



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E
ENGENHARIA DE MATERIAIS**



**COMPORTAMENTO MECÂNICO COM RESÍDUOS INDUSTRIAIS, SOB FLEXÃO
A QUATRO PONTOS, PARA CONSTRUÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

CLÁUDIO AUGUSTO DE PAULA LIMA

MANAUS

2017



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E
ENGENHARIA DE MATERIAIS**



CLÁUDIO AUGUSTO DE PAULA LIMA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO COM RESÍDUOS INDUSTRIAIS, SOB FLEXÃO
A QUATRO PONTOS, PARA CONSTRUÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais da Universidade Federal do Amazonas, como requisito para obtenção do título de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais

Área de concentração: Materiais

Linha de pesquisa: Solos e Pavimentação

Orientadora: Prof.^a Dra. Consuelo Alves da Frota

MANAUS

2017



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E
ENGENHARIA DE MATERIAIS**



Ficha Catalográfica

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

L732c Lima, Cláudio Augusto de Paula
Comportamento mecânico com resíduos industriais, sob flexão a quatro pontos, para construção de pavimentos flexíveis / Cláudio Augusto de Paula Lima. 2017
123 f.: il. color; 31 cm.

Orientadora: Consuelo Alves da Frota
Dissertação (Mestrado em Ciência e Engenharia de Materiais) - Universidade Federal do Amazonas.

1. Flexão a quatro pontos. 2. Mistura asfáltica morna. 3. Estabilização de solos. 4. Cal de carbureto. 5. Fibra do curauá. I. Frota, Consuelo Alves da II. Universidade Federal do Amazonas III. Título



**UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM CIÊNCIA E
ENGENHARIA DE MATERIAIS**



CLÁUDIO AUGUSTO DE PAULA LIMA

**COMPORTAMENTO MECÂNICO COM RESÍDUOS INDUSTRIAIS, SOB FLEXÃO
A QUATRO PONTOS, PARA CONSTRUÇÃO DE PAVIMENTOS FLEXÍVEIS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais da Universidade Federal do Amazonas, como requisito para obtenção do título de Mestre em Ciência e Engenharia de Materiais

Área de concentração: Materiais
Linha de pesquisa: Solos e Pavimentação

Aprovado em 10 de novembro de 2017.



Dedico esse trabalho à minha eterna mãe, ao meu querido pai e aos demais familiares e amigos. Amo muito vocês!

AGRADECIMENTOS

Agradeço a Deus por toda a força espiritual concedida ao longo de toda minha vida. Após cada caminhada pela qual passo, cada dificuldade que enfrento, tenho mais certeza que o Senhor rege este mundo de Tal forma que nós não temos que compreender, muito menos questionar, mas somente agradecer.

Aos meus pais Sisse Cristina da Costa Paula e Manoelito Nascimento Lima que sempre estiveram comigo, em todos os momentos, mesmo quando fisicamente distantes, guiando-me com seus ensinamentos atemporais. Todo o meu esforço, todo o meu estudo, todo o meu trabalho sempre foi por vocês e sempre será. Desde criança, o filho do eletricitista e da vendedora de roupas nunca teve do que reclamar sobre alimentação, educação, saúde, lazer. Nunca me faltaram recursos, sejam eles financeiros ou emocionais. Ia para a escola estudar, mas era em casa que se situava a Faculdade da Vida. O Sr. Dr. Manoelito ensinou-me o amor quando fazia questão de demonstrar o quanto amava a minha mãe e o quanto isso o transformava diariamente em um homem melhor. A Sra. Dra. Sisse apresentou-me o altruísmo, a satisfação em ajudar o próximo sem querer nada em troca, a sede insaciável que me faz procrastinar quando as metas são individuais. Foram tantos ensinamentos e, mesmo assim, ainda sinto que tenho muito, mas muito a aprender com vocês. Assim, deixo aqui materializado que o meu maior objetivo de vida é ser para os meus futuros filhos o que vocês foram e são para mim. Sem o apoio de vocês, nada eu teria conseguido, nada eu seria.

Agradeço à minha avó, Dona Olga, à minha tia, Karina Lima, à minha irmã, Gabriela Lima, e à minha melhor amiga Mylena Vieira que sempre me apoiaram e estiverem ainda mais presentes na minha vida nesses dois anos de mestrado. Sem vocês, eu também não teria conseguido.

Aos demais familiares e amigos que direta ou indiretamente fazem-me sentir um ser humano.

