

UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL



UFAM

ESTABILIZAÇÃO FÍSICA DE SOLOS TROPICAIS PARA
BASE DE PAVIMENTO DE BAIXO CUSTO NA REGIÃO
METROPOLITANA DE MANAUS-AM

MARCOS VALÉRIO MENDONÇA BAIA

MANAUS

2019

UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

MARCOS VALÉRIO MENDONÇA BAIA

**ESTABILIZAÇÃO FÍSICA DE SOLOS TROPICAIS PARA
BASE DE PAVIMENTO DE BAIXO CUSTO NA REGIÃO
METROPOLITANA DE MANAUS-AM**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil (PPGEC) da Universidade Federal do Amazonas, como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Nilton de Souza Campelo

MANAUS

2019

Ficha Catalográfica

Ficha catalográfica elaborada automaticamente de acordo com os dados fornecidos pelo(a) autor

B152e Baia, Marcos Valério Mendonça
Estabilização Física de Solos Tropicais para Base de Pavimentode Baixo Custo na Região Metropolitana de Manaus-AM / Marcos Valério Mendonça Baia. 2019
118 f.: il. color; 31 cm.

Orientador: Nilton de Souza Campelo
Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Amazonas.

1. Pavimentos Econômicos. 2. Geotecnia. 3. Solos Tropicais. 4. Estabilização Betuminosa. 5. Permeabilidade. I. Campelo, Nilton de Souza II. Universidade Federal do Amazonas III. Título



UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
FACULDADE DE TECNOLOGIA
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO ENGENHARIA CIVIL



ATA DE DEFESA DE DISSERTAÇÃO Nº. 016/2019

ATA DA DEFESA DA DISSERTAÇÃO AO TÍTULO DE MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL

DATA DO EXAME: 30/08/2019

DISCENTE: Marcos Valério Mendonça Baia

ORIENTADOR: Prof. Dr. Nilton de Souza Campelo

BANCA EXAMINADORA: (Nome Completo)

Prof. Dr. Nilton de Souza Campelo (Presidente)

Prof. Dr. Raimundo Humberto Cavalcante Lima (Membro Externo)

Prof. Dr. Gérson Jacques Miranda dos Anjos (Membro Externo)

TÍTULO DA PROPOSTA DE DISSERTAÇÃO: **ESTABILIZAÇÃO FÍSICA DE SOLOS TROPICAIS PARA BASE DE PAVIMENTO DE BAIXO CUSTO NA REGIÃO METROPOLITANA DE MANAUS - AM**

LOCAL: Sala de Videoconferência do Centro de Educação à Distância da Universidade Federal do Amazonas
HORA DE INÍCIO: 09h00

De acordo com o Regimento Interno do Programa Pós – Graduação em Engenharia Civil, aprovados pelo Conselho de Ensino e Pesquisa/CONSEP/UFAM e CAPES, o (a) aluno (a) submeteu sua dissertação em forma escrita e oral, sendo após exposição de cerca de 50 minutos arguido oralmente pelos membros da banca, tendo tido como resultado:

Aprovação por unanimidade de sua dissertação. O (A) aluno (a) foi considerado aprovado, podendo pleitear o título de Mestre.

Reprovação de sua Dissertação. O (A) aluno (a) não foi considerado aprovado (a) na sua Defesa de Dissertação. Não podendo pleitear o título de Mestre.

Na forma regulamentar foi lavrada a presente ata que será assinada pelos membros da banca e pelo (a) aluno (a).

Observações O CANDIDATO DEVERÁ OBEDECER ÀS RECOMENDAÇÕES DA BANCA EXAMINADORA.

Manaus, 30 de agosto de 2019

Prof. Dr. Nilton de Souza Campelo (Presidente)

Prof. Dr. Raimundo Humberto Cavalcante Lima (Membro Externo)

Prof. Dr. Gérson Jacques Miranda dos Anjos (Membro Externo)

Marcos Valério Mendonça Baia (Discente)

*Aos meus pais, **José Baia** (in memoriam) e
Maria do Céu (in memoriam)*

*Á minha amada esposa **Keila Baia** e aos meus
filhos **José Matheus** e **José Vitor***

AGRADECIMENTOS

Ao **Grande Arquiteto do Universo**, minha fonte de espiritualidade, por ter me concedido a oportunidade de passar pelos desafios durante a trajetória deste trabalho, dando-me sabedoria, discernimento, perseverança e paciência.

Ao **Prof. Nilton de Souza Campelo**, pela orientação, dedicação, e pelas “puxadas de orelha” nos momentos necessários, e, por desenvolver sua função pedagógica, de forma ética e responsável. Obrigado por acreditar em mim, pelo incentivo e por nossas conversas mostrando sua experiência de vida.

Aos meus saudosos pais, **José Baia** (in memoriam) e **Maria do Céu** (in memoriam), minha gratidão por terem sido instrumentos de **Deus** para me conceder seu maior bem, o dom da vida, a força espiritual de vocês estará sempre comigo. Ademais, agradeço por toda minha formação pessoal e profissional, vocês foram o alicerce para que tudo isso fosse realizado.

À minha esposa **Keila Baia**, e aos meus filhos **José Matheus** e **José Vitor**, pelo amor, apoio e compreensão, eu não teria conseguido sem vocês. Vocês são meu maior patrimônio.

Aos meus irmãos **José Augusto**, **Nivea Maria**, **Idelfonso**, **Rosângela**, **Roseli**, **José Ávila** e **Niviane** (in memoriam) pelas vibrações positivas.

Aos professores das unidades precessoras em minha formação educacional, **Escola Estadual de Ensino Fundamental Presidente Costa e Silva**; **Escola Municipal República de Portugal**; **Escola Estadual de Ensino Fundamental e Médio Marechal Cordeiro de Farias**; **Escola Cearense** e a **Universidade Federal do Pará**, todas localizadas em minha terra natal, a cidade das mangueiras, Belém do Pará.

Aos **Srs. Marcelo Borges** e **Mona Liza Prado**, Superintendentes da **Controladoria Regional da União no Estado do Amazonas**, nos anos de 2016 a 2019, e aos seus respectivos substitutos, **Sra. Isa Mary de Carvalho** e **Sr. Ulysses Mendonça** pelo apoio na liberação com fundamentação legal, para assistir às aulas e desempenhar minhas atividades de pesquisa, e, a todos meus colegas pelo incentivo e compreensão em minhas ausências do espaço laboral.

Ao **Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária (INCRA)**, por ter contribuído na disponibilização de dados à pesquisa.

À empresa Emam Asfaltos pela cessão da emulsão asfáltica utilizada no trabalho.

Ao meu querido “Capitão”, **Engº Reinaldo**, que não mediu esforços em auxiliar na execução dos ensaios e na correta interpretação dos resultados.

Aos amigos **Zeca e Deneandro**, pelo apoio essencial para realização de ensaios no Laboratório de Pavimentação/FT/UFAM.

Às equipes dos seguintes laboratórios: **Laboratório de Ensaio Físico-Químicos/FT/UFAM; Laboratório de Materiais/ICE/UFAM; Laboratório de Físico-Química/ICE/UFAM; Laboratório de Geoquímica/ICE/UFAM; Laboratório de Materiais de Construção/FT/UFAM e Laboratório Temático de Microscopia do INPA.**

Ao apoio técnico disponibilizado pelo Centro de Educação à Distância, executado pelo técnico **Jorge Santos** na realização do exame de defesa desta dissertação.

Aos colegas, engenheiros, **Ariel Praia, Fernanda Oikawa, Luane Ricarte, Abel Filho, Frank Hudson**, pelas contribuições durante a realização de nossas atividades em sala de aula e laboratório. Seguindo a narrativa de agradecimentos, gratidão pela colaboração técnica dos engenheiros, **Dr. Marcos Antônio Fritzen e o Doutorando José Otávio Eleutério**, da Coppe UFRJ; **PhD. Bruno Delgado**, da empresa Vale; **Dr. Douglas Villibor e Driely Alves**, da empresa EGIS Brasi e **Dr. Edson de Moura**, do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Poli-USP.

Aos amigos que adquiri durante o programa, engenheiros, **Michel Barros, José Lucinaldo, Daniel Jardim, Elias Souza, Frank Albert, Eduarda Pereira, Jociane Araujo, Armando Cavalcante, Elma Almeida e Raquel Andrade**, minha sincera gratidão a todos.

Aos membros da banca examinadora, **Prof. Dr. Raimundo Humberto Cavalcante Lima e Prof. Dr. Gérson Jacques Miranda dos Anjos**, por terem aceitado participar e contribuir com esta pesquisa.

Por fim, aos times do corpo docente e técnico administrativo do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, por todo o apoio disponibilizado.

“Deus é a lei e o legislador do Universo”

Albert Einstein

“Quanto mais eu estudo a natureza, mais me maravilho com a obra do Criador”

Louis Pasteur

“O analfabeto do século XXI não será aquele que não consegue ler e escrever, mas aquele que não consegue aprender, desaprender e reaprender”

Alvin Toffler

RESUMO

A importância de rodovias na região Norte, pavimentadas ou não, dá-se em virtude de servirem de infraestrutura primaz para a viabilidade do escoamento de produções oriundas dos diversos segmentos da indústria e agricultura. Este último depende, em sua maior parte, das estradas rurais, geralmente não pavimentadas e consideradas de pouca importância sob o ponto de vista tecnológico, por técnicos e gestores que atuam na área, especialmente no estado do Amazonas. Isso decorre, ainda, pela utilização de técnicas experimentais fundamentadas em pesquisas realizadas em regiões de baixas temperaturas e precipitações pluviométricas bem distribuídas ao longo do ano, totalmente diversos do comportamento climático da zona equatorial, caracterizado por intensas variações climáticas, temperaturas elevadas e grande incidência de chuvas. Ressalva -se, ainda, que as metodologias adotadas desconsideram as propriedades mecânicas e hidráulicas do solo. Por outro lado, nos últimos trinta anos, várias pesquisas corroboram cientificamente a importância de adotar-se a sistemática MCT, no estudo de solos tropicais, adaptada integralmente para este fim, associando – a paralelamente a determinações de ensaios físico-químico e mineralógicos, proporcionando resultados mais qualitativos e precisos, nas classificações e interpretação dos parâmetros analisados, inclusive, assegurando a eficácia na escolha de técnicas de intervenções geotécnicas de melhoramento dos solos. O trabalho em tela, foi realizado, em laboratório, no intuito de avaliar a estabilização física de solos tropicais concrecionários local, extraídos de um trecho de 200 metros de uma via sem revestimento asfáltico, na zona rural de Manaus, com a utilização de emulsão asfáltica do tipo RL-1C, sendo realizado preliminarmente análise de ordem geoquímica e geotécnica, seguindo pela avaliação de suas particularidades mecânicas, na condição natural e, em três teores de misturas betuminosas. Os teores 4% e 6%, mostraram-se enquadrados nos requisitos recomendados, optando-se pelo menor teor, em virtude do menor consumo de material emulsificante, o qual foi proposto como alternativa construtiva de pavimento econômico e sustentável. Finalmente na avaliação do comportamento hidráulico e microestrutural, verificou-se os efeitos do ligante asfáltico nas partículas dos materiais avaliados, que demonstraram resultados satisfatórios.

Palavras-chave: Pavimentos Econômicos; Geotecnia; Solos Tropicais; Estabilização Betuminosa; Permeabilidade

ABSTRACT

The importance of highways in the North, paved or not, provides the virtue of serving the prime infrastructure for the viability of the flow of productions from various segments of industry and agriculture. The latter mostly depends on rural roads, which are generally unpaved and is of little technological importance by technicians and managers working in the area, especially in the state of Amazonas. This was also due to the use of experimental techniques based on research carried out in low temperature and rainfall regions, well distributed throughout the year, totally different in scalable behavior of the equatorial zone, used by intense climatic variations, medium and large variations of rainfall. temperature. rains. It is also emphasized that the adopted methodologies disregard mechanical and hydraulic soil properties. On the other hand, in the last thirty years, several researches have scientifically confirmed the importance of adopting a systematic MCT system, no studies of climatic soils, fully adapted for this purpose, associating it with determinations of clinical and mineral chemical tests. qualitative and precise, in the interpretations and interpretations of the analyzed parameters, including, guaranteeing a choice in the technique of selection of geotechnical techniques of soil improvement. The work on screen was carried out in the laboratory without trying to evaluate the physical stabilization of local climatic soils, extracted from a 200 meter stretch of an asphalt-free lane in the rural area of Manaus, using an asphalt emulsion. type RL-1C, being performed preliminary analysis of geochemical and geotechnical order, following evaluation of their mechanical particularities, in the natural condition and in three contents of bituminous mixtures. The levels of 4% and 6% are in accordance with the recommended requirements, opt for the lower content, due to the lower consumption of emulsifying material, or were considered as a constructive alternative to the economic and sustainable pavement. Finally, in the hydraulic and microstructural behavior evaluation, check the effects of the asphalt binder on the piles of materials used, which showed satisfactory results.

Keyword: Economic floors; Geotechnics; Tropical soils; Bituminous stabilization; Permeability

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 .Cenário de pavimentação de rodovias na região Norte em km.....	16
Figura 2 .Painel de rodovias não pavimentadas na região Norte por Estado em km.	16
Figura 3 .Distribuição de famílias por atividade produtiva do assentamento PA TARUMÃ-MIRIM	17
Figura 4 .Condições de acesso aos lotes do assentamento PA TARUMÃ-MIRIM.....	17
Figura 5 .(a) Corte longitudinal de pavimento rígido e (b) Corte transversal pavimento flexível.....	22
Figura 6 .Distribuição de carga em pavimento rígido (a) e no pavimento flexível (b)	23
Figura 7 .Mapa pedológico de solos do Brasil	25
Figura 8 .Ilustração da formação pedogenética de solos tropicais	26
Figura 9 .Identificação genética das camadas de solos, em regiões tropicais	27
Figura 10 .Médias mensais da precipitação e temperatura média da série histórica de ~50 anos, Estação Manaus	28
Figura 11 .Ilustração esquemática da estrutura da caulinita.....	29
Figura 12 .Fotomicrografias de um solo laterítico (a) e de um solo saprolítico (b)	32
Figura 13 .Programa de ensaios para classificação MCT.....	34
Figura 14 .Gráfico para classificação de solos MCT	34
Figura 15 .Gráfico dos tipos granulométricos específicos dos solos de granulação grossa Ps, Sp e Gf.....	35
Figura 16 .Tabela classificatória da G-MCT	36
Figura 17 .Propriedades e hierarquização de uso dos grupos de solos da classe GL.....	36
Figura 18 .Propriedades e hierarquização de uso dos grupos de solos da classe GN.....	37
Figura 19 .Curvas granulométricas características de solos da classificação G-MCT.....	37
Figura 20 .Curvas de compactação, conforme a energia aplicada	38
Figura 21 .Correlação de resultados de permeabilidade e índice de vazios de solos residuais	39
Figura 22 .Valores de Permeabilidade.....	40
Figura 23 .Esquema básico de produção de emulsão asfáltica catiônica	41
Figura 24 .Moinho coloidal no detalhe	42
Figura 25 .Fases de ruptura de uma emulsão	42
Figura 26 .Estruturação dos tipos e técnicas para estabilização de solos.....	44
Figura 27 .Aplicação de solo cimento	45
Figura 28 .Aplicação de solo-cal	46
Figura 29 .Aplicação de BGTC.....	47
Figura 30 .Aplicação de CCR.....	47
Figura 31 .Aplicação de solo brita.....	48
Figura 32 .Faixa granulométrica recomendada para Bases de SAFL	49
Figura 33 .Aplicação de solo areia	50
Figura 34 .Aplicação do Pré misturado à frio.....	52
Figura 35 .Aplicação Solo emulsão.....	52
Figura 36 .Estabilização de uma areia argilosa com emulsão asfáltica:.....	53
Figura 37 .Representação gráfica teor de betume versus teor de finos.	55
Figura 38 .Relação dos resultados de RCS em função do tempo de aeração.....	56
Figura 39 .Resistencia à compressão simples de solo laterítico	57
Figura 40 .Mapa de Localização do PA Tarumã-Mirim em relação a Manaus	58
Figura 41 .Esquema geomorfológico da cidade de Manaus e arredores	59

Figura 42. Processo de redução de amostra da emulsão RL-1C	60
Figura 43. Mapa de localização da coleta das amostras	61
Figura 44. Fluxo de coleta e preparo das amostras	61
Figura 45. Instrumentos e procedimentos adotados na caracterização geotécnica dos solos..	62
Figura 46. Instrumentos utilizados para classificação G-MCT	65
Figura 47. Espectrômetro panalytical do LEM/FT-UFAM.....	66
Figura 48. Demonstração do fluxo de preparo para inserção das amostras no equipamento..	67
Figura 49. Equipamento panalytical empyrean do LM/ICE-UFAM.....	67
Figura 50. Itens utilizados para determinação do teor de matéria orgânica do LAPAV/FT-UFAM	68
Figura 51. Escala para avaliação de pH do solo	69
Figura 52. Fluxo resumido do procedimento experimental de pH.....	69
Figura 53. Demonstração do ponto de viragem.....	70
Figura 54. Fluxo para determinação do parâmetro de SE	70
Figura 55. Estrutura do projeto de dosagem para avaliação mecânica das misturas.....	71
Figura 56. Processo de Mistura solo emulsão	74
Figura 57. Itens necessários para moldagem de corpos de prova e realização de ensaios	75
Figura 58. Demonstração de corpos de prova sendo submetidos às condições de cura seca e imersa	75
Figura 59. Corpos de prova sendo submetidos aos ensaios de RCS	75
Figura 60. Comportamento de ruptura de corpos de prova submetidos ao ensaio de RCS	76
Figura 61. Demonstração de comportamento de corpos de prova com teor de emulsão 2% submetidos à imersão em água.....	77
Figura 62. Preparação e equipamentos para ensaio de permeabilidade do LAPAV/FT-UFAM	78
Figura 63. Equipamentos de MEV do LTMOE/INPA.....	79
Figura 64. Difratogramas de raios-X dos solos A e B.....	82
Figura 65. Curvas granulométricas dos solos A e B, com e sem defloculante.....	85
Figura 66. Ábaco de classificação MCT	88
Figura 67. Ábaco de classificação MCT-M	88
Figura 68. Ábaco de classificação G-MCT	89
Figura 69. Curvas de compactação dos solos A e B	90
Figura 70. Família de curvas de compactação mini-MCV do solo A	91
Figura 71. Família de curvas de compactação mini-MCV do solo B	92
Figura 72. Relação teor de emulsão e umidade ótima das misturas.....	96
Figura 73. Relação teor de emulsão e massa específica seca máxima das misturas	96
Figura 74. Relação teor de emulsão e resistência à compressão simples e tempo de cura seca	98
Figura 75. Relação teor de emulsão e resistência à compressão simples, tempo de cura seca e imersa	99
Figura 76. Relação teor de emulsão e RRCSimerso/seco	100
Figura 77. Gráfico tensão x deformação do ensaio de compressão simples para o teor de 4% de betume	101
Figura 78. Imagens de microscopia eletrônica por varredura – 500X (100µm) – (a)Solo A natural e (b) Solo A com 4% de emulsão asfáltica RL-1C	103
Figura 79. Imagens de microscopia eletrônica por varredura – 500X (100µm) – (a) Solo B natural e (b) Solo B com 4% de emulsão asfáltica RL-1C.....	104

LISTA DE QUADROS

Tabela 1. Disposição de Pavimentação das Estradas Vicinais do Projeto de Assentamento Tarumã-Mirim.....	18
Tabela 2. Parâmetros de Hudson e Meyer (1997)	24
Tabela 3. Valores de CTC (Guimarães, 1971 apud Pessoa, 2004).....	30
Tabela 4. Índices para avaliação molecular de solos tropicais (IBGE, 2005)	31
Tabela 5. Superfície Específica determinados por Fabbri (1994)	32
Tabela 6. Parâmetros para aceitação de emulsão RL-1C	43
Tabela 7. Parâmetros recomendados para Bases de SAFL (Villibor, 2007)	49
Tabela 8. Processo construtivo e controle tecnológico da Base ALA (Villibor, 2007).....	50
Tabela 9. Parâmetros para classificação dos tipos de PMF em função dos vazios	51
Tabela 10. Parâmetros granulométricos e de plasticidade de solos para serem estabilizados.	54
Tabela 11. Tipos e quantidades de materiais betuminosos por tipo de solo.....	55
Tabela 12. Critérios adotados para aceitação da emulsão RL-1C - Adaptado de Sant'ana (2009).....	60
Tabela 13. Procedimentos para caracterização física do solo.....	62
Tabela 14. Parâmetros para classificação AASHTO.....	63
Tabela 15. Ensaios da metodologia G-MCT - Adaptado de Villibor & Silva (2018).....	64
Tabela 16. Recomendação de Ignatius para classificação de solos tropicais.	65
Tabela 17. Critérios recomendados para aceitação dos solos - Adaptado de Sant'ana (2009).....	72
Tabela 18. Critérios recomendados para aceitação da emulsão RL-1C - Adaptado de Sant'ana (2009).....	76
Tabela 19. Análise química das amostras de solo	81
Tabela 20. Índices classificatórios de pedologia e grau de intemperização das amostras de solo	81
Tabela 21. Resultados de pH, MO, CTC e SE das amostras analisadas.....	83
Tabela 22. Composição granulométrica das amostras analisadas com defloculante	85
Tabela 23. Resultados dos limites de consistência e massa específica dos grãos	86
Tabela 24. Densidade real dos grãos de alguns minerais	87
Tabela 25. Índices classificatórios obtidos pela metodologia MCT.....	87
Tabela 26. Tabela classificatória da G-MCT.....	89
Tabela 27. Quadro de composição granulométrica recomendadas para estabilização solo emulsão	93
Tabela 28. Quadro de composição granulométrica faixas A e B (DNIT 098/2007 - ES).....	94
Tabela 29. Quadro de composição granulométrica faixas E e F (DNIT 141/2010 - ES).....	94
Tabela 30. Resultados do ensaio de permeabilidade dos solos nas condições in natura e de mistura.....	102

LISTA DE SÍMBOLOS E SIGLAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABEDA	Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
CNT	Confederação Nacional de Transportes
CP	Corpo-de-Prova
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
DRX	Difratograma de Raio X
FRX	Fluorescência de Raio X
IBGE	Instituto Brasileiro de Geografia e Estatística
INCRA	Instituto Nacional de Colonização e Reforma Agrária
IP	Índice de Plasticidade
LL	Limite de Liquidez
LP	Limite de Plasticidade
MEV	Microscopia Eletrônica por Varredura
MO	Matéria orgânica
MCT	Miniatura, Compactado, Tropical
MCT-M	Miniatura, Compactado, Tropical Média
MCV	Moisture Condition Value
NBR	Norma Brasileira
PA	Projeto de Assentamento Agrário
pH	Potencial Hidrogeniônico
RC	Ruptura Controlada
RCS	Resistência à Compressão Simples
RL	Ruptura Lenta
RM	Ruptura Média
RR	Ruptura Rápida
SAFL	Solo Arenoso Fino Laterítico
SA	Amostra do Furo 1 ou Amostra A
SB	Amostra do Furo 2 ou Amostra B
USCS	Unified Soil Classification System

SUMÁRIO

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO	15
1.1 Considerações Iniciais	15
1.2 Objetivo Geral	20
1.3 Objetivos Específicos	20
CAPÍTULO 2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA.....	22
2.1 Definições gerais sobre pavimentos rodoviários	22
2.2 Pavimentos de Baixo Custo	23
2.3 Solos Tropicais	26
2.4 Emulsão Asfáltica.....	40
2.5 Estabilização de Solos	44
2.5.1 Estabilização Química	45
2.5.2 Estabilização Física.....	48
CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS.....	58
3.1 Caracterização da Área de Estudo	58
3.2 Escolha do Tipo de Emulsão, Coleta e Preparação das Amostras	60
3.3 Escolha dos Solos, Coleta e Preparação das Amostras	61
3.4 Programa Experimental	62
3.4.1 Caracterização Geotécnica.....	62
3.4.2 Classificação AASHTO	63
3.4.3 Classificação G-MCT	64
3.4.4 Índice de Laterização	65
3.4.5 Caracterização Geoquímica	66
3.4.6 Programa de Ensaios para Avaliação de Misturas	71
3.4.7 Avaliação do Comportamento Hidráulico	77
3.4.8 Análise Microestrutural	79
CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES	80
4.1 Resultados de Caracterização dos Materiais	80
4.1.1 Dados de Caracterização da Emulsão Asfáltica	80
4.1.2 Dados de Caracterização Geoquímica dos Solos	80
4.1.3 Dados de Caracterização Geotécnica dos Solos	84
4.2 Avaliação dos Resultados de Dosagem	92
4.2.1 Análise para aceitação dos solos para estabilização	93
4.2.2 Compactação	95
4.2.3 Resistência à Compressão Simples.....	97
4.3 Avaliação do Comportamento Hidráulico	102
4.4 Análise Microestrutural	103
CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS VINDOUROS	105
5.1 Principais Conclusões:.....	105
5.2 Sugestões para pesquisas vindouras:	106
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	108
APÊNDICE I – RESULTADOS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES.....	117

CAPÍTULO 1 - INTRODUÇÃO

1.1 Considerações Iniciais

Historicamente sabemos da importância das rodovias no desenvolvimento socioeconômico da sociedade, tendo em vista que a atividade de transporte exerce fator indutor nesse processo. Para pequenas cidades e área rural de regiões metropolitanas da região Norte do Brasil, essa importância assume proporções ainda maiores, uma vez que é através das estradas rurais que a maioria dos habitantes, nessas localidades, tem acesso aos serviços de educação, saúde e lazer, bem como possibilitam dar capilaridade aos insumos produzidos nessas regiões, podendo ser, em vias pavimentadas e não pavimentadas, e quando essas vias encontram-se em condições de trafegabilidade inadequadas, conseqüentemente, tem-se um efeito nos custos operacionais de transporte, influenciando diretamente no preço final de produtos e na rotina dos que precisam acessar serviços públicos essenciais.

No Brasil, geralmente, essas vias consideradas de baixo volume de tráfego, são tratadas com menor importância, quando comparadas, por exemplo, às vias arteriais ou de classe I. Obviamente que não se deve considerar uma estrutura robusta para este tipo de rodovia, porém deve haver opção construtiva, a fim de obter uma via resistente a qualquer situação climática, em condições de trafegabilidade e segurança e que minimize as ações de conservação e dos impactos ao meio ambiente, como por exemplo, redução de poeiras e a não exploração de jazidas de materiais para execução das etapas de terraplenagem e pavimentação, dando preferência pela utilização de solos locais (Sant'ana, 2009).

O uso de solos locais em pavimentos de baixo volume de tráfego diminui custo, favorece a viabilidade da obra, proporcionando o desenvolvimento regional (Villibor *et al.*, 1997).

A abordagem ao estudo de solos tropicais locais se torna mais relevante ao observarmos os cenários relacionados à rodovias pavimentada e não pavimentadas na região Norte (Figuras 1e 2) , especialmente no estado do Amazonas, contemplado por aproximadamente 37% de vias sem revestimento asfáltico, sendo a União, a maior detentora desta fatia, que fica em torno de 65% de rodovias não pavimentadas, que se encontram em estado ruim ou péssimo, demonstrando-se, portanto, que é valorosa, a retomada de investimentos no setor.

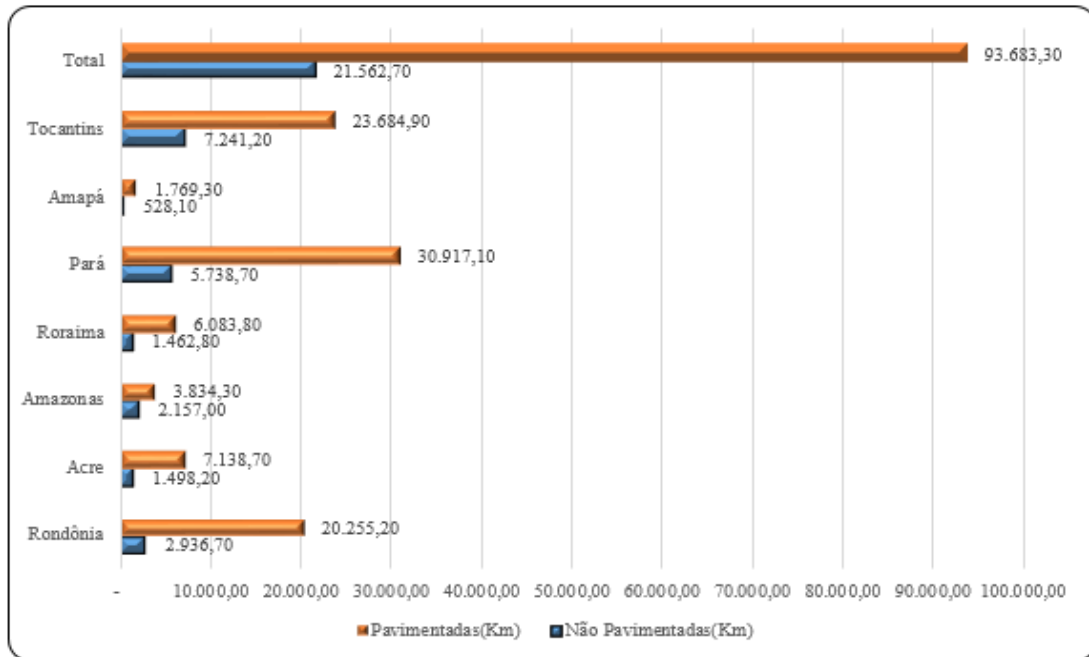


Figura 1 .Cenário de pavimentação de rodovias na região Norte em km.
Fonte: CNT (2016)

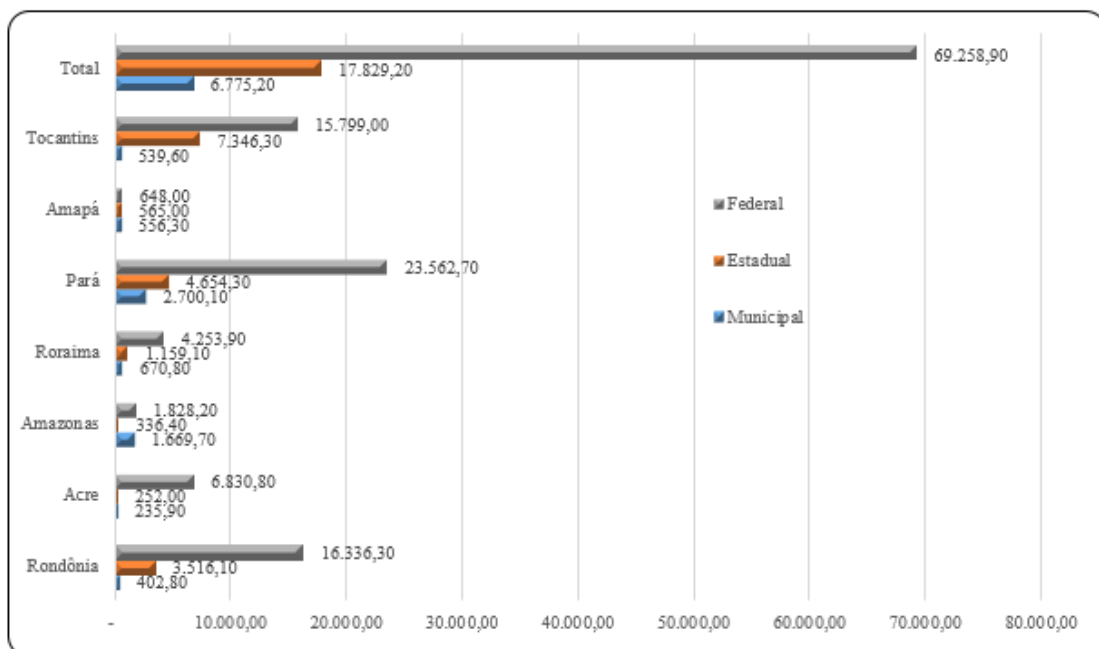


Figura 2 .Painel de rodovias não pavimentadas na região Norte por Estado em km.
Fonte: CNT (2016)

Em Manaus, grande parcela dessas vias encontra-se em área rural, pertencente aos projetos de assentamento agrário, beneficiados por programas de fomento do Governo Federal, como por exemplo o PRONAF (Programa Nacional de Fortalecimento da Agricultura Familiar) e o PNAE (Programa Nacional de Alimentação Escolar). Neste estudo, foi escolhido o PATARUMÃ-MIRIM, que dista 21 km da área urbana da capital amazonense, no qual habitam

aproximadamente 1000 famílias, que apresentam suas atividades produtivas, distribuídas conforme a Figura 3:

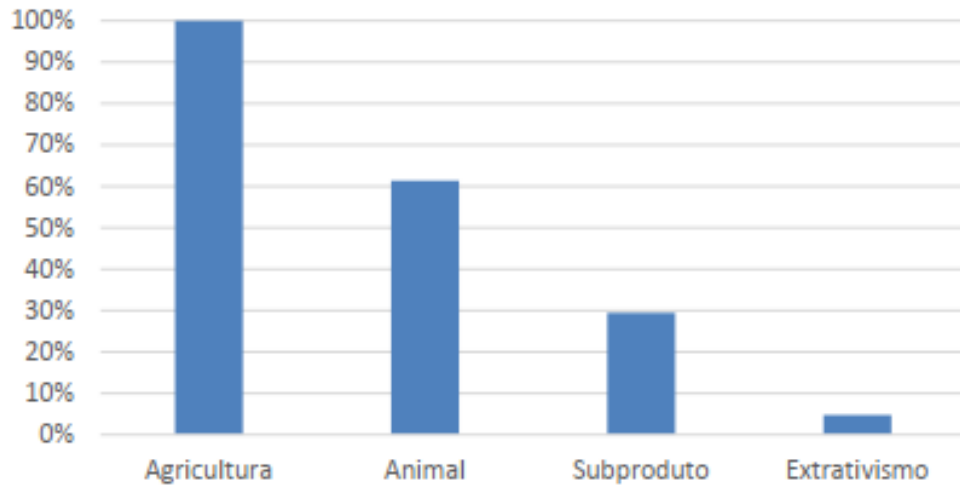


Figura 3. Distribuição de famílias por atividade produtiva do assentamento PA TARUMÃ-MIRIM
Fonte: INCRA (2018).

No entanto, a produção esbarra no aspecto logístico, devido as condições inadequadas das vias de acesso para o escoamento dos produtos. Na Figura 4, estão ilustradas as condições de acesso aos lotes do assentamento:

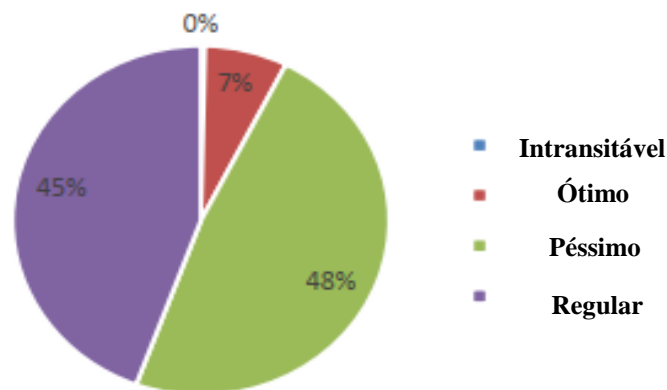


Figura 4. Condições de acesso aos lotes do assentamento PA TARUMÃ-MIRIM
Fonte: INCRA (2018)

Observa-se que 48% das vias estão em condições péssimas de trafegabilidade, impactando diretamente na rotina de seus usuários. Na Tabela 1 estão elencadas as vias que compõem o projeto de assentamento, a extensão de cada uma, bem como o tipo de revestimento da pista de rolamento.

Tabela 1. Disposição de Pavimentação das Estradas Vicinais do Projeto de Assentamento Tarumã-Mirim
Fonte: INCRA (2018)

Item	Vicinal	Ext.(km)	Revestimento Atual
1	Três Galhos	4,56	Primário
2	Caniço	7,18	Primário
3	Novo Paraíso	7,59	Primário
4	Cooperativa	28,65	Primário
5	Tiu	3,09	Primário
6	Novo Amanhecer	17,75	Primário
7	Felicidade	13,35	Primário
8	Cristiano de Paula	12,90	Primário
9	Bom Destino	23,45	Primário
10	Flores	10,70	Primário
11	Boa Vida	3,96	Primário
12	Diamante do Norte	4,42	Primário
13	Cristo Rei	4,20	Primário
14	Dantas	9,17	Primário
15	Prosperidade	10,66	Primário
16	São José	6,68	Primário
17	Fé em Deus	4,13	Primário
18	Pau Rosa	21,64	Asfáltico
TOTAL		194,08	

Vale ressaltar que fatores indutores que tornam inviável a recuperação das vias, estão relacionados diretamente com a disponibilidade de material de qualidade em jazidas, restritos pelos aspectos de ordem orçamentária e/ou de meio ambiente, fazendo-se necessário buscar alternativas de baixo custo, como por exemplo, o uso de material local associado a técnicas estabilizantes para aplicação às condições do tráfego da região.

