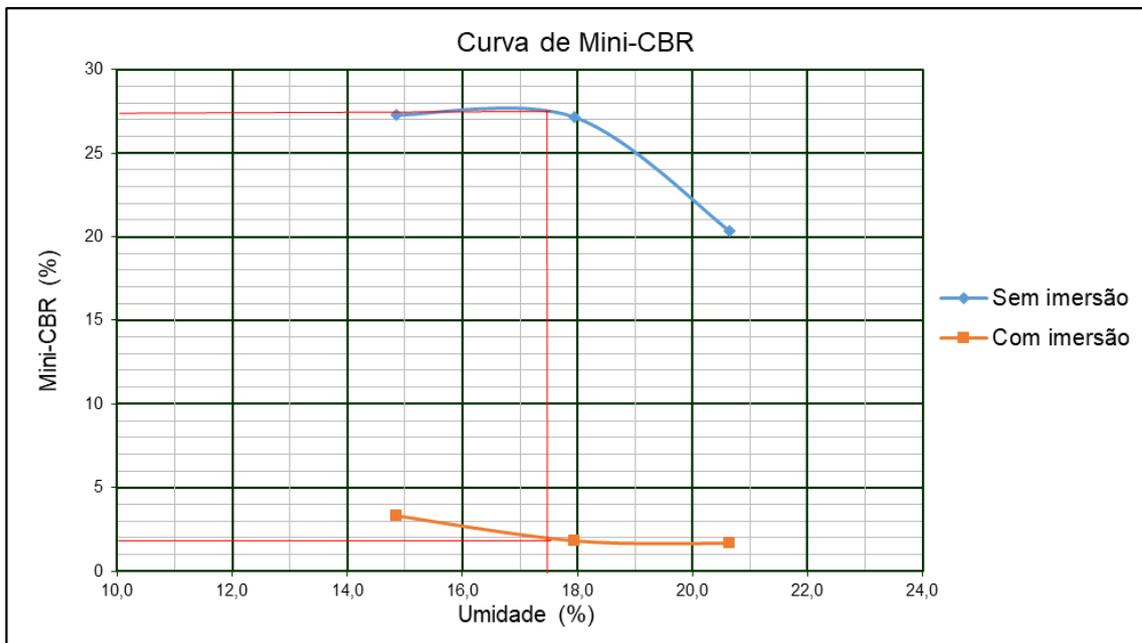
#MAT



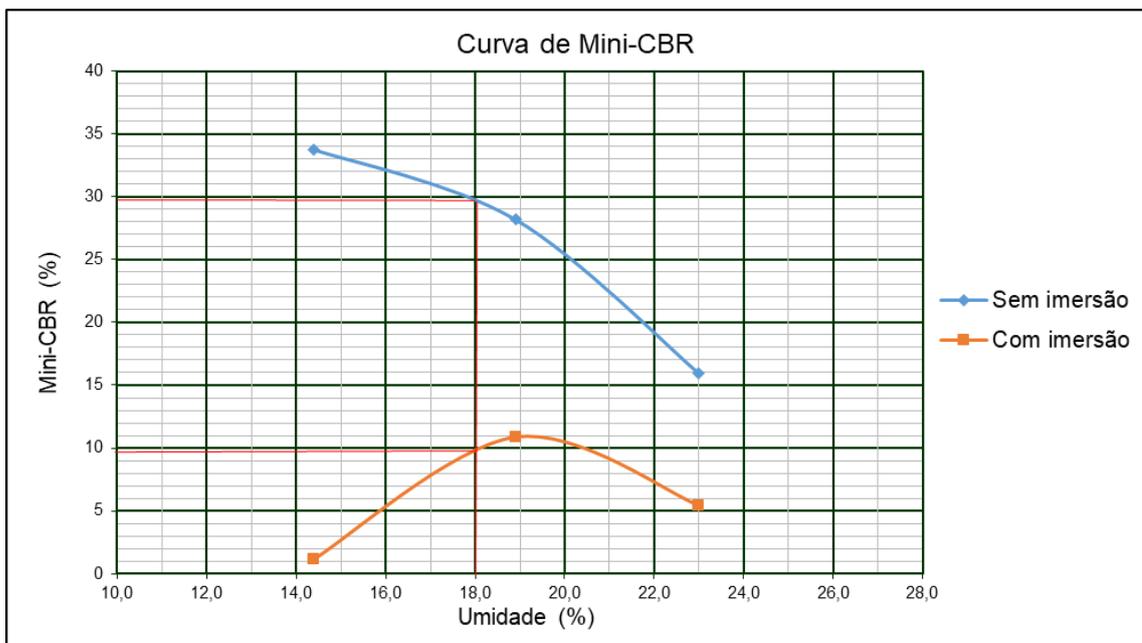
#NOV



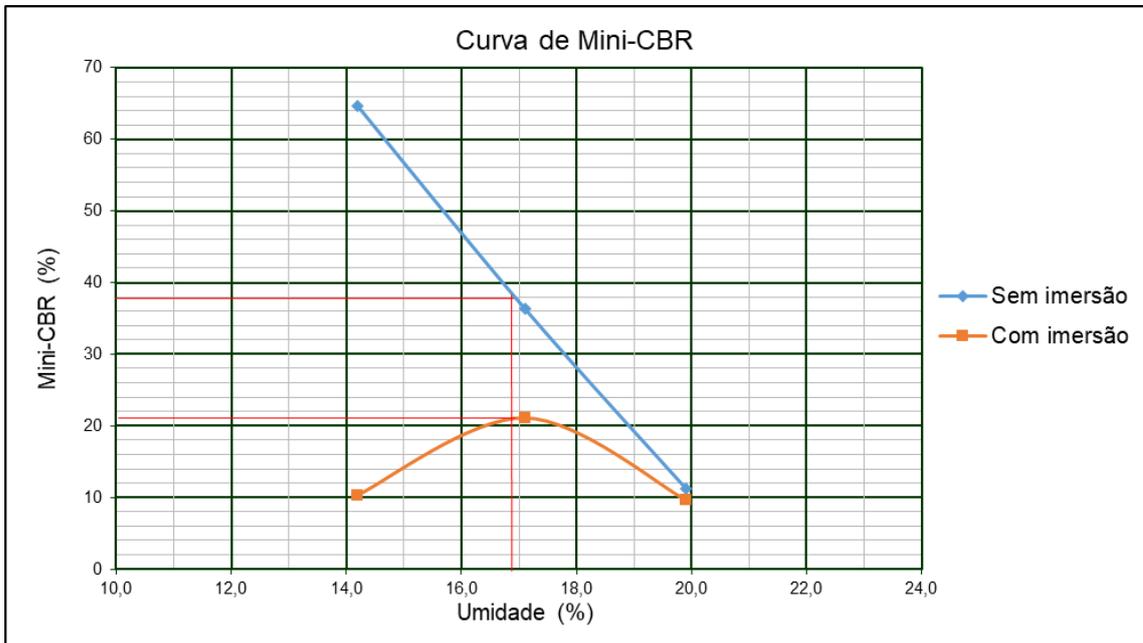