À Professora Dra. Consuelo Alves da Frota que se esforça muito para propiciar aos seus alunos as melhores condições de aprendizado, seja com a tratativa humana, com a sabedoria transmitida ou com os ótimos recursos laboratoriais. Deu-me muitas oportunidades desde que a conheci e apresentou-me uma nova família a qual sempre farei questão de fazer parte.

Ao Professor Dr. Hidembergue Frota por toda a paciência e dedicação para me ensinar, e por toda a genialidade ao melhorar meu trabalho com a Teoria de Euler-Bernoulli. O meu muito obrigado.

Aos Professores Doutores da Universidade do Estado do Amazonas Joecila Santos Silva e Francisco dos Santos Rocha que bastante contribuíram com a minha formação acadêmica, profissional e pessoal.

Aos Engenheiros Civis e Mestres em Ciências Antônio Cleiton, Cleudinei Silva e Cláudia Barbosa por todos os ensaios e teorias ensinados no laboratório. Vocês são a prova de que todo sucesso depende majoritariamente do esforço próprio e que toda aula pode ser muito divertida.

A todos os amigos do GEOTEC, em especial, ao Professor Msc. Matheus Pena, à Mestre em Ciências Aline Cabral, aos Engenheiros Civis André Salles e Rodrigo Fernandes que foram meus parceiros de laboratório. Aprendemos que não há distinção entre dias de semana com sábados, domingos e feriados.

Agradeço aos Professores Dra. Sandra Oda e Dr. Marcos Paula pelo aceite da desgastante missão de ter que em pouco tempo, em meio a todos os seus afazeres, avaliar um estudo de anos de trabalho e dedicação.

À empresa Ardo Construtora e Pavimentação Ltda que sempre de forma muito solícita doou os materiais e disponibilizou todas as informações necessárias acerca da mistura morna e da cal de carbureto aplicadas na cidade de Manaus/AM.

À SEDUC-AM, em especial ao Gerente do setor de Planejamento, Caio Reis Junior, pelas dispensas que me foram concedidas sempre que necessitei, tanto para participação em congresso, quanto para desenvolvimento das atividades relacionadas a pesquisa que foram imprescindíveis para o meu desenvolvimento profissional.

À Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado do Amazonas (Fapeam) pelo auxílio financeiro e aos demais professores do Programa de Pós-graduação em Ciência e Engenharia de Materiais da Universidade Federal do Amazonas (Ufam) que sempre ouviram e sanaram minhas dúvidas com presteza e celeridade.

À Universidade do Estado do Amazonas (UEA) e à Universidade Federal do Amazonas (Ufam) por se destacarem como importantes instituições acadêmicas e sociais, sendo fábricas de sonhos e de realizações para muitos jovens e adultos.

*Quanto mais amor temos,
tanto mais fácil fazemos a
nossa passagem pelo mundo.*

Immanuel Kant

RESUMO

O retrospecto histórico dos pavimentos de Manaus e de uma fração expressiva dos Municípios do Estado do Amazonas comprova a falência estrutural precoce, em virtude da escassez de materiais pétreos e de subcamadas com baixo suporte. A literatura mostra a utilização de resíduos industriais para estabilização de solos, assim como ganhos no desempenho mecânico de misturas asfálticas, como solução alternativa à pavimentação em regiões onde há a escassez de agregados e elevado custo de transporte desses materiais. Avaliou-se no presente trabalho o efeito de resíduos industriais na estabilização química e física de um solo proveniente da região de Iranduba/AM, e na dosagem de concreto asfáltico, visando ao aumento da capacidade de suporte, bem como à destinação final de passivo ambiental. Os resíduos utilizados foram a cal de carbureto (CC), subproduto do gás acetileno produzido em no Polo Industrial de Manaus (PIM), e o resíduo da fibra do Curauá, material natural e regional utilizado pela indústria automobilística. Moldaram-se vigas com solo e com as composições solo-cal, solo-fibra e solo-cal-fibra, nas proporções de 2% de cal e 1,5% de fibra, em relação à massa seca do solo. Realizou-se o processo de cura das amostras, em estufa, por 24hs e 48hs, a 60° C. Moldaram-se, também, vigas de concreto asfáltico tradicional e com a participação da cal de carbureto. Determinou-se o comportamento mecânico pelo ensaio de flexão a 4 pontos, considerando-se as condições de tráfego e temperatura regional. Os resultados para as composições do solo com resíduos industriais revelaram um aumento no módulo de rigidez dinâmico, tal como um decréscimo do ângulo de fase refletindo a insignificante parcela viscosa do material natural. Resposta contrária apresentaram as vigas asfálticas. Comparou-se os resultantes do módulo de rigidez dinâmico das composições asfálticas, tradicional e alternativa, segundo a teoria de Euler-Bernoulli. Verificou-se o perfeito ajuste da função teórica com os pontos experimentais. Portanto, o presente trabalho corrobora a viabilidade técnica do uso da cal de carbureto e do resíduo da fibra do curauá na engenharia de pavimentação.