A estabilização de um solo consiste em dotá-lo de condições para resistir as deformações e ruptura durante o período em que estiver exercendo funções que exigem essas características, num pavimento ou em outra obra qualquer (Senço, 2001).

Santos (2017), avaliou o comportamento de solos lateríticos em pavimentos de baixo custo no Malawi, constatando que as características geotécnicas dos solos meteorizados do país africano, de clima tropical, não atendem aos requisitos de normas e especificações utilizadas no mesmo para avaliação de geomateriais. Zappe (2017), verificou o uso de areia de fundição em misturas com argila laterítica, concluindo que as classificações tradicionais de solos não adequam – se na avaliação de solos tropicais da cidade de Ijuí, no estado do Rio Grande do Sul.

Dias (2016), desenvolveu um estudo com uso de resíduo cerâmico, com a finalidade de estabilizar solo argiloso da região de Manaus, onde pode determinar um teor de dosagem ótimo para mistura solo resíduo cerâmico por meio de avaliação do módulo de resiliência, ao passo que Almeida (2018), avaliou o comportamento mecânico de solo areno-argiloso laterítico da região metropolitana da capital do Amazonas, com a inserção do aditivo Roadcem® (RC), onde pode-se observar resultados satisfatórios em relação a perda de massa, absorção e durabilidade.

Gondim (2008) menciona que a estabilização consiste na adição de um elemento estabilizante, de origem química, granular ou através de aplicação de uma energia dinâmica, que ao ser incorporado ao solo, aprimora as propriedades consideradas primordiais em obras de engenharia, como por exemplo, expansibilidade, resistência mecânica, permeabilidade e durabilidade. Portanto, a mesma autora frisa que a estabilização é dividida em dois grupos: estabilização mecânica, na qual o solo sofre alterações físicas e estabilização química, que promove alterações decorrentes da mistura do material granular com um agente estabilizante.

Foi realizado por Amaral (2004) um estudo com misturas solo-asfalto de geomateriais da região metropolitana de Belém do Pará, resultou em misturas de comportamento satisfatório para aplicação em pavimentos de baixo volume de tráfego. Miceli Junior (2006) ao estudar solos do estado do Rio de Janeiro, verificou efeitos mais significativos de melhoramento em misturas betuminosas com solos granulares. Soliz (2007) estudou o comportamento de solos, da região metropolitana de Brasília, com texturas distintas, variando o tipo de emulsão, e, concluiu que a inserção de betume no solo, melhora as condições de coesão e permeabilidade do material, bem como o teor de água próximo do teor ótimo, é suficiente para aglutinação das misturas e o amoldamento dos corpos-de-prova, além disso as massas específicas tendem a ser inferiores às dos solos puros. Sampaio (2008), estudou o desempenho hídrico e mecânico de materiais do tipo arenoso e argiloso, oriundos da região metropolitana de Campinas, estabilizados com emulsão asfáltica, sendo que esse incremento proporcionou melhoramento no que tange ao comportamento mecânico e hidráulico das combinações avaliadas, inclusive em relação aos geomateriais in natura. Esteves (2014), avaliou a influência da granulometria nas propriedades mecânicas de misturas com emulsão, onde consumou que o uso de solos com granulometria caracterizada por maior teor de finos superior em relação a materiais com maior teor de agregados graúdo, tendem apresentar resultados elevados, na avaliação de propriedades mecânicas com o uso de ensaios de resistência à tração por compressão diametral, resistência à compressão simples e determinação de módulo de resiliência.

Para caracterização de solos arenosos, os ensaios de Limite de Liquidez, Limite de Plasticidade e Granulometria são indispensáveis (Klinsky, 2013). Lima (2016), analisou os processos de compactação e dosagens de misturas solo betume, com material da região de Fortaleza – Ceará, logo pode observar que quanto maior a energia de compactação, melhores serão os resultados relacionados as variáveis de avaliação das propriedades das misturas.

A mistura solo-emulsão se apresenta como alternativa de estabilização física de baixo custo, tendo em vista a possibilidade do uso de material local, estabilizados com baixos teores, propiciando a minimização dos elevados custos de logística de insumos, bem como a mitigação dos impactos ao meio ambiente, em virtude da redução de exploração de jazidas e de emissão de gases poluentes e calor, haja vista que a aplicação da mistura solo-betume no trecho a ser pavimentado, ser realizada a frio (ABEDA, 2011). Conforme Sant’ana (2009), a mistura betuminosa com agregados finos promove uma superfície impermeável e melhora a resistência estrutural do pavimento, minimizando as patologias inerentes ao contato com água, além disso, viabiliza trafegabilidade e conforto aos usuários.

Este estudo se restringirá as amostras extraídas do ramal da Cooperativa, localizado no projeto de assentamento agrário Tarumã–Mirim, que serão analisados através dos procedimentos sugeridos por Sant’ana (2009).

1.2 Objetivo Geral

Analisar o desempenho mecânico e hidráulico de misturas com emulsão asfáltica do tipo RL-1C, de dois solos oriundos do Projeto de Assentamento Agrário Tarumã-Mirim, situado na região metropolitana da cidade de Manaus-AM.

1.3 Objetivos Específicos

- Realizar a caracterização geoquímica e geotécnica dos solos em estudo, segundo as normas e procedimentos vigentes, atentando às condições estabelecidas para base de pavimento econômico;

- Definir o teor ótimo de dosagem, através da avaliação do desempenho mecânico, por meio da correlação do ensaio compressão simples, para aplicação em pavimento de baixo custo;

- Verificar o comportamento hidráulico e microestrutural de misturas com a utilização do teor ótimo.

1.4 Estrutura da dissertação

Esse trabalho é produto da pesquisa estruturada nos capítulos mencionados a seguir:

- i. **Capítulo 1:** faz-se abordagem das considerações iniciais, justificativa, objetivos e a estruturação do estudo realizado;
- ii. **Capítulo 2:** é apresentada uma revisão bibliográfica dos principais pontos a serem analisados pela pesquisa;
- iii. **Capítulo 3:** é demonstrada a descrição do local de estudo, os pontos de coleta dos materiais e a metodologia utilizada para o desenvolvimento da pesquisa;
- iv. **Capítulo 4:** estão descritos os resultados e discussões dos experimentos realizados;
- v. **Capítulo 5:** faz-se a demonstração das conclusões, sugestões para trabalhos a serem desenvolvidos no futuro.

CAPÍTULO 2 – FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

2.1 Definições gerais sobre pavimentos rodoviários

Pode-se afirmar que pavimento é constituído por camadas verticais subsequentes, a partir do plano fina de terraplenagem, com espessuras pré-estabelecidas por meio de projeto concebido através de estudo de viabilidade técnica e econômica, no intuito de proporcionar uma estrutura capaz de suportar os carregamentos oriundos do tráfego de veículo e das variáveis climáticas, assegurando condições necessárias de trafegabilidade aos usuários (Bernucci *et al*, 2006).

O pavimento rodoviário é representado pelos tipos rígidos e flexíveis, comumente caracterizados pelas camadas finas de revestimento, de concreto de cimento Portland ou base revestida de material betuminoso. Nas Figuras 5(a) e 5(b), estão representadas às seções típicas de pavimento rígido e flexível, entretanto vale ressaltar que as camadas componentes, podem variar com a finalidade de aplicação do projeto e às condições estabelecidas neste, como no caso de vias de baixo de volume de tráfego, onde a camada final do pavimento poderá ser a própria base, melhorada com técnicas construtivas disponibilizadas por várias pesquisas realizadas no Brasil, ou ainda, a necessidade da realização ou não de reforço do subleito.

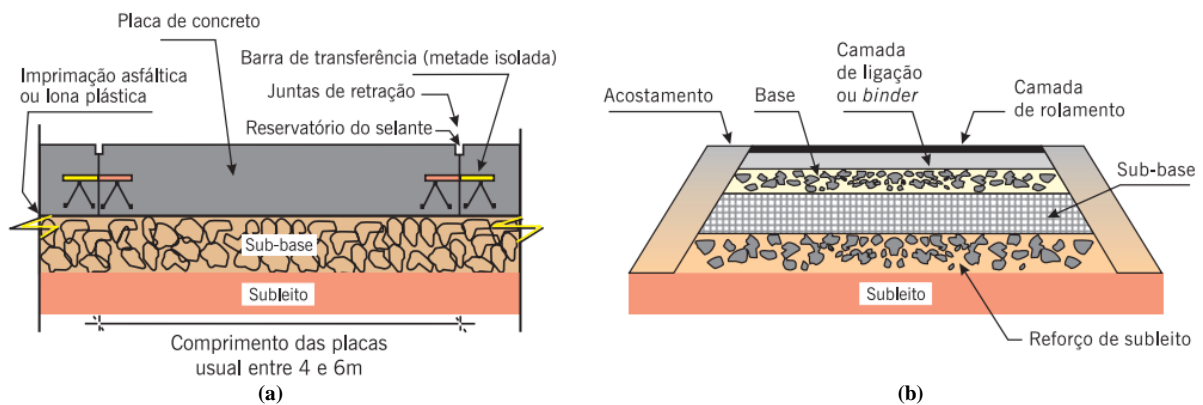


Figura 5. (a) Corte longitudinal de pavimento rígido e (b) Corte transversal pavimento flexível

Fonte: Bernucci *et al* (2006)

Vale destacar a possibilidade do uso de pavimento semirrígido, constituído por material betuminoso assente sobre base ou sub-base cimentada ou estabilizada quimicamente por material com propriedade aglomerante (Klinsky, 2019).

O autor acima, ainda menciona que o carregamento atuante em pavimento rígido (Figura 6 a) é dispersado numa grande área de distribuição de carga, exercendo pequena pressão na fundação do pavimento, ao passo que na estrutura do tipo flexível (Figura 6 b), o carregamento exercido na superfície da pista de rolamento, expande-se numa pequena área de distribuição de carga, e conseqüentemente, exerce grande pressão sobre a fundação do pavimento.

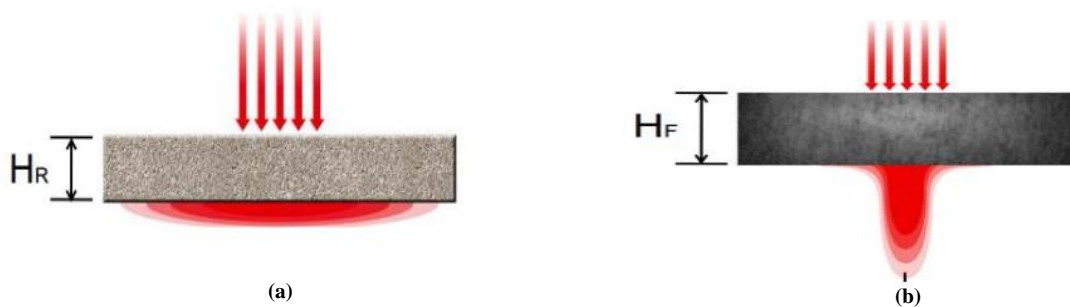


Figura 6. Distribuição de carga em pavimento rígido (a) e no pavimento flexível (b)
Fonte: Klinsky (2019)

2.2 Pavimentos de Baixo Custo

Para definir a assertiva de baixo custo, deve-se considerar vários fatores, como por exemplo, condições naturais, econômicas e sociais, principalmente pelo Brasil possuir dimensões de proporção continental, e o aspecto agressivo das desigualdades socioeconômicas entre as regiões que compõem a federação. Também se deve considerar a relevância do comportamento da geologia, clima, vegetação e relevo da região, haja vista que esses fatores são determinantes na formação de solos.

Villibor *et al.* (1997) menciona que o uso de solos locais diminui o custo e favorece a viabilidade da obra. No tocante às vias vicinais que fomentam o escoamento de produção agrícola até os centros urbanos, além disso propiciam o acesso aos serviços essenciais de saúde, educação e outros, soluções de baixo impactam diretamente no desenvolvimento regional das comunidades que habitam em área rural.

As boas condições de tráfego de rodovias locais potencializam o crescimento da área rural, viabiliza o turismo e reduz o custo dos produtos, possibilitando a redução do êxodo rural e a favelização da área urbana (Thuler e Motta, 2006).

Logo, citar pavimento de baixo custo, pode-se associar ao baixo volume de tráfego. Bernucci (1995) em sua pesquisa de doutoramento delimitada ao Estado de São Paulo, aceita como baixo volume de tráfego, pavimentos com repetições de carga entre 10^4 e 10^6 , relacionadas ao eixo simples de rodas duplas de 80 kN, para o período de projeto de 10 anos.

Vias de baixo volume de tráfego dividem – se em duas classes:

Tabela 2. Parâmetros de Hudson e Meyer (1997)

Classe	Parâmetro	Observações
I	VDM < 50 veículos	Vias operantes sobre o terreno natural ou que possuem revestimento primário
II	50 < VDM < 400	Vias que possuem revestimento primário associado com algum tipo de estabilização

Para Villibor *et al.* (2009) alguns dos aspectos para enquadramento de um pavimento de baixo custo são a utilização de solos locais *in natura* ou com o melhoramento destes com adição de materiais naturais ou superficiais, bem como quando o número total de operações equivalentes do eixo padrão de 80 kN, durante a vida do projeto for $N < 5 \times 10^6$. Vale ressaltar que a maior parcela dos materiais analisados pelos autores, foram originários do Estado de São Paulo.

Sant'ana (2009) ao avaliar em sua tese de doutorado, solos do Estado do Maranhão, propôs que a definição de baixo volume de tráfego deve atender os seguintes aspectos:

- Volume de tráfego médio nas duas direções de até 200 veículos por dia e destes, até 60 veículos comerciais. Além do mais, período de projeto para 10 anos, fator de veículos 5 e fator de tráfego igual a 0,5.

Ao lançar os dados na equação 1 foi possível determinar o número de eixos equivalentes na faixa de $5,47 \times 10^5$ para o estudo desenvolvido pelo pesquisador.

$$N = \text{VDM} \times (\% \text{veíc.comerciais}) \times P \times 365 \times \text{FV} \times f \quad (\text{Eq.1})$$

Onde:

VDM - volume diário médio de veículos nos dois sentidos da pista

P - período de projeto em anos

FV - fator de veículos (fator de eixos x fator de carga)

f – fator de faixa de tráfego

$$N = 200 \times 0,3 \times 10 \times 365 \times 5 \times 0,5 = 5,47 \times 10^5$$

No Brasil, em virtude da predominância do clima tropical úmido e seco, onde conforme Anjos *et al.* (2015) em escala decrescente, latossolos (31,61%), argissolos (26,94%), neossolos (13,24%), plintossolos (6,95%), gleissolos (4,69%), cambissolos (3,67%) e nitossolos (1,14%), expressam os tipos de solos mais representativos no País.

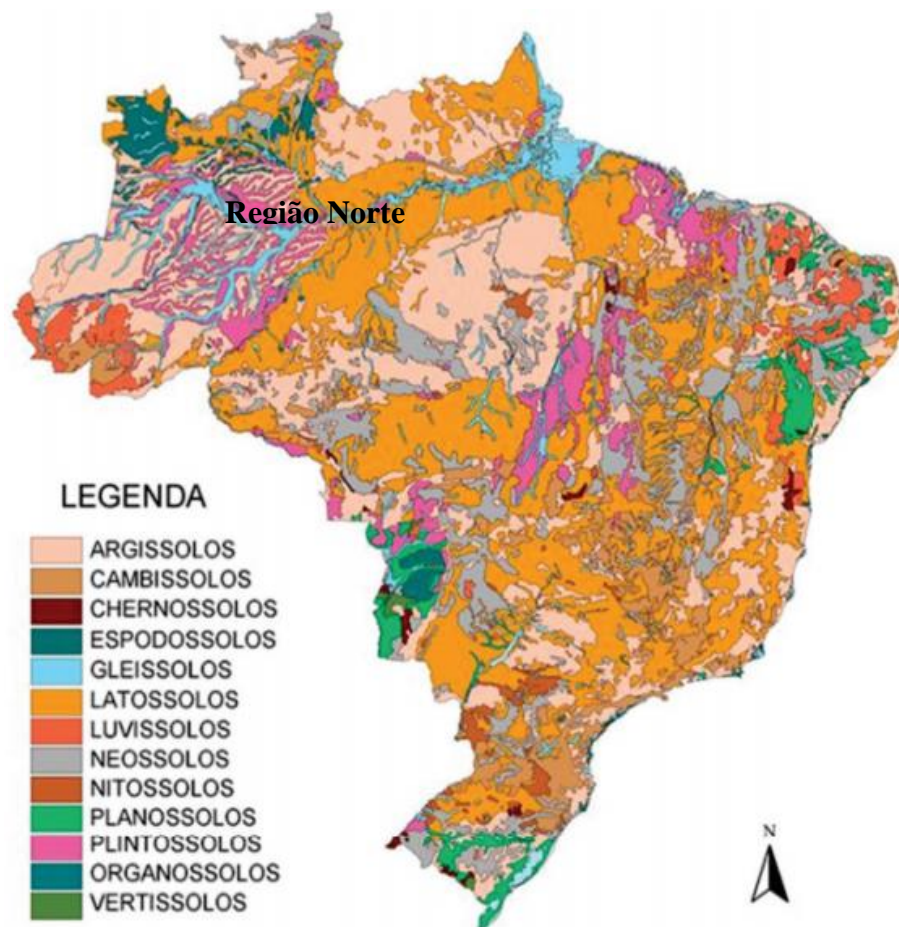


Figura 7. Mapa pedológico de solos do Brasil
Fonte: Camapum de Carvalho *et al* (2015)

Essa variedade pedológica mostrada na Figura 7 e os estudos realizados anteriormente, fortalecem a importância pelo desenvolvimento de pesquisas, para buscar soluções que permitam à aplicação de material local ou técnicas de cunho regional, no intuito de adequar as especificações de serviços ao custo das obras, sob controle tecnológico eficiente, com isso otimizar a aplicação de recursos do ente público.

2.3 Solos Tropicais

O processo de formação dos solos tropicais decorre de temperaturas elevadas, grande intensidade pluviométrica e alta evaporação, ocasionando, então, conforme ilustrado na Figura 8, as etapas físicas (8 a) e química (8 b) da meteorização da rocha.

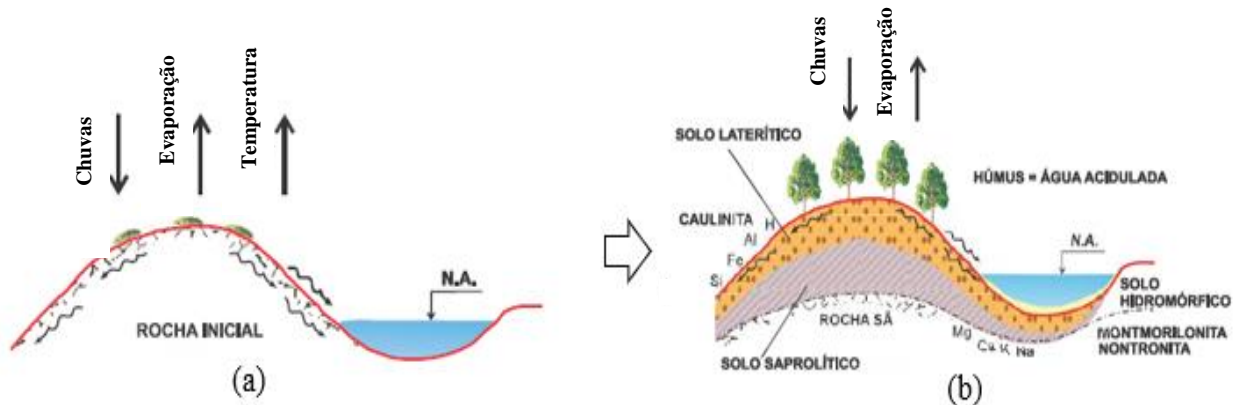


Figura 8. Ilustração da formação pedogenética de solos tropicais

Fonte: Villibor & Nogami (2009)

Villibor *et al.* (2007) também observaram que solos tropicais apresentam uma série de particularidades decorrentes das condições ambientais sendo, portanto, necessário conceituar os tipos genéticos de solos dessas regiões específicas. Dentre os solos típicos de regiões tropicais úmidas, destacam-se os solos lateríticos e os solos saprolíticos. A região amazônica brasileira, registra ocorrências vultosas de solos lateríticos, haja vista às temperaturas elevadas e a pluviometria local (Cavalcante *et al.*, 2016).

Nesse sentido, a cidade de Manaus, situada ao norte do Brasil, que possui uma extensa malha viária inserida na zona rural, em sua maioria não pavimentadas, segundo dados da CNT, é marcada por apresentar variáveis predominantes da zona climática equatorial.

A capital amazonense está sobreposta à Bacia Sedimentar do Amazonas, contemplada por rochas pelíticas paleozóicas e por sedimentos mais recentes, do Cretáceo Superior e Neógeno, sendo ainda, constituída pelas unidades geológicas, das formações Alter do Chão, Belterra e depósitos aluvionares (Reis *et al.*, 2006).

De acordo com Reis *et al.* (2006), horizonte de alteração da Formação Alter do Chão é constituído por arenitos com sedimentos de granulação fina à grossa e horizontes argilosos caulíníticos, contém, ainda, cimentação silicosa ou ferruginosa (Roque, 2006), indicando, também, a presença de solos intemperizados, enquanto aluviões de silte argilosos/arenosos, argilas sílticas/arenosas e areias argilosas/sílticas, creme avermelhadas.

Segundo Andretta (2014), a meteorização sobre as rochas, resulta em horizontes superficiais de crosta laterítica e concreções de espessura variáveis, ao passo que nas camadas subsuperficiais formam horizontes de solo argilo-siltoso, mosqueado e saprolítico.

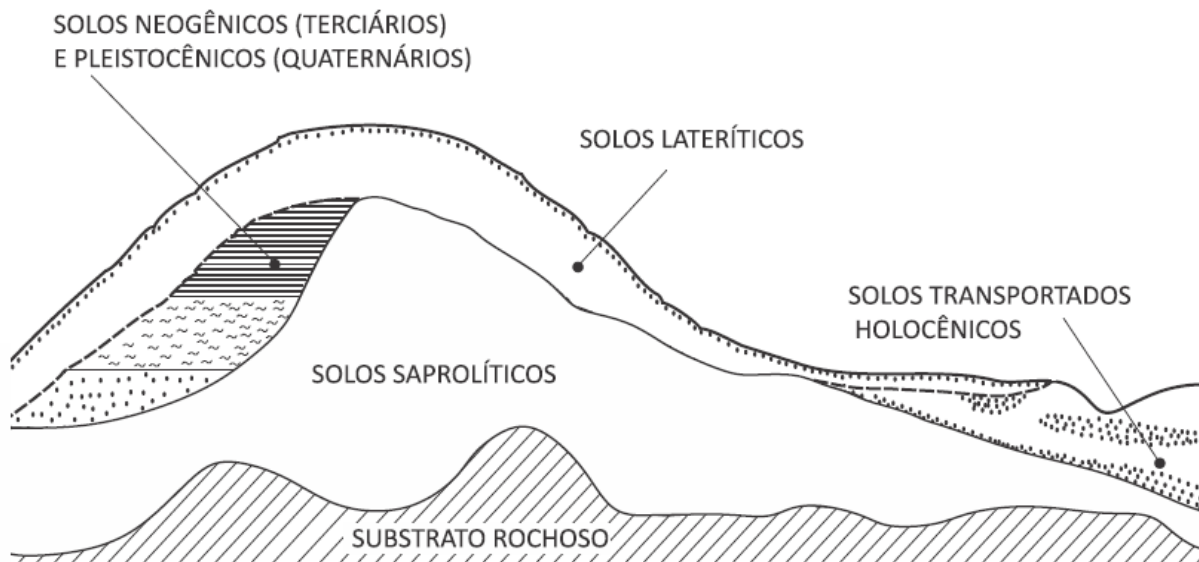


Figura 9. Identificação genética das camadas de solos, em regiões tropicais
Fonte: Nogami e Villibor (1995)

A avaliação climática de uma região é fator essencial para tipificá-la, em virtude da influência determinante que o clima exerce nos sistemas geomorfológicos, pedológicos e no desenvolvimento da vegetação (Miranda e Santos, 2008).

De acordo com a classificação de unidades climáticas do IBGE (2005), a capital amazonense está inserida na zona equatorial, caracterizada por ser uma região quente e úmida, com períodos secos de 1 a 3 meses por ano, conforme demonstrado na Figura 10, na pesquisa realizada por Romano *et al.* (2017), na qual os pesquisadores avaliaram uma série histórica, entre os anos de 1961 e 2014, do comportamento das variáveis climáticas precipitação e temperatura, na cidade de Manaus.

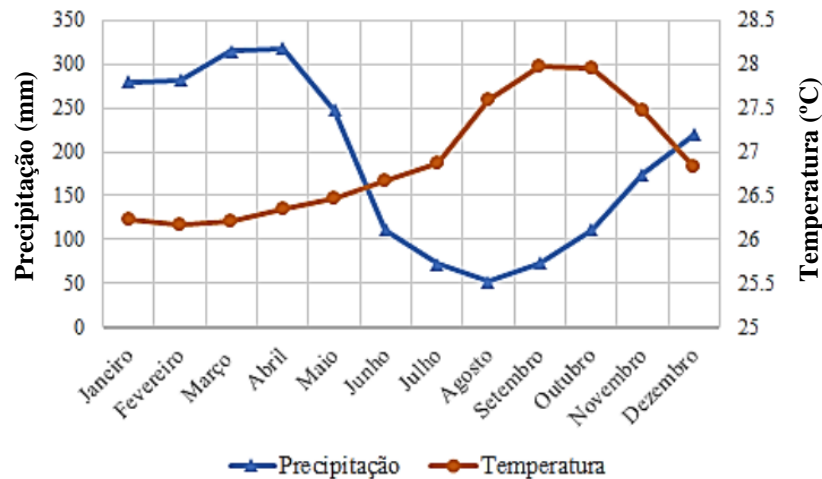


Figura 10. Médias mensais da precipitação e temperatura média da série histórica de ~50 anos, Estação Manaus
Fonte: Adaptado de Romano et al. (2017)

Além disso, a variação climática supramencionada, pode estar relacionada à vegetação da região estudada, conceituada pelo IBGE (1994), como floresta ómbrofila densa, mais conhecida, como floresta tropical pluvial.

As peculiaridades do comportamento de solos tropicais merecem atenção, em virtude do processo de formação dos mesmos, pois estes sofrem ainda, influência do transporte e deposição provocada pela ação intempérica, afetando às propriedades mecânicas (Roque, 2006), logo torna-se essencial uma análise cuidadosa sobre os aspectos químico, mineralógico e geotécnico.

Balbo (2007) salienta que nos diferentes processos de intemperização das rochas, o quartzo (SiO_2) indica o aspecto do solo arenoso, ao passo que os silicatos, calcários e argilitos são grupos que decompõem com mais eficiência, resultando em argilominerais, como dos grupos da caulinita e esmectita. A caulinita contribui na formação de solos estáveis e bem drenados, elementos essenciais em obras de pavimentação, por outro lado, a formação de esmectita, proporciona terrenos com drenagem ineficiente, em virtude de possuir maior atividade coloidal em relação a caulinita.

Segundo Bernucci *et al.* (2006), alta resistência, baixa plasticidade e baixa expansibilidade são propriedades características de solos lateríticos. A caulinita é um argilomineral pouco expansivo, em virtude das ligações de pontes de hidrogênio que existe nos intervalos do arcabouço cristalino, por isso evita a exposição de sua superfície específica interna, fazendo com que na sua borda lateral as cargas permanentes e variáveis positivas

estabilizem e na face as cargas negativas. Com isso, propicia ao argilomineral em tela, baixa densidade de carga superficial, e conseqüentemente a redução na capacidade de troca catiônica, plasticidade e pegajosidade (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

Minerais cauliníticos são formados por estrutura tipo 1:1, composta por retículos laminares tetraédricos de silício e átomos de oxigênio (SiO₄) e octaédricos de alumínio e átomos de oxigênio e hidrogênio (Caglar, 2012; Caglar *et al.*, 2013), conforme a Figura 11.

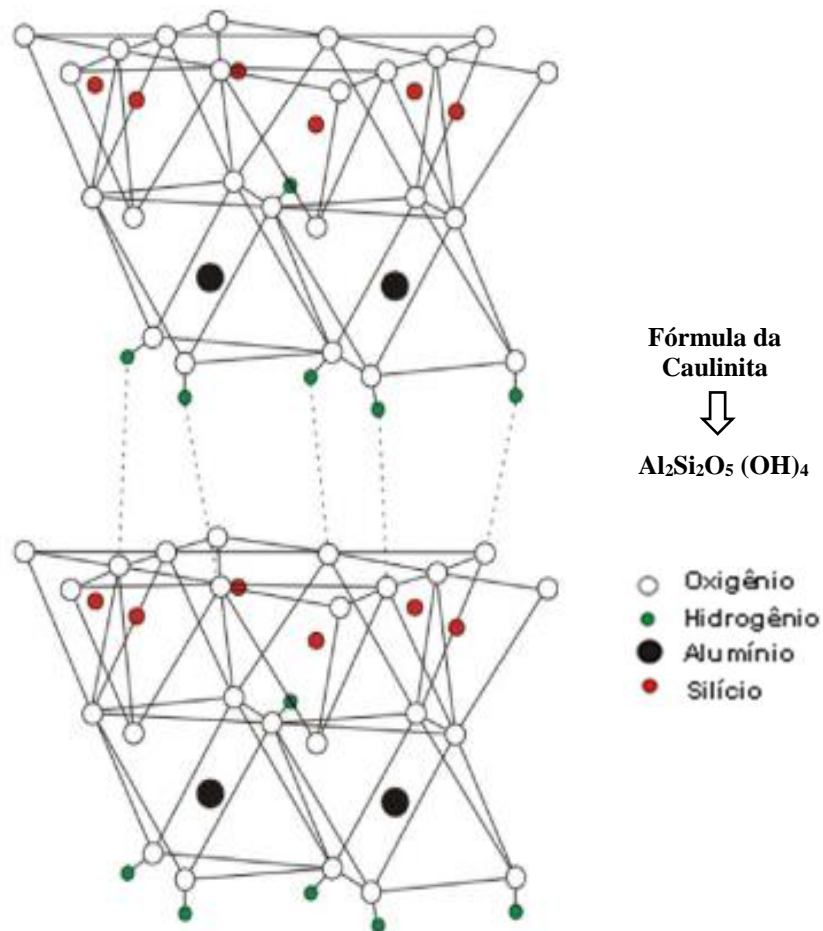


Figura 11. Ilustração esquemática da estrutura da caulinita
Fonte: Adaptado de Cheng *et al.* (2012)

De acordo com Silva e Santana (2013), a caulinita é um argilomineral de pouca substituição isomórfica. Em seus octaedros há bastante adsorção, ou seja, elevada retenção de íons. Deve-se ao fato de que, apesar de conter composições químicas distintas, apresenta a mesma estrutura cristalina repetidamente, porém os autores ressaltam que o fenômeno da adsorção de cátions e íons, depende do valor do pH.

A valoração do potencial hidrogeniônico é devida a cimentação provocada por óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio, em virtude do processo de lixiviação das bases de sílica e alumínio (Camapum de Carvalho *et al*, 2015).

No trabalho da tese de doutorado desenvolvido por Morandini (2014), foram obtidos valores de capacidade de troca catiônica (CTC), de 3,60 meq/100g para solos tropicais, 6,90 meq/100g para solos transicionais e 7,90 meq/100g para solos de comportamento saprolítico. A Tabela 3 expressa valores relacionados a capacidade de troca catiônica de alguns argilominerais.

Tabela 3. Valores de CTC (Guimarães, 1971 apud Pessoa, 2004)

CTC (meq/100g)	Argilomineral
3 a 15	Caulinita
11 a 40	Clorita
5 a 10	Haloisita – 2H ₂ O
40 a 50	Haloisita – 4H ₂ O
10 a 40	Ilita
200 a 400	Matéria orgânica
80 a 150	Montmorilonita
100 a 150	Vermiculita

É importante ressaltar que a capacidade de troca catiônica tende a ser baixa em solos muito intemperizados (solos lateríticos), ao passo que em solos saprolíticos, conforme a presença do argilomineral na estrutura do solo, tende, normalmente a ser alta, haja vista a pouca intemperização (Carvalho e Almeida, 2005).

Latossolos possuem composição predominante de óxidos de ferro, alumínio, silício e de argilas de baixa capacidade troca catiônica e acidez elevada (EMBRAPA, 2006), além disso, o teor de silte é inferior a 20% e de argila no intervalo de [10% a 80%] (Sousa e Lobato, 2005).

Solos lateríticos são compostos por matéria orgânica, oxi-hidróxido de ferro (hematita, goethita), alumínio (gibbsita), e água que propicia solubilidade de íons aderidos a superfície dos minerais constituintes do solo, bem como dissolve os gases que obstruem os poros, melhorando substancialmente a floculação no solo (Camapum de Carvalho *et al*, 2015).

Grohmann (1972) demonstrou teores de material orgânico em latossolos vermelhos no intervalo de [0,7% a 5,2%].

Por meio da metodologia EMBRAPA (2017), o IBGE (2005) apresenta índices que possibilitam medir o grau de decomposição do solo e fazer uma avaliação do comportamento pedológico e mineral do solo, utilizando as equações 2 e 3 e os índices classificatórios mencionados na Tabela 4:

$$K_i = 1,7 \times (\text{SiO}_2 / \text{Al}_2\text{O}_3) \quad (\text{Eq.2})$$

$$K_r = (\text{SiO}_2/0,6) / (\text{Al}_2\text{O}_3/1,02) + (\text{Fe}_2\text{O}_3/1,60) \quad (\text{Eq.3})$$

Onde:

K_i – índice para avaliação do grau de intemperização do solo e para classificação de entre solos de granulação fina e grossa;

K_r – índice para classificação entre solos oxídicos e caulínicos.

Tabela 4. Índices para avaliação molecular de solos tropicais (IBGE, 2005)

Avaliação do Grau de Intemperização	
$K_i \leq 2$	Solos muito intemperizados (plintossolos e latossolos)
$K_i > 2$	Solos pouco intemperizados (nitossolos e argissolos)
Definição do limite entre concreções lateríticas e latossolos	
$K_i < 1,33$	Concreções lateríticas
$K_i > 1,33$	Latossolos
Definição do limite entre solos oxídicos e caulínicos	
$K_r < 0,75$	Solos oxídicos
$K_r > 0,75$	Solos caulínicos

A superfície específica do solo exerce influência sobre o agrupamento dos grãos. É determinada através da razão entre área da superfície da partícula e o seu volume, por isso quanto menor a partícula do solo, maior será a superfície específica (Vogel, 2002).

Fabbri (1994) desenvolveu estudo de caracterização da fração fina de solos tropicais através da adsorção de azul de metileno, e ao final define os valores esperados da superfície específica ao argilomineral presente no material, conforme Tabela 5:

Tabela 5. Superfície Específica determinados por Fabbri (1994)

SE (m ² /g)	Argilomineral Presente
5 - 20	Caulinita
40 - 60	Ilita
200	Vermiculita
800	Montmorilonita

A agregação dos argilominerais é uma característica física importante para o solo, pois exerce influência na porosidade, infiltração e retenção de água, além disso na resistência do solo no estado compactado (Braida *et al.*, 2011).

Na análise microestrutural de solos lateríticos através de imagens obtidas no ensaio de microscopia eletrônica por varredura, infere-se que o mesmo apresenta um aspecto de cimentação homogênea (Figura 12.a), enquanto os solos saprolíticos, o oposto (Figura 12.b). Esta cimentação dá-se pela aglomeração de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio (Camapum de Carvalho *et al.*, 2015).

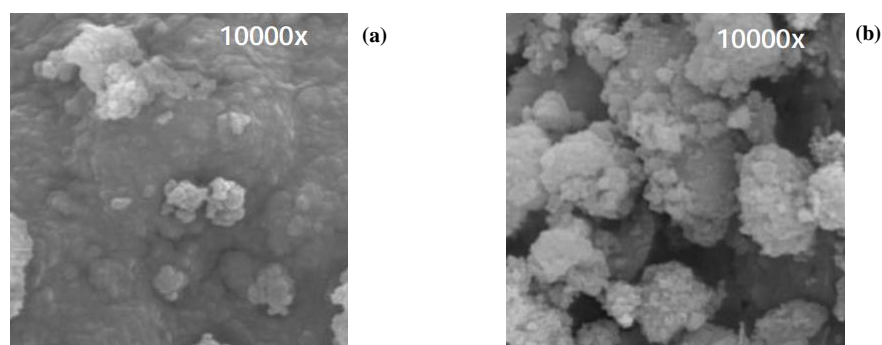


Figura 12. Fotomicrografias de um solo laterítico (a) e de um solo saprolítico (b)

Fonte: Takeda (2006)

O estudo de material para obras de pavimentação viária no Brasil foi concebido por muitos anos, através de metodologias que levam em consideração somente as propriedades físicas de material não consolidado. Além disso, esses procedimentos foram criados por estudos realizados em regiões de clima subtropical, nas quais predominam baixas temperaturas, chuvas equitativas e estações bem definidas, totalmente adverso das peculiaridades atinentes a maior

parte dos solos encontrados no território brasileiro, como é o caso da classificação *TRB*, adotada pela *AASHTO* (*American Association of State Highway and Transportation Officials*), onde ao utilizarmos esta classificação em solos tropicais para fins rodoviários, a mesma apresenta grande dispersão entre os valores dos parâmetros de análise, para uma mesma amostra de solo.