#RAP



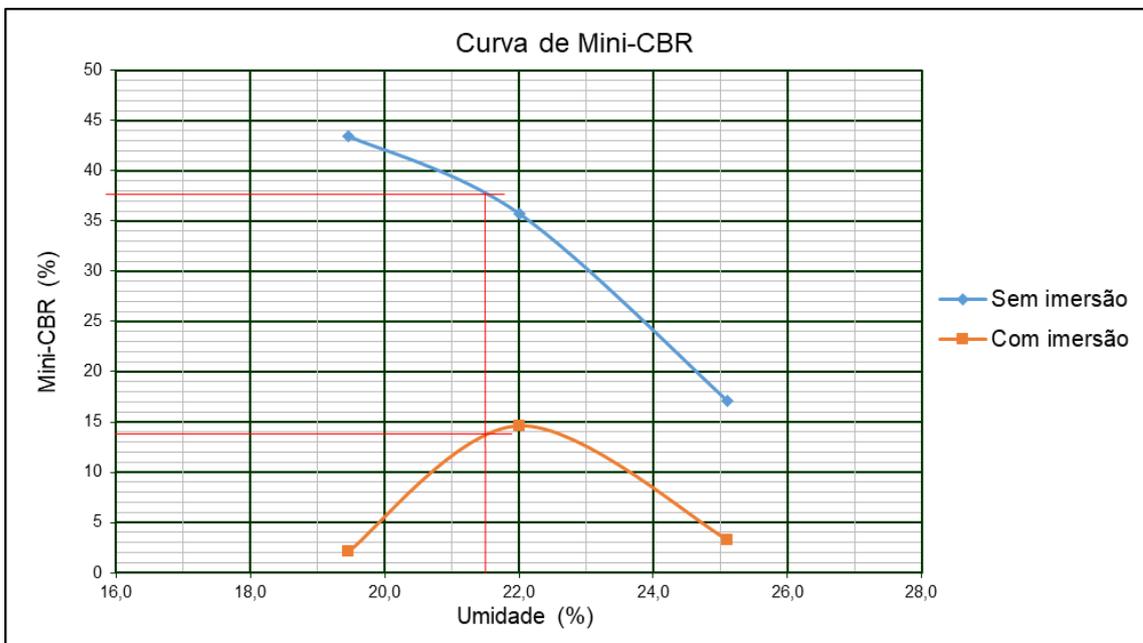
#RIB



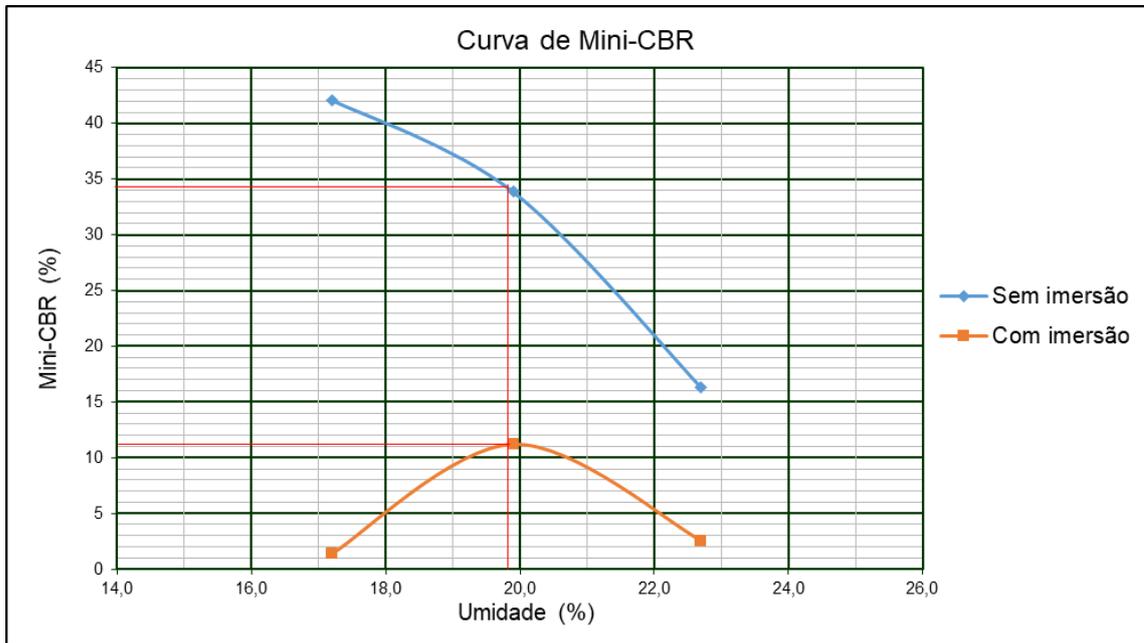
#VES



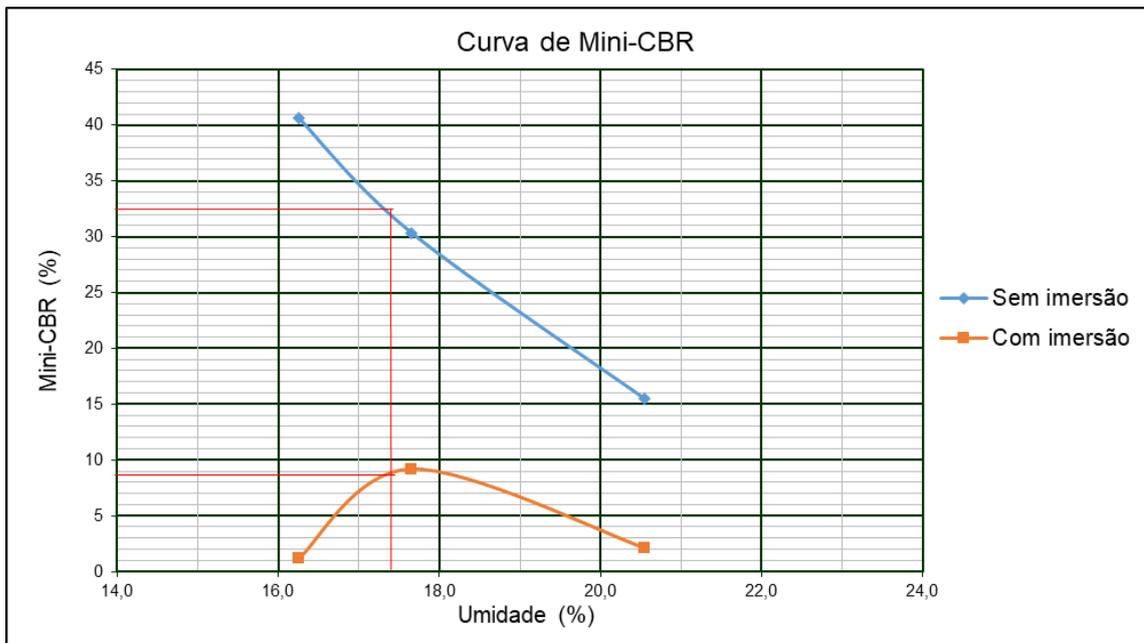