Palavras-chave: Flexão a quatro pontos; mistura asfáltica morna; estabilização de solos; cal de carbureto; fibra do curauá.

ABSTRACT

The historical retrospective of the pavements in Manaus and an expressive fraction of the municipalities in the State of Amazonas proves its early structural failure due to the scarcity of petrous materials and sublayers with low support. Literature shows the use of industrial waste for soil stabilization, as well as gains in mechanical performance of asphalt mixtures as an alternative solution to the paving regions where there is shortage of aggregates and high cost on transportation of these materials. In the present work, the effect of industrial waste on the chemical and physical stabilization of a soil from the region of Iranduba/AM was evaluated, and on the asphalt concrete dosage, aiming to increase the capacity of support as well as the final destination of environmental liabilities. The waste used were carbide lime (LC), a by-product of acetylene gas produced in the Industrial Pole of Manaus (IPM) and the residue of Curauá fiber, a natural and region material used by the automobile industry. Beams were molded with soil and soil-lime, soil-fiber and soil-lime-fiber compositions, in proportions of 2% lime and 1,5% fiber, related to the dry soil mass. Curing of the samples was carried out in an oven for 24 and 48 hours at 60°C. It was also molded traditional asphalt concrete beams with the addition of carbide lime. The mechanical behavior was determined by the 4-point flexural test, considering regional traffic and temperature conditions. Results for soil compositions with industrial waste revealed an increase in the dynamic stiffness modulus, such as a decrease in the phase angle reflecting the negligible viscous portion of the natural material. The asphalt beams presented a contrary answer. The results of dynamic stiffness module of the traditional and alternative asphalt compositions were compared, according to the theory of Euler-Bernoulli. It was verified the perfect adjustment of the theoretical function with the experimental points. Therefore, the present work corroborates the technical feasibility of the use of carbide lime and Curauá fiber residue in pavement engineering.

Keywords: the four-point bending; war asphalt mix; soils stabilization; carbide lime; curauá fiber

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – a) Rodovia BR-319, Lat. 07°33'10'' S e Long. 63° 15' 57'' W.....	22
Figura 2 – Distribuição das tensões típicas em pavimentos rígidos e flexíveis.	26
Figura 3 – Esquemática das camadas de um pavimento flexível convencional.	26
Figura 4 – Sistemas de camadas dos pavimentos de concreto asfáltico.....	29
Figura 5 – Classificação das misturas asfálticas quanto à temperatura de usinagem.....	30
Figura 6 – Diferença entre o vapor emitido, mistura a quente, a 155°C (esquerda) e mistura morna, a 110°C (direita).	31
Figura 8 – Fluxograma da produção da cal de carbureto	38
Figura 9 – Esquemática da fibra de madeira.....	39
Figura 10 – a) Curauá roxo b) Curauá branco.	39
Figura 11 – a) Plantação do curauá b) Extração da fibra c) Fibras processadas d) Secagem das fibras.	40
Figura 12 – Ensaio de Escorrimento de Mistura SMA a 162,5°C: (a) 0%, (b) 0,3% e (c) 0,5% de fibra do curauá.	41
Figura 13 – Modelo de viga para teste de flexão a quatro pontos.	42
Figura 14 – Viga com região central em flexão pura e extremidades em flexão não uniforme.	43
Figura 15 – Esquema de solicitação e resposta no ensaio de módulo complexo.	44
Figura 16 – Modos de vibração de uma viga bi rotulada.	46
Figura 17 – Fluxograma da pesquisa.....	47
Figura 18 – Solo exposto para secagem nas dependências do GEOTEC.....	49
Figura 19 – a) Ensaio de limite de liquidez; b) Corpo de prova compactado (Ensaio de Proctor).	49
Figura 20 – Cal de carbureto no pátio da empresa Ardo Construtora e Pavimentação.	50
Figura 21 – a) Cal de carbureto; b) Detalhe da textura da cal.	51
Figura 22 – a) Resíduo da fibra do Curauá; b) Detalhe do tamanho da fibra.....	51
Figura 23 – Materiais utilizados na pesquisa: a) brita 1; b) brita 0; c) pó de pedra; e d) areia residual.	53
Figura 24 – Fluxograma da confecção das vigas de solo.	54
Figura 25 – Laminador do tipo LIG-05 (GEOTEC).....	54
Figura 26 – a) Solo com torrões após destorroamento manual; b) Solo após destorroamento no Laminador.....	54