Na década de 1970, os Engenheiros Nogami e Villibor propuseram a metodologia MCT para solos tropicais, com adoção de novos ensaios geotécnicos, critérios de estudos de solos para camadas de pavimento e técnicas construtivas adequadas às condições da engenharia brasileira. Entretanto, somente nos primórdios dos anos 1980, a tecnologia proposta foi acatada pelos órgãos oficiais, após embasamento científico por Nogami e Villibor, apresentado em 1981, fazendo com que vários pesquisadores brasileiros abordassem o tema com mais ênfase e frequência em trabalhos científicos.

Portanto, as classificações tradicionais de solos direcionam a concluir pelo desprezo de materiais, com características que potencialmente poderiam ser utilizados em camadas estruturais do pavimento (Balbo, 2007). Com isso, esses parâmetros têm sido associados à sistemática MCT, com o propósito de qualificar a análise dos resultados que determinam a classificação do material, impactando, inclusive na redução de custos e impactos gerados ao meio ambiente.

O cenário ideal para classificação de solos tropicais a serem aplicados em obras viárias, desenha-se quando se observa, não somente as propriedades físicas, mas quando, correlaciona-se a estas, testes experimentais que possibilitem avaliar as propriedades do solo consolidado no pavimento (Balbo, 2007). Baia *et al.* (2018) citam que a principal proposta da sistemática MCT, é expandir o entendimento e promover a racionalidade no uso de solos tropicais em estradas, fazendo-se a distinção entre solos lateríticos (latossolos) e saprolíticos (argissolos), fato que as classificações tradicionais não fazem, além de serem classificados como inutilizáveis por estas metodologias de ensaios tendo em vista que consideram somente as propriedades físicas, descartando a avaliação essencial dos atributos mecânicos e hidráulicos dos geomateriais (Villibor, 2009).

É relevante destacar algumas pesquisas com solos amazônicos, utilizando-se a sistemática MCT: Santos e Guimarães (2011) avaliaram o comportamento mecânico de solos concrecionários utilizados em pavimentos rodoviários, extraídos da cidade de Porto Velho, no

Estado de Rondônia, ao passo que Delgado (2012), analisou o comportamento da deformidade de um solo oriundo da região oeste do Estado do Maranhão, para aplicação em sublastro de uma ferrovia.

O procedimento de classificação MCT, de acordo com a Figura 13 é composto pelos ensaios de Mini-MCV e Perda de Massa por Imersão, que são balizados pela determinação dos valores de índices classificatórios c' (coeficiente de argilosidade), d' (coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco da curva de compactação, correspondente a 10 golpes), e' (índice de laterização) e P_i (perda de massa por imersão em %), quando determinados através de plotagem gráfica, e, após as determinações, dispor no ábaco de classificação, conforme a Figura 14, o qual faz uma separação tecnológica, em vez de somente pedológica, como no início do método.

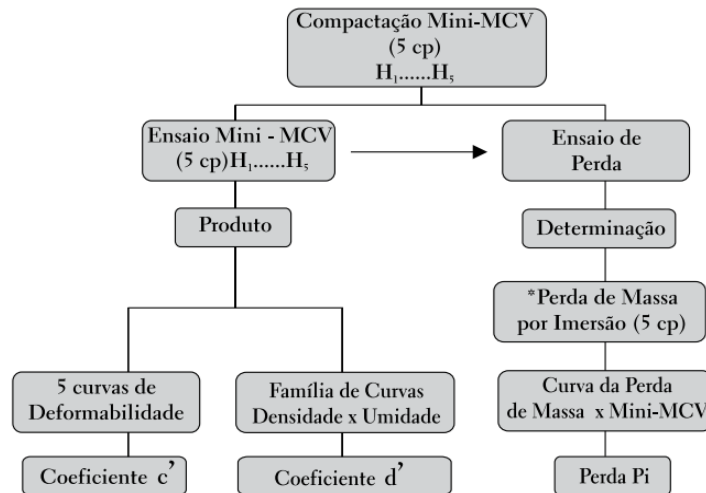


Figura 13. Programa de ensaios para classificação MCT
Fonte: Nogami & Villibor (2009)

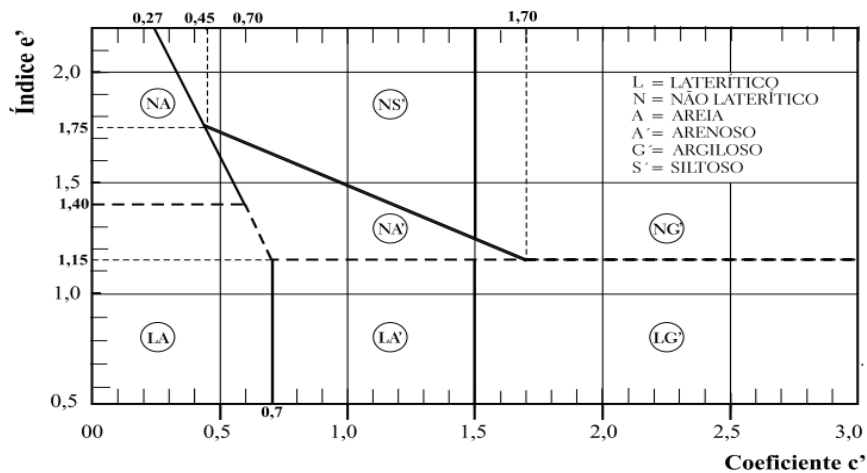


Figura 14. Gráfico para classificação de solos MCT
Fonte: Nogami & Villibor (2009)

Villibor e Alves (2017) propuseram uma nova classificação para solos tropicais de granulação fina e grossa, tendo em vista que além do teor finos, o geomaterial é formado por pedregulho de concreções lateríticas e/ou de quartzo, com grande incidência em nosso país. O estudo foi fundamentado pela associação dos ensaios de granulometria integral do solo com a classificação MCT que trata somente do percentual de finos. É relevante lembrar que os finos do solo, atuam como elemento ligante entre os grãos. Portanto a metodologia consiste na seguinte sequência:

Passo 1: Efetuar o ensaio de análise granulométrica - NBR 7181 (ABNT, 2016), em seguida observar o percentual que passa nas peneiras 2,0 e 0,075mm e, seguir para definição dos tipos granulométricos específicos utilizando como ferramenta a Figura 15:

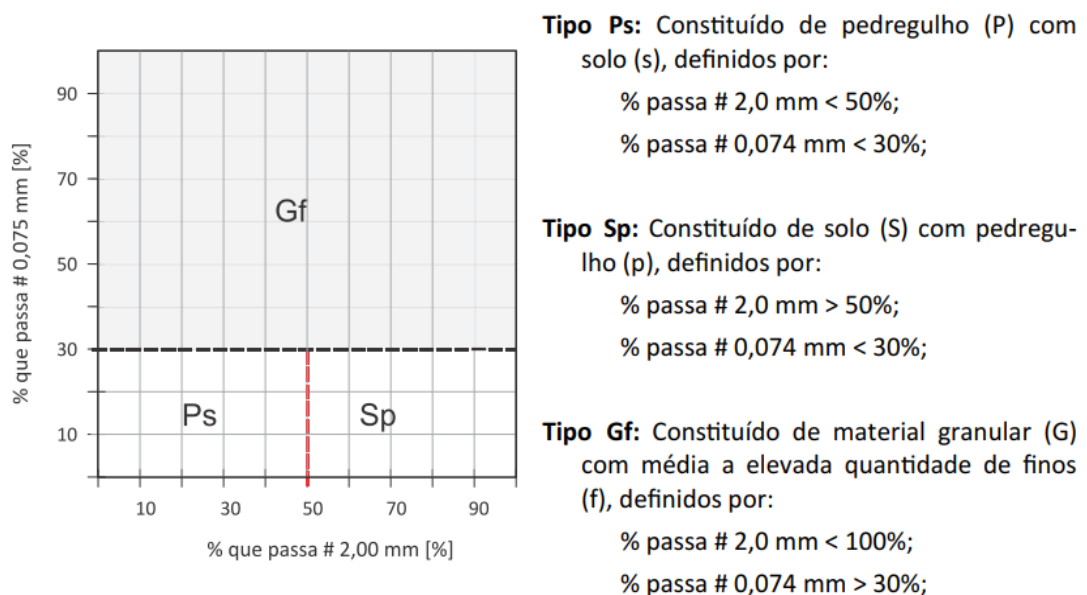


Figura 15. Gráfico dos tipos granulométricos específicos dos solos de granulação grossa Ps, Sp e Gf

Fonte: Villibor e Alves (2017)

Passo 2: Determinar a Classificação MCT da fração que passa na peneira 2,0mm, obtida da amostra integral, realizando os ensaios de Compactação Mini-MCV - DNER-ME 258/94 (DNIT, 1994e) e Perda de Massa por Imersão - DNER-ME 256/94 (DNIT, 1994d);

Passo 3: Após a conclusão das definições elencadas nos passos 1 e 2, procede-se para definição da classificação G-MCT, utilizando a Figura 16:

CLASSIFICAÇÃO G-MCT									
Granulometria		Tipos	Grupo MCT da parte fina da amostra						
% que passa			LA	LA'	LG'	NA	NA'	NS'	NG'
# nº 10	# nº 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'

Figura 16. Tabela classificatória da G-MCT

Fonte: Villibor e Alves (2017)

Passo 4: Avaliar as propriedades e hierarquização de uso dos grupos de solos das classes, utilizando as Figuras 17 e 18:

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	B
	Contração*	(C)			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			M = Médio			Intervalos de valores correspondentes indicados na Tabela 3		
		E = Elevado			B = Baixo					
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										

Figura 17. Propriedades e hierarquização de uso dos grupos de solos da classe GL

Fonte: 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 silteoso não laterítico	Solo silteoso não laterítico com pedregulho	Solo granular fino silteoso 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	M, E	E
		Expansão (Es)		B	B	B	B	B	B	B	B	B	B
		Contração* (C)		B	B	B	B	B, M	M	M	B, M	M	M
		Coef. Permeabilidade* (Kg)		E	M, E	E	M	M, E	B, M	M, E	B, M	M, E	B, M
Propriedades estimadas em CPs compactados na MEAS _{máx} da EN		EE = Muito Elevado			M = Médio			Intervalos de valores correspondentes indicados na Tabela 3					
		E = Elevado			B = Baixo								
UTILIZAÇÃO	Base e sub-base de pavimento		2º	n	1º	n	4º	n	5º	n	n = não recomendado		
	Reforço e/ou subleito compactado												

Figura 18. Propriedades e hierarquização de uso dos grupos de solos da classe GN
Fonte: Villibor e Alves (2017)

Na Figura 19, estão ilustrados os comportamentos de três curvas granulométricas para ocorrências de solo com granulação grossa, segundo a classificação G-MCT:

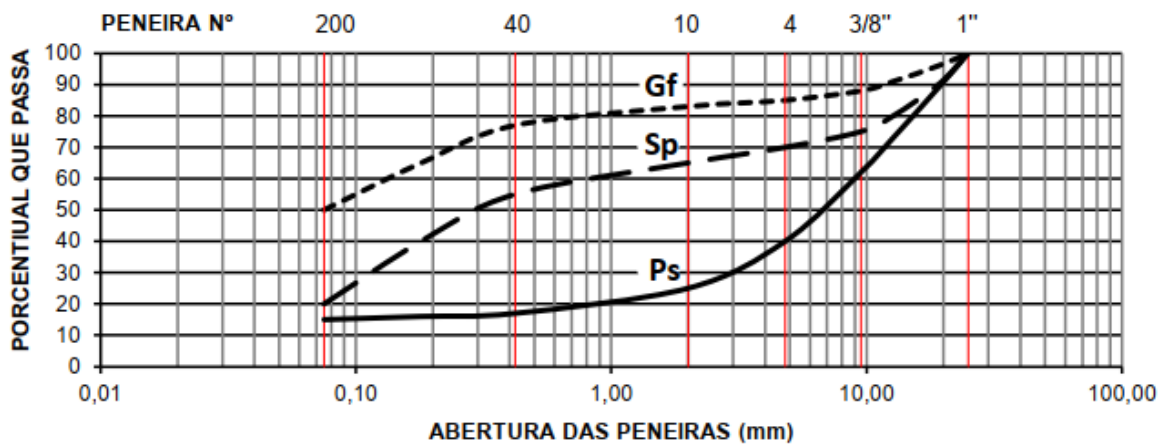


Figura 19. Curvas granulométricas características de solos da classificação G-MCT
Fonte: Villibor e Alves (2017)

Ressalva - se que o agregado graúdo contido em concreções lateríticas poderá apresentar diâmetro superior a uma polegada, inclusive atingir valores aproximados a três polegadas.

Ignatius (1991) fez um estudo comparativo entre curvas de compactação com solos tropicais e não-tropicais, e ao observar as diferenças entre as inclinações nos ramos secos das curvas, propôs, então o índice de laterização (L), no intuito de classificar solos de comportamento laterítico e não laterítico. Para determinação do índice em tela, faz-se necessário a realização dos ensaios para classificação MCT.

No que tange a energia de compactação para solos lateríticos arenosos, quando aplicados em bases e sub-bases, recomenda-se a opção pelo Proctor Intermediário (Balbo, 2007). Na Figura 20, estão ilustradas as curvas de compactação de acordo com a energia aplicada:

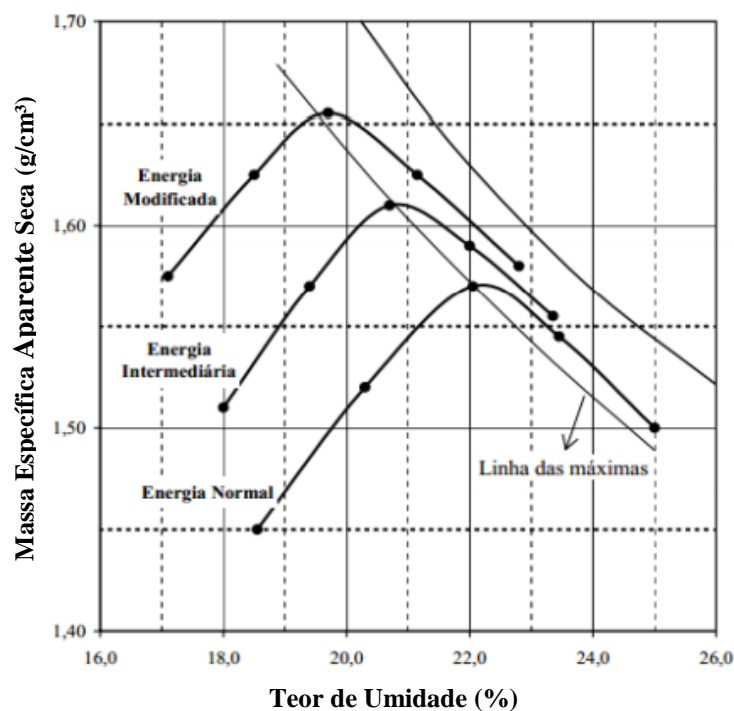


Figura 20. Curvas de compactação, conforme a energia aplicada
Fonte: Oliveira e Monticeli (2018)

Villibor e Nogami (2001) testaram vários solos na energia intermediária e, após avaliação dos resultados, recomendaram a parametrização mínima das propriedades tecnológicas capacidade de suporte $\geq 40\%$ e expansão por imersão em água $< 0,3\%$, a fim de que os solos sejam utilizados em camadas de base e sub-base. Sant'ana (2009) ao analisar 20 (vinte) amostras de solo do estado do Maranhão, identificou 35% dos materiais nas condições recomendadas, enquanto que Santos (2017) analisou 37 (trinta e sete) amostras, e, ao finalizar seus estudos, apenas 1 (uma) amostra não atingiu o patamar mínimo recomendado pelos precursores da metodologia MCT.

Avaliar a percolação da água no solo tem grande relevância, pois possibilita minimizar os problemas causados pela intervenção do fluido, como por exemplo na estimativa de quantidade de água que se infiltra na execução de escavação; em análises de estabilidade, sabendo-se da sujeição entre a tensão efetiva e a pressão neutra, porque esta é submetida às tensões causadas pelo fluxo de água; nos estudos de recalques, haja vista que o recalque tem relação direta com a redução do índice de vazios, provocado pela expulsão da água destes vazios (Pinto, 2006).

A permeabilidade consiste em verificar a fluidez da água no solo, expressa pelo coeficiente de permeabilidade (k), o qual é diretamente proporcional a velocidade do fluxo e inversamente ao gradiente hidráulico entre dois pontos do corpo de prova (Klinsky, 2008). Os elementos mencionados são relacionados pela equação 4, conhecida por expressão de Darcy, além disso a permeabilidade pode ser determinada em laboratório seguindo as orientações da ABNT para ensaio por carga variável ou carga constante, sendo o de carga variável integrante do escopo deste trabalho:

$$v = k.i \quad (\text{Eq.4})$$

Onde:

v – velocidade de percolação no solo;

i – gradiente hidráulico, $i = h/l$ (perda de carga h por unidade de longitude l)

k – coeficiente de permeabilidade

Na Figura 21, é possível observar resultados de ensaios de permeabilidade em solos residuais, apresentado por Vargas (1977).

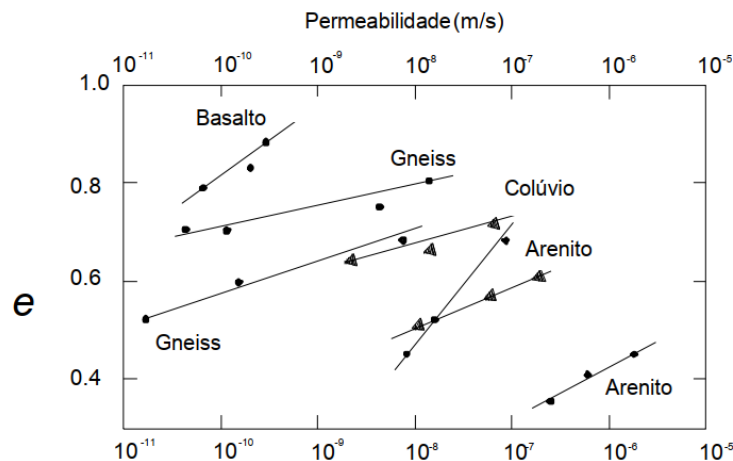


Figura 21. Correlação de resultados de permeabilidade e índice de vazios de solos residuais
Fonte: Vargas (1977)

Deste modo, pode-se inferir da Figura 21, que os valores do coeficiente de permeabilidade para Arenito, constituinte sedimentar da Formação Alter do Chão, fica em torno de $[10^{-8}$ e $10^{-5}]$, obviamente que, respeitando as alterações da natureza de cada região, pode ocorrer uma variação exterior ao intervalo mencionado, conforme podemos observar na Figura 22.

Permeabilidade	Tipo de solo	k (m/s)
Solos permeáveis		
Alta	Pedregulhos	$> 10^{-3}$
Alta	Areias	10^{-3} a 10^{-5}
Baixa	Siltes e argilas	10^{-5} a 10^{-7}
Solos impermeáveis		
Muito baixa	Argila	10^{-7} a 10^{-9}
Baixíssima	Argila	$< 10^{-9}$

Figura 22. Valores de Permeabilidade
Fonte: Ortigão (2007)

Solos finos e argilas expressam permeabilidades baixas, ao passo que solos grossos, apresentam altos valores de permeabilidade (Klinsky, 2008). Logo a graduação determinada pelos dados do ensaio de granulometria será de grande valia na correlação com os resultados de permeabilidade.

De acordo com Nogami & Villibor (1995), solos meteorizados apresentam permeabilidade elevada, tendo em vista a presença de agregados argilosos, caracterizados por sua resistência, mesmo após imersão em água.

2.4 Emulsão Asfáltica

A emulsão asfáltica, é um produto derivado do petróleo, composto basicamente por cimento asfáltico (50% a 70%), água (30% a 50%) e agente emulsificante (0,1% a 2,5%).

A Proposta de Especificação da Comissão de Asfalto do IBP-ABNT, em substituição à Resolução CNP nº 07/88 – Sessão Ordinária de 6/9/88 e ABNT 14594/2000 as emulsões asfálticas para pavimentação podem ser classificadas (ABEDA,2010):

- 1) Quanto à carga da partícula classificam-se em: catiônicas; aniônicas; neutras; anfotéricas.
- 2) Quanto ao tempo de ruptura classificam-se em: RR – ruptura rápida; RM – ruptura média; RL – ruptura lenta; RC – ruptura controlada.

O estudo desenvolvido neste trabalho se limitará a abordagem da emulsão catiônica do tipo RL-1C, tendo em vista o custo benefício ao objeto de aplicação do material. Destaca -se ainda que o número 1 indica a viscosidade do teor de asfalto, ao passo que a letra C indica o tipo de emulsão catiônica. A Figura 23 demonstra sinteticamente o processo de produção de emulsão asfáltica do tipo catiônica.

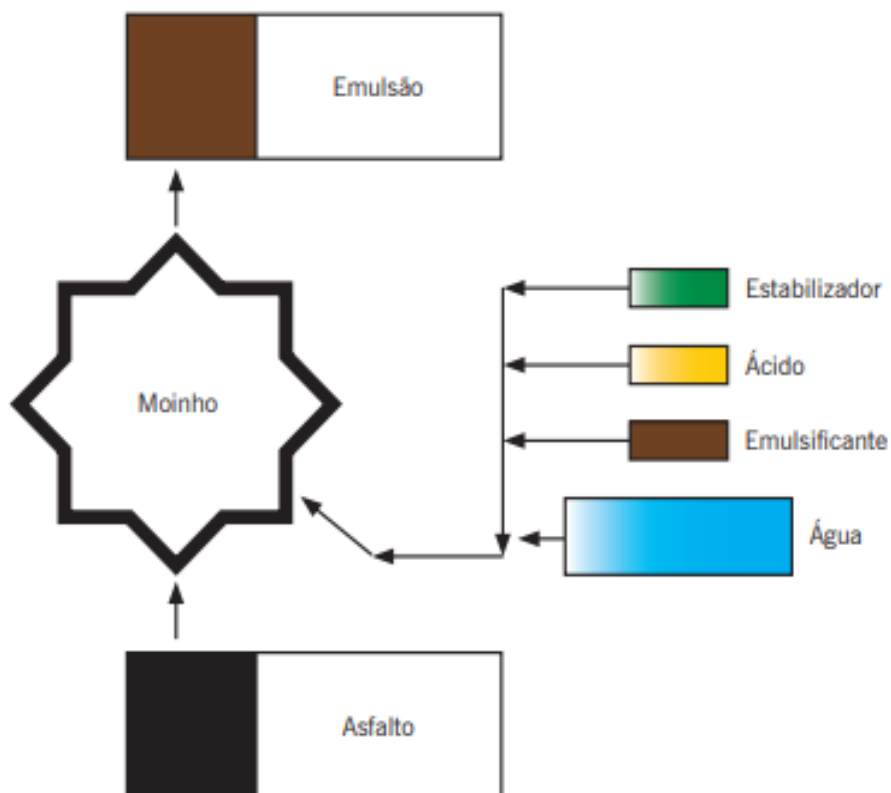


Figura 23. Esquema básico de produção de emulsão asfáltica catiônica

Fonte: ABEDA (2010)

A Figura 24 mostra o moinho coloidal utilizado no processo de produção de emulsões asfálticas.



Figura 24. Moinho coloidal no detalhe
Fonte: ABEDA (2010)

De acordo com Akzo Nobel (2005), o processo de ruptura é constituído das fases de floculação e coalescência, conforme demonstração na Figura 25.

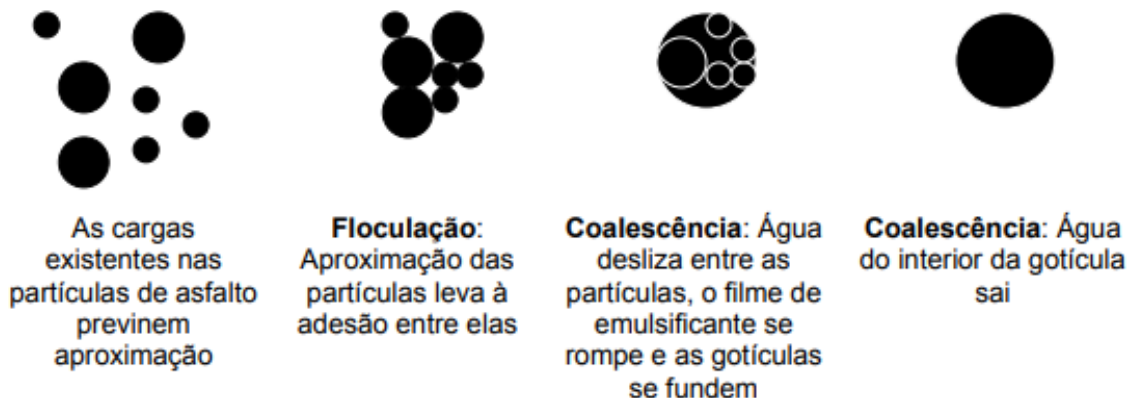


Figura 25. Fases de ruptura de uma emulsão
Fonte: James (2006) *apud* Sant'ana (2009)

Conforme ABEDA (2010), outro meio para identificar a ruptura da emulsão, é observado a mudança da cor marrom para preta. A referida associação orienta que a temperatura de armazenamento das emulsões de ruptura lenta catiônica convencional, RL-1C, deve-se girar em torno de 10°C a 45°C. Sua aplicação em obras de pavimentação, torna-se viável para execução dos serviços de pré-misturado à frio denso, areia asfalto à frio e solo emulsão, sendo este último objeto de estudo na pesquisa em tela.

Ademais, os parâmetros sugeridos para emulsão asfáltica catiônica de ruptura lenta, RL-1C, de acordo com a Agência Nacional de Petróleo, estão detalhados na Tabela 6:

Tabela 6. Parâmetros para aceitação de emulsão RL-1C

Ensaio	Parâmetros Adotados (*)
Análises sobre a Emulsão	
Viscosidade Saybolt-Furol a 50°C NBR 14491(ABNT, 2007)	Máximo = 70
Sedimentação % em peso máx. NBR 6570(ABNT, 2010)	5
Peneiração, 0,84mm, % peso máx. NBR 14393 (ABNT, 2012)	0,1
Resistência à água, % mín. de cobertura NBR 6300 (ABNT, 2009)	80 (agregado seco) 60 (agregado graúdo)
Mistura com cimento, % máx.	2,0 - NBR 6297(ABNT, 2012) 1,2 a 2,0 - NBR 6302 (ABNT, 2008)
Carga da partícula NBR 6557 (ABNT, 2015)	Positiva
pH máx.	6,5
Solvente destilado, % em vol. NBR 6568(ABNT, 1999)	nula
Resíduo por evaporação, % mín. NBR 6568(ABNT, 1999)	60
Análises sobre o Resíduo	
Penetração, % mín. a 25° C, 100g, 5s, 0,1mm NBR 6576(ABNT, 2007)	50 a 250
Teor de betume, % em peso mín. NBR 14855(ABNT, 2015)	97
Ductilidade a 25° C, cm, mín NBR 6293(ABNT, 2015)	40

Obs: (*) – Regulamento Técnico ANP nº 03/2007

Sant’ana (2009) recomenda para utilização de emulsão asfáltica em pavimento de baixo tráfego veicular, a realização dos ensaios de viscosidade Saybolt - Furol, peneiração, resíduo asfáltico por evaporação e ruptura por mistura com cimento, adotando-se os paradigmas mencionados na tabela acima.

Pode-se justificar a utilização de emulsão asfáltica em obras rodoviárias pelo baixo consumo de energia, sem a necessidade de aquecimento e exímia afinidade com todos os tipos de agregados sem a necessidade de utilizar agente de adesividade (ABEDA,2010).

2.5 Estabilização de Solos

Define-se como o conjunto de técnicas de melhoramento de geomateriais, na condição natural, influenciado as propriedades de estabilidade volumétrica, resistência mecânica, durabilidade e permeabilidade, como a finalidade de possibilitar aplicação em obras viárias.

Gondim (2008) frisa que as modificações nas propriedades podem ser de natureza física ou química, além disso observa que nenhum processo estabilizante é infalível, em condições de proporcionar melhorias em todas as propriedades do solo. Por isso a importância de planejar quais propriedades se pretende aprimorar, bem como a finalidade da técnica escolhida.

Na Figura 26 estão estruturados os tipos e técnicas de estabilização mais usuais no Brasil:

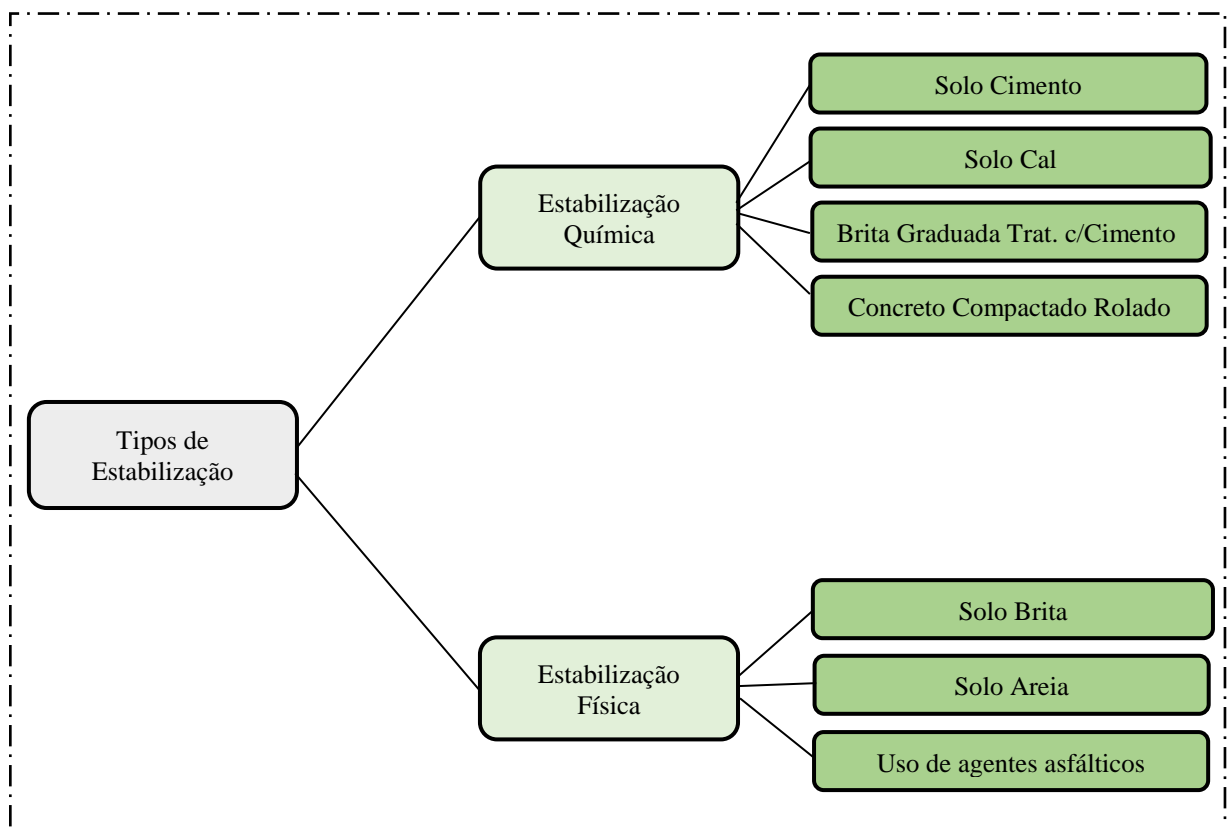


Figura 26. Estruturação dos tipos e técnicas para estabilização de solos

2.5.1 Estabilização Química

Essa tipologia de estabilização, reside na ação de agentes cimentantes, modificadores, hidrófugos e retentores de umidade que ao interagirem com as partículas do solo, aprimoram as propriedades do solo que poderão influenciar no pavimento executado (Klinsky, 2013).

Klinsky (2019) define e faz considerações a respeito das técnicas de estabilização química de solos mais aplicadas atualmente:

a) Em relação a técnica de **solo-cimento** (Figura 27), o aglomerante promove melhoria na flocculação, ação pozolânica no decorrer do tempo e através dos íons de cálcio propiciam o agrupamento das partículas do material. Vale mencionar que tipo de solo, teor de cimento, compactação, cura da camada compactada, são os fatores que influenciam no processo de mistura.



Figura 27. Aplicação de solo cimento

Fonte: Klinsky (2019)

Através de critérios pré-estabelecidos, deve-se realizar ensaios e interpretar os resultados fixando a quantidade de água, massa específica e teor de cimento, para então elaborar o projeto de dosagem.

b) A metodologia **solo-cal** é considerada por especialistas, com a mais antigo processo, tendo em vista sua utilização pelos Romanos (aproximadamente 300 a.C), em pavimentação de vias. Na engenharia rodoviária moderna, teve seu início de utilização no século XX, nos Estados Unidos e na Europa.

Pode ser utilizada com a finalidade de secar, estabilizar ou modificar o solo. Sua efetividade é mais notória em materiais com elevado conteúdo de argilas, pois areias não reagem com adição de cal hidratada. A combinação solo-cal, estimula o intercâmbio iônico, floculação, aglomeração e a carbonatação, com isso melhora a trabalhabilidade de solos muito plásticos.

Os ensaios necessários para dosagem são:

- Método Eades-Grim: define a demanda necessária de cal a ser utilizada no solo;
- pH: 12,4 deve é o valor padrão para que as reações de estabilização sejam mantidas;
- Ensaio de *CBR* Tradicional: permite verificar a expansão volumétrica, os resultados iniciais da cal sobre o solo e uma noção sobre a estabilização a alcançada. Recomenda-se que o solo adequado possua no mínimo 60% de seus grãos passantes na peneira # 2,00mm;
- Resistência à compressão simples: permite avaliar o grau de estabilização, realizando observações acerca da reatividade do solo, teor e tipo de cal, tempo e condições de cura;
- Resistência à tração por compressão diametral: é destinado para apreciação do comportamento na flexão de camadas, sendo que seus valores variam entre 10% e 20% da resistência à compressão simples;
- Módulo de resiliência: fundamental para dimensionamento e a simulação das condições de carregamento e o estado de tensões.

A Figura 28 exemplifica a execução da camada de pavimento do tipo solo-cal:



Figura 28. Aplicação de solo-cal
Fonte: Klinsky (2019)

c) No tocante ao método construtivo de estabilização por meio da mistura **brita graduada tratada com aglomerante cimentício** (Figura 29), Klinsky (2019) observa que a umidade, granulometria, teor de cimento e cura são elementos fundamentais a serem observados através de um rigoroso controle tecnológico, para que os parâmetros de resistência sejam atendidos, de acordo com a finalidade de aplicação do pavimento. Além disso, é importante destacar que após a mistura ter sido usinada, esta não pode ser estocada.



Figura 29. Aplicação de BGTC
Fonte: Klinsky (2019)

d) No que se refere ao **concreto compactado com rolos (CCR)**, frisa que o mesmo é indicado para sub-base de pavimento rígido, a qual é composta por concreto simples, de baixo consumo de cimento e consistência seca. É de suma importância observar a faixa granulométrica de projeto, que influenciará no consumo de cimento e água.



Figura 30. Aplicação de CCR
Fonte: Klinsky (2019)

2.5.2 Estabilização Física

Klinsky (2013) apresenta o processo de melhoramento físico em dois tipos:

➤ **Granulométrico:** consiste na mistura em quantidades compatíveis entre as frações estabelecidas de agregado grosso, agregado fino (areia, silte e argila). Deve-se observar resistência mecânica dos agregados, composição mineral dos materiais e a distribuição granulométrica, haja vista que são fatores que afetam a estabilidade do material (Blucher, 1951).

Ex: Solo-Cal e Solo-Areia;

a) Sobre a técnica **solo brita** (Figura 31), para obtenção da mistura, o processo é realizado em usina de solo com a utilização de agregado pétreo, no intuito de que se obtenha estabilidade e durabilidade ao pavimento. No caso de aproveitamento de material local e em quantidades pequenas, a mistura pode ser executada no trecho a ser estabilizado. Recomenda-se solos com material inferior a peneira # 0,42mm, $LL < 25\%$ e $IP < 6\%$, caso essas condições não sejam atendidas, deve-se realizar avaliação pelo ensaio de equivalente de areia ou massa específicas real e aparente seca máxima. A fração de brita na mistura deve ser superior a 50% na mistura condições de suporte deve atender as preconizadas para base e sub-base de pavimento, além disso a fração passante na peneira # 0,075mm, não deve ser superior a 2/3 da peneira nº 40.



Figura 31. Aplicação de solo brita
Fonte: Klinsky (2019)

Para controle de execução a cada 100m de trecho, é relevante determinar o teor de umidade ótima e a massa específica aparente seca máxima para obtenção do grau de compactação, sendo este admissível com valor superior a 100%.

b) Concernente ao procedimento executivo **solo-areia**, o mesmo é obtido por meio da combinação de solo argiloso laterítico e areia (ALA). Sua aplicação decorre, em virtude da grande ocorrência geomaterial laterítico fino, que demonstra condições inadequadas a sua aplicação em camadas nobres (base e sub-base) do pavimento, fazendo-se necessária adição do agregado fino alterando as propriedades mecânicas e hídricas.