M1 – 70% #MAT + 30% #ITG



M2 – 60% #MAT + 40% #ITG

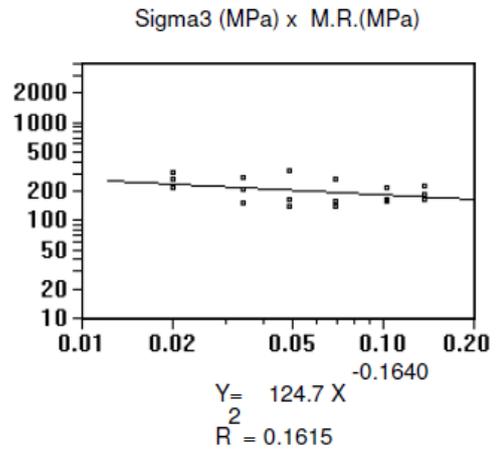
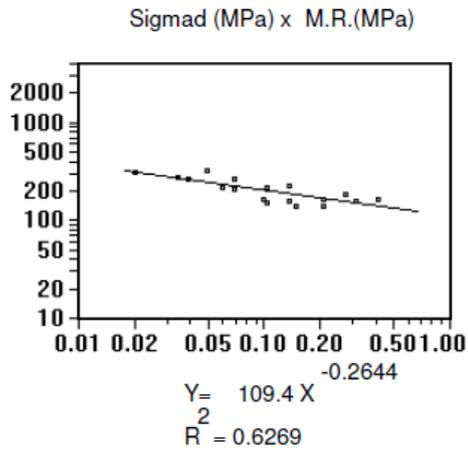


M3 – 50% #MAT + 50% #ITG

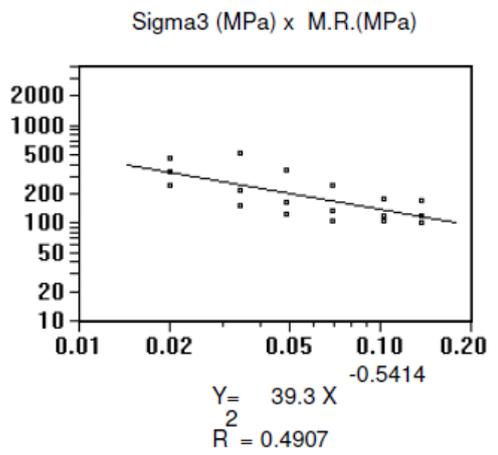
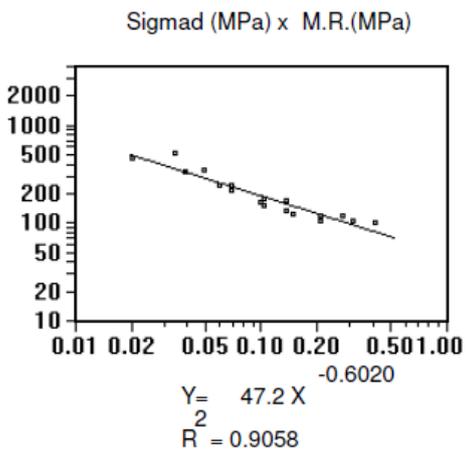