Figura 27 – a) Solo depositado no molde após homogeneização na umidade ótima; b) Compactação do solo por amassamento por meio da prensa, bem como parafuso de controle da altura.	55
Figura 28 – a) Dispositivo superior do sistema de moldagem (GEOTEC); b) Parafuso lateral que auxilia no controle da altura.....	56
Figura 29 – Molde desmontado (GEOTEC).....	56
Figura 30 – Fluxograma da moldagem de vigas asfálticas.....	57
Figura 31 – <i>Pneumatic Standalone 4 Point Bending</i> (GEOTEC).	59
Figura 32 – Esquema de carregamento e vínculos de apoio do aparelho de flexão a quatro pontos.	60
Figura 33 – Aferição da temperatura das amostras.	61
Figura 34 – Curva granulométrica do solo.	62
Figura 35 – Classificação geotécnica do solo natural, AASHTO (a) e SUCS (b).	63
Figura 36 – Granulometria dos agregados.....	66
Figura 37 – Enquadramento da composição granulométrica, mistura padrão, Faixa B do DNIT.	68
Figura 38 – Enquadramento da composição granulométrica, mistura padrão, Faixa C do DNIT.	68
Figura 39 – Ensaio de compactação.	70
Figura 40 – Corpos de prova com solo em processo de cura.	71
Figura 41 – Corpos de prova prismáticos das misturas asfálticas.	73
Figura 42 – Tela do software durante a inserção dos parâmetros de entrada, viga S24.....	74
Figura 43 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento disponibilizadas no software.	75
Figura 44 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra CA2 e 1 Hz. ..	76
Figura 45 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra S24 e 1 Hz.....	78
Figura 46 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra SC24 e 1 Hz..	78
Figura 47 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra SF48 e 1 Hz. .	78
Figura 48 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento gerado, SCF24 e	79
Figura 49 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra SF24 e 3 Hz. .	79
Figura 50 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra SF24 e 10 Hz.	79
Figura 51 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra SF48 e 10 Hz.	80
Figura 52 – Tempo de pulso de carga equivalente função da velocidade do veículo e profundidade abaixo da superfície.....	82

Figura 55 – Registros de deflexões, amostra CAC, 1Hz a 20 Hz.....	85
Figura 56 – Pares de deslocamento e frequência limites, ensaios de flexão a quatro pontos, misturas asfálticas a 25°C, Silva (2014).....	87
Figura 57 – Pares de valores médios de deslocamento e frequência, mistura asfáltica a 25°C, trabalho em pautas.....	88
Figura 58 – Redução do ângulo de fase das amostras CA com cal de carbureto.	90
Figura 59 – Módulo de Rigidez Dinâmico das vigas de solo.....	92
Figura 60 – Detalhe da textura superficial das amostras solo-fibra.	93
Figura 61 – a) Detalhe da fixação dos corpos de prova; b) Amostras rompidas.....	94
Figura 62 – Módulo de Rigidez Dinâmico das vigas de mistura asfáltica.	95
Figura 63 – Módulo de Rigidez Dinâmico das vigas do trabalho em pautas e do estudo de Silva (2014).	96
Figura 64 – Viga biapoiada de comprimento l , largura b e altura h , submetida a uma distribuição de carga $q(x,t)$	97
Figura 65 – Representação de um trecho infinitesimal da viga defletida, de comprimento dx ao longo da linha neutra, representada pela linha pontilhada, onde a parte superior (mais curta), encontra-se comprimida, e a parte inferior (mais longa), encontra-se tracionada. M representa o momento fletor e V o esforço cisalhante.	98
Figura 66 – Modelo de Kelvin-Voigt para sistemas viscoelásticos, em que σ é a tensão aplicada, E é o módulo de Young, e γ é um parâmetro interno de amortecimento do material que depende da sua viscosidade.	103
Figura 67 – Carregamento da viga a quatro pontos com duas forças senoidais aplicadas a um terço de suas extremidades, conforme estabelecido em normas, com carga máxima q_0 e frequência angular ω	107
Figura 68 – Comparação dos resultados experimentais com os teóricos, representado pela equação (85), da razão entre o deslocamento máximo y_{\max} e a força máxima F_{\max} para os corpos de prova CA e CAC.....	111