Villibor *et al.* (2007) recomendam que as propriedades devem de se apresentar, conforme a Figura 32 e Tabela 7.

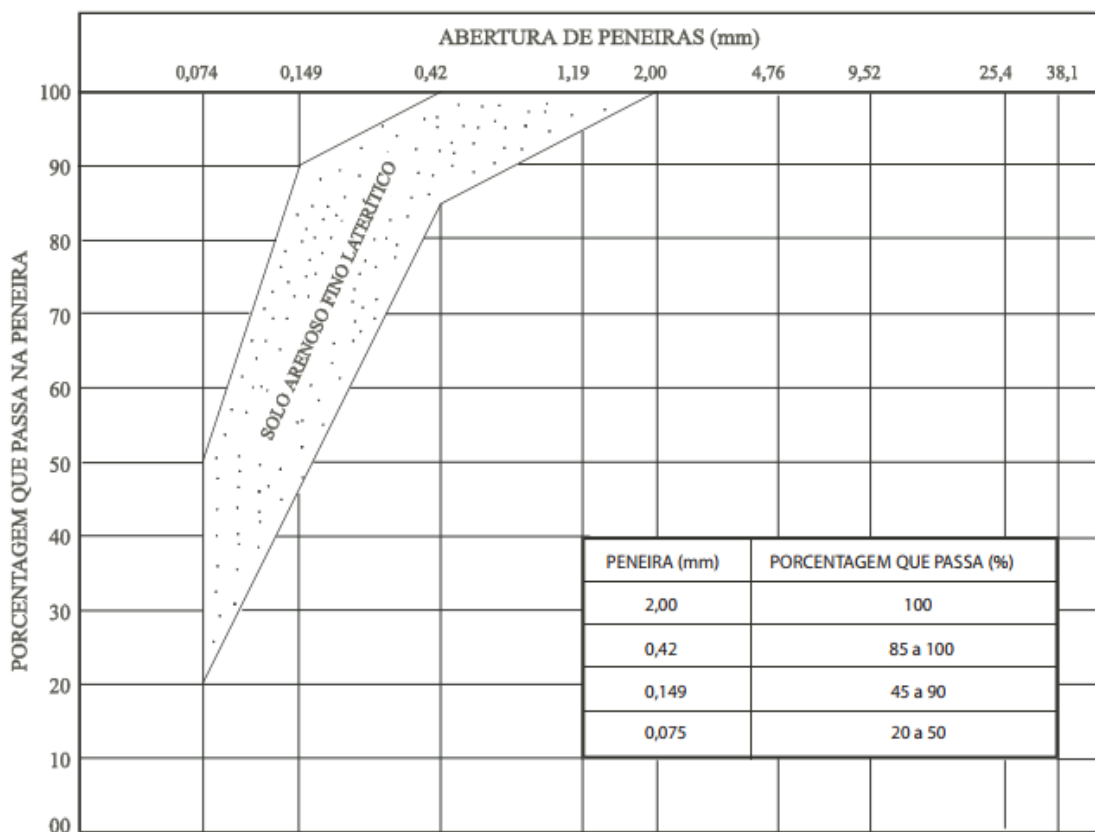


Figura 32. Faixa granulométrica recomendada para Bases de SAFL

Fonte: Villibor (2007)

Tabela 7. Parâmetros recomendados para Bases de SAFL (Villibor, 2007)

Propriedades	Intervalo de Valores
Mini-CBR sem imersão	$\geq 40\%$
$RIS = 100 \times \text{Mini CBR}_{is} / \text{Mini CBR}_{hm}$	$\leq 50\%$
Expansão sem sobrecarga padrão	$\leq 0,3\%$
Contração	0,1 a 0,5%
Coefficiente de Sorção	10^{-2} a 10^{-4} (cm/min ^{1/2})

Os autores ainda relatam os cuidados quanto ao processo construtivo e o controle tecnológico a ser adotado para Base de ALA, conforme mostrado na Tabela 8.

Tabela 8. Processo construtivo e controle tecnológico da Base ALA (Villibor, 2007)

Controle da mistura e da base	Procedimento construtivo da mistura
Controle da mistura a cada 100 m	<ul style="list-style-type: none"> • Lançar uma camada de argila, após espalhar a areia na proporção de projeto • Misturar as duas camadas e proceder à sua pulverização com grade de disco e “pulvimixer”. Colocar a camada na umidade de projeto
Granulometria: peneiras 0,42; 0,150 e 0,075mm de abertura. Mini CBR após imersão e Contração	<ul style="list-style-type: none"> • Iniciar a compactação com rolo pé de carneiro pata longa, em torno de 6 passadas e, se necessário, complementá-lo com no máximo 3 passadas de pé de carneiro vibratório • Preferencialmente não transitar o solo para ajuste de espessura da base durante o processo de compactação que deverá terminar quando o grau de compactação de projeto for alcançado
Controle da base a cada 40 m	
Grau de compactação ($100\% \pm 2\%$)	<ul style="list-style-type: none"> • Após irrigá-la, efetuar acabamento com motoniveladora cortando numa espessura de 2 cm. Executar a compactação final com 1 passada de rolo pneumático ou liso
Teor de umidade ($W_{ót} \pm 2\%$)	<ul style="list-style-type: none"> • Deixar a base perder a umidade por um período de 48 a 60 horas ou até a ocorrência de trincas com largura de $\pm 2\text{mm}$
Recomendações gerais	
1. Espessura mínima da base é de 12,5 cm e a máxima de 17 cm	
2. A uniformização do teor de umidade do colchão de solo para compactação deverá ser efetuado no final da tarde e sua compactação deverá ser executada no período da manhã	
3. A imprimação da base deve ser precedida de uma leve irrigação	

Na Figura 33 está exemplificado o processo de aplicação da técnica de estabilização solo-areia



Figura 33. Aplicação de solo areia
Fonte: Klinsky (2019)

➤ **Por adição de materiais asfálticos:** Essa técnica surge como alternativa para estabilização de solos com frações predominantes de solos não-coesivos grossos e finos. Nestes é adicionado percentual de material asfáltico, estabelecidos em dosagem prévia, proporcionando resistência e estabilidade adequada para aplicação em obras viárias (Sant’ana, 2009).

Klinky (2013) referenda que a mistura solo betume é aceita como estabilização física, haja vista que no contato entre o material asfáltico e as partículas de solo, não há evidência de reações químicas na maior parte dos materiais, não obstante o ligante asfáltico ou emulsão asfáltica, promove material mais impermeável, coeso estável e resistente. Para o autor, a adição de emulsão em solos finos e coesivos, forma uma película protetora nas partículas, reduzindo as alterações nocivas por ação da água superficial, e, ainda eleva a resistência mecânica da mistura em relação a condição *in natura* do material, bem como diminui o fluxo de água no solo. No entanto, em agregados graúdos, a inserção de ligante asfáltico, origina materiais mais estáveis, duráveis e resistentes, causado pela melhoria da coesão.

c) **Pré-misturado à frio (PMF):** resumidamente consiste na aglutinação entre o agregado mineral e ligante asfáltico (emulsão RM-1C, RM-2C ou RL-1C), sendo que todo o processo é realizado em usina à temperatura ambiente. No caso da utilização de agregados graúdos, estes devem apresentar Abrasão Los Angeles <50%, índice de forma <10%, ensaio durabilidade (perda) <12%, ensaio de adesividade (cobertura) >90%, partículas limpas e livres de torrões de argilas, enquanto que os agregados finos devem demonstrar-se livres de torrões de argilas e equivalente de areia >55%. Primeiramente para composição de mistura é relevante analisar as faixas granulométricas e o percentual de vazios para definir o tipo de PMF.

Tabela 9. Parâmetros para classificação dos tipos de PMF em função dos vazios
Fonte: ABEDA (2010)

Denominação	P % Passando		% Vazios
	Nº 10 (2mm)	Nº 200 (0,074 mm)	
Aberto	$P \leq 10$	$P \leq 2$	22 a 34
Semidenso	$20 \geq P > 10$	$P \leq 5$	15 a 22
Denso	$P > 10$	$P \leq 8$	9 a 15

Além dos parâmetros mencionados, outros elementos importantes para o projeto de mistura como estabilidade mínima, fluência, teor de emulsão e teor de água para umedecimento, devem ser analisados (Klinsky, 2019). Outrossim, o autor observa que a execução não deve ser realizada em ambientes chuvosos ou com temperatura inferior a 10°C, bem como sob camadas sujas.



Figura 34. Aplicação do Pré misturado à frio
Fonte: Klinsky (2019)

d) O processo construtivo solo emulsão (Figura 35), objeto deste trabalho, consiste na estabilização a frio de solos locais, com emulsão asfáltica, podendo ou não ser constituído por filler minerais. Sua execução preceitua pelas etapas de espalhamento e compactação (ABEDA,2010).



Figura 35. Aplicação Solo emulsão
Fonte: Klinsky (2019)

Para aplicação em pavimento de baixo custo, o qual prima pelo uso de material local, deve-se considerar o teor de emulsão que permita a viabilidade do empreendimento, desconsiderando, portanto, solos a serem estabilizados com altos teores de emulsificante asfáltico (Sant’ana, 2009). Além disso, o excesso de betume ocasiona a lubrificação das partículas prejudicando a interação entre os grãos, diminuindo a resistência da combinação (Ingles & Metclaf, 1972).

Jacinto *et al.* (2005); Jacinto, (2005), demonstram por meio de imagens de microscopia eletrônica por varredura, o efeito da estabilização, através da variação dos teores de emulsificante asfáltico, conforme verificado nas Figuras 36.a, 36.b e 36.c.

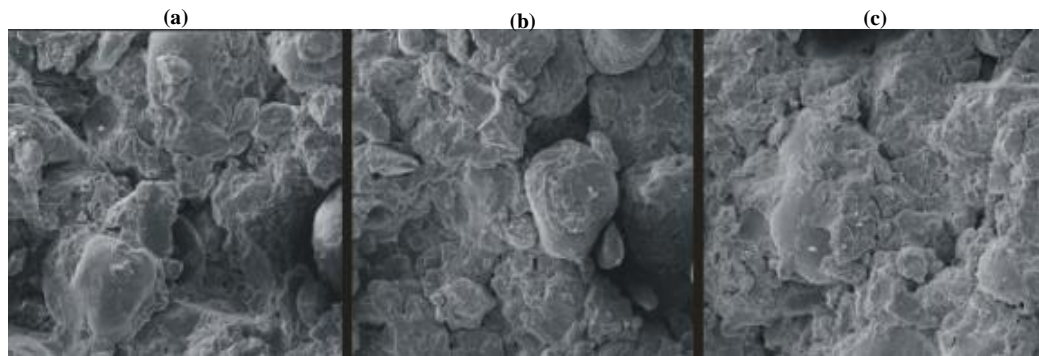


Figura 36. Estabilização de uma areia argilosa com emulsão asfáltica:
(a) solo puro; (b) solo com 4%; (c) solos com 8%.

Fonte: Jacinto *et al.* (2005)

Kézdi (1979), ao realizar ensaios para caracterização química e mineralógica, observou que quanto maior a presença de ferro e alumínio na fração de argila, melhor será o resultado da estabilização, por outro lado nos solos tropicais a elevada incidência de sílica na fração argilosa, maior será o consumo de betume.

De acordo com Klinsky (2019), a estabilização solo emulsão pode ocorrer nas seguintes combinações:

- Areia Betume: Gera efeito de coesão em materiais com fração passante na peneira # 0,074 mm entre 5 a 12% e IP < 10%;
- Solo Betume: Reduz a capilaridade e a infiltrabilidade em solos argilo-siltosos e argilo-arenosos;
- Pedregulho Betume: Proporciona efeito coesivo em material passante na peneira #0,074 mm <12% e índice de plasticidade (IP) <10%.

Alguns parâmetros granulométricos e plasticidade de solos, foram listados por Miceli (2006), conforme a Tabela 10:

Tabela 10. Parâmetros granulométricos e de plasticidade de solos para serem estabilizados.

Fonte: Adaptado de Miceli (2006)

Tipo de solo	LL(*)/IP(**)	% passante # 0,075	Fonte
Areias	IP máximo de 12%	25% máximo	YODER e WITCZAK (1975)
Pedregulhos e areias pedregulhosas	IP máximo de 12%	15% máximo	
Solos finos	IP máximo de 12% LL máximo de 40%	35% máximo	
Solos em geral	IP máximo de 18% LL máximo de 40%	Entre 10% e 50%	KÉZDI (1979)
Solos em geral	IP máximo de 14%	5% mínimo	VOGT (1971)
Solos arenosos		35% máximo	DER 3.07 (1988)
Solos argilosos	IP máximo de 6% LL máximo de 30%	35% máximo	
Materiais britados		15% máximo	ABEDA (1975)
Solos em geral	IP máximo de 8%	20% máximo	
Solos em geral		25% máximo	ASTM (2006)

Obs: (*) – Limite de liquidez
(**) – Índice de plasticidade

De acordo com Sant'ana (2009), a execução da dosagem está intimamente condicionada ao tipo de solo, quantidade de água, condições de armazenamento dos corpos de prova, tipo e teor de ligante.

A dosagem ótima será definida por meio da que apresentar as melhores condições de impermeabilização e resistência (Ingles & Metcalf, 1972). Klinsky (2019), cita que na apreciação da dosagem, verificar a quantidade de água necessária para trabalhabilidade, tempo de cura, fluxo de água na mistura, medidas resistência ou suporte e compactação em laboratório similar a campo.

Yoder & Witczak (1975), após procedimento empírico com material local, sugeriram quantidades de betume, de acordo com a características dos solos e tipos de materiais betuminosos, mencionados na Tabela 11:

Tabela 11. Tipos e quantidades de materiais betuminosos por tipo de solo.

Fonte: Yoder & Witzcak (2006)

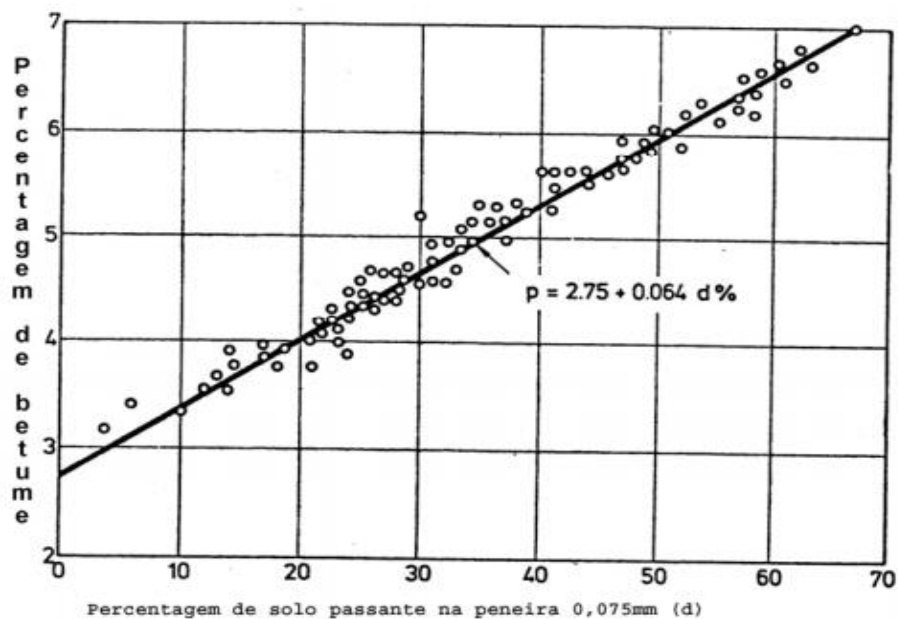
Tipo de solo	Granulometria e limites de consistência	Tipos de materiais betuminosos	Quantidade aproximada (%)
Solos finos	Máx. LL (*) = 40% Máx. IP (**) = 18%	Emulsões, asfaltos diluídos	4 a 8
Areias	$\emptyset < 0,075$ mm: máx. 25% Máx. IP = 12%	CAP de alta penetração; Emulsão e asfaltos diluídos	4 a 10
Pedregulhos (com ou sem areia)	$\emptyset < 0,075$ mm: máx. 15% Máx. IP = 12%	Emulsões, asfaltos diluídos; CAP	2 a 6

Obs: (*) – Limite de liquidez

(**) – Índice de plasticidade

Nos estudos de Kézdi (1979) a fórmula simplificada correlacionando teor de ligante e granulometria do material, pode ser utilizada para determinação do teor de asfalto, ressaltando que o consumo de material betuminoso depende da fração de solos finos.

d – fração passante na peneira #200 (%)

**Figura 37.** Representação gráfica teor de betume versus teor de finos.

Fonte: Kézdi (1979)

Gondim (2008) observou a necessidade das misturas solo betume serem submetidas ao processo de secagem ao ar livre, denominado tempo de aeração.

Todavia, não há consenso na literatura, quanto a determinação do tempo ótimo, como pode-se avaliar por meio do estudo de Carvalho *et al.* (1992), no qual salientaram que as misturas solo-emulsão são sensíveis ao tempo de aeração, porém observaram que a correlação

da resistência à compressão simples e o tempo de aeração não expressou uma uniformidade comportamental, conforme expressa a Figura 38.

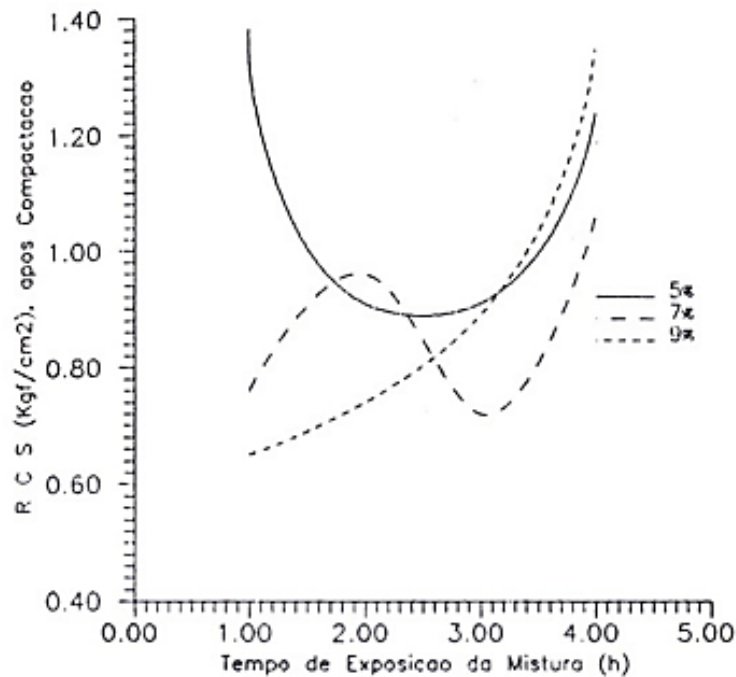


Figura 38. Relação dos resultados de RCS em função do tempo de aeração
Fonte: Carvalho *et al.* (1992)

A umidade remanescente de ruptura, no corpo de prova de mistura solo emulsão, após o tempo de cura estabelecido, é denominada umidade residual. Miceli Jr (2006) concluiu que a umidade residual cresce quando se eleva o teor de emulsão asfáltica na estabilização de solos, relata também que o tempo de sete dias de cura da mistura solo betume, mostra-se adequado para avaliação de resistência de corpos de prova em laboratório, e, que o ensaio de compressão simples é o mais indicado para determinação de dosagem experimental.

Rebelo (2008) demonstrou que após 7 dias de cura, adição de emulsão asfáltica proporciona aumento de resistência à mistura.

Sant'ana (2009) sugeriu diretrizes e condições específicas para aceitação de materiais e dosagem para estabilização asfáltica. O autor recomenda determinar o teor ótimo, através da correlação dos ensaios de compressão simples ou tração por compressão diametral, nas condições de cura seca e imersa, para o tempo de 7 dias.

A consideração pela cura imersa, justifica-se em virtude de ter sido observado por Sant'ana (2009), que corpos de prova com 7 dias de cura ao ar demonstram acréscimo de resistência mesmo sem emulsão, o mesmo não ocorre quando se aplica a imersão em etapa que antecede ao ensaio, conforme pode-se observar na Figura 39.

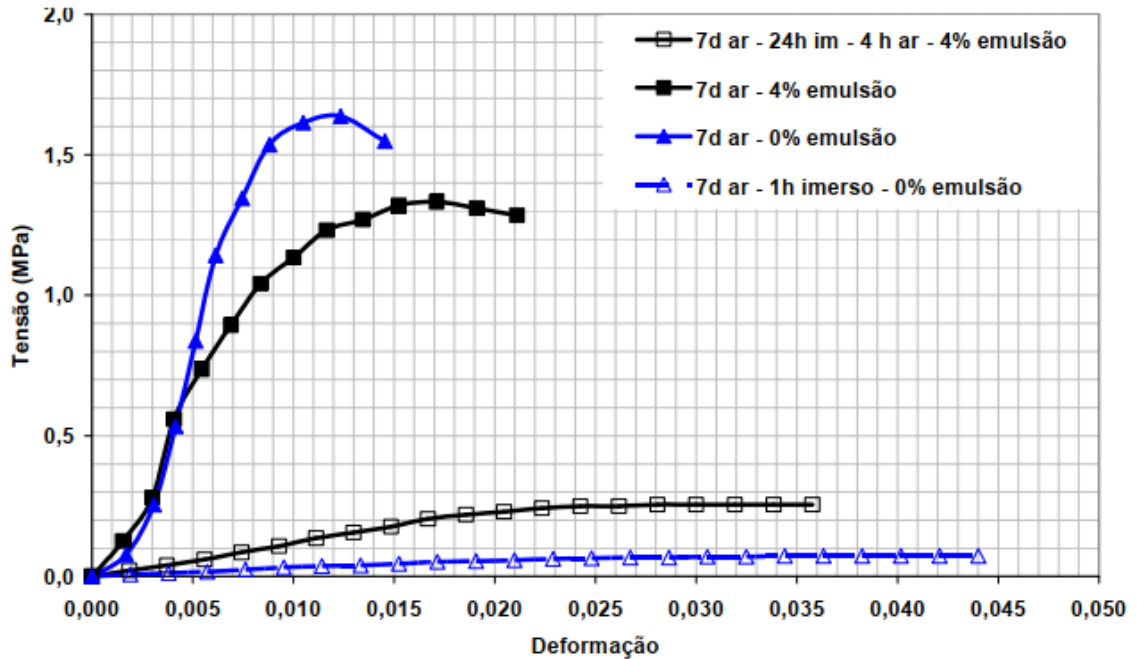


Figura 39. Resistência à compressão simples de solo laterítico sem emulsão e com 4% de emulsão com 7 dias de cura, imersos e não imersos.

Fonte: Sant'ana (2009)

O comportamento das curvas mostradas na Figura 39, está relacionado aos efeitos provocados pela perda de água sobre a resistência do solo e de suas misturas, em virtude do efeito da não saturação do solo. porém essa abordagem não é objeto específico deste trabalho,

CAPÍTULO 3 – MATERIAIS E MÉTODOS

Serão retratados neste capítulo, a caracterização da área estudada, os critérios para coleta dos materiais, bem como a metodologia para caracterização destes e os procedimentos adotados para dosagem de misturas solo-betume.

3.1 Caracterização da Área de Estudo

a) **Localização:** O projeto de assentamento (PA) agrário Tarumã-Mirim (Figura 40) está situado na zona rural da cidade de Manaus, com acesso terrestre através do ramal Pau Rosa, nas proximidades do km 21 da rodovia BR-174 (Silva e Costa, 2012). Possui área em torno de 43000ha, contemplada por 18 (dezoito) estradas vicinais com cerca de 194km de vias. O ramal da Cooperativa, objeto deste estudo, possui extensão em torno de 29km; limitando-se a leste ao ramal do Pau Rosa e à oeste ao ramal Tiu (Inkra, 2018).

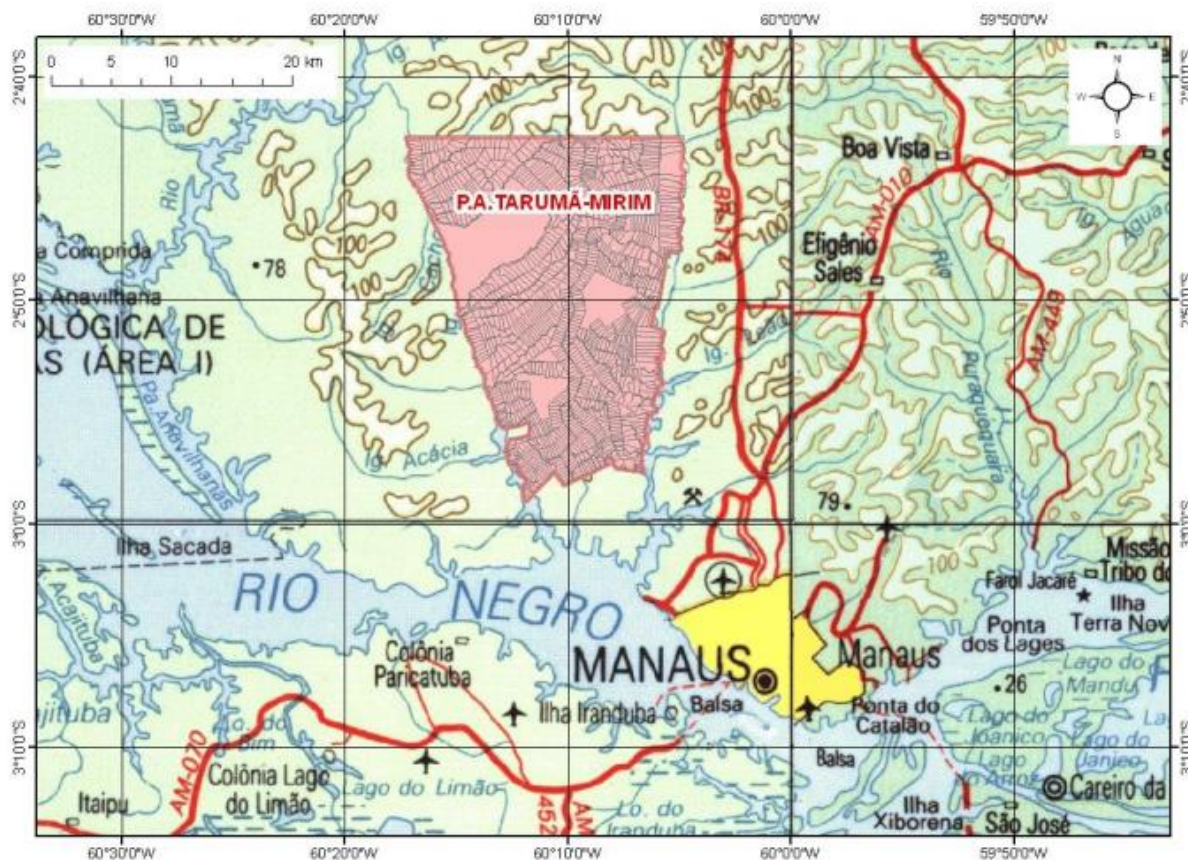


Figura 40. Mapa de Localização do PA Tarumã-Mirim em relação a Manaus

Fonte: Nascimento (2009)

b) Clima: No tocante ao clima da área estudada, pautado pela uso da classificação de Köppen, a qual está baseada pela análise da quantidade e distribuição anual da precipitação pluviométrica e nos valores das temperaturas médias mensal e anual, é possível inferir o tipo climático predominante na região do projeto como Amw, caracterizado por região de clima quente e úmido, temperatura média anual de cerca de 26,6°C, umidade relativa variando de 75 a 86%, precipitação anual variando de 1750 a 2500mm. Vale destacar que os meses de julho, agosto e setembro são os mais secos, ao passo que o trimestre fevereiro, março e abril apresentam maior incidência de chuvas (Nascimento, 2009).

c) Solos: A região possui pedologia dominante por solos classificados como latossolo amarelo álico, com textura argilosa, areno-argilosa e arenosa, caracterizados por geomateriais de acidez elevada, com avançado grau de intemperismo, sendo normalmente composto por óxido hidratado de ferro e alumínio, apresentando argila de 1:1 do grupo caulinita, baixa soma de bases trocáveis, baixa capacidade de troca de cátions e elevado grau de floculação.

d) Relevo: A região possui morfologia constituída por terraços fluviais e terraços erosivos, abrangidos por vertentes dos interflúvios tabulares estreitos e com elevado grau de dissecação, conforme demonstrado pela Figura 41.

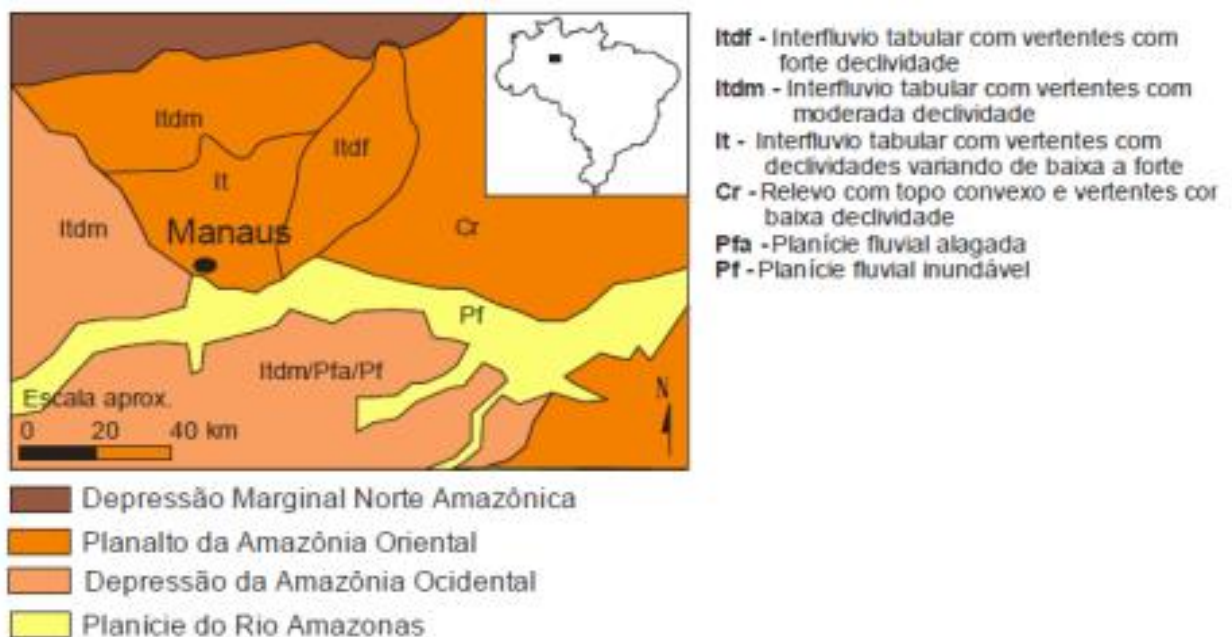


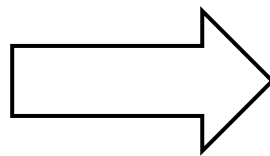
Figura 41. Esquema geomorfológico da cidade de Manaus e arredores

Fonte: Vieira (2008); modificado de Ross (2000)

3.2 Escolha do Tipo de Emulsão, Coleta e Preparação das Amostras

Tendo em vista o objeto deste trabalho tratar sobre pavimento de baixo custo, utilizou-se da emulsão catiônica de ruptura lenta, denominada RL-1C, em virtude de representar o menor custo no mercado, bem como ter como característica, uma trabalhabilidade em relação aos tipos de emulsão. A empresa Emam Asfaltos e Transportes Ltda forneceu o produto, em recipientes de 20 litros, totalizando 40 litros, em seguida o material foi reduzido em vasilhame de 5 litros, com o intuito de facilitar o manuseio durante a preparação das misturas para realização dos ensaios.

a) Emulsão recebida em vasilhame com capacidade para 20lts



b) Amostra de emulsão reduzida em vasilhames com capacidade para 5lts



Figura 42. Processo de redução de amostra da emulsão RL-1C

Referente a caracterização do material, optou-se em considerar os dados disponibilizados pelo fornecedor do insumo, conforme preconiza a ABNT (Tabela 12), que serão apresentados no próximo capítulo deste trabalho.

Tabela 12. Critérios adotados para aceitação da emulsão RL-1C - Adaptado de Sant'ana (2009).

Ensaio	Parâmetros Adotados (*)
Viscosidade Saybolt-Furol,s, a 50°C NBR 14491(ABNT, 2007)	Máximo = 70
Peneiração, 0,84mm, % peso máx NBR 14393 (ABNT, 2012)	0,1
Mistura com cimento,m % máx. NBR 6297(ABNT, 2012)	2,0
Resíduo por evaporação, % mín. NBR 6568(ABNT, 1999)	60

Obs: (*) De acordo Resolução nº7 de 06 de junho de 1988 da ANP – Regulamento Técnico ANP nº 03/2007

3.3 Escolha dos Solos, Coleta e Preparação das Amostras

As amostras coletadas foram extraídas de dois pontos (Figura 43) num trecho delimitado de 200 m do ramal da Cooperativa, para objeto de estudo experimental em laboratório, em seguida identificadas como SA e SB. O aspecto textural pedológico das amostras coletadas solo é característico de latossolos, constituídos por finos e pedregulhos.



Figura 43. Mapa de localização da coleta das amostras.

Posteriormente, as amostras foram postas para secagem prévia ao ar livre, em seguida destorroadas de forma manual, peneirada, homogeneizadas e armazenadas em sacos plásticos de 50kg. Utilizou-se como parametrização para preparação das amostras, as orientações descritas na ABNT 6457/2016.

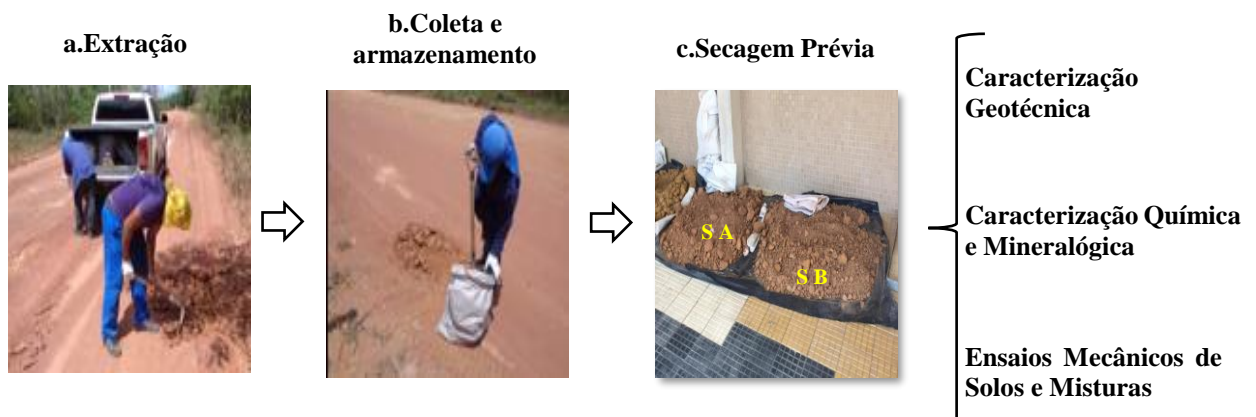


Figura 44. Fluxo de coleta e preparo das amostras

3.4 Programa Experimental

3.4.1 Caracterização Geotécnica

Os ensaios de determinação dos parâmetros físicos do solo em estudo foram realizados no Laboratório de Pavimentação na Faculdade de Tecnologia (FT) da Universidade Federal do Amazonas (UFAM), de acordo com os procedimentos descritos na Tabela 13 e na Figura 45.

Tabela 13. Procedimentos para caracterização física do solo.