ANEXO F
GRÁFICOS - MÓDULO DE RESILIÊNCIA

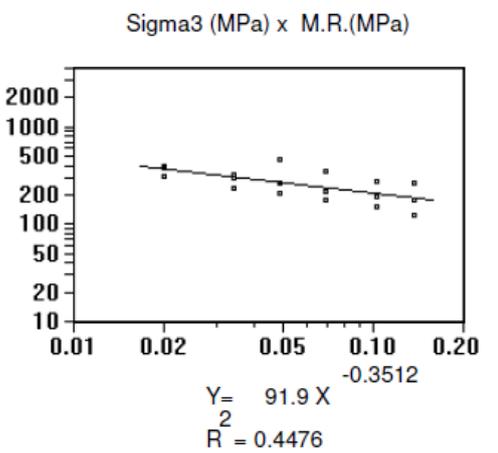
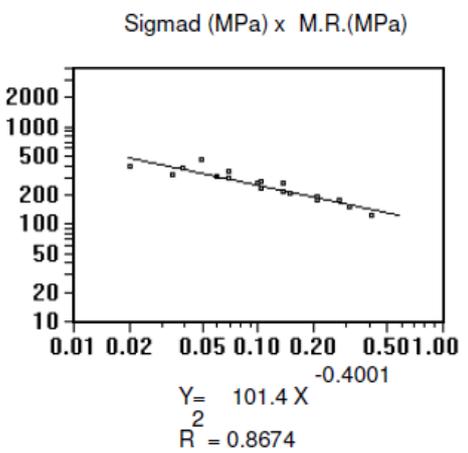
#BET



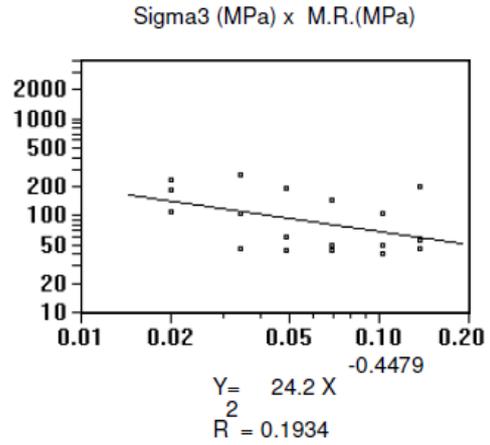
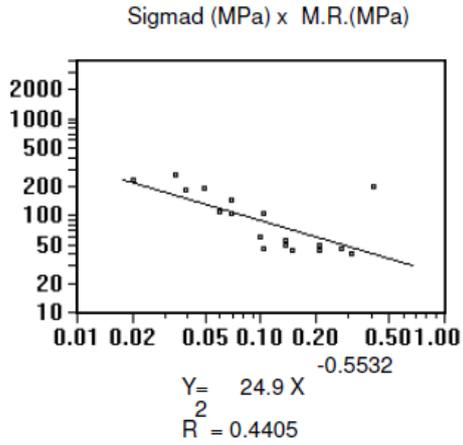
#BRU



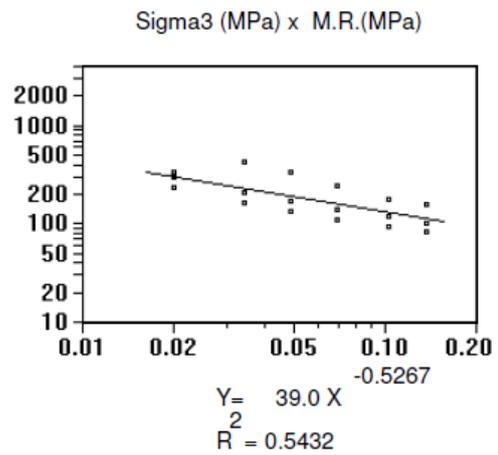
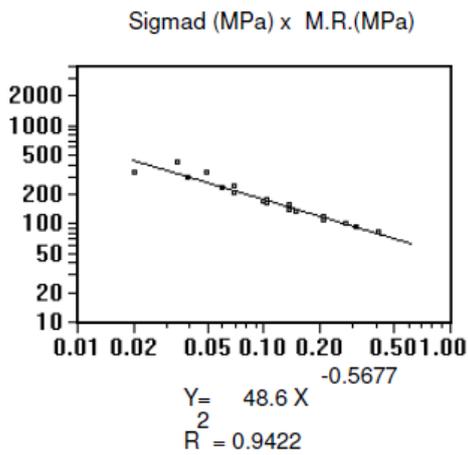
#ESM