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Extensão da malha rodoviária federal pavimentada por região – Brasil/ 2007 e 2017.	20
Tabela 2 – Área territorial e extensão das rodovias do Brasil e por Região Geográfica.	21
Tabela 3 – Classificação por rodovia pesquisada no Amazonas.	21
Tabela 4 – Revestimentos asfálticos.	27
Tabela 5 – Propriedades físicas da cal de carbureto.	64
Tabela 6 – Densidades das fibras.	64
Tabela 7 – Caracterização do Cimento Asfáltico de Petróleo (ANP, 2005).	65
Tabela 8 – Coeficientes de Uniformidade e de Curvatura dos agregados.	66
Tabela 9 – Dosagens mineral e das composições asfálticas.	67
Tabela 10 – Parâmetros Marshall do concreto asfáltico referência.	69
Tabela 11 – Dados (médias) dos corpos de prova moldados com solo.	71
Tabela 12 – Distribuição granulométrica dos agregados.	72
Tabela 13 – Dados (médias) dos corpos de prova das misturas asfálticas.	73
Tabela 14 – Relatório gerado pelo software para a viga S24, cura 24 hs a 60°C.	74
Tabela 15 – Linhas iniciais e finais do relatório para a viga CA2 e 1 Hz.	75
Tabela 16 – Frequência de vibração natural das vigas de solo para cada situação de carregamento.	77
Tabela 18 – Ângulos de fase (°) das vigas de solo (médias).	89
Tabela 19 – Ângulos de fase das vigas de concreto asfáltico.	90
Tabela 20 – Módulo de Rigidez Dinâmico (MPa) das vigas de solo, para diversas frequências.	91
Tabela 21 – Módulo de Rigidez Dinâmico (MPa) das vigas de mistura asfáltica nas diversas frequências.	95
Tabela 22 – Variação de $[Y_n(1/3) + Y_n(21/3)]$ com n	109

LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS E SÍMBOLOS

AASHTO - *American Association of State Highway and Transportation Officials*
AAUQ – Areia Asfalto Usinada a Quente
ANP – Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis
ASTM – *American Society for Testing and Material*
CA – Concreto Asfáltico
CAC – Concreto Asfáltico com Cal de Carbureto
CBA – Centro de Biotecnologia da Amazônia
CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CC – Cal de Carbureto
CDT – *Colorado Department of Transportation*
CNT – Confederação Nacional do Transporte
DMT ou Gmm – Densidades Máxima Medida
DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes
EUA – Estados Unidos
FPBT – *Four point bending test*
Gca – Massa Específica Aparente da Fração Graúda do Agregado
GEOTEC – Grupo de Pesquisa em Geotecnia
Gmb – Massa Específica Aparente da Mistura Compactada
Gsa – Densidade Real do Agregado Graúdo
Gsb – Densidade Aparente do Agregado Graúdo
Gsbssd – Densidade Aparente na condição Superfície Saturada do Agregado Graúdo
 γ_s – Massa Específica da fração graúda do agregado seco compactado
 γ_w – Massa Específica da Água
h – Média da Altura do Corpo de Prova
km - Quilômetros (unidade de dimensão)
LVDT – *Linear Variable Differential Transducers*
mm – Milímetros (unidade de dimensão)
MPa - Megapascal (unidade de pressão/tensão)
P – Carga Aplicada
P_s – Porcentagem de agregado na mistura;
P_{CA} – Porcentagem de agregado graúdo baseado no peso total da mistura