Parâmetros Determinados	Métodos Utilizados
Análise granulométrica	NBR 7181 (ABNT, 2016)
Avaliação da dispersabilidade de solos pelo ensaio sedimentométrico comparativo	NBR 13602 (ABNT, 1996)
Massa específica dos grãos (g/cm^3)	NBR 6458 (ABNT, 2017)
Limites de consistência	Limite de Liquidez- NBR 6459 (ABNT, 2016) Índice de Plasticidade- NBR 7180 (ABNT, 2016)
Índice de grupo	AASHTO
Índice de atividade das argilas	(SKEMPTON, 1953)

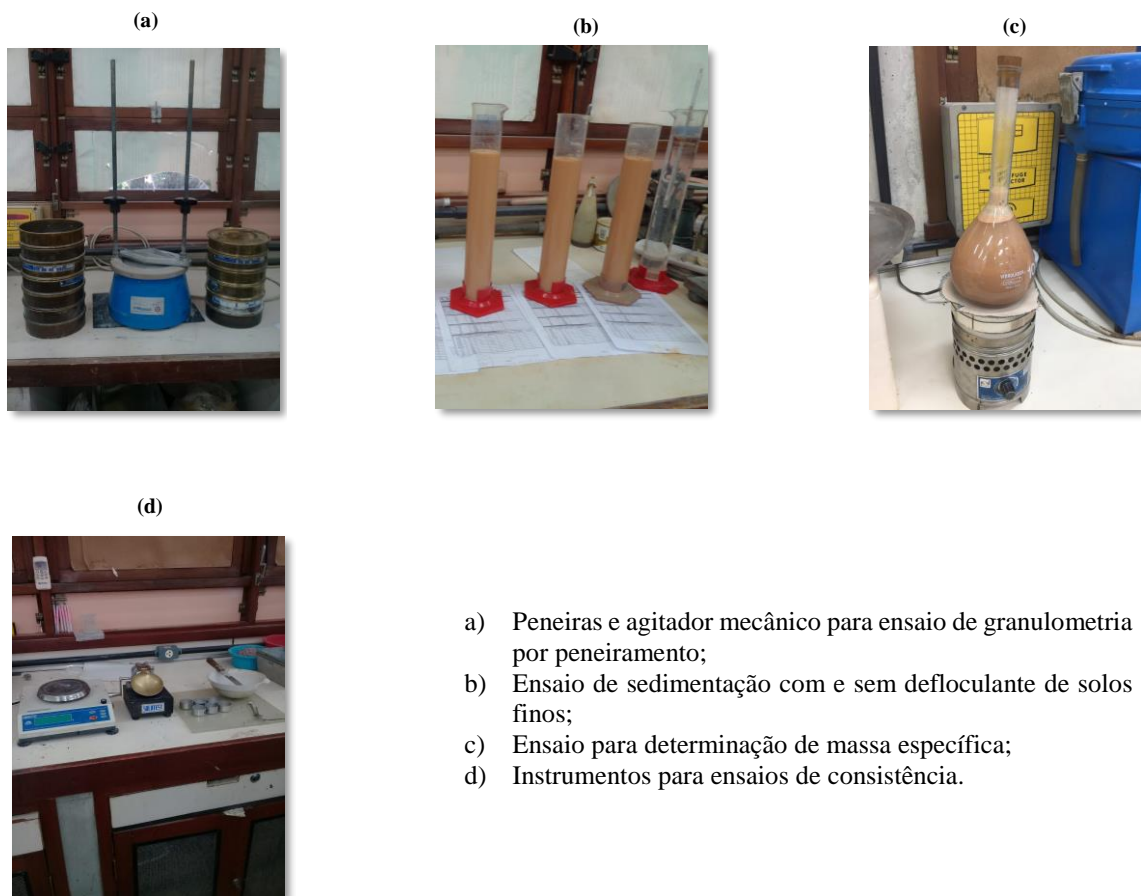


Figura 45. Instrumentos e procedimentos adotados na caracterização geotécnica dos solos

O índice de grupo foi proposto pela AASHTO, EM 1929, para avaliar a qualidade de material a ser utilizado em subleito. Neste trabalho, o índice será utilizado para verificação qualitativa do material a ser proposto para aplicação em base de pavimento de baixo custo, operando a Equação.5.

- Índice de Grupo (IG)

$$IG = 0,01 (F - 15) (IP - 10) \quad (\text{Eq.5})$$

F - % passante na #200

LL – limite de liquidez

IP – índice de plasticidade

Considerando-se que a água adsorvida que envolve as partículas de argila provoca a plasticidade o solo, presume-se que os limites de liquidez e de plasticidade serão afetados pelas tipologias de argilominerais e suas quantidades equivalentes (DAS,2007). Por isso nesta pesquisa foi utilizada a correlação proposta por Skempton (1953) representada pela Equação 6.

- Índice de Atividade de Argilas (A)

$$A = IP / (\% \text{ da fração de argila, em peso}) \quad (\text{Eq.6})$$

A - atividade

IP – índice de plasticidade

3.4.2 Classificação AASHTO

Com o propósito de verificar o efeito comparativo com classificação para solos tropicais, foi efetivada a classificação convencional para fins rodoviários, utilizando os parâmetros fornecidos pelos ensaios de consistência e granulometria associados na Tabela 14.

Tabela 14. Parâmetros para classificação AASHTO.

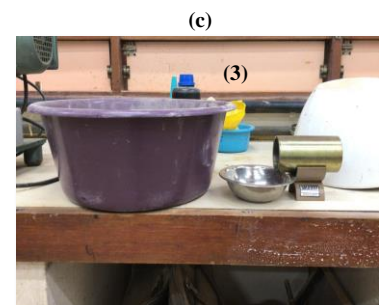
Classificação Geral	Materiais granulares (35% ou menos passando na peneira nº 200)							Materiais siltosos e argilosos (mais de 35% passando na peneira nº 200)			
	A-1		A-3	A-2				A-4	A-5	A-6	A-7 A-7-5 / A-7-6
Grupo	A-1-a	A-1-b		A-2-4	A-2-5	A-2-6	A-2-7				
Peneiração: % que passa: Nº 10 Nº 40 Nº 200 (p)	50 máx. 30 máx. 15 máx.	50 máx. 25 máx.	51 mín. 10 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	35 máx.	36 mín.	36 mín.	36 mín.	36 mín.
Características da fração que passa nº 40 Limite de Liquidez - LL (%) Índice de Plasticidade IP (%)				40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.	40 máx.	41 mín.
Índice de Grupo	6 máx.		NP	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.	10 máx.	10 máx.	11 mín.	11 mín.
	0		0	0			4 máx.	8 máx.	12 máx.	16 máx.	20 máx.
Materiais que predominam	Pedra Britada pedregulho e areia		Areia fina	Areia e areia silosa ou argilosa				Solos Siltosos		Solos argilosos	
Comportamento geral como subleito	Excelente a bom							Fraco a pobre			

3.4.3 Classificação G-MCT

Com o intuito de verificar as condições dos geomateriais no que tange à classificação de solos tropicais G-MCT, foram reproduzidos no Laboratório de Pavimentação na Faculdade de Tecnologia (FT) da Universidade Federal do Amazonas (UFAM), os ensaios descritos na Tabela 15 e na Figura 46:

Tabela 15. Ensaio da metodologia G-MCT - Adaptado de Villibor & Silva (2018)

Método/Referência	Finalidade	Observações
Pedologia Sistema Brasileiro de Classificação de Solos (SiBCS)	Determinar o grupo pedológico de classificação do solo	EMBRAPA, 2017
Mini-MCV- DNER-ME 258/94 (DNIT, 1994e)	Definir os índices classificatórios da metodologia MCT	Índices c' , d' e e'
Perda de Massa por Imersão- DNER-ME 256/94 (DNIT, 1994d)	Definir os índices classificatórios da metodologia MCT e verificar a erodibilidade do material	P_i (%)
Classificação de Solos Tropicais em Equipamento em Miniatura- DNER-CLA 259/96 (DNIT, 1996)	Determinar o grupo de classificação do solo	Índices c' e e'
Classificação de Solos Tropicais – G-MCT Villibor e Alves (2017)	Determinar o grupo de classificação do solo grossos	Correlação gráfica entre granulometria e classificação MCT
Proctor – Energia Intermediária NBR 7182 (ABNT, 2016)	Definir parâmetros de compactação (umidade ótima e massa específica máxima seca)	$W_{ótima}$ (%) e $\gamma_{dmáx}$ (g/cm ³)
CBR e Expansão NBR 9895 (ABNT, 2016)	Avaliar a capacidade de suporte e o potencial de expansão do solo	Índice CBR (em %) e expansão (em %)





1. Estufa com capacidade para armazenar bandeja;
2. Elementos necessários para ensaio de Mini-MCV;
3. Elementos necessários para ensaio de Perda de massa por imersão;
4. Prensa para ensaio de CBR;
5. Soquete grande para moldagem de corpo de prova para ensaio CBR;
6. Cilindro para CBR;
7. Cilindro para ensaio de compactação *Proctor*;
8. Soquete para ensaio de compactação *Proctor*;
9. Balança analítica;
10. Balança com capacidade para 15 kg

Figura 46. Instrumentos utilizados para classificação G-MCT

3.4.4 Índice de Laterização

Este procedimento, proposto por Ignatius (1991), pode ser determinado através das Equações 7 e 8, e a consequente análise com a utilização dos índices elencados na Tabela 16 quanto a classificação geotécnica de solos:

Tabela 16. Recomendação de Ignatius para classificação de solos tropicais.

Índice Determinado	Classificação
$L < 0,15$	Solo Não Tropical
$0,15 < L < 0,20$	Solo Saprolítico
$L > 0,30$	Solo Laterítico

$$L = \frac{(\Delta\rho_s / \rho_{sm\acute{a}x})}{(\Delta w / w_{\acute{o}t})} \quad (\text{Eq.7})$$

ou

$$L = d'(w_{\acute{o}t} / \rho_{sm\acute{a}x}) \quad (\text{Eq.8})$$

Onde:

L – Índice de laterização;

$\Delta\rho_s$ - Maior valor da massa específica seca – Menor valor da massa específica seca, ambos no ramo seco (g/cm^3);

Δw - Maior valor do teor de umidade – Menor valor do teor de umidade, ambos no ramo seco (%);

$\rho_{sm\acute{a}x}$ = Massa específica seca máxima (g/cm^3);

$w_{\acute{o}t}$ - Teor de umidade ótimo (%);

d' - Coeficiente angular da parte retilínea mais inclinada do ramo seco da curva de compactação, correspondente a 10 golpes.

3.4.5 Caracterização Geoquímica

3.4.5.1 Composição Química

As composições químicas em termos de óxidos das amostras de solo foram determinadas no Laboratório de Ensaio Físico-Químicos/FT/UFAM, através da técnica de espectrometria de fluorescência de raios-X (FRX) por energia dispersiva, com a utilização do Espectrômetro Panalytical (Figura 47), modelo EPSILON 3 XL, tensão máxima de 50 kV, corrente máxima de 3 mA com uso de Gás Hélio (pressão 10 atm). Utilizou-se a amostra de solo passante na peneira de nº 200.



Figura 47. Espectrômetro panalytical do LEM/FT-UFAM

3.4.5.2 Composição Mineralógica

A identificação dos minerais componentes da fração areia argilo-siltosa foi realizada por difratometria de raios-X (DRX). As amostras foram analisadas na forma de pó como padrão interno, seguindo o fluxo mostrado na Figura 48. Os difratogramas de raios-X foram obtidos sob ângulos de varredura entre 10 e 60°, 2 θ , fenda de 3mm, tubo de raios X de cobre, fenda de 3mm, Soler de 2,5 graus. A faixa de varredura foi de 30 kv e 10Am no equipamento Panalytical Empyrean (Figura 49), pertencente ao Laboratório de Materiais do Instituto de Ciências Exatas da Universidade Federal do Amazonas. Foi empregado o uso de amostras de solo natural passantes na peneira de n° 200.

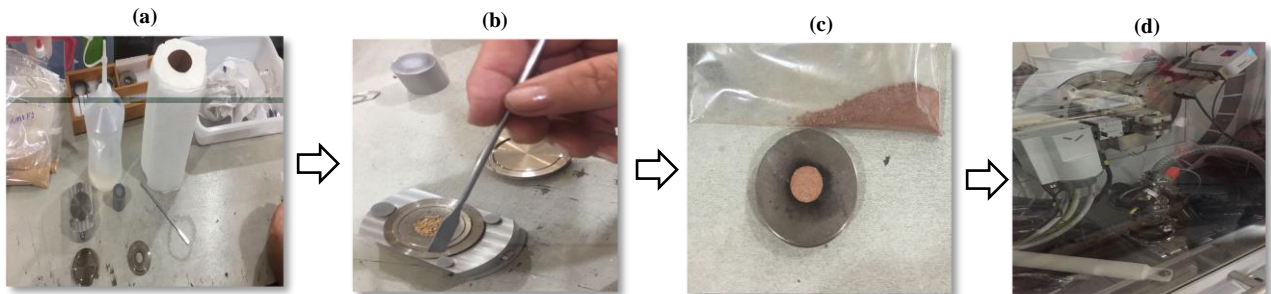


Figura 48. Demonstração do fluxo de preparo para inserção das amostras no equipamento



Figura 49. Equipamento panalytical empyrean do LM/ICE-UFAM

3.4.5.3 Teor de Matéria Orgânica

A porcentagem de matéria orgânica no solo foi quantificada por meio do Método de Perda por Aquecimento a 440°C, de acordo com a NBR 13600 (ABNT, 1996). O ensaio foi realizado no Laboratório de Pavimentação da Universidade Federal do Amazonas.



Figura 50. Itens utilizados para determinação do teor de matéria orgânica do LAPAV/FT-UFAM

A determinação do teor de matéria orgânica dá-se pela equação 9:

$$MO = (1-B/A).100 \quad (\text{Eq.9})$$

Onde:

MO = teor de matéria orgânica (%)

A= massa da amostra seca em estufa, à temperatura de 105°C a 110°C (g)

B= massa da amostra queimada em mufla, à temperatura de (440 ±5)°C (g)

3.4.5.4 Potencial Hidrogeniônico

O ensaio para determinação do pH das amostras de solo foi realizado no Laboratório de Físico-Química no Instituto de Ciências Exatas (ICE) da UFAM, em solução com água deionizada, de acordo com o método indicado no Manual de Métodos de Análise de Solo (EMBRAPA, 2017), o qual é realizado por meio da utilização combinada da imersão de eletrodo em suspensão líquida (água, KCl ou CaCl₂), na proporção 1:2,5.

Importante destacar que o potenciômetro foi ligado 30 minutos antes de iniciar sua utilização, com o intuito de estabilizar o instrumento, em seguida, procedeu-se a calibragem do mesmo com solução padrão pH 4,00 e pH 7,00.

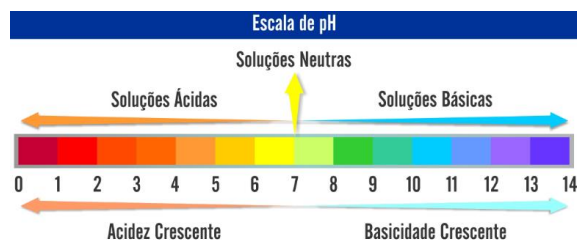


Figura 51. Escala para avaliação de pH do solo



Figura 52. Fluxo resumido do procedimento experimental de pH.

3.4.5.5 Capacidade de Troca Catiônica (CTC) e Superfície Específica (SE)

A determinação da capacidade de troca catiônica (CTC) e superfície específica das amostras de solos analisadas foram realizadas no Laboratório de Geoquímica/ICE/UFAM através da técnica de adsorção de azul de metileno.

A realização do procedimento para determinação das propriedades é de fundamental importância no que concerne a descrição dos minerais argilosos, haja vista que a variação da

capacidade de troca catiônica e superfície específica, está diretamente ligada ao tipo de mineral presente no solo.

Conforme procedimento descrito por Gomes (2002), o ensaio de CTC consiste na inserção de quantidades pequenas de azul de metileno por doses sucessivas em uma solução solo-água, em meio agitado, retira-se uma gota da solução solo-água-corante, a qual é pingada em papel filtro padronizado. O objetivo é que seja formada uma aura azulada no bordo da mancha, a qual mostra que há a existência de azul de metileno livre na preparação, isso evidencia que todas as partículas suscetíveis à adsorção do corante estão cobertas por uma camada dessa substância. Repete-se este procedimento até que se atinja o ponto de excesso ou ponto de viragem, conforme Figura 53.

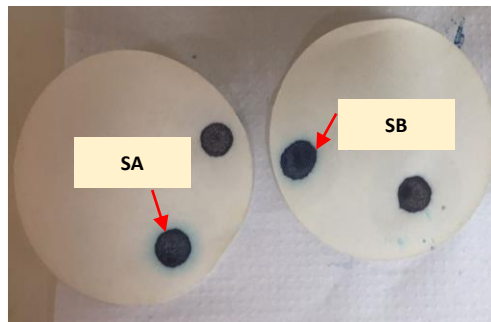


Figura 53. Demonstração do ponto de viragem

Gomes (2002) especifica que para a determinação da superfície específica, a amostra seja diluída em água destilada e agitada fortemente (Figura 54.a), depois estabilizada com hexametáfosfato de sódio (Figura 54.b), dessa solução são separadas três partes de 5ml em tubos de ensaios (Figura 54.c), que vão para centrífugas durante 5 a 10 minutos (Figura 54.d), onde se adiciona o azul de metileno para a determinação do ponto de viragem, também são separadas três amostras em béquer de 20ml que seguem para secagem em estufa.

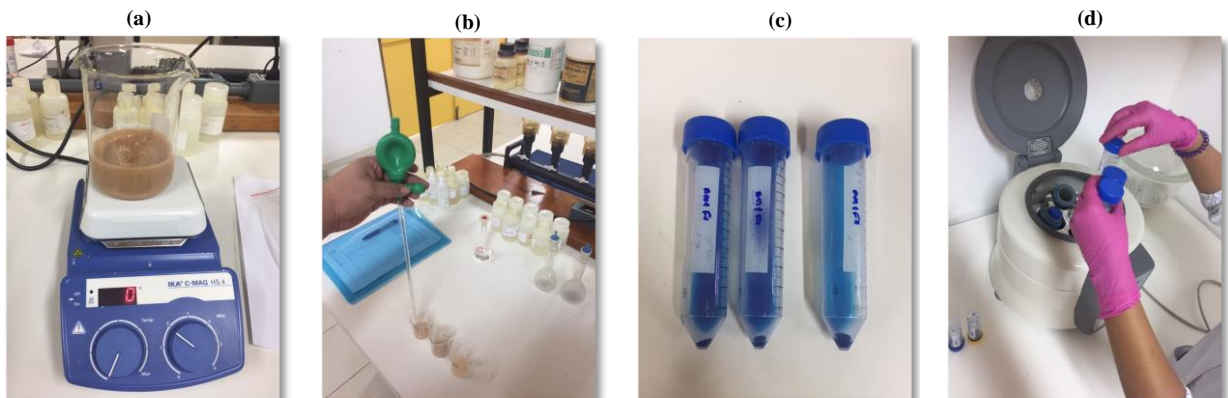


Figura 54. Fluxo para determinação do parâmetro de SE

3.4.6 Programa de Ensaios para Avaliação de Misturas

No intuito de avaliar as misturas solo betume, foi observado o efeito causado sobre as seguintes variáveis: teor de emulsão e tempo de cura nas condições seca e imersa. A realização desse estudo dá-se em virtude do trabalho desenvolvido por Sant'ana (2009), que recomendou parâmetros para avaliação mecânica de misturas de solo com emulsão asfáltica RL-1C.

Para determinação dos parâmetros necessários, foram realizados ensaios de resistência a compressão simples (RCS).

Ademais, todos os resultados foram comparados aos solos na condição natural, ou seja, sem adição de material emulsificante. A seguir, na Figura 55, a estrutura do projeto de dosagem:

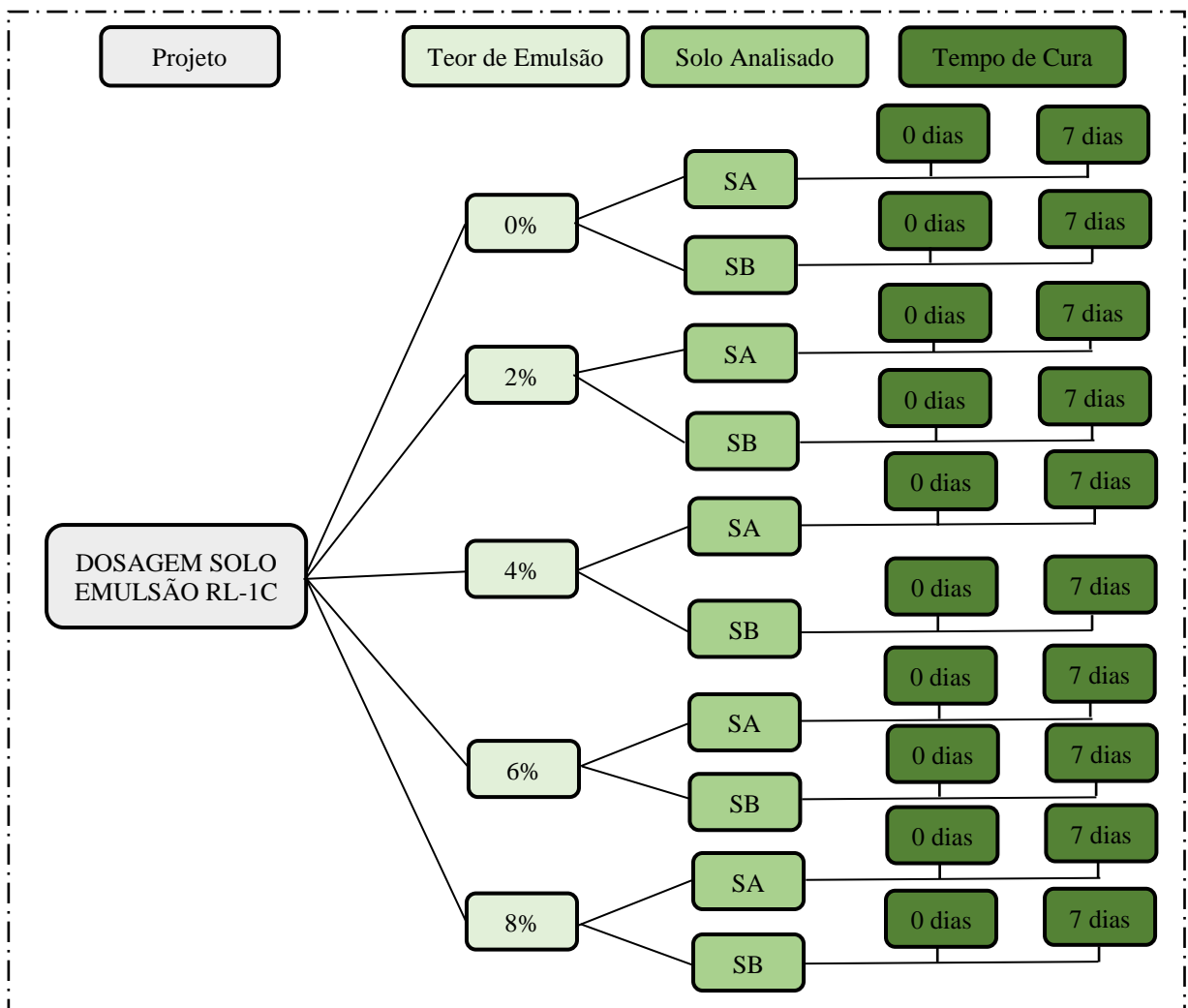


Figura 55. Estrutura do projeto de dosagem para avaliação mecânica das misturas

A determinação dos teores de emulsão, está detalhada no procedimento de mistura (item 3.4.6.1) do estudo em tela.

Ainda, foram realizados preliminarmente, ensaio de compactação com energia *Proctor* intermediário, para determinação da umidade ótima e massa específica seca máxima, para os teores 0%, 2%, 4%, 6% e 8%.

Destaca-se, ainda, que os solos selecionados passaram por uma delimitação prévia recomendada para pavimentos de baixo volume de tráfego, conforme a Tabela 17.

Tabela 17. Critérios recomendados para aceitação dos solos - Adaptado de Sant'ana (2009).

Ensaio	Parâmetros Adotados
Granulometria	Faixas E* ou F*; A** ou B**
%Ø < 0,075mm	≤30%
Limite de Liquidez (LL)	≤40%
Índice de plasticidade (IP)	≤15%
Classificação MCT***	LA; LA'; NA; NA'; LG'
CBR (<i>Proctor</i> Intermediário)	≥40% - VDM < 200 veículos (até 60 veículos comerciais por dia)
Expansão	<0,5%

Obs: (*) – DNIT – 141/2010 – ES;

(**) – DNIT – 098/2007 – ES;

(***) – DNIT – 258/94 – ME; DNIT – 256/94 – ME;

Os solos que não obtiveram êxito nos critérios recomendados da Tabela 17, foram avaliados por meio do comportamento da plasticidade, suporte e expansão, no intuito de viabilizar o uso de solo local, princípio *mater* da concepção do estudo de pavimento de baixo custo.

Após a escolha dos solos, procedeu-se para definição do procedimento para cálculos relacionados a dosagem das misturas, bem como o processo de aglutinação.

Portanto, com umidade ótima de compactação, dados da granulometria e umidade higroscópica dos materiais, na condição natural, além disso a quantidade de água contida na emulsão, foi possível efetuar os cálculos, de acordo com a sequência a seguir:

3.4.6.1 Procedimento de Dosagem e Mistura

A taxa de betume a ser adicionada na mistura solo emulsão, está diretamente vinculada a granulometria, mais precisamente ao teor de solos finos. Portanto, optou-se pela utilização da equação simplificada de Patzhold (1957) e Johnson (1957) para determinar a quantidade básica de emulsão (p).

$$p\% = 2,75 + 0,064d \text{ (Eq.10)}$$

d – fração passante na peneira #200 (%)

Para o solo SA o teor para quantidade básica de emulsão foi de 4,96%, ao passo que para o solo SB 4,97%. Em seguida adotou-se a variação de ± 1 do teor determinado, optando-se então, pelo ponto de vista econômico, pelo teor médio básico de 4%. Com isso, decidiu-se pela opção de estudar outros três teores de fluidos com variação de 2% entre si, ou seja, desenvolver o estudo com os teores 2%, 4%, 6% e 8%.

Para cada teor os valores a seguir foram determinados, conforme as condições estabelecidas para cada solo:

Utilizando a Equação 11, aplicou-se os valores da massa de solo úmida e a umidade higroscópica para indicar a massa de solo seco de amostra (Ps).

$$Ps = \text{Massa de solo}/100 + h \text{ (%) (Eq.11)}$$

h - umidade higroscópica em (%)

Em seguida, com o valor determinado pela Equação 11 e o teor de emulsão estabelecido previamente, foi possível viabilizar o cálculo da quantidade de emulsão (Pe) a ser inserida de cada teor de betume, usando a Equação 12.

$$Pe = \text{teor de emulsão} \times Ps \text{ (Eq.12)}$$

Com o resultado determinado pela Equação 12 e o % de CAP que consta na emulsão, foi viável estabelecer a quantidade de água contida na emulsão (Aem), fazendo uso da Equação 13.

$$Aem = (100 - \% \text{ de CAP na emulsão}) \times Pe \text{ (Eq.13)}$$

Após, utilizando os valores da quantidade necessária de emulsão (Pe), do teor de umidade ótima requerido e da umidade higroscópica, procedeu-se pela determinação da quantidade de água total (At), com o emprego da Equação 14.

$$A_t = (\text{teor de umidade requerido} - \text{umidade higroscópica}) \times P_e \text{ (Eq.14)}$$

Finalmente, com o auxílio das determinações advindas das Equações 13 e 14, foi possível determinar pela Equação 15, a quantidade de água a ser acrescentada à mistura (A_m):

$$A_m = A_t - A_{em} \text{ (Eq.15)}$$

Após a efetivação dos cálculos foram desenvolvidos para cada teor de fluido os ensaios de compactação na energia intermediária, considerando 03 (três) corpos de prova para cada ponto de umidade requerida. Ressalta-se que inicialmente as misturas foram executadas conforme a Figura 3.17.

- a) Aplica-se ao solo a água de dispersão;
- b) Promove-se a homogeneização manual;
- c) Pesa-se a quantidade de emulsão requerida;
- d) Adiciona-se a água de diluição à emulsão asfáltica;
- e) Procede-se o derramamento do material emulsificante ao solo;
- f) Faz-se manualmente a mistura solo emulsão;
- g) Executa-se o peneiramento para eliminação de torrões;
- h) A amostra está preparada para o tempo de aeração de 1h e a realização dos ensaios.

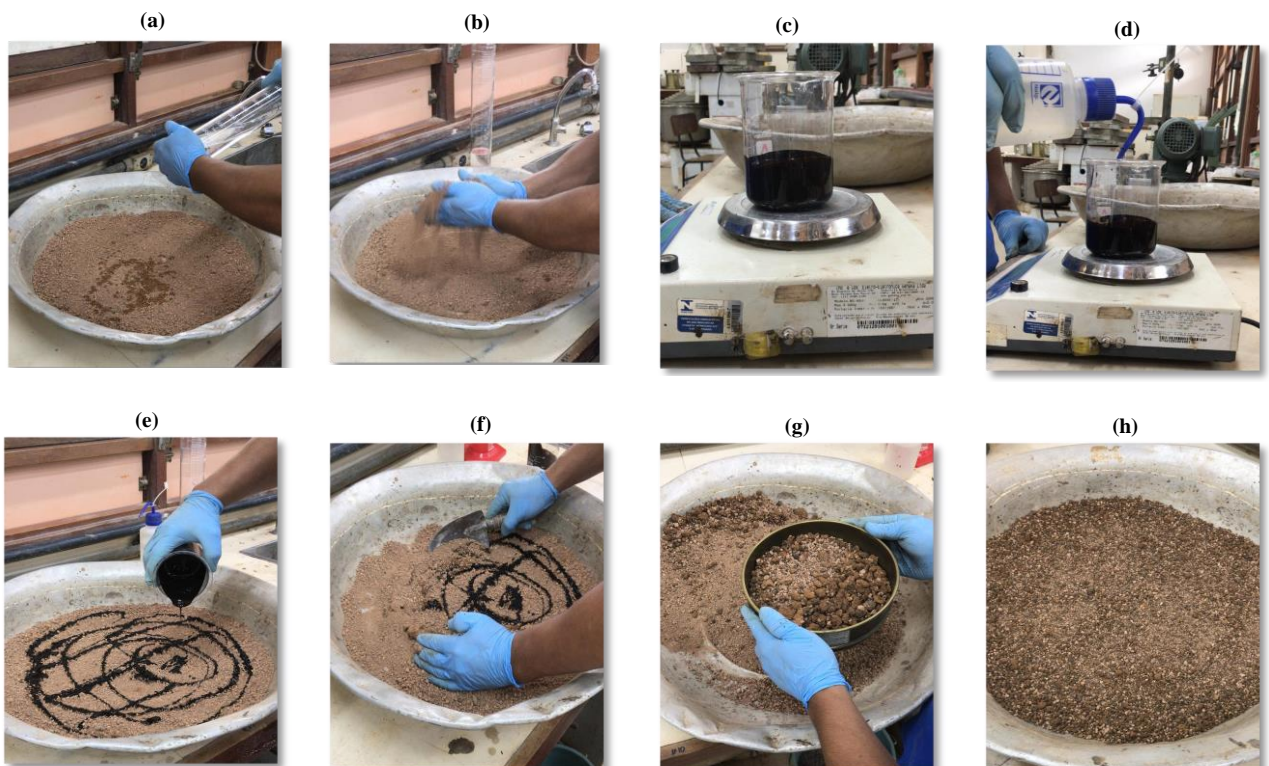


Figura 56. Processo de Mistura solo emulsão

Posteriormente, preparou-se os corpos de prova para ensaios de RCS (5x10cm – cilindro; energia *Proctor* intermediária - 2 camadas e 18 golpes por camada), considerando os tempos de cura de 0 e 7 dias (3 corpos de prova para cada combinação), nas condições de cura seca e imersa, ressaltando que a cura imersa foi realizada somente aos corpos de prova com tempo de cura de 7 dias (2 horas de imersão em água para RCS). Os ensaios foram realizados, de modo adaptado na prensa de CBR.

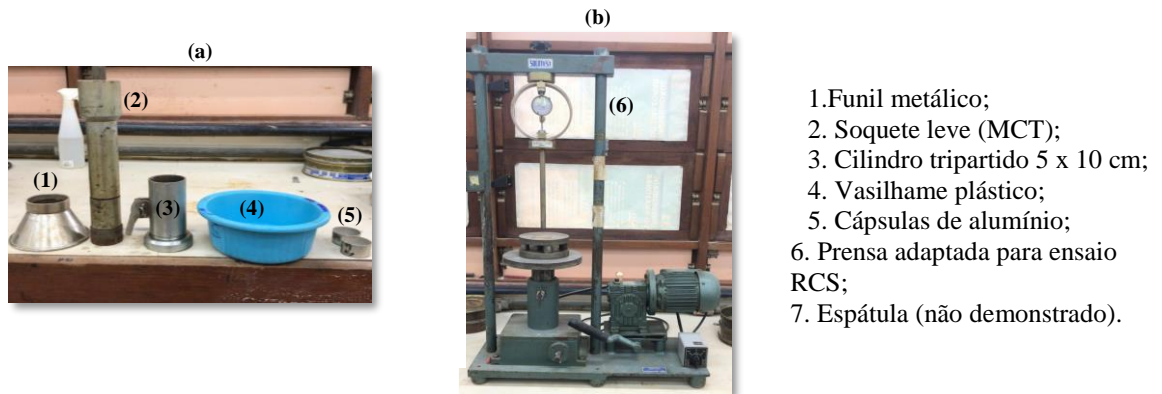


Figura 57. Itens necessários para moldagem de corpos de prova e realização de ensaios

Verifica-se na Figura 58 as condições de cura submetidas aos corpos de prova:

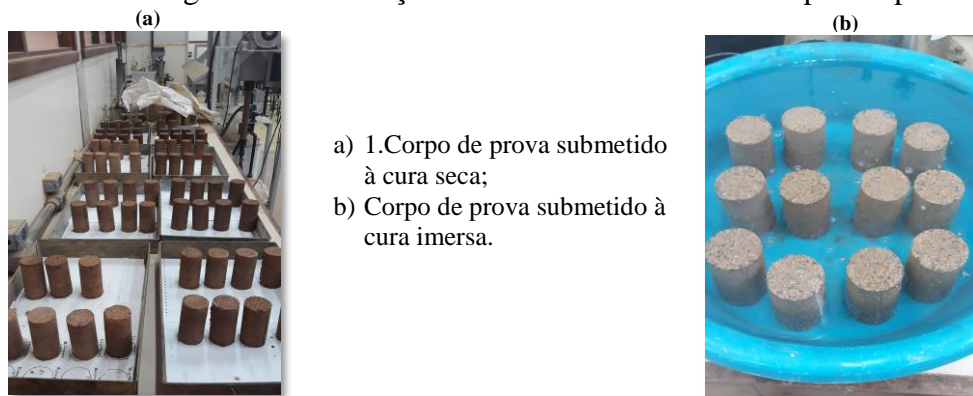


Figura 58. Demonstração de corpos de prova sendo submetidos às condições de cura seca e imersa

Na Figura 59 estão mostradas partes da realização dos ensaios mencionados anteriormente.



Figura 59. Corpos de prova sendo submetidos aos ensaios de RCS

Observa-se na Figura 60 o comportamento da linha de ruptura dos corpos de prova submetidos ao ensaio de RCS:



Figura 60. Comportamento de ruptura de corpos de prova submetidos ao ensaio de RCS

Com intuito de avaliar a influência dos fatores tempo de cura e teor de emulsão, procedeu uma análise gráfica para facilitar o entendimento dos dados obtidos. Em seguida, considerando apenas os dados para tempo de cura de 7 dias, fez-se a correlação para enquadramento nos parâmetros estabelecidos na Tabela 18.

Tabela 18. Critérios recomendados para aceitação da emulsão RL-1C - Adaptado de Sant'ana (2009).

Característica	Ensaio de RCS
Solos Arenosos	
Tensão de Ruptura – na condição de 7 dias de cura ao ar (“seca”)	$\geq 0,80$ MPa
Tensão de Ruptura – na condição de 7 dias de cura ao ar + imersão (“imersa”)	$\geq 0,10$ MPa
RRCS	$\geq 15\%$
Cascalhos Lateríticos	
Tensão de Ruptura – na condição de 7 dias de cura ao ar (“seca”)	$\geq 0,80$ MPa
Tensão de Ruptura – na condição de 7 dias de cura ao ar + imersão (“imersa”)	$\geq 0,15$ MPa
RRCS	$\geq 15\%$

Obs: RCS – ensaio de resistência à compressão simples (adaptado de DNIT – IE 004/94).

RRCS – relação entre resistências à compressão simples, imersa/seca.

O teor de 2% foi descartado da avaliação, haja vista que os corpos de prova não resistiram ao processo de imersão em água, conforme mencionado na Figura 61.



Figura 61. Demonstração de comportamento de corpos de prova com teor de emulsão 2% submetidos à imersão em água.

Considerou-se inicialmente a relação entre as tensões encontradas para o condicionamento imerso e seco (RRCS). Em seguida, foi realizada a análise dos demais resultados relacionados com a Tabela 18.

Buscou-se a escolha do teor de projeto, por meio de critérios técnicos, todavia optando-se pelo menor teor que atendesse àqueles, uma vez que a concepção deste estudo é pavimento de baixo custo.

3.4.7 Avaliação do Comportamento Hidráulico

Para complementar a verificação das propriedades hidráulicas neste estudo, foi desenvolvido os procedimentos preconizados pelo NBR 14545 (2000) – Método B, que trata sobre o ensaio de permeabilidade dos solos. Vale informar, que foram considerados apenas o melhor teor de projeto comparando-o a condição solo *in natura*.

A fase de preparação consistiu em acoplar o cilindro em uma base com anel de vedação de borracha, um cilindro. Em seguida aplicou-se na base camadas de brita e areia grossa. Preencheu-se com lama bentonítica para impermeabilização. Aguardou-se o resfriamento da bentonita verificando se havia a presença de vazios que poderiam influenciar o resultado do ensaio.