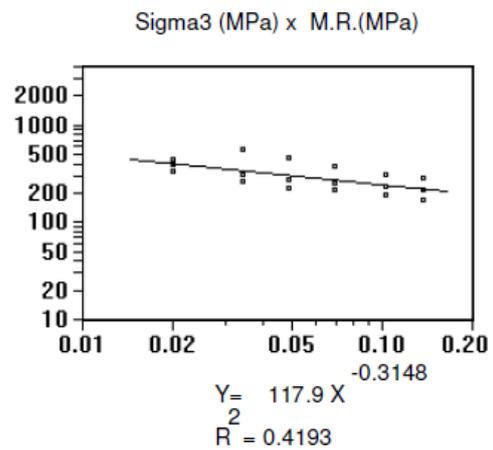
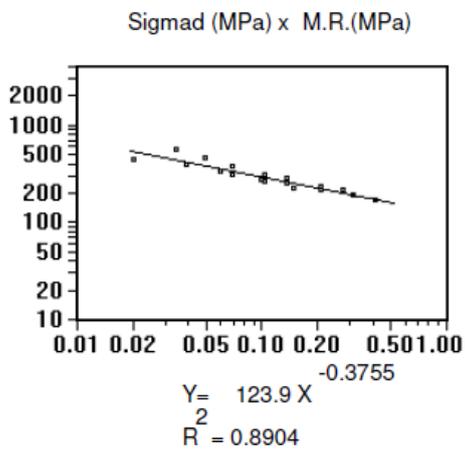
#ITA



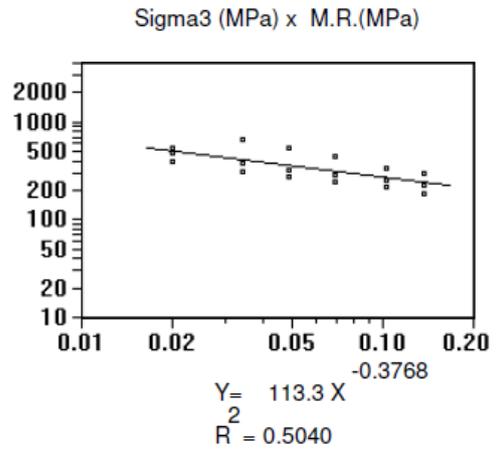
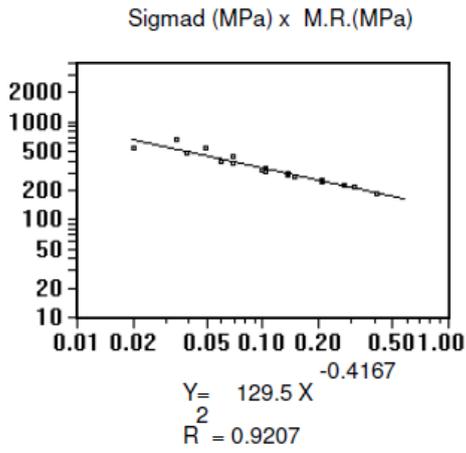
#ITG