Após a verificação despejou-se uma camada de areia e na sequência o fechamento da parte superior com anel impermeável e a tampa adequada do cilindro, procedendo-se em

seguida, a instalação das mangueiras no permeâmetro e no cilindro, para efetuação da leitura da permeabilidade da amostra.

É relevante mencionar que foi verificado preventivamente, se o reservatório de água destilada possuía água suficiente para realização do procedimento. Feito isso, procedeu-se com a saturação, fazendo-se uso da mangueira inferior, no intuito de saturar de baixo para cima e expulsar o ar pela abertura superior.

Finalizando, instalou-se a mangueira superior e fez-se a medida do tempo de percolação da água pelo material analisado.

A Figura 62 mostra a preparação e os itens necessários para realização do procedimento experimental:



Figura 62. Preparação e equipamentos para ensaio de permeabilidade do LAPAV/FT-UFAM

3.4.8 Análise Microestrutural

A morfologia microestrutural do argilomineral foi analisada através de microscopia eletrônica de varredura (MEV) no Laboratório Temático de Microscopia Óptica e Eletrônica do Instituto Nacional de Pesquisas da Amazônia (INPA), com a utilização do aparelho Tescan Vega 3, de acordo com a indicação na Figura 63.

As amostras foram preparadas na peneira nº200, nos teores 0% e 4% de emulsão, em quantidades de 5g cada, acondicionadas em saco plástico, sendo em seguida, encaminhadas ao laboratório supracitado e metalizadas por 24hs antes da execução do ensaio. Foram escolhidas pelo autor micrografias com ampliações de 500 X, na escala de 100µm.

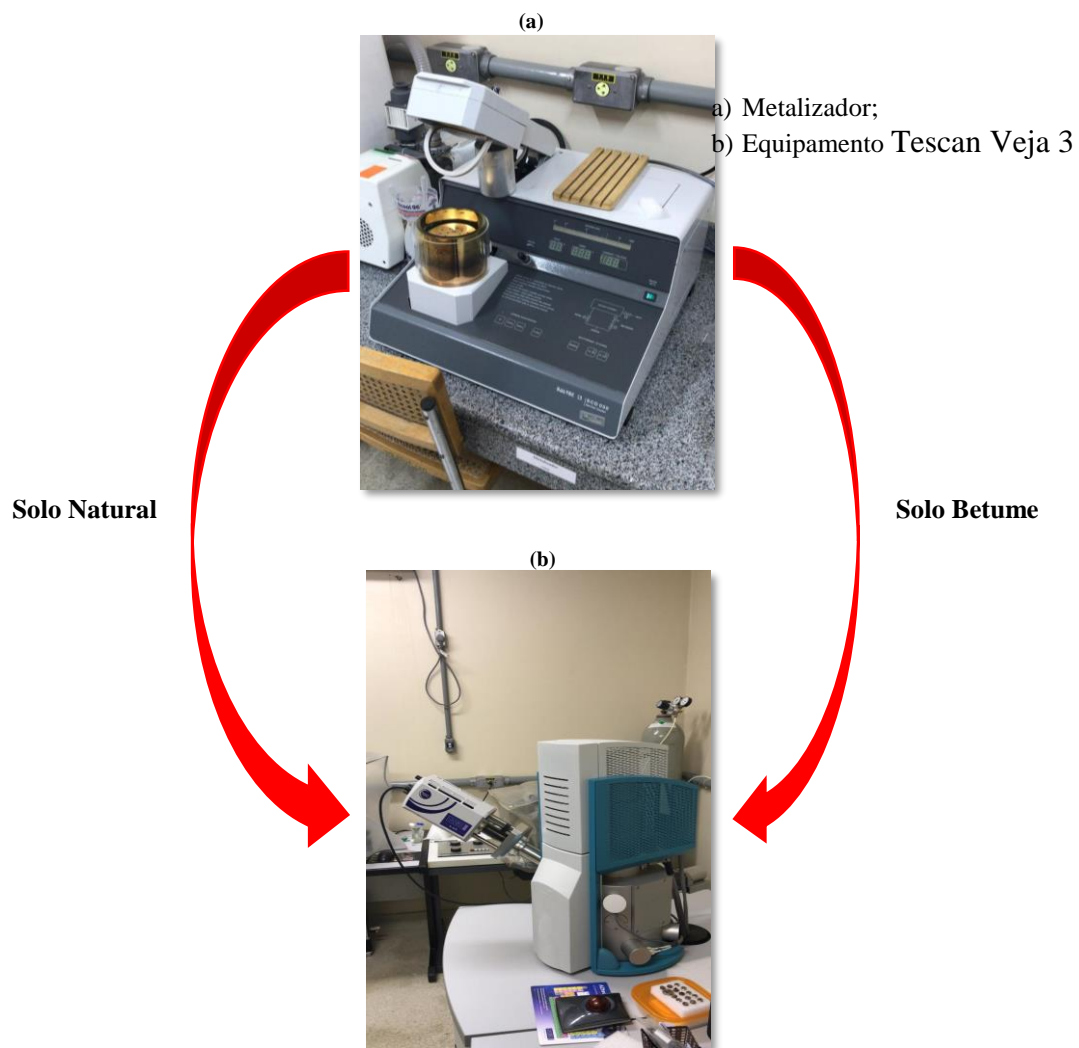


Figura 63. Equipamentos de MEV do LTMOE/INPA

CAPÍTULO 4 – RESULTADOS E DISCUSSÕES

São mostradas neste capítulo as determinações obtidas dos ensaios de caracterização das amostras de solo e emulsão asfáltica, bem como os ensaios mecânicos e a correlação entre os mesmos.

Por fim, a avaliação do comportamento hidráulico do solo por meio do ensaio de permeabilidade e análise microestrutural, com a utilização de imagens de microscopia eletrônica por varredura.

4.1 Resultados de Caracterização dos Materiais

4.1.1 Dados de Caracterização da Emulsão Asfáltica

No que se refere à especificação da emulsão asfáltica, considerou os ensaios mínimos recomendados por Sant'ana (2009) para análise do emulsificante. Os dados foram obtidos junto a fornecedora do material betuminoso.

Nesse sentido, o material foi aceito, tendo em vista que atende a parametrização definida na metodologia deste trabalho, conforme a Tabela 12.

4.1.2 Dados de Caracterização Geoquímica dos Solos

Através da avaliação da composição química, foi possível verificar o teor de cada óxido e elemento químico presente nas amostras, tanto para minerais primários quanto aos secundários, como pode-se observar na Tabela 19, a qual mostra a distribuição percentual dos elementos químicos contidos nas amostras em análise, onde os mesmos apresentam teor de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 em maiores proporções.

Deste modo, infere-se por meio dos valores do teor de óxido de ferro (Fe_2O_3), que o solo **SA** possui características mais adequadas para o processo de estabilização, enquanto que o solo **SB**, em virtude do maior teor de alumina (Al_2O_3) presente, caracteriza-se pelo seu potencial argiloso caulínico, e com isso consumir mais emulsificante asfáltico. Destaca-se,

ainda que a presença do grupo da caulinita nas composições analisadas, indicam o comportamento pouco expansivo dos solos.

Tabela 19. Análise química das amostras de solo

Compostos	Concentração (%)	
	SA	SB
SiO ₂	39,216	49,079
Al ₂ O ₃	36,830	42,120
Fe ₂ O ₃	21,024	5,541
Ti	1,732	2,208
Outros	1,198	1,052
Total	100,00	100,00

A Tabela 20, fornece os índices pedológicos de laterização Ki e Kr, que foram determinados com o auxílio das equações 2 e 3, as quais correlacionam os teores de SiO₂, Al₂O₃ e Fe₂O₃. Portanto, conclui - se que em virtude das determinações das faixas de $Ki < 2$ e $Ki > 1,33$ as amostras são formadas por materiais muito intemperizados com indicativo da gênese latossólica (IBGE, 2005), além disso os valores Kr maiores que 0,75, entende - se pela predominância de solos cauliniticos. Entretanto, em virtude desses parâmetros servirem apenas para uma avaliação pedológica qualitativa, faz-se necessário a execução de ensaios de mineralogia e da classificação geotécnica MCT, no intuito de distinguir a conduta laterítica, transicional e não laterítica das amostras de solo (Morandini,2014).

Tabela 20. Índices classificatórios de pedologia e grau de intemperização das amostras de solo

Compostos	Concentração (%)	
	SA	SB
Ki	1,810	1,980
Kr	1,327	1,827

Através dos difratogramas (Figura 64) das amostras, foi possível observar a formação dos solos de comportamento laterítico, composta em sua maioria por caulinita, goetita, gibsitita, anatásio e quartzo, com o argilomineral caulinitico, apresentando picos máximo em 2θ (12,5) para os dois solos.

Portanto, ao efetuar a correlação entre os dados apresentados na Tabela 19 e na Figura 64, entende-se que a sílica (SiO₂), está intrinsecamente ligada a ocorrência de quartzo na análise de DRX, bem como os silicatos e caulinita são influenciados pela alumina (Al₂O₃). Do mesmo

modo, é relevante mencionar que a ocorrência dos minerais goetita, hematita e gibsita, é influenciada pela concentração de ferro e alumínio, que então determinam as frações de coloração amarelada e avermelhada em solos lateríticos.

Ademais a presença do Anatásio na Figura 64, tem relação direta com o Titânio, elemento presente na composição química dos materiais analisados, conforme a Tabela 19.

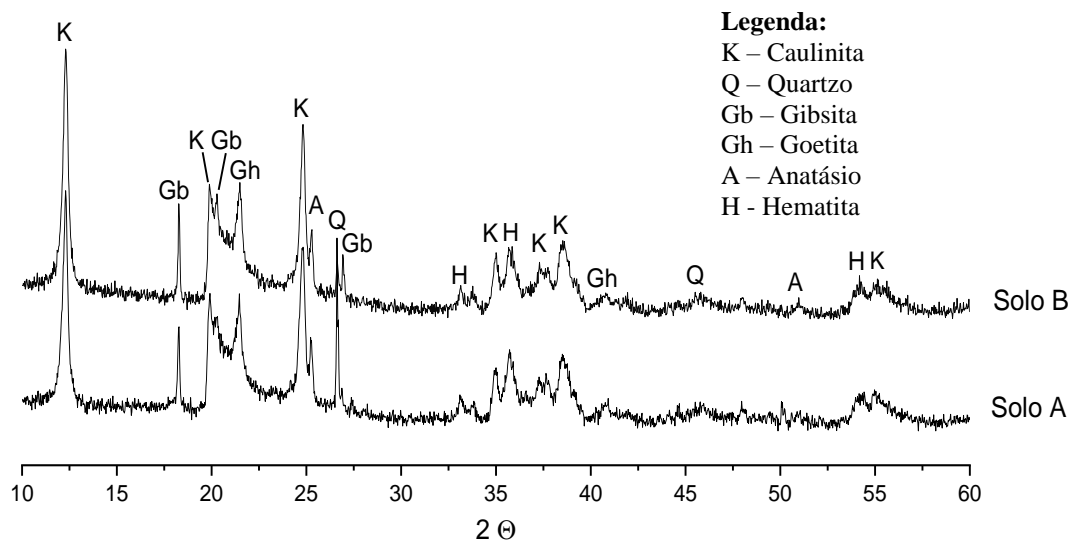


Figura 64. Difratogramas de raios-X dos solos A e B

De acordo com Barreto (2015), o papel do pH é muito importante nas suspensões de argila; um pH baixo (ácido) promove a interação entre a borda positiva e a superfície negativa das partículas de argila, que as conduz a floculação.

Segundo Camapum de Carvalho et. al. (2015), os minerais que predominam nos solos, apresentam cargas negativas, por isso a importância de avaliar a capacidade de troca catiônica entre as partículas.

O teor de matéria orgânica dos solos pode influenciar suas características físicas, químicas e biológicas, pois esta decompõe-se mais rapidamente quando as temperaturas são elevadas, ressaltando que em solos tropicais há uma menor porcentagem da mesma. Além disso, a matéria orgânica exerce influência sobre a CTC (Morandini, 2014), destacando, portanto, que em solos tropicais apresentam baixos teores.

O solo composto por caulinita, mineral do tipo 1:1, contempla grande parte dos solos tropicais. Para solos com mineralogia do tipo 1:1, a CTC depende do pH dos mesmos, conforme

Mitchell e Soga (2005), com a tendência de dissociação em água das hidroxilas (OH), que ficam expostas nas superfícies e bordas das partículas de argila, fortemente influenciada pelo pH. Segundo Barreto (2015), quanto maior é o pH maior é a tendência dos íons H⁺ irem para a solução e maior é a CTC.

A superfície específica auxilia nas observações das propriedades físicas dos solos arenosos e argilosos, onde os minerais argílicos expressam valores na ordem de 10 m²/g (Caulinita); 80 m²/g (Ilita) e 800 m²/g (Montmorilonita) (Caputo, 1988). Assim, de acordo com os valores da Tabela 4.3, foi possível ratificar que os solos estudados nesta pesquisa, apresentaram predominância do argilomineral caulínico, conforme às faixas referendadas por Caputo (1988) e Fabbi (1994).

As determinações de pH apresentadas na Tabela 21 reforçaram a assertiva para solos tropicais, mencionada por Camapum de Carvalho et al (2015), que o potencial hidrogeniônico em solos situados em regiões de clima tropical úmido possui valores no intervalo de [4,5 a 7,0].

Mitchell (1993) afirma que a CTC da caulinita varia de 3 a 15 meq/100g, valor semelhante ao encontrado por Sparks (2003) que varia de 2 a 15 cmol/kg e de 7 a 30 m²/g para superfície específica. Logo, ainda, reforçado pelos valores aferidos por Morandini (2014) e Guimarães (1971) apud Pessoa (2004) os valores determinados da capacidade de troca catiônica para os dois solos, mostraram o indicativo predominante de solos lateríticos.

Pode-se concluir que as amostras possuem acidez elevada, baixa capacidade de troca catiônica e levada, observando – se que o solo A apresentou melhor comportamento no enquadramento para solos tropicais e de melhor estabilidade.

Os teores de matéria orgânica mostrados na Tabela 21, serviram para inferir a característica de material latossólico vermelho, conforme intervalor referendado por Grohmann (1972). Destaca-se que a matéria orgânica pode representar em torno de 80% do valor da CTC (Ronquim,2010).

Tabela 21. Resultados de pH, MO, CTC e SE das amostras analisadas

Ensaio	SA	SB
pH(H ₂ O) (%)	4,67	5,12
Teor de matéria orgânica (%)	3,88	5,11
CTC (meq/100g)	4,11	6,86
SE (m ² /g)	5,64	9,08

Desta maneira, o autor desta pesquisa, conclui que observando os dados obtidos dos materiais pela composição química (Tabela 19), índices classificatórios (Tabela 20)

difratometria de raios X (Figura 64) e pela Tabela 21 (pH, CTC, MO e SE), pode-se inferir pela evidencia do comportamento laterítico das amostras analisadas, tendo em vista a dominação pela presença em suas composições de caulinita.

4.1.3 Dados de Caracterização Geotécnica dos Solos

Após o procedimento de secagem prévia, realizou-se os ensaios de análise granulométrica, determinação dos limites de Atterberg, de acordo com as normas NBR 7181(2016), NBR 13602 (1996), NBR 6458(2016), NBR 6459 (2016) e NBR 7180 (2016), respectivamente. Em seguida foi possível determinar os parâmetros índice de grupo, atividade de argilas.

Posteriormente, procedeu-se a classificação de solos para fins rodoviários do modo convencional AASTHO e a novel classificação de solos tropicais G-MCT, que possibilita avaliar solos grossos, e o procedimento sugerido por Ignatius.

As curvas granulométricas dos solos A e B, estão representadas na Figura 65. Cabe ressaltar, que os dados foram obtidos por meio da realização de peneiramento grosso, bem com através do ensaio de sedimentação, o qual foi realizado em duas fases, com e sem de agente defloculante.

Os materiais apresentaram menos de 35% passando de suas porções na peneira #0,075 mm, o que caracteriza solos com grande predominância de areia, presença de laterita e incidência de argila e silte, conforme pode-se aferir na Figura 65 e Tabela 22.

Segundo Pinto (2006), solos de mesma origem podem apresentar características em comum, todavia é habitual expressar uma dispersão de composição, conforme pode-se observar pelo comportamento das curvas granulométricas dos solos A e B na Figura 65.

De acordo com a NBR 13602/1996, a qual possibilita avaliar a dispersão de solos pelo ensaio sedimentométrico comparativo, o solo A mostrou dispersão em torno de 32%, enquanto que o Solo B, valor próximo a 33%, no diâmetro 0,005mm. As variações elevadas denotam que os solos possuem uma estrutura floclada.

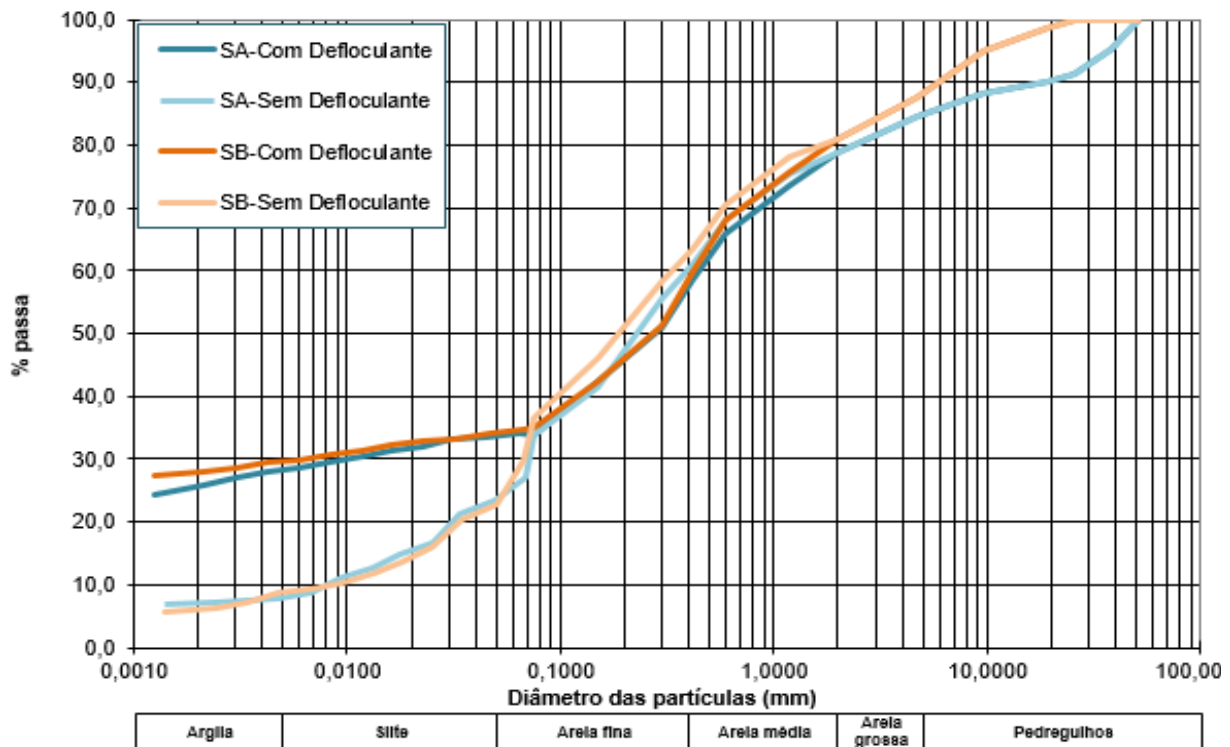


Figura 65. Curvas granulométricas dos solos A e B, com e sem defloculante

Para qualificar o desenvolvimento da pesquisa, optou-se em extrair os dados pertinentes as curvas com uso de agente defloculante, para mostrar na Tabela 22, as composições granulométricas das amostras de solo, tendo em vista que as frações de finos podem variar substancialmente no ensaio de sedimentação.

Tabela 22. Composição granulométrica das amostras analisadas com defloculante

Solos	Teor de Argila (%)	Teor de Silte (%)	Teor de Areia (%)	Teor de Pedregulho (%)
SA -com defloculante	25,67	7,99	45,44	20,90
SB- com defloculante	27,20	6,66	46,83	14,48

Correlacionado os valores mostrados nas Tabelas 22 e 21, é viável verificar que quanto maior os teores de argila e matéria orgânica, maior será a capacidade de troca catiônica, assim como foi possível observar que os valores dessas propriedades são mais elevados no solo B.

De acordo com os teores apresentados, os solos denominam-se como areia argilo-siltosas com pedregulhos. O teor de solos finos do solo A, corresponde a 33,66%, ao passo que do solo B em torno de 33,85%. As argilas contribuem com a plasticidade e a menor permeabilidade do solo, todavia em teores acima de 50%, podem tornar-se inadequadas do

ponto de vista da engenharia de pavimentos. Os siltes caracterizam – se pelas baixa plasticidade e resistência, portanto interferem nesses fatores em solos quando submetidos a compactação, suporte e avaliação da resistência mecânica.

Ainda, os pedregulhos das composições influenciam no comportamento mecânico e hidráulico, em virtude da compacidade, ou seja, quanto mais próximas as partículas solidas, melhores serão as propriedades mecânicas do material, além disso desenvolvem característica drenante quando necessário.

Importante destacar que os solos caracterizados aqui, ocorreram em horizontes superficiais, que demonstraram comportamentos aceitáveis de resistência e deformabilidade.

Os índices mostrados na Tabela 23 indicaram a influência do teor de finos nos materiais, além do mais, os resultados de limite de liquidez, limite de plasticidade, limite de contração e atividade coloidal, potencializaram o indicativo pela presença do argilomineral caulinita (Das,2007 apud Mitchell,1976; Skempton,1953), já mostrado, também, na caracterização geoquímica.

Os valores de índice de plasticidade denotaram solos com plasticidade média (Das, 2007 apud Burmister,1949). Ademais, as atividades de argila determinadas, orientaram para consideração de argilas inativas, tendo em vista os valores serem menores que 0,75.

Com os resultados da granulometria e consistência dos solos, determinou-se o índice de grupo que em seguida permitiu classificar, do ponto de vista convencional, ou seja desconsiderando, as propriedades peculiares aos solos tropicais. Portanto, segundo a classificação AASHTO, utilizada para seleção de geomateriais para aplicação em rodovias, os solos são do tipo A-2-6, que aponta para materiais com a denominação areia argilo-siltosa.

Tabela 23. Resultados dos limites de consistência e massa específica dos grãos

Solos	LL(%)	LP(%)	IP(%)	LC(%)	Densidade Real dos grãos (g/cm ³)	Índice de Grupo	Atividade de Argila	Classificação AASHTO
SA	38,75	26,94	11,81	25,79	2,63	0,35	0,46	A-2-6
SB	39,54	27,28	12,26	26,91	2,62	0,44	0,46	A-2-6

No intuito de facilitar as assertivas relacionadas a densidade dos grãos, estão mostrados na Tabela 24, os valores das densidades dos principais minerais observados nesta pesquisa.

Tabela 24. Densidade real dos grãos de alguns minerais

Mineral	Densidade Real dos grãos (g/cm³)
Quartzo	2,65
Caulinita	2,60
Ilita	2,80
Montmorilonita	2,65 a 2,80
Feldspato potássico	2,57
Feldspato sódico e cálcico	2,62 a 2,76
Clorita	2,60 a 2,90
Biotita	2,80 a 3,20
Muscovita	2,76 a 3,10

Os valores de densidade real dos grãos, extraídos da Tabela 23, foram relacionados às constituições mineralógicas dos solos, mencionadas na Figura 64. Logo, pode-se inferir que os valores de densidade determinados para as amostras, encontram-se na faixa de valores característica do argilomineral caulínítico, de elevada predominância em solos amazônicos.

Os solos A e B, não passaram integralmente na peneira 10, de acordo com o comportamento apresentado pelas curvas granulométricas e composições apresentadas, portanto, pela classificação MCT, que considera somente a fração fina, não poderiam ser classificados pela metodologia para solos tropicais. Todavia, em 2017, os Engenheiros Villibor e Alves, propuseram a classificação G-MCT, que utiliza como ferramentas de definição, a sistemática MCT associada a granulometria integral do solo, que permite dispor o comportamento do material para aplicação em pavimento.

Portanto, foram determinados os índices classificatórios, por meio do ensaio de mini-MCV e perda de massa por imersão para classificação MCT indicados na Tabela 25.

Tabela 25. Índices classificatórios obtidos pela metodologia MCT

Solos	c'	d'	e'	Pi	Classificação MCT - M	Classificação MCT
SA	1,72	66,7	1,02	76	TA'G	LG'
SB	1,85	57,10	1,05	80	TG'	LG'

De posse dos dados da sistemática, pode-se afirmar através do índice de argilosidade c' , que o S A é mais arenoso que S B, e que a perda de massa por imersão P_i , mostra que o S B é mais erosivo. Quanto a laterização, pode-se confirmar através dos dados de e' , que o S A possui resultado mais satisfatório.

Segundo a classificação proposta por Villibor e Nogami, os geomateriais são pertencentes ao grupo das argilas arenosas laterítica, ao passo que pelo método proposto por Vertamatti, o solo A, pertence ao grupo de solos transicionais areno-argilosos lateríticos, ao passo que o solo B, ao grupo de solos transicionais argilosos. As observações podem ser confirmadas nas Figuras 66 e 67.

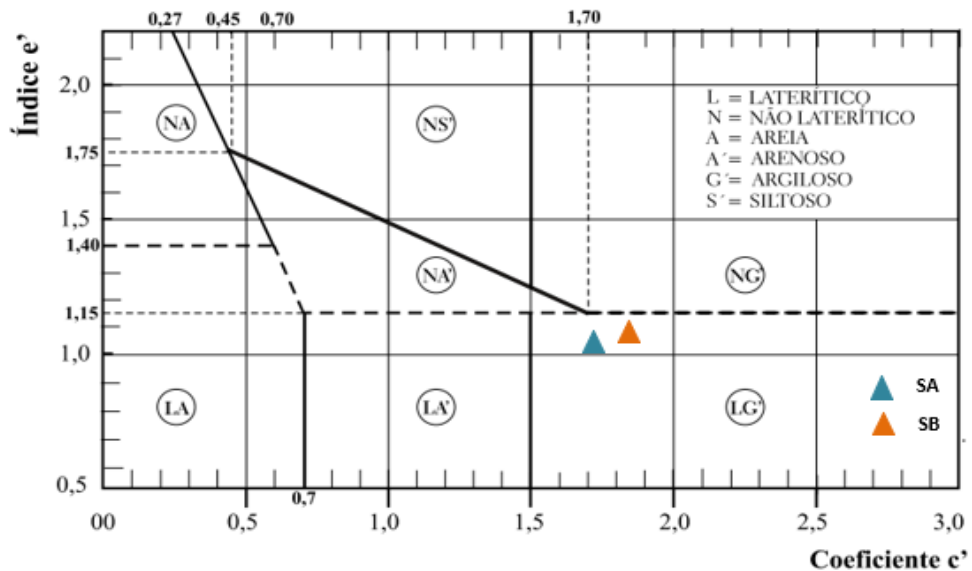


Figura 66. Ábaco de classificação MCT

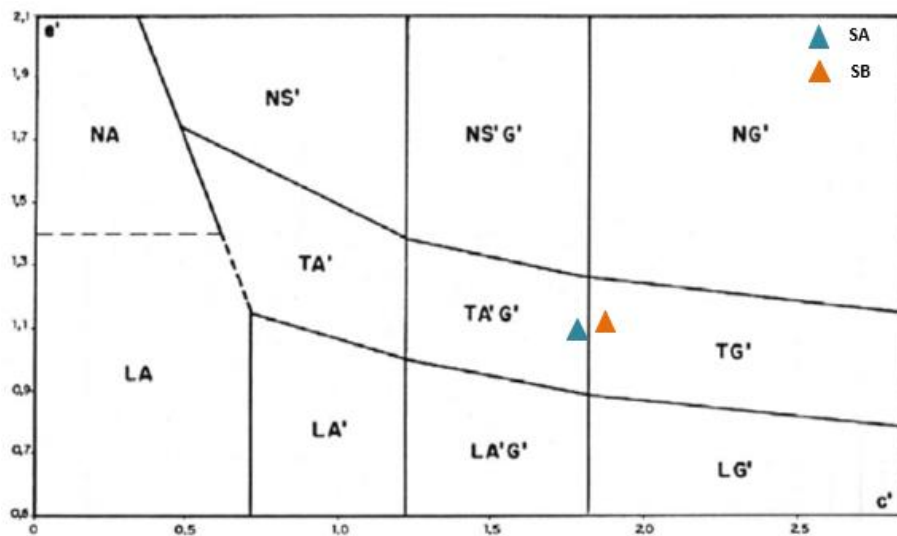


Figura 67. Ábaco de classificação MCT-M

De acordo com os dados obtidos da análise granulométrica dos solos estudados, às frações de material que passam nas peneiras #2,00mm e #0,074 mm são as seguintes:

- Solo A - #2,00mm (78,80%) e #0,074 mm (33,59%);
- Solo B - #2,00mm (80,90%) e #0,074 mm (33,86%)

Diante do cenário supramencionado foi possível lançar os dados, no ábaco classificatório G-MCT, na Figura 68:

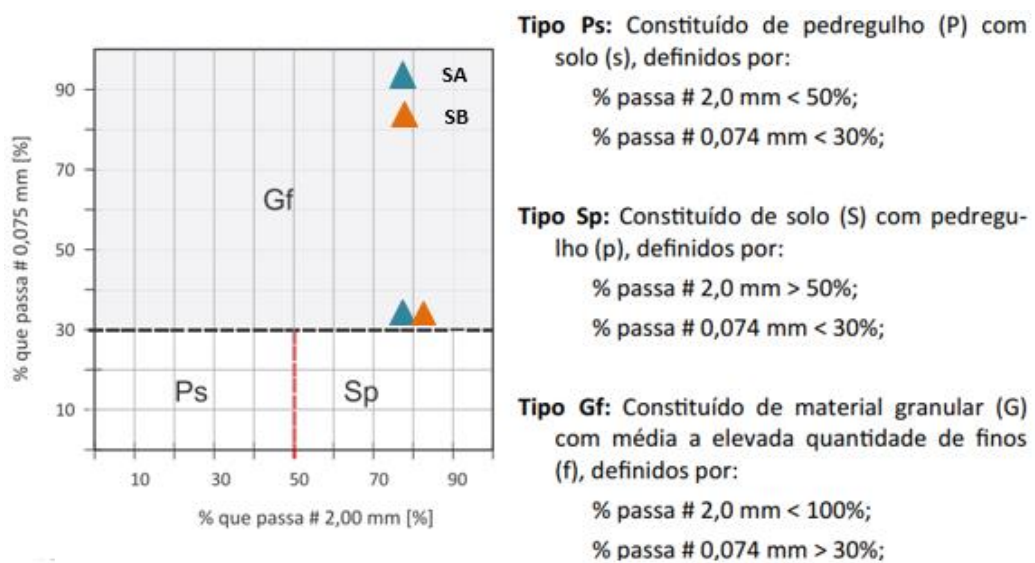


Figura 68. Ábaco de classificação G-MCT

Finalmente com o auxílio da Tabela 26, definiu-se a classificação de solos tropicais, com a presença de agregados finos e grossos simultaneamente:

Tabela 26. Tabela classificatória da G-MCT

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

Solos do tipo Gf-LG', são granulares finos com fração de argiloso laterítico com pedregulho, de elevada capacidade de suporte, baixa expansão e média permeabilidade.

Villibor e Alves (2018), orientam que em caso de solos granulares, a verificação de compactação e suporte seja efetuada, utilizando os ensaios de corpos de prova convencional de Proctor e de CBR.

Diante da Figura 69, que mostra as curvas de compactação característica dos solos analisados, na condição natural, com energia intermediária, pode-se afirmar que devido ao maior teor de óxido de ferro (Fe_2O_3) contido na amostra A, o solo B expressou massa específica máxima seca inferior ao solo A, conseqüentemente este tende a exibir resultados mais satisfatórios em suas propriedades mecânicas.

Solos argilosos são propensos a maiores taxas de umidade, por isso a umidade ótima do solo A ser menor que a do solo B, uma vez que houve uma leve diferença no teor de finos das amostras. É relevante mencionar que, a umidade do solo A, enquadrou-se nos valores apresentados na revisão bibliográfica, por outro lado, a umidade ótima do solo B, ficou no limite da parametrização.

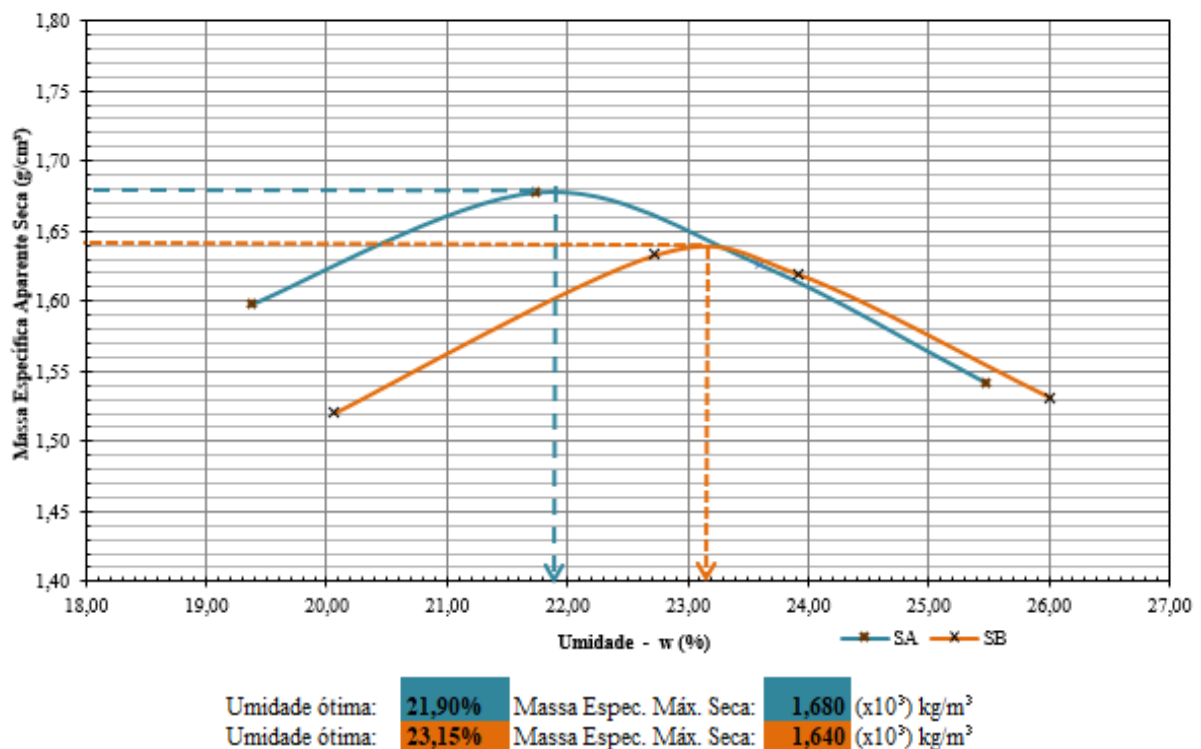


Figura 69. Curvas de compactação dos solos A e B

Os valores de CBR (42,15% - S A; 41,56% - S B) e expansão (0,28% - S A; 0,34%, ratificam as assertivas mencionadas anteriormente por este pesquisador.

Com base nos valores de d' , índice classificatório obtido por meio do ensaio de mini MCV, mencionados nas Figuras 70 e 71, fez-se a correlação com os percentuais de umidade ótima e massa específica máxima seca determinados no ensaio de compactação de Proctor, utilizando a Equação 9, proposta por Ignatius:

$$L = d'(w_{ót} / \rho_{smáx}) \quad (\text{Eq.9})$$

De acordo com a classificação do solo, o índice de laterização permite ainda a correlação gráfica, entre os índices d' e P_i . No caso de solos lateríticos, esta correlação obteve eficiência em mais de 90 % dos solos estudados (Ignatius, 1991).

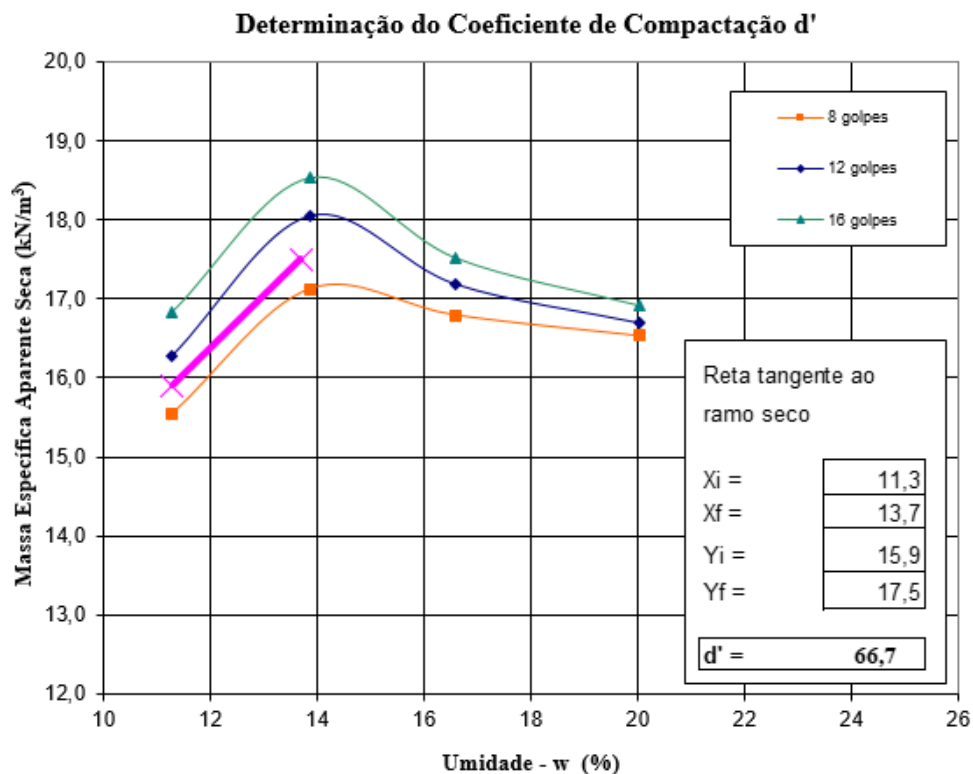


Figura 70. Família de curvas de compactação mini-MCV do solo A

Foram obtidos os valores de 0,86 e 0,80 respectivamente para os solos A e B, ou seja, $L > 0,30$, fortalecendo os dados determinados em pelos ensaios de caracterização geoquímica e geotécnica, que indicam a ocorrência de materiais lateríticos, haja vista que $L < 0,15$, indica

solo não tropical, enquanto que a fase $0,15 < L < 0,20$, é assertivo classificar como solo saprolítico.

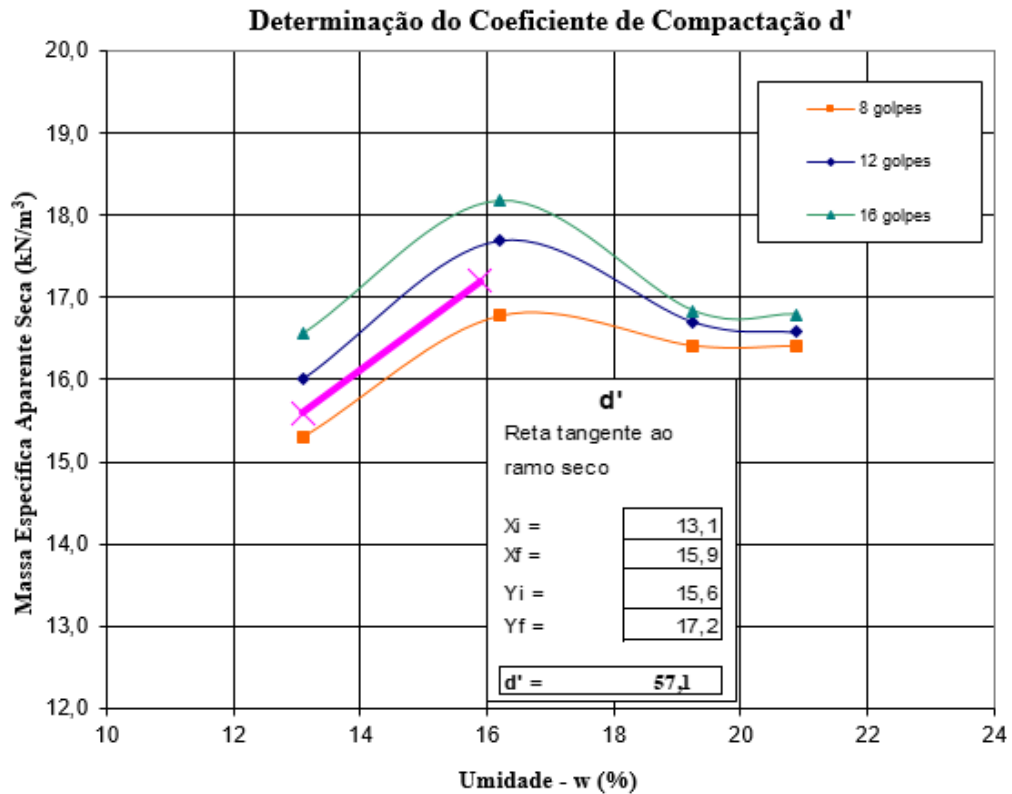


Figura 71. Família de curvas de compactação mini-MCV do solo B

4.2 Avaliação dos Resultados de Dosagem

Inicialmente foi realizada avaliação dos critérios preconizados para aceitação dos solos estudados, através de faixas granulométricas, dados de consistência, classificação de solos tropicais, suporte e expansão. A utilização de emulsão asfáltica do tipo RL-1C, foi estabelecida previamente, em virtude de ser indicada para a finalidade da pesquisa,

Foi realizado o procedimento para cálculo de dosagem e ensaios de compactação, para estabelecimento de umidade ótima e massa específica seca máxima, relacionados aos teores de 2%, 4%, 6% e 8% de betume. Com isso, foram moldados corpos de prova para realização do ensaio de compressão simples, para os tempos de cura, de 0 e 7 dias. Em condições de cura seca foram moldados corpos de prova, para as duas idades de cura, enquanto que para cura imersa, foram moldados corpos de prova, apenas para idade de 7 dias. Os corpos de prova, com 2% de teor de material asfáltico, foram descartados na análise, pois não suportaram a cura imersa,

conforme mencionado no capítulo 3. O teor de agente emulsificante escolhido pautou-se pelo comportamento definido pela relação dos resultados de cura imersa versus cura seca.

Em seguida com o teor ótimo definido, foi possível avaliar o comportamento hidráulico e microestrutural da melhor mistura, em relação a condição natural dos solos.

4.2.1 Análise para aceitação dos solos para estabilização

Algumas recomendações de estudos predecessores estão mencionadas na Tabela 27, por essa razão, a necessidade de fazer um comparativo com as amostras analisadas:

Tabela 27. Quadro de composição granulométrica recomendadas para estabilização solo emulsão

Peneira	Abertura	Yoder e Witczak (1975)			AASHTO (1946)	DER (1991)	S A	S B
		Areias	Pedregulhos	Finos				
1”	25,4	-	-	-	-	80 a 100	91,2	100
Nº4	4,8	-	-	-	> 50	50 a 100	84,4	87,6
Nº10	2,00	-	-	-	-	35 a 100	78,8	81,0
Nº40	0,42	-	-	-	35 a 100	15 a 75	58,6	59,8
Nº200	0,075	< 25	< 15	< 35	10 a 50	0 a 35	34,5	34,7

Compreende-se que, os solos pesquisados atendem todas as premissas do DER-SP e da AASHTO, porém, não se enquadram nas faixas recomendadas por Yoder e Witczak .

Não obstante, o método avaliativo proposto no capítulo 3, atribui-se as normas DNIT 098/2007-ES e DNIT 141/2010-ES, cujas faixas granulométricas estão demonstradas nas Tabelas 28 e 29.

Com relação a norma DNIT 098/2007-ES, foi feita análise prévia de relação molecular sílica-sesquióxido, com valores dos compostos determinados pela fluorescência de Raios-X. Os resultados para os dois solos são inferiores a 2, que aponta para ocorrência de solos lateríticos de graduação grossa.

Entretanto ao tentar enquadrar as composições granulométricas dos dois solos, na distribuição dos grãos das faixas A e B, estabelecida pela norma, foi verificado que:

➤ O solo A não se enquadra na faixa A, quando verificado as frações nas peneiras nº4, nº10, nº 40 e nº 200, enquanto que na faixa B, há discrepância em relação aos intervalos das peneiras nº10, nº 40 e nº 200;

➤ No caso do solo B, o mesmo apresenta distorção referente aos intervalos admitidos nas peneiras com abertura de 2,00mm, 0,42mm e 0,075mm para as faixas A e B.

Tabela 28. Quadro de composição granulométrica faixas A e B (DNIT 098/2007 - ES)

Peneira	Abertura	Faixas granulométricas (% em peso passando)		Tolerância	S A	S B
		Faixa A	Faixa B			
2"	50,8	100 - 100	-		100	100
1"	25,4	100 - 75	100 - 100	±7	91,2	100
3/8"	9,5	85 - 40	95 - 60	±7	88,3	94,9
Nº4	4,8	75 - 20	85 - 30	±5	84,4	87,6
Nº10	2,00	60 - 15	60 - 15	±5	78,8	81,0
Nº40	0,42	45 - 10	45 - 10	±5	58,6	59,8
Nº200	0,075	30 - 5	30 - 5	±2	34,5	34,7

Diante das variações identificadas, foi feita a mesma análise para as faixas E e F (ver Tabela 29) contidas na norma DNIT 141/2010-ES, com as observações descritas a seguir:

➤ O solo A não se enquadra na faixa E, por meio das frações permitidas nas peneiras nº 40 e nº 200, ao passo que na faixa F, há distorção em relação ao intervalo da peneira nº 200;

➤ Em relação ao solo B, há evidência discrepante aos intervalos estabelecidos nas peneiras com abertura de 0,42mm e 0,075mm para faixa E, enquanto que na faixa F não obediência ao requisito da peneira nº 200.

Tabela 29. Quadro de composição granulométrica faixas E e F (DNIT 141/2010 - ES)

Peneira	Abertura	Faixas granulométricas (% em peso passando) N < 5 X10 ⁶		Tolerância	S A	S B
		Faixa E	Faixa F			
2"	50,8	-	-		100	100
1"	25,4	100	100	±7	91,2	100
3/8"	9,5	-	-	±7	88,3	94,9
Nº4	4,8	55 - 100	10 - 100	±5	84,4	87,6
Nº10	2,00	40 - 100	55 - 100	±5	78,8	81,0
Nº40	0,42	20 - 50	30 - 70	±2	58,6	59,8
Nº200	0,075	6 - 20	8 - 25	±2	34,5	34,7

Com o cenário das Tabelas 28 e 29, é admissível que os solos apresentam melhores resultados de enquadramento na faixa F da norma DNIT 141/2010-ES.

Estudos de estabilização, com a utilização de emulsão asfáltica, desenvolvidos por Miceli (2006), Soliz (2007), Gondim (2008), Rebelo (2008), Sampaio (2008) e Sant'ana (2009), tiveram dificuldades no enquadramento das normas e outros parâmetros estabelecidos por entidades técnicas, todavia obtiveram determinações satisfatórias, no que concerne as propriedades mecânicas das misturas.

Portanto, optou-se em seguir a avaliação com parâmetros complementares extraídos dos ensaios de consistência, classificação de solos tropicais e CBR.

Logo os valores de LL e IP, para os solos A (38,75% e 11,81%) e B (39,54% e 12,26%), foram satisfatórios quanto aos parâmetros recomendados pela metodologia, ou seja, $LL \leq 40\%$ e $IP \leq 15\%$. Também foi enquadrado foi satisfatório as condições de suporte para as duas amostras, encontrando – para solo A, CBR igual a 42,15% e expansão 0,28%, e para o solo B, CBR equivalente a 41,56% e expansão 0,34%, valores que atenderam a parametrização estabelecida para pavimento de baixo custo, para tráfego médio, $CBR \geq 40\%$ e $expansão \leq 0,5\%$.

A classificação de solo tropical LG' para dois solos, merece atenção, em virtude da característica argilosa, todavia a correlação com a sistemática proposta por Vertamatti, que aborda solos amazônicos, as classificações TAG' e TG', isto é, solos transicionais que denotam a presença de frações de areia e siltes, respectivamente, e, podem contribuir para o aumento da resistência e controle da plasticidade do material, na mesma ordem, além do mais a classificação Gf LG' reforça que os solos são adequados para serem submetidos a estabilização física com adição de betume.

4.2.2 Compactação

A variação dos teores de emulsão, provocou redução da umidade ótima nos dois solos, conforme pode-se avaliar por meio da Figura 72. No solo A para o maior teor de betume (8%), essa redução representa em torno de 10%, enquanto que no solo B, 9%.

Ao fazer um comparativo entre as misturas, mostrado na Figura 72, verificou-se a redução mais representativa entre os teores de 4% e 6%, para o solo A, enquanto que no solo B, a variação mais acentuada ficou entre os teores 0% e 4%, ressaltando que foi utilizada a energia Proctor intermediário.

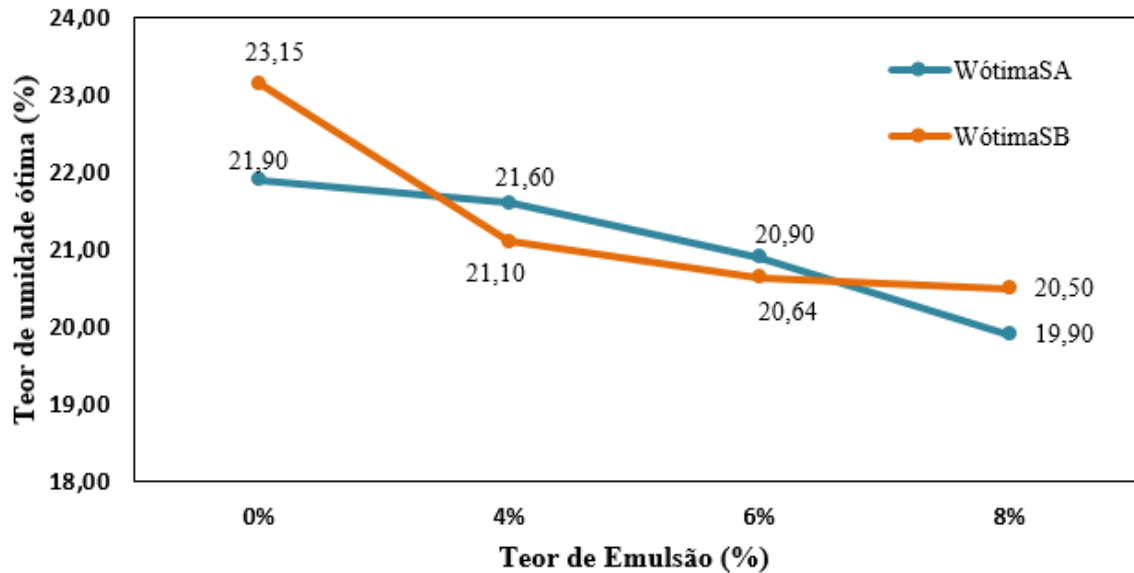


Figura 72. Relação teor de emulsão e umidade ótima das misturas

De maneira análoga, na Figura 73, observou – se a redução das massas específicas secas máximas, para ambos os solos. No solo A, para o maior teor de betume (8%), houve decréscimo mais representativo no que se refere à mesma variação para solo B.

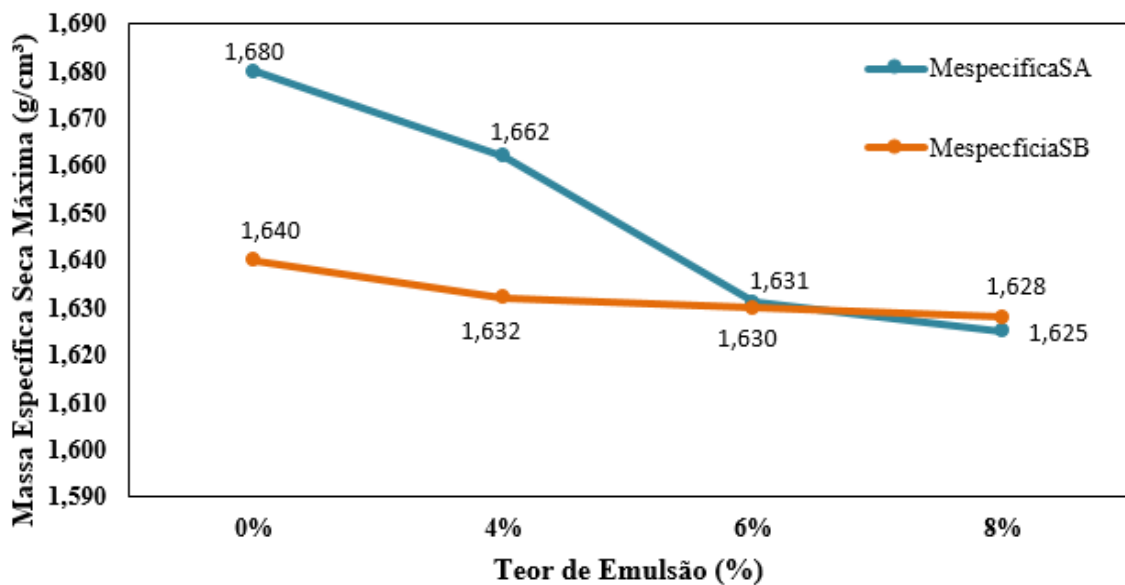


Figura 73. Relação teor de emulsão e massa específica seca máxima das misturas

Importante mencionar que os valores de umidade ótima e massa específica seca máxima, apresentados pelas misturas em relação ao solo natural, enquadram-se ao que foi citado na revisão bibliográfica, para energia intermediária.

Os solos avaliados apresentaram tendência a decrescer as umidades ótima e densidade máxima seca, à medida que aumentou o teor de emulsão.

Todavia, em relação ao comportamento de decréscimo nos dois quesitos, não há consenso na literatura. Em estudos realizados por Jacintho (2005) e Gondim (2008), foi verificado aumento das densidades em relação a variação a maior do teor de emulsificante asfáltico. Por outro lado, nas pesquisas de Ingles e Matcalf (1972) e Ferreira (1980), foi perceptível a redução dos valores de densidade.

Frisa-se que as variações dos resultados avaliados, estão relacionadas às diversas metodologias de dosagem solo betume, que foram utilizadas nas pesquisas mencionadas anteriormente. Além disso, Sant'ana (2009) afirmou que se deve levar em consideração ao processo de fabricação das emulsões e as propriedades dos solos puros, de cada região avaliada.

Cumprir informar que os dados obtidos foram satisfatórios, porém não obsta mencionar que são de estudo experimental em laboratório, portanto, na obtenção de dados diretamente em trecho experimental pode haver variação nas determinações, todavia, é apenas uma ressalva, pois o objeto do estudo é o desenvolvimento das análises em laboratório

4.2.3 Resistência à Compressão Simples

Os corpos de prova foram moldados em cilindro 5 cm de diâmetro x 10 cm de altura, mantendo a relação 2:1, com aplicação de energia condizente ao Proctor intermediário. Sant'ana (2009) considera adequado o tempo de 7 dias de cura, para que os efeitos decorrentes da cura da emulsão, possam influenciar nas propriedades dos ligantes do material, viabilizando seu uso no desenvolvimento do processo de dosagem.

Foram modelados corpos – de – prova as condições de cura, imersa e não imersa. O trabalho desenvolvido, utilizou os dados de resistência de cura seca e cura imersa, para

determinar a relação entre os fatores sugeridos por Sant'ana (2009), para escolha do teor ótimo de projeto.

Observou-se na Figura 74 que, na condição natural, o solo A obteve alta 96% em sua resistência após 7 dias de cura seca, enquanto que o solo B, nas mesmas condições, apresentou incremento de 94%. Ainda, na Figura 74, a tensão entre o teor 0% e 4% de emulsão asfáltica, apresentou maior crescimento, em torno de 117% para amostra A, e, 135% para solo B.

Os solos A e B apresentaram comportamento semelhante com a variação do teor de betume, na idade de 7 dias de cura seca, que demonstrou aumento de resistência até o teor de 6%, e, a partir deste, tendeu a decrescer.

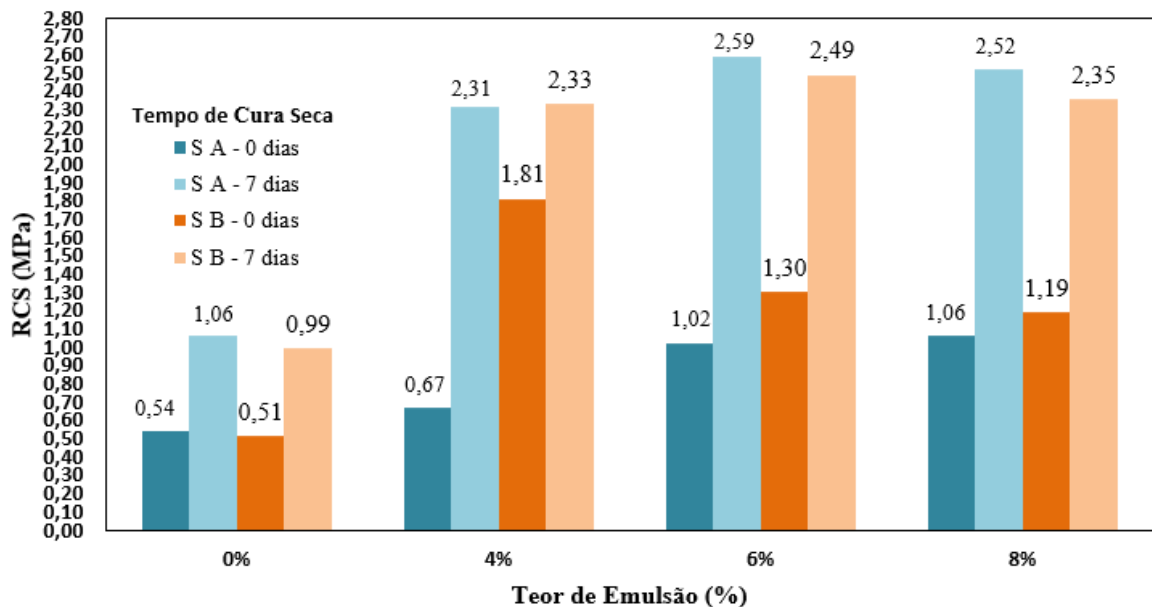


Figura 74. Relação teor de emulsão e resistência à compressão simples e tempo de cura seca

Cumprir citar alguns resultados de compressão simples, para 7 dias de cura seca, obtidos por outros pesquisadores, pesquisas com estabilização asfáltica:

➤ Para solos puros, Gondim (2008) encontrou valores entre 0,37MPa e 1,52 MPa; Rebelo (2008) obteve o valor de 1,25 MPa e Sampaio (2008), com números de tensão entre 0,53 MPa e 1,54 MPa. Neste sentido, os resultados apresentados pelos solos A, 1,06 MPa, e solo B, 0,99MPa, são considerados adequados às condições descritas neste trabalho.

➤ Para solo com adição de teores variando no intervalo de 4% a 8% de emulsão RL-1C, Rebelo (2008) obteve determinações entre 0,68 MPa a 0,79 MPa; Sampaio (2008)

apresentou valores entre 0,69 MPa e 1,26 MPa, ao passo que Gondim (2008) entre 1,25 MPa e 1,94 MPa. Os solos analisados apresentaram valores superiores aos mostrados em outras pesquisas, porém estes resultados, se devem às características das amostras avaliadas nesta pesquisa.

A Figura 75, apresenta os resultados de compressão simples nas condições de cura imersa e não imersa, para as misturas com teores de 4%, 6% e 8%. É possível verificar que os valores de RCS, na cura imersa, de ambos os solos, diminuiram, à proporção que aumentou o teor de betume. Essa redução de resistência é mais substancial nos solos com 8% de emulsão asfáltica.

Sant'ana (2009) obteve resultados de RCS, em cura imersa, no intervalo de 0,20 MPa a 0,36 MPa, com teores de ligante variando entre 3 e 7,5%. Logo, os resultados mostrados por essa pesquisa, podem ser considerados adequados na fundamentação de estudo de dosagem para misturas solo betume.

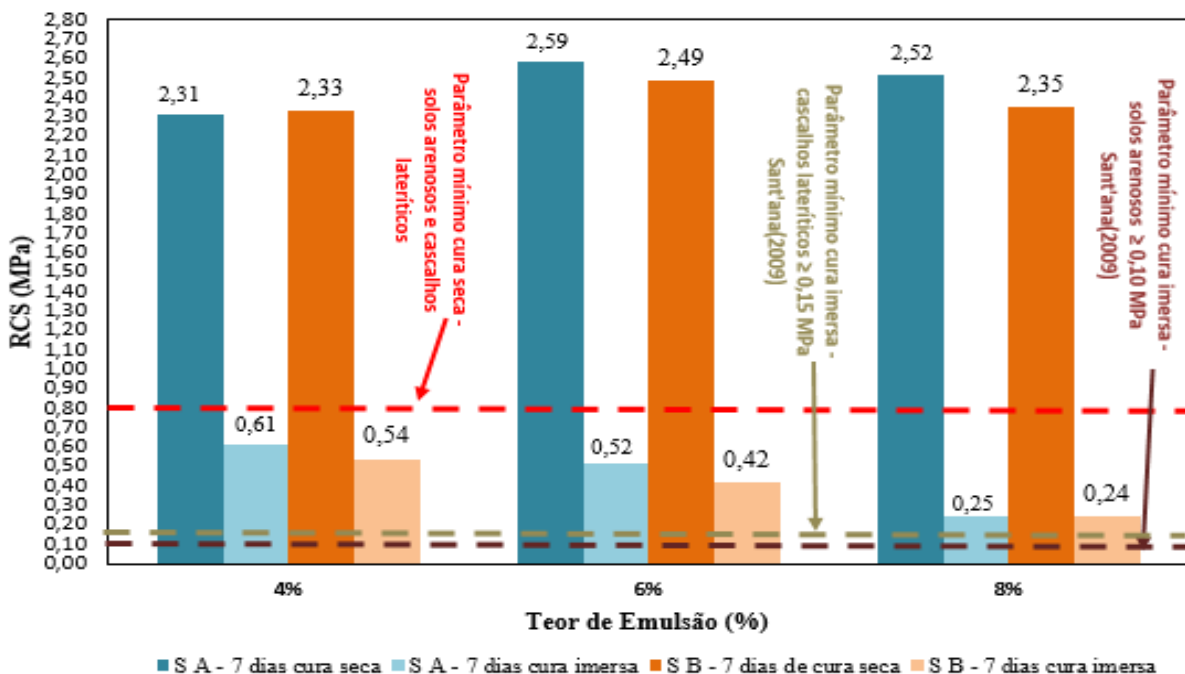


Figura 75. Relação teor de emulsão e resistência à compressão simples, tempo de cura seca e imersa

Os resultados obtidos de resistência à compressão simples, para os três teores analisados, em todas as condições de cura, atenderam os requisitos mínimos sugeridos por

Sant'ana (2009), onde o resultado mínimo para solos arenosos e cascalhos lateríticos, em cura seca, deve expressar no mínimo a tensão de 0,80 MPa. Por outro lado, na condição de cura imersa, para solos arenosos deve-se determinar resistência mínima de 0,10 MPa, e, na ocorrência de cascalhos lateríticos 0,15 MPa.

Entretanto, de acordo com a proposta de Sant'ana (2009), os teores de ligante devem atender a parametrização da relação RRCS, a qual é determinada pelos resultados da resistência à compressão simples nas condições de cura imersa e seca. Esse resultado deve ser $RRCS \geq 15\%$.

Os resultados obtidos de RRCS, pela tese de doutorado de Sant'ana (2009), com teores de ligante variando entre 3% e 7,5%, alcançou a faixa de valores entre 29% a 41%.

Diante do cenário oferecido pelos resultados de RRCS na Figura 76, dos teores de emulsão RL-1C, 4% e 6%, foi definido o teor ótimo de projeto, que para atendesse a concepção do estudo de pavimento de baixo custo.

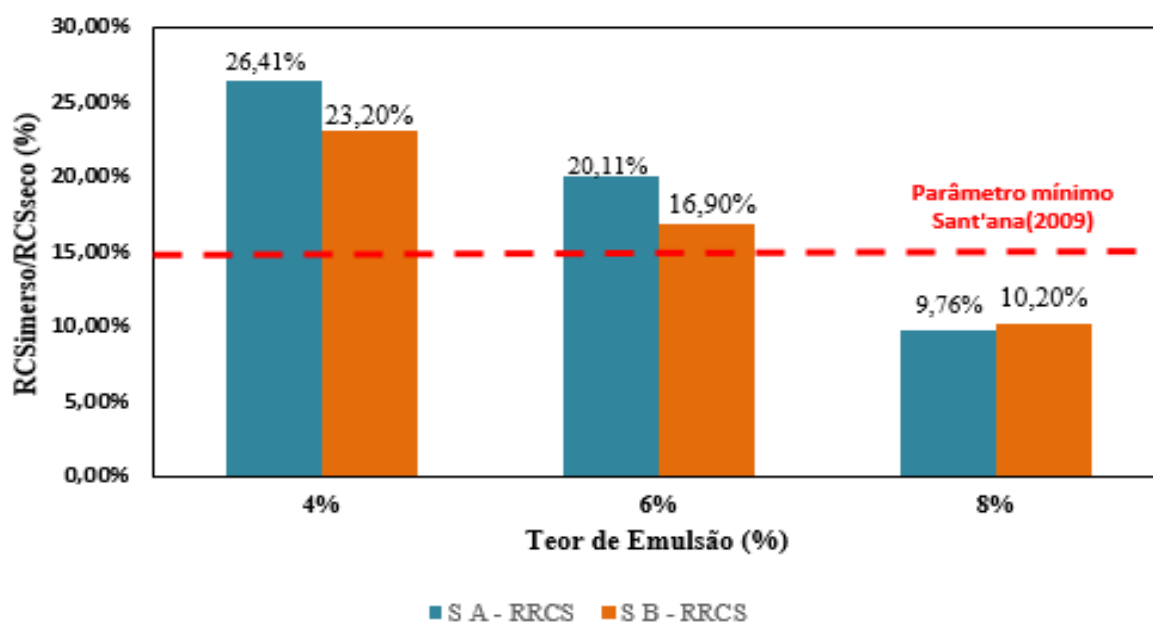


Figura 76. Relação teor de emulsão e RRCSimerso/seco

Portanto, por motivos óbvios do ponto de vista técnico-econômico, quanto menor o consumo de ligante na mistura, menor será o custo R\$/km de base estabilizada com emulsão asfáltica, desde que atenda o requisito técnico recomendado. Com isso, foi escolhido como teor ótimo de ligante de 4%.

Após a escolha do teor ótimo de 4%, foi realizada análise da curva de deformação das amostras A e B, nas duas condições de cura, seca e imersa, para idade de cura de 7 dias. Observa-se na Figura 77 que nas duas situações de cura, o solo A apresentou deformação superior ao solo B.

O solo A, na condição de cura imersa, obteve maior deformação superior em relação a todas as curvas analisadas na Figura 77, ao passo que o solo B, na mesma condição, mostrou declínio em torno de 538 kPa.

Por fim, na condição de cura seca, o solo A apresentou incremento de resistência superior ao solo B, na primeira fase de deformação, todavia nos dois últimos terços, o solo B mostrou maior acréscimo de tensão, conforme a Figura 77.

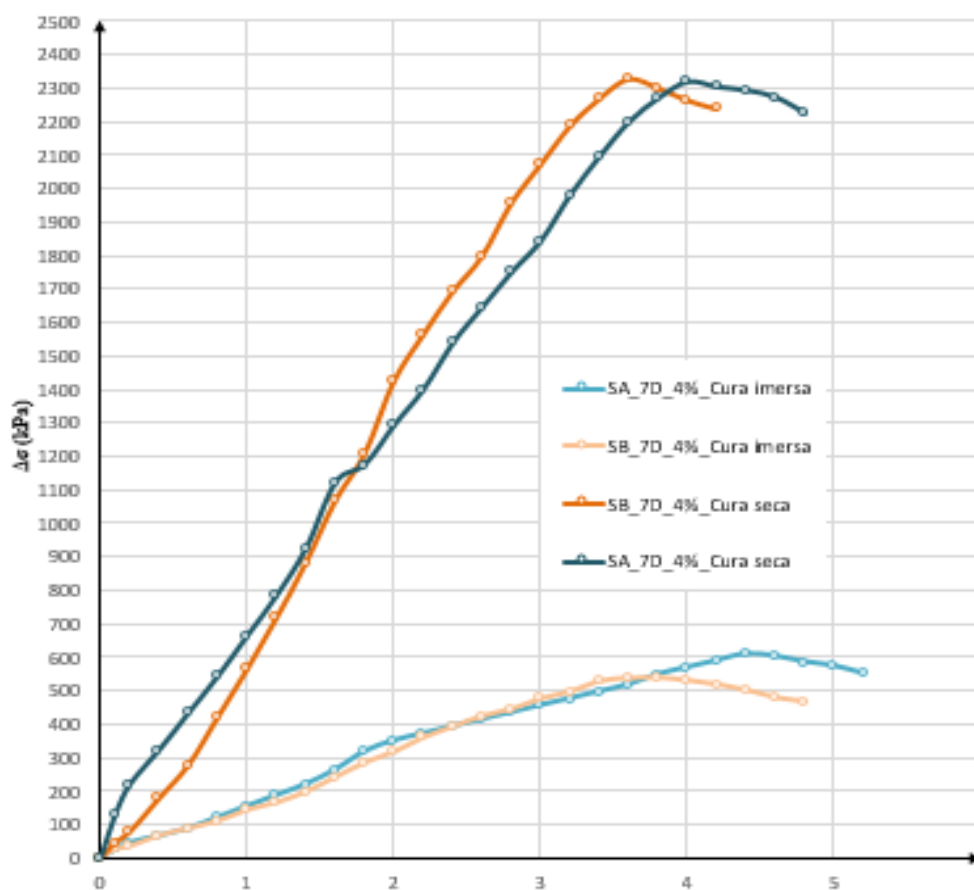


Figura 77. Gráfico tensão x deformação do ensaio de compressão simples para o teor de 4% de betume

4.3 Avaliação do Comportamento Hidráulico

No intuito de avaliar os efeitos da adição de emulsão asfáltica nos solos, foi realizado o ensaio de permeabilidade, conforme as condições estabelecidas no capítulo 3 de presente trabalho. O procedimento para análise, considerou os solos sem emulsificante, ou seja, teor zero, e solos com adição do teor ótimo matéria betuminosa de 4% estabelecido no item anterior.

Foram moldados 3 corpos de prova para determinação de cada coeficiente de permeabilidade. É possível observar na Tabela 30, que os solos na condição “natural”, comportam-se como adequado ao estabelecido para solos lateríticos.

Para os dois solos, a mistura solo betume apresentou variação a menor dos coeficientes de permeabilidade, em relação aos solos sem adição de betume. O solo B devido a sua maior fração argilosa comparada a do solo A, apresentou resultado mais satisfatório, todavia os dois foram adequados.

Tabela 30. Resultados do ensaio de permeabilidade dos solos nas condições in natura e de mistura

Permeabilidade	SA	SB
Coefficiente de Permeabilidade (cm/s) Solo Natural	$2,47 \times 10^{-5}$	$2,15 \times 10^{-5}$
Coefficiente de Permeabilidade (cm/s) Solo Natural+4% de Emulsão Asfáltica	$4,99 \times 10^{-6}$	$3,84 \times 10^{-6}$

Segundo Camapum de Carvalho et al. (2015), a permeabilidade é influenciada pela umidade do material, e no caso de solos lateríticos, o coeficiente varia entre 10^{-3} m/s e 10^{-6} m/s. De acordo com Terzaghi et al. (1996), solos com velocidade de percolação entre $[10^{-5}$ a 10^{-7} cm/s] são considerados de permeabilidade muito baixa.

Sampaio (2008), ao adicionar os teores de betume de 5%, 6% E 7% em solos tropicais da região de Campinas, no estado de São Paulo, obteve resultados que melhoraram as condições hidráulicas dos materiais estudados pela autora.

Conclui – se, portanto, que houve melhora substancial na permeabilidade dos solos ao serem misturados com o teor ótimo de betume, propiciando uma permeabilidade muita baixa às amostras de solos analisadas.

4.4 Análise Microestrutural

No intuito de caracterizar a microestrutura dos solos em sua condição natural e avaliar os efeitos da adição de emulsão asfáltica nos mesmos, no teor de betume ótimo de 4%, foi realizada análise de microscopia eletrônica por varredura com aproximação de 500X, equivalente a escala de 100 μ m.

Na Figura 78.a, a qual retrata o solo natural, é possível verificar lamelas características de caulinita, além disso a cimentação homogênea denota o comportamento de solo, ocasionada por óxidos de ferro.