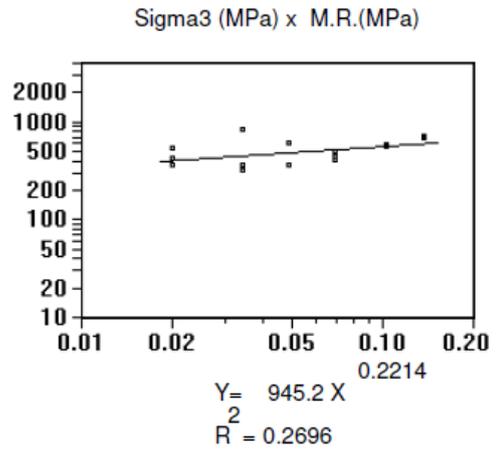
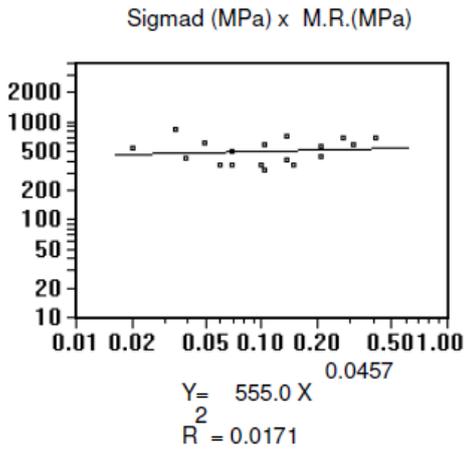
#JUA



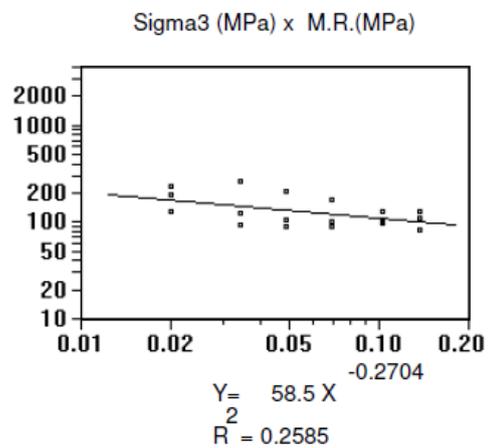
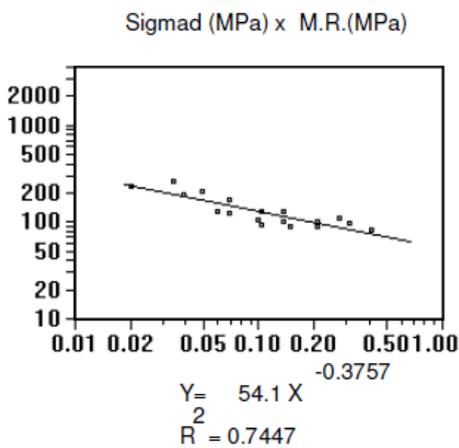
#MAT



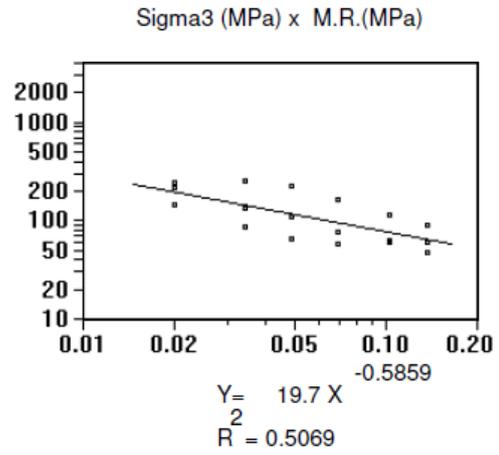
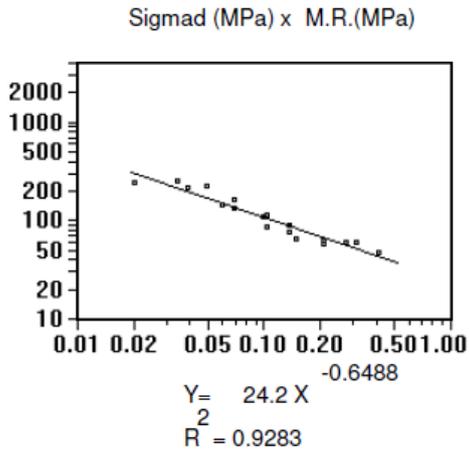
#NOV