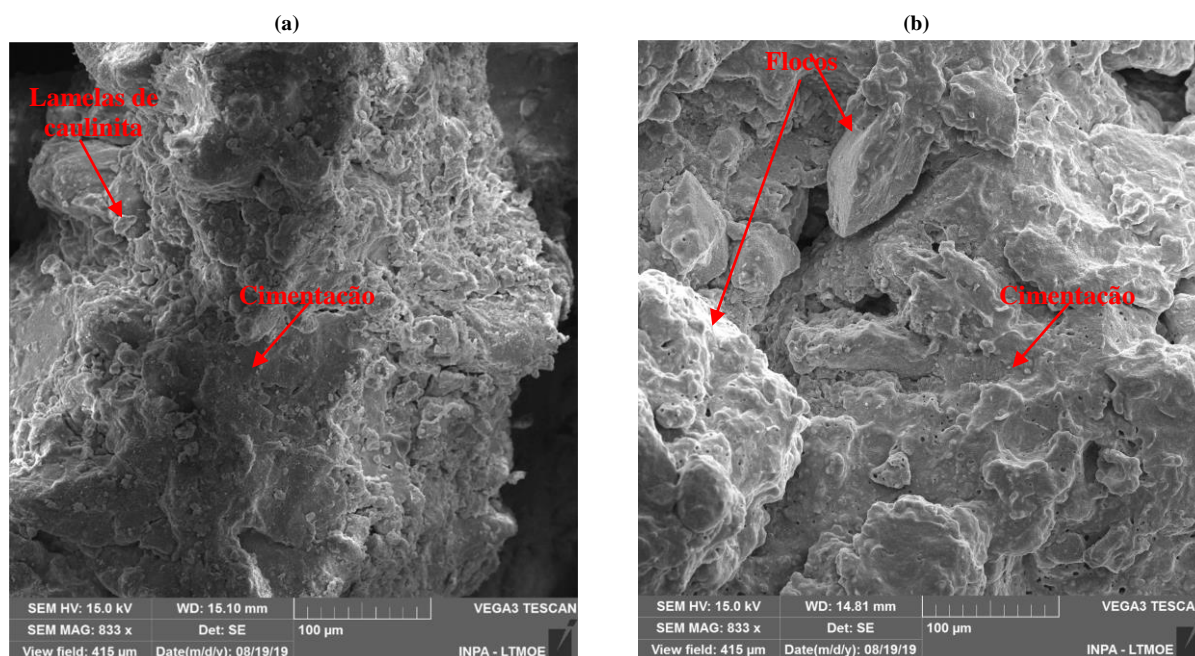


Figura 78. Imagens de microscopia eletrônica por varredura – 500X (100 μ m) – (a) Solo A natural e (b) Solo A com 4% de emulsão asfáltica RL-1C

Ademais na Figura 78.b, verificou-se a formação flocos, intensificada pela adição de emulsão asfáltica, propiciando um acréscimo volumétrico no solo.

Miceli (2006) observou esses efeitos em solos da cidade do Rio de Janeiro, além disso o autor frisou que quanto maior o teor de betume no solo, maior de será a expansão volumétrica.

Nas imagens que retratam o solo B (Figura 79), foi possível verificar, comportamento semelhante ao observado no solo A.

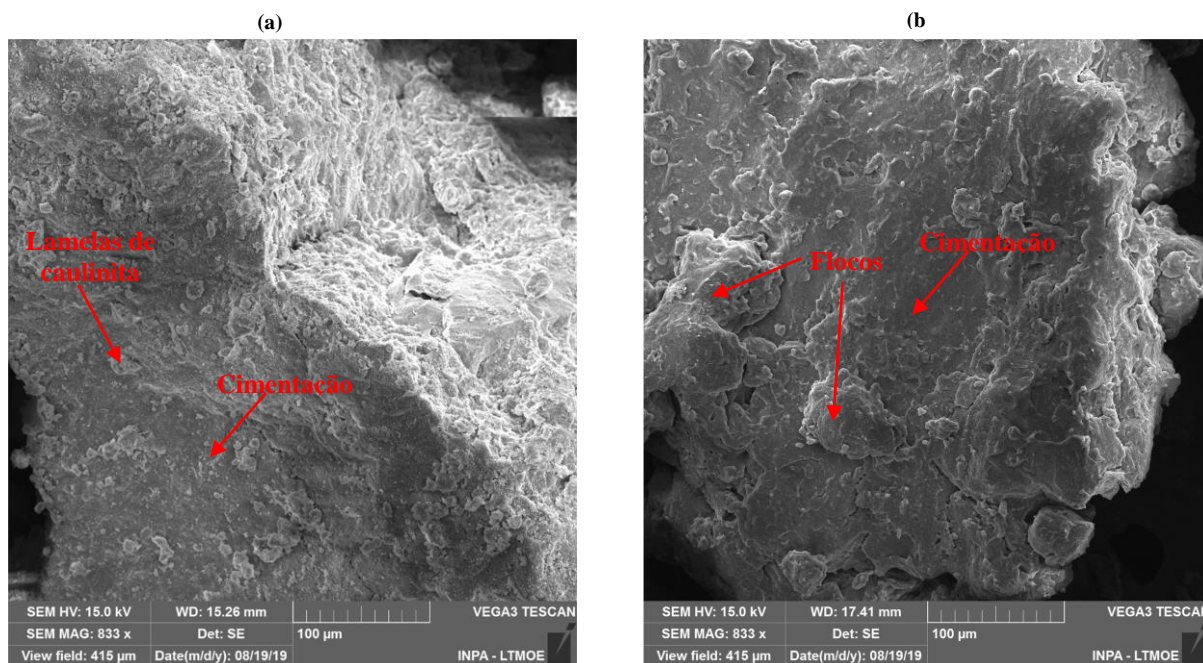


Figura 79. Imagens de microscopia eletrônica por varredura – 500X (100µm) – (a) Solo B natural e (b) Solo B com 4% de emulsão asfáltica RL-1C

CAPÍTULO 5 – CONCLUSÕES E SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

5.1 Principais Conclusões:

De acordo com os resultados obtidos em laboratório, com as duas amostras, é possível concluir que:

a) Foi possível identificar que as amostras quimicamente ricas em óxidos de alumínio e ferro, corroboram pela ocorrência dos minerais gibsita e goetita, respectivamente, contribuindo para confirmar as determinações advindas dos ensaios de granulometria, estados de consistência, pH, matéria orgânica, CTC e avaliação da atividade de argila. Esta última, integrada a granulometria e classificação de solos tropicais, permitiu, verificar que o solo B possui argilosidade mais intensa, e que, o solo A é mais meoteorizado;

b) De posse dos valores de superfície específica, de forma cristalina, não há óbice aceitar que, a amostra SA tendeu apresentar melhores resultados geomecânicos, podendo a variação destes resultados, ser decorrente dos tipos de minerais presentes nas frações de argila. Destaca -se ainda, que o solo SA possui maior superfície específica, influenciada pelos valores de óxidos de ferro e capacidade de troca catiônica;

c) A correlação de dados geoquímicos e geotécnicos tornam mais qualitativo e assertivo o estudo de caracterização de materiais, em regiões de clima tropical;

d) Solos do grupo LG' são indicados para subleitos e reforços de subleitos, todavia, vale ressaltar, que, para utilização em base como camada final do pavimento, deverão ser analisadas técnicas de intervenções geotécnicas para tal aplicação, especialmente se utilizados com a classificação G-MCT, que predispõe ao pesquisador, o comportamento das propriedades mecânicas e hídricas, e define o programa de ensaios adequado ao geomaterial a ser analisado, inclusive para o desenvolvimento de projetos de dosagem com a finalidade de estabilização;

e) Por sua vez, cumpre salientar a importância da valoração de estudos das propriedades geomecânicas de solos tropicais, tendo em vista, que suas peculiaridades proporcionam sustentabilidade aos projetos rodoviários, inclusive nas escolhas de soluções para melhoramento de solos

f) Os resultados advindos do ensaio de compressão simples, comportaram-se adequadamente, tanto com a metodologia proposta, como em relação as pesquisas anteriores a este trabalho, inclusive com determinações superiores às existentes na literatura.

g) O ensaio de permeabilidade, comprovou sua relevância no estudo do comportamento hidráulico, com a demonstração de que a adição de emulsificante asfáltico em solos, exerce influência sobre o fluxo de água entre partículas do solo;

h) Por meio das imagens de MEV o comportamento da cimentação do argilomineral caulínico em sua microestrutura, associando aos dados obtidos pelas metodologias de classificação geotécnica, permitiu-se julgar que, as duas amostras pertencem a horizontes lateríticos concrecionários, com frações de areia, argila e silte e complementados por porções de pedregulhos. Além disso, à inserção de emulsão asfáltica, ocasiona um incremento volumétrico entre as partículas;

i) Para escolha do teor ótimo no projeto de dosagem pela metodologia proposta nesta pesquisa, não se deve verificar somente os maiores valores de resistência, mas também o teor que apresentar o melhor custo benefício para o pavimento a ser executado;

j) A técnica de estabilização física, com a utilização de emulsão asfáltica, mostrou-se como uma grande ferramenta para aplicação em vias de baixo volume de tráfego, todavia se deve associar ao estudo do módulo resiliente, o qual possibilitará o dimensionamento mecânico do pavimento.

5.2 Sugestões para pesquisas futuras:

- a) Caracterizar os solos da região estudada, por meio da classificação G-MCT, no intuito de consolidar um banco de dados para que possibilite auxiliar na definição das melhores sistemáticas de intervenção geotécnica nas vias que contemplam a área;
- b) Desenvolver um estudo de tráfego na via para comparar ao tráfego abordado neste trabalho;
- c) Mensurar dados com ensaio de tração por compressão diametral, para verificar se a correlação atende os requisitos de dosagem;

- d) Avaliar os efeitos do tempo de cura, teor de emulsão e umidade residual, usando ferramentas estatísticas;
- e) Realizar estudos de viabilidade econômica quanto ao emprego da técnica construtiva solo betume em camadas de base para pavimento;
- f) Executar o ensaio de FWD (Falling Weight Deflectometer) para determinar as deflexões recuperáveis na superfície do pavimento existente;
- g) Investigar um trecho experimental para correlacionar os resultados de campo com os obtidos em laboratório, incluindo os ensaios de resistência ao desgaste LWT (Loaded Wheel Test) e WTAT (Wet Track Abrasion Test);

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ABEDA (2010). *Manual Básico de Emulsões Asfálticas*. 2ªed. 144p. Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfaltos, Rio de Janeiro, RJ.

ABNT. Associação Brasileira de Normas Técnicas, NBR 7181 (2016). *Solo - Análise Granulométrica*. Rio de Janeiro.

_____, NBR 6457 (2016). *Solo – Amostras de Solo – Preparação para Ensaio de Compactação e Ensaio de Caracterização*. Rio de Janeiro.

_____, NBR 6458 (2017). *Solo – Determinação da Massa Específica dos Grãos*. Rio de Janeiro.

_____, NBR 13600 (1996). *Solo - Determinação do teor de matéria orgânica por queima a 440°C*. Rio de Janeiro.

_____, NBR 13602 (1996). *Solo – Avaliação da Dispersabilidade de Solos Argilosos pelo Ensaio Sedimentométrico comparativo* – Ensaio de dispersão. Rio de Janeiro.

_____, NBR 6459 (2016). *Solo - Determinação do limite de liquidez*. Rio de Janeiro.

_____, NBR 7180 (2016). *Solo — Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro.

_____, NBR 14545 (2000). *Solo – Determinação do coeficiente de permeabilidade de solos argilosos à carga variável*. Rio de Janeiro.

_____, NBR 7182 (2016). *Solo - Ensaio de Compactação*. Rio de Janeiro.

(2016). *Solo - Índice de suporte Califórnia (ISC) - Método de ensaio*. NBR 9895. Rio de Janeiro.

_____, NBR 14491 (2007) - *Emulsões Asfálticas - Determinação da Viscosidade Saybolt Furol*. Método de ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

_____, NBR 6570 (2010) - *Emulsões Asfálticas - Determinação da Sedimentação*. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

_____, NBR 14393 (2012) - *Emulsões Asfálticas - Determinação da Peneiração*. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

_____, NBR 6300 (2009) - *Emulsões Asfálticas Catiônicas - Determinação da Resistência à Água*. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

_____, NBR 6297 (1971) - *Determinação de Ruptura de Emulsões Asfálticas – Método da Mistura com Cimento*. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ

_____, NBR 6567 (2015) - *Determinação da Carga da Partícula de Emulsões Asfálticas*. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ

_____, NBR 6568 (1999) - **Emulsões Asfálticas - Determinação do Resíduo de Destilação**. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

_____, NBR 6576 (2007) - **Materiais Asfálticos - Determinação da Penetração**. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

_____, NBR 14855 (2015) - **Materiais Betuminosos - Determinação da Solubilidade em Tricloroetileno**. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

_____, NBR 6293 (2015) - **Materiais Betuminosos - Determinação da Ductilidade**. Método de Ensaio. Rio de Janeiro, RJ.

ASTM D 4223-99 (2006). *Standard Practice for Preparation of Test Specimens of Asphalt Stabilized Soils*. American Society of Testing Materials, United States

AKZO NOBEL (2005). *Asphalt Applications Emulsion School*. 1 CD-ROM.

ALMEIDA, D.J. (2018). *Estabilização de Solo Tropical Argiloso com Cimento Zeólito Sintético como Solução em Pavimentação no Amazonas*. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Amazonas, UFAM. Manaus - AM, 157p.

AMARAL, S. C. (2004). *Estudo de Misturas laterita-asfalto da Região Metropolitana de Belém-PA para Revestimentos de Pavimento*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 198p. São Paulo – SP.

ANDRETTA, E.R. (2014). *Características Intrínsecas dos Horizontes de Alteração da Formação Alter do Chão, como Diagnóstico para a Erodibilidade, em Manaus-AM*. Dissertação de Mestrado em Geociências. Universidade Federal do Amazonas, UFAM. Manaus - AM, 105p.

ANJOS, L. H. C.; SANTOS, H. G.; FONTANA, A., MENEZES, A. R. (2015). *Rationale for a Brazilian Soil Classification System - SiBCS* - In: Synergy in Science: Partnering for Solutions, Annual Meeting, Minneapolis, MN.

BAIA, M. V. M.; ALMEIDA, D. J.; SOUZA, E. S., BARBOSA, E. P., ARAUJO, F. A. S., LIMA, A. O. P.; CAMPELO, N. S. (2018). *Análise Comparativa de Metodologias para Classificação Geotécnica de Dois Solos Oriundos da Margem de Corpos Hídricos na zona Central de Manaus-AM* - In: XVIII, CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Salvador.

BALBO, J.T. (2007). *Pavimentação Asfáltica: materiais, projetos e restauração*. São Paulo: Oficina dos Textos.

BARRETO, E. C. G. (2015). *Caracterização Física, Química, Mineralógica e Micromorfológica do Solo Mole do Porto de Santana, no Amapá*. Dissertação (Mestrado). Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro.

BERNUCCI, L. B. (1995). *Considerações sobre o Dimensionamento de Pavimentos utilizando Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*. Tese de Doutorado. Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, 237p. São Paulo – SP.

- BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. (2006). *Pavimentação Asfáltica: formação básica para engenheiros*. 1. ed. Rio de Janeiro: PETROBRAS. V.1. 520 p.
- BLUCHER, E. (1951). *Mecânica dos solos para engenheiros rodoviários*. São Paulo: Blucher, v. 1, 620 p.
- BRAIDA, J. A. et al. (2011). *Matéria Orgânica e seu Efeito na Física do Solo*. Tópicos em Ciência do Solo, v. 7, p. 221–278.
- CAPUTO, H. P. (1988) *Mecânica dos Solos e Suas Aplicações*. 6ª Edição. Ed. LTC, Rio de Janeiro, RJ, 244p.
- CARVALHO, C.A.B.; DOURADO FILHO, J. E ESPÍRITO SANTO, N.R. (1992). *Uma Análise de Desgaste e de Resistência à Compressão Simples – Mistura de SoloBetume*. Anais da 26a Reunião Anual de Pavimentação, Aracaju, SE.
- CARVALHO, G.; ALMEIDA, P. *Caracterização física e classificação dos solos*. Universidade Federal de Juiz de Fora. Faculdade de Engenharia Departamento de Transportes, p.142, 2005.
- CARVALHO, J.C. et al. (2015). *Solos Não Saturados no Contexto Geotécnico*. Ed. ABMS, São Paulo, SP. 759 p.
- CAGLAR, B. (2012). *Structural Characterization of Kaolinite-nicotinamide Intercalation Composite*. Journal of Molecular Structure, v. 1020, p.48-55.
- CAGLAR, B.; ÇIRAK, C.; TABAK, A.; AFSIN, B.; EREN, E. (2013). *Covalent grafting of pyridine-2-methanol into Kaolinite Layers*. Journal of Molecular Structure, v. 1032, p. 12-22.
- CAVALCANTE, A. C.; RIBEIRO, M. R. B. M.; NUNES, C.Y.; SOUSA, J. G. M; DELGADO, B.G. (2016). *Análise Mecânica da Aplicabilidade de Solos Constituintes de Sublastro em Pavimentos Ferroviários, por meio de Parâmetros obtidos por Correlações com a Classificação MCT para Solos da Região Norte do Brasil* - In: XVIII, CONGRESSO BRASILEIRO DE MECÂNICA DOS SOLOS E ENGENHARIA GEOTÉCNICA, Belo Horizonte.
- CHENG, H.; LIU, Q.; YANG, J.; MA, S.; FROST, R. L. (2012). *The Thermal Behavior of Kaolinite Intercalation Complexes – A review*. Thermochemica Acta, v. 545, p. 1-13.
- CNT. (2016). *Anuário CNT do transporte – estatísticas consolidadas 2016*. Confederação Nacional de Transporte, v II, p.209, Brasília.
- DAS, BRAJA. M. (2007). *Fundamentos de Engenharia Geotécnica*. São Paulo: Thomson.
- DELGADO, B.G. (2012). *Análise da Deformidade de um Solo Tropical do Oeste do Maranhão com o Material de Sublastro na Estrada de Ferro Carajás*. 131 p. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Escola de Minas – Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto.

DER-SP (1991) Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo. **Manual de Normas: Pavimentação**. DER-SP. São Paulo

DIAS, D. K.R. (2016) **Reutilização do Resíduo Cerâmico oriundo do Polo Oleiro de Iranduba e Manacapuru para Emprego como Elemento constituinte de Bases e Sub-base de Pavimento**. 166 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Tecnologia, Universidade Federal do Amazonas.

DNER. Departamento Nacional de Estradas De Rodagem (1996) - DNER-CLA 259/96: **Classificação de Solos Tropicais para Finalidades Rodoviárias Utilizando Corpos-de-Prova Compactados em Equipamento em Miniatura**. Brasil.

_____, DNER-ME 087/94 (1994) - **Solos – Determinação dos Fatores de Contração**. Brasil.

_____, DNER-ME 256/94 (1994) –. **Solos Compactados com Equipamento Miniatura - determinação da perda de massa por imersão, solos, método de ensaio**. Brasil.

_____, DNER-ME 258/94 (1994) –. **Solos Compactados em Equipamento Miniatura - MiniMCV, solos, métodos de ensaio**. Brasil.

_____, DNER-IE 004/94 (1994) –. **Solos Coesivos – Determinação da Compressão Simples de Amostras**. Brasil.

DNIT. Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes DNIT-ES 098/2007 (2007) –. **Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente com Utilização de Solo Laterítico**. Brasil.

_____, DNIT-ES 141/2010 (2010) –. **Pavimentação – Base Estabilizada Granulometricamente**. Brasil.

EMBRAPA. (2017). Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária. Centro Nacional de Pesquisa de Solos. **Manual de Métodos de Análise do Solo**. Brasília. 577p.

ESTEVES, S. F. (2014). **Reciclagem de Pavimentos Betuminosos – influência da granulometria nas propriedades mecânicas de misturas recicladas a frio com emulsão**. 112 p. Dissertação (Mestrado Integrado em Engenharia Civil) – Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal.

FABBRI, G.T.P. (1994). **Caracterização da Fração Fina de Solos Tropicais através da Adsorção de Azul de Metileno**. Tese de doutorado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP. São Carlos - SP, 157p.

FERREIRA, A.M. (1980). **Estudo de Três Solos Estabilizados com Uma Emulsão Asfáltica Catiônica**. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciências e Tecnologia, Universidade Federal da Paraíba, Campina Grande, PB, 99p.

GOMES, C. de S. F (2002). **Argilas – Aplicações na Indústria**. C. GOMES (Editor). O Liberal, Empresa de artes gráficas Ltda., Aveiro, 337p.

GONDIM, L. M. (2008). *Estudo Experimental de Misturas Solo-Emulsão Aplicado às Rodovias do Agropólo do Baixo Jaguaribe - Estado do Ceará*. 2008. 213p. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Transportes) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará.

GROHMANN, F. (1972). *Superfície Específica do Solo de Mapeamento de Unidades do Estado de São Paulo – Estudo de Perfis com Horizonte B Textural e Horizonte B Latossólico*. Boletim Científico do Instituto Agrônomo do Estado de São Paulo, BRAGANTIA, v.31, n. 13, p.145-165.

HUDSON, W. R.; MEYER, A. H. (1997) *Guidelines for Material Requirements of Low Volume Roads*. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1., Rio de Janeiro. Anais..., Rio de Janeiro: ABPv. V.1.p. 12-28.

IGNATIUS, S. G. (1991). *Solos tropicais: Proposta de índice classificatório*. Revista Solos e Rochas, Ano 14 n° 2, p. 89 a 93. Ed: ABMS. São Paulo.

INGLES, O.G. & METCALF, J.B. (1972) *Soil Stabilization Principles and Practice*. Butterworths, Sydney, Australia, 374p.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA - IBGE. (2005) *Manual Técnico de Pedologia. Manuais Técnicos em Geociências*, Rio de Janeiro, 2ª ed., n.4, 316 p.

INSTITUTO DE COLONIZAÇÃO E REFORMA AGRÁRIA - INCRA. (2018) *Dados do Projeto de Assentamento Agrário Tarumã-Mirim*. Sistema Eletrônico de Informação ao Cidadão, Brasília, 6 p.

INSTITUTO DE COLONIZAÇÃO E REFORMA AGRÁRIA - INCRA. (2018) *Relatório Técnico Preliminar do Projeto de Assentamento Agrário Tarumã-Mirim*. Sistema Eletrônico de Informação ao Cidadão, Brasília, 306 p.

JACINTHO, E. C. (2005). *Estudo do Comportamento de Misturas Solo-Emulsão para Uso em Barragens*. Dissertação de Mestrado em Engenharia Civil, UnB, Brasília, DF.

JACINTHO, E.C; CARVALHO, J.C; FARIAS, M.M, & GUIMARAES, R.C. (2005). *Influência das Propriedades Físicas, Químicas e Mineralógicas do Solo no Comportamento de Misturas Solo-Emulsão*. Anais da 36ª Reunião Anual de Pavimentação. Curitiba, PR.

JAMES, A. (2006) *Overviem of Asphalt Emulsion*. E-C102 Circular. Transportation Research Board. Washington.

JOHNSON, J.C. (1957) *The place of asphalt stabilization in the expanded highway program*. Presented at the National convention of American Road Builder's Association. Chicago, III.

KÉZDI, A. (1979). *Stabilized Earth Roads – Developments in Geotechnical Engineering*. Elsevier Company.

KÉZDI, A. (1979). *Handbook of Soil Mechanics – Soil Testing*. New York: Elsevier; North Holland, v.2 260p.

KLINSKY, L. M. (2008). *Proposta de Reaproveitamento de Areia de Fundação em Sub-bases e Bases de Pavimentos Flexíveis, através de sua Incorporação a Solos Argilosos*. 215 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos -SP.

KLINSKY, L. M. (2013). *Avaliação do Reaproveitamento de Areia de Fundação Residual em Camadas de Pavimentos*. 313 p. Tese de Doutorado (Programa de Pós-graduação em Engenharia de Transportes) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos -SP.

KLINSKY, L. M (2019). *Bases de Pavimentos*. 475 p. Curso de Ensino à Distância – Associação Brasileira de Pavimentação. Rio de Janeiro -RJ.

LIMA, F. C. (2016). *Estudo dos Processos de Compactação e Dosagem de Misturas entre Solo Arenoso e Emulsão Asfáltica*. 97 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Centro de Tecnologia, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

MICELI JR, G. (2006). *Comportamento de Solos do Estado do Rio de Janeiro Estabilizados com Emulsão Asfáltica*. Dissertação de Mestrado em Engenharia de Transportes. Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.

MICELI JR, G.; MOTTA, L. M. G.; OLIVEIRA, J. R. M. S. E VIERA, A. (2006). *Comportamento de Dois Solos do Estado do Rio de Janeiro Estabilizados com Emulsão Asfáltica*. Anais da 37ª Reunião Anual de Pavimentação, Goiânia, GO.

MIRANDA, R. A. C.; SANTOS A. S. (2008). Balanço Hídrico e Classificação Climática de Thornthwaite em Duas Barras (RJ). ISSN: 1981-9021 – Geo UERJ. Ano 10 - nº 18 - Vol. 1 – p171-182- 1º semestre, Rio de Janeiro.

MITCHELL, J. K., SOGA, K. (2005). *Fundamentals of soil behavior*. 3. Ed. New Jersey.

MITCHELL, J. K. (1993). *Fundamentals of Soil Behaviour*. John Wiley e Sons, 2ªed., New York, 437 p.

MOISTURE CONDITION VALUE, proposta por Parsons (1976) para controle de compactação nas condições prevalecentes na Inglaterra. In: NOGAMI, Job Shuji. Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos. 1ª Edição. São Paulo: Villibor, 1995, página 64.

MORANDINI, T. L. C. (2014). *Solos Tropicais e Bentonita: análise geotécnica de misturas com ênfase na abordagem coloidal*. [s.l.] UFOP, 267p. Tese (Doutorado em Geotecnia) – Escola de Minas – Núcleo de Geotecnia, Universidade Federal de Ouro Preto.

NASCIMENTO, J. L. A. (2009). *Uso de Geotecnologias no Monitoramento de Unidades de Conservação: Ocupações Periurbanas na APA Margem Esquerda do Rio Negro-Manaus*. 117p. Dissertação (Mestrado em Ambientais) – Programa de Pós-Graduação em Ciências do Ambiente. Universidade Federal do Amazonas. Manaus -AM.

NOGAMI, J. S. E VILLIBOR, D. F. (1980). *Caracterização e Classificação Gerais de Solos para Pavimentação: limitações do método tradicional, apresentação de uma nova sistemática*. In: Reunião Anual de Pavimentação: ABPV, 15, Belo Horizonte. Anais.

NOGAMI, J. S. E VILLIBOR, D. F. (1995). *Pavimentação de Baixo Custo com Solos Lateríticos*. 1ª Edição. São Paulo: Villibor.

OLIVEIRA, A. M. S.; MONTICELI, J. J. et al. (2018). *Geologia de Engenharia e Ambiental*. Ed. ABGE, VOL II, São Paulo, SP. 479p.

ORTIGÃO, J.A.R. (2007). *Introdução a Mecânica dos Solos dos Estados Críticos*. São Paulo: Terratek.

PESSOA, F.H.C. (2004). *Análise dos solos de Urucu para Fins de Uso Rodoviário*. Dissertação de Mestrado, Publicação nº G. DM-117ª/04, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 151p.

PATZHOLD, H. (1957). *Bituminose Stabilisierung im Straßen-und Wegebau*. Essen:Vft-Mittlungen, H2.

PINTO, C. S. (2006). *Curso Básico de Mecânica dos Solos em 16 Aulas*. 3ª Edição. Ed. Oficina de Textos, São Paulo, SP, 355p.

REBELO, E. P. (2009). *Estudo de Mistura Solo-Emulsão para Região de Urucu (Coari-AM)*. 115p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Universidade Federal do Amazonas. Manaus -AM.

REIS N.R., ALMEIDA, M.E., FERREIRA, A.L., RIKER, S.R. (org.) (2006). *Geologia e Recursos Minerais do Estado do Amazonas – Sistema de Informações Geográficas 1:1.000.000*. CPRM, Manaus, 144p.

ROMANO; L. L. CUESTA, J. S.; BARROS, T. C; MOTA, M. A. S. (2017). *Classificação Climática de Manaus – AM, conforme Koppen e Thornthwaite* - Programa de Pós-Graduação em Ciências Ambientais Climatologia Geral. Universidade Federal do Pará. Belem, Pará.

RONQUIM, C. C. (2010) *Conceitos de Fertilidade do Solo e Manejo Adequado para as Regiões Tropicais*. 26p. Embrapa Monitoramento por Satélite. Boletim de Pesquisa e Desenvolvimento,8. Campinas, SP.

ROQUE, W. V. (2006). *Mapeamento Geoambiental da Área Urbana de Manaus - AM*. 162p. Dissertação (Mestrado). Departamento de Engenharia Civil. Universidade de Brasília. Brasília, DF.

ROSS, J. L. S. (2000). *Geomorfologia: ambiente e planejamento*. 5ed. São Paulo: Ed. Contexto. 85p.

SAMPAIO, M. G. (2008). *Comportamento Mecânico e Hídrico de Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica*. 157p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia Civil e Arquitetura, Universidade Estadual de Campinas. Campinas -SP.

SANT'ANA, W.C. (2009). *Contribuição ao Estudo de Solo Emulsão em Pavimentos de Rodovias de Baixo Volume de Tráfego para o Estado do Maranhão*. 341p. Tese de Doutorado. Departamento de Engenharia de Transportes. Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.

SANTOS, C. H. A. (2017). *Estudo do Comportamento dos Materiais Lateríticos em Pavimentos Rodoviários*. 2017. 121p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Faculdade de Engenharia, Universidade Lusófona de Humanidades e Tecnologias. Lisboa, Portugal.

SANTOS, G. P. P.; GUIMARÃES, A. C. R. (2011). *Contribuição para o Conhecimento do Comportamento Mecânico dos Solos Lateríticos utilizados em Pavimentos no Sudoeste da Amazônia* In: Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes, 2011, Belo Horizonte. Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transporte.

SENÇO, W. DE. (2001). *Manual de Técnicas de Pavimentação*. Ed. Pini, São Paulo, SP.

SILVA, M.S.; SANTANA, G.P. (2013). *Caulinita Estrutura Cristalina*, Técnicas Físicas de Estudo e Adsorção Scientia Amazonia, v. 2, n.3, p. 54-70.

SKEMPTON, A. W. (1953). *The colloidal activity of clays*. Proc. 3rd Int. Conf. Soil Mech. Found. Engg. (1) 57-61.

SOLIZ, V. V. P. (2007). *Estudo de Três Solos Estabilizados com Emulsão Asfáltica*. Dissertação de Mestrado. Programa de Mestrado em Engenharia Civil, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ.

SPARKS, D. L. (2003). *Environmental Soil Chemistry*. 2. ed. Academic Publishers, 2003. Hardbound, 352p.

TAKEDA, M. C. A. (2006). *Influência da Variação da Umidade Pós-compactação no Comportamento Mecânico de Solos de Rodovias do Interior Paulista*. Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos. Tese de Doutorado, 276 p.

TERZAGHI, K.; PECK, R.B.; MESTRI, G. (1996). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. 3 ed. New York: John Wiley & Sons. 592p.

THULER, R. B.; MOTTA, L.M.G. (2006). *Uso dos Ensaio LWT e WTAT Modificados para Teste de Dosagem de Tratamento Antipó Aplicado a Solos do Estado do Rio de Janeiro* In. ENCONTRO DE ASFALTO DO INSTITUTO BRASILEIRO DO ASFALTO, 18, Rio de Janeiro. Resumo dos trabalhos. Rio de Janeiro:IBP, 2006. 1 CD-ROM.

- VARGAS, M (1977). *Introdução à Mecânica dos Solos*. Ed.McGraw-Hill, São Paulo.
- VERTAMATTI, E. *Contribuição ao Conhecimento Geotécnico de Solos da Amazônia com Base na Investigação de Aeroportos e Metodologias MCT e Resiliente*. Tese de Doutorado, Instituto Tecnológico da Aeronáutica: São José dos Campos, São Paulo, Brasil, 1988.
- VIEIRA, A.F.G. (2008). **Desenvolvimento e Distribuição de Voçorocas em Manaus (AM): Principais fatores controladores de impactos urbano-ambientais**. Tese de doutorado. UFSC, 2008. 310p.
- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; SERRA, P.R.M. e ZUPPOLINI, A.N. (1997). *Tecnologia de Pavimentação de Baixo Custo com Uso de Bases de Solos Lateríticos para Rodovias de Baixo Volume de Tráfego*. In: SIMPÓSIO INTERNACIONAL DE PAVIMENTAÇÃO DE RODOVIAS DE BAIXO VOLUME DE TRÁFEGO, 1., 1997, Rio de Janeiro. Anais... Rio de Janeiro: ABPv, v.1.p 1416-436.
- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S (2001). *Aspectos Fundamentais paa uso Adequado de SAFL em Bases de Pavmentos de Baixo Custo*.In Anais,ABPv, Florianópolis.
- VILLIBOR, D. F.; NOGAMI, J. S.; CINCERRE, J. R.; SERRZA, P.R.M. e ZUPPOLINI, A.N. (2007). *Pavimentos de Baixo Custo para Vias Urbanas, Bases Alternativas com Solos Lateríticos*. São Paulo.
- VILLIBOR, D. F. e NOGAMI, J. S. (2009). *Pavimentos Econômicos: Tecnologia do Uso dos Solos Finos Lateríticos*. 1ª Edição. São Paulo: Arte & Ciência.
- VILLIBOR, D. F. e ALVES, D. M. L. (2017). *Classificação de Solos Tropicais de Granulação Fina e Grossa*. Revista Pavimentação, Ano XII, nº 43, p. 17 a 37. Ed: ABPv. Rio de Janeiro.
- VILLIBOR, D. F. e ALVES, D. M. L. (2018). *Estudos geotécnicos de corte e subleito de estrada implantada e a ser implantada – parte I*. Revista Pavimentação, Ano XIII, nº 49, p. 17 a 37. Ed: ABPv. Rio de Janeiro.
- VOGEL, Arthur Israel. *Análise química quantitativa*; tradução Júlio Carlos Afonso, Paula Fernandes de Aguiar, Ricardo Bicca de Alencastro-reimp. Rio de Janeiro: LTC, 2002. P:265-276.
- VOGT, J. C. (1971). *Estabilização Betuminosa*. 7º Simpósio sobre Pesquisas Rodoviárias. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, DNER, Rio de Janeiro.
- YODER, E.J e WITCZAK, M.W. (1975). *Principles of Pavement Design*. 2º edição, John Wiley & Sons, Inc , New York, Estados Unidos.
- ZAPPE, A. P. S. (2017). *Uso de areia de fundição em misturas com argila laterítica para estrutura de pavimentos econômicos*. 96 p. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí.

APÊNDICE I – RESULTADOS DO ENSAIO DE COMPRESSÃO SIMPLES

SOLO A

RESUMO COMPRESSÃO SIMPLES (RCS)							
Solo	Teor de Emulsão (%)	Tempo de Cura (dias)	Corpo de Prova	Condição de Cura	RCS (MPa)	RCS_{máx} (MPa)	RRCS
S A	0%	0	CP1	Seca	0,54	0,54	
			CP2	Seca	0,47		
			CP3	Seca	0,43		
		7	CP4	Seca	0,33	1,06	
			CP5	Seca	1,06		
			CP6	Seca	1,01		
	4%	0	CP7	Seca	0,65	0,67	26,41%
			CP8	Seca	0,67		
			CP9	Seca	0,64		
		7	CP10	Seca	1,54	2,31	
			CP11	Seca	2,31		
			CP13	Seca			
		7	CP14	Imersa	0,20	0,61	
			CP15	Imersa	0,61		
			CP16	Imersa	0,35		
	6%	0	CP17	Seca	0,30	1,02	20,11%
			CP18	Seca	1,02		
			CP19	Seca			
		7	CP20	Seca	1,79	2,59	
			CP21	Seca	2,59		
			CP22	Seca			
	7	CP23	Imersa	0,51	0,52		
		CP24	Imersa	0,51			
		CP25	Imersa	0,52			
	8%	0	CP26	Seca	1,06	1,06	9,76%
			CP27	Seca	0,33		
			CP28	Seca			
		7	CP29	Seca	2,52	2,52	
			CP30	Seca	1,90		
			CP31	Seca			
		7	CP32	Imersa	0,25	0,25	
	CP33		Imersa	0,22			
	CP34		Imersa				

SOLO B

RESUMO COMPRESSÃO SIMPLES (RCS)							
Solo	Teor de Emulsão (%)	Tempo de Cura (dias)	Corpo de Prova	Condição de Cura	RCS (MPa)	RCS _{máx} (MPa)	RRCs
S B	0%	0	CP35	Seca	0,47	0,51	
			CP36	Seca	0,51		
			CP37	Seca	0,43		
		7	CP38	Seca	0,99	0,99	
			CP39	Seca	0,88		
			CP40	Seca	0,83		
	4%	0	CP41	Seca	1,80	1,81	23,20%
			CP42	Seca	1,81		
			CP43	Seca			
		7	CP44	Seca	2,33	2,33	
			CP45	Seca	2,08		
			CP46	Seca			
		7	CP47	Imersa	0,54	0,54	
			CP48	Imersa	0,42		
			CP49	Imersa	0,34		
	6%	0	CP50	Seca	1,08	1,30	16,90%
			CP51	Seca	1,30		
			CP52	Seca			
		7	CP53	Seca	2,17	2,49	
			CP54	Seca	2,49		
			CP55	Seca			
		7	CP56	Imersa	0,42	0,42	
			CP57	Imersa	0,38		
	7	CP58	Imersa				
		8%	0	CP59	Seca	0,92	1,19
	CP60			Seca	1,19		
	CP61			Seca			
7	CP62		Seca	2,35	2,35		
	CP63		Seca	2,10			
	CP64		Seca				
7	CP65		Imersa	0,24	0,24		
	CP66		Imersa	0,19			
	CP67		Imersa	0,18			

COMPORTAMENTO DAS CURVAS DE DEFORMAÇÃO DO ENSAIO DE RCS DOS SOLOS A e B NA CONDIÇÃO NATURAL, NAS IDADES DE CURA SECA 0 E 7DIAS.