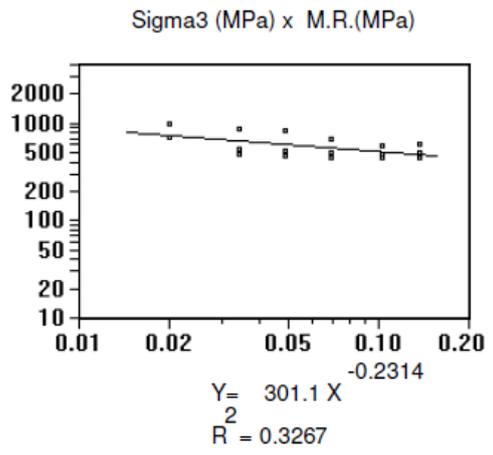
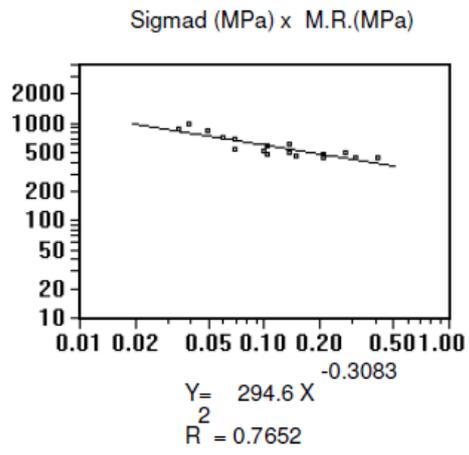
#RAP



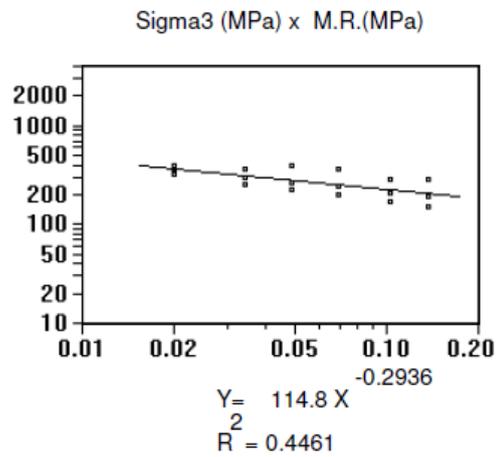
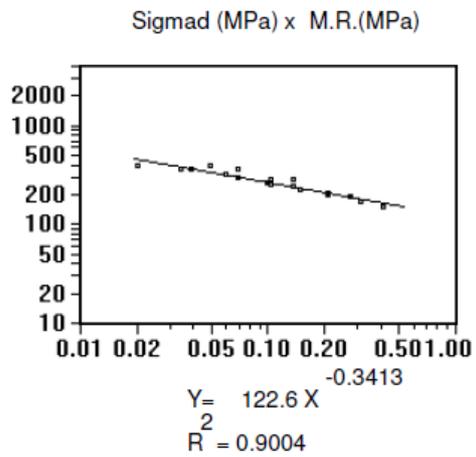
#RIB



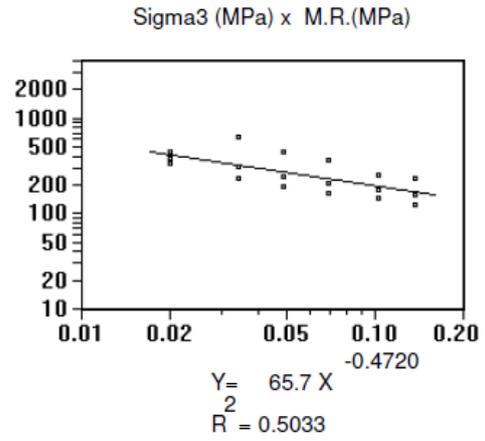
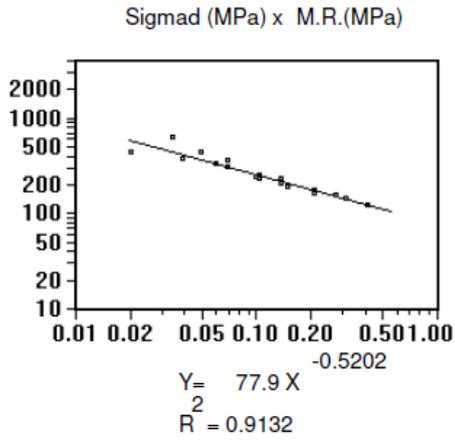
#VES



M1 – 70% #MAT + 30% #ITG



M2 – 60% #MAT + 40% #ITG



M3 – 50% #MAT + 50% #ITG