REMAN – Refinaria Isaac Sabbá

RT – Resistência à Tração

s – segundos

SMA – *Stone Matrix Asphalt*

TMN – Tamanho Máximo Nominal

Ufam – Universidade Federal do Amazonas

UTM 14 – *Universal Testing Machine* 14 Quilonewton

TDT – *Texas Department of Transportation*

v – Coeficiente de Poisson

VAM – Vazios Agregado Mineral

Vv – Volume de Vazios

σ_r - Valor da Resistência à Tração

Δ - Deslocamento Medido

°C - graus Celsius

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	20
1.1 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA	20
1.2 OBJETIVOS	24
1.2.1 Objetivo geral	24
1.2.2 Objetivos específicos.....	24
2. REVISÃO DA LITERATURA	25
2.1 O PAVIMENTO	25
2.1.1 Revestimento asfáltico	27
2.1.2 Subcamadas	29
2.2 MISTURA ASFÁLTICA MORNA.....	30
2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS	32
2.3.1 Estabilização mecânica	33
2.3.2 Estabilização física.....	34
2.2.3 Estabilização química.....	35
2.4 RESÍDUOS INDUSTRIAIS	35
2.4.1 Cal de carbureto	36
2.4.2 Fibra do Curauá.....	38
2.5 ENSAIO MECÂNICO SOB FLEXÃO A QUATRO PONTOS.....	42
2.5.1 Módulo complexo	43
2.5.2 Vibrações das vigas	45
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	47
3.1 MATERIAIS	48
3.1.1 Solo.....	48
3.1.2 Resíduos industriais	50
3.1.3 Partícipes das misturas asfálticas	52
3.2 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	53

3.2.1 Solo e Misturas solo-cal e solo-cal-fibra e solo-fibra	53
3.2.2 Mistura asfáltica	57
3.3 ENSAIO MECÂNICO SOB FLEXÃO A QUATRO PONTOS	59
4. RESULTADOS E DISCUSSÃO	62
4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS	62
4.1.1 Solo natural	62
4.1.2 Resíduos industriais	63
4.1.3 Partícipes das misturas asfálticas	65
4.2 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS	67
4.3 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA	69
4.3.1 Composição com solo	69
4.3.2 Misturas asfálticas	72
4.4 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA SOB FLEXÃO A QUATRO PONTOS	73
4.4.1 Análise dos pulsos de carga e de deslocamento	76
4.4.1.1 Composições com solo	76
4.4.1.2 Misturas asfálticas	83
4.4.2 Ângulo de fase.....	88
4.4.2.1 Composições com solo	88
4.4.2.2 Misturas asfálticas	89
4.4.3 Módulo de rigidez dinâmico	91
4.4.3.1 Composições com solo	91
4.4.3.2 Misturas asfálticas	94
5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM A TEORIA DE EULER-BERNOULLI COM VISCOELASTICIDADE	97
5.1 A EQUAÇÃO DE EULER-BERNOULLI.....	97
5.2 MODOS NORMAIS DE VIBRAÇÃO	100
5.3 ORTOGONALIDADE DOS MODOS NORMAIS	102

5.4 MODELO VISCOELÁSTICO PARA A VIGA DE EULER-BERNOULLI	103
5.5 EXPANSÃO DE $y(x,t)$ NOS MODOS NORMAIS DE VIBRAÇÃO.....	104
5.6 TESTE DE FLEXÃO A QUATRO PONTOS	107
5.7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM A TEORIA.....	109
6. CONCLUSÃO.....	112
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	114

1. INTRODUÇÃO

1.1 CARACTERIZAÇÃO DO PROBLEMA

O setor de transporte é o responsável pela movimentação de pessoas e mercadorias. É parte de uma dinâmica que promove a expansão da atividade econômica, da competitividade e dos bens produzidos, tornando-se um dos principais agentes indutores de crescimento socioeconômico das nações constituídas. Nesse cenário, segundo a Confederação Nacional do Transporte (2017), a CNT, o modal rodoviário tem se mostrado como prioritário na preferência dos usuários. A matriz de transporte de carga, possui uma maior participação com cerca de 61%, frente aos demais modais, como ferroviário (20,7%), aquaviário (13,6%), dutoviário (4,2%) e aéreo (0,4%). Em particular no segmento de passageiros, a diferença é ainda mais exorbitante, com 95% de participação (CNT, 2017).

No Brasil, há cerca de 1.735.621 km de rodovias, em relação às quais 64.825 km são federais, que cresceram 11,3% ao longo de dez anos, passando de 58,2 mil km, no ano de 2007, para quase 65 mil km, no ano de 2017, segundo dados do Sistema Nacional de Viação (SNV) de 2017 (Tabela 1). Todavia, apesar desse incremento da extensão da malha rodoviária federal, é fato que o modal rodoviário brasileiro apresenta fragilidade, visto que somente 12,3% (212.886 km) é pavimentada, consoante demonstra a Tabela 2.

Tabela 1 – Extensão da malha rodoviária federal pavimentada por região – Brasil/ 2007 e 2017.

Região	2007		2017		Crescimento 2007 – 2017 (%)
	Extensão (km)	Participação (%)	Extensão (km)	Participação (%)	
Norte	6.074	10,5	8.561	12,8	40,9
Nordeste	18.167	31,2	19.864,8	30,6	10,2
Sudeste	13.728	23,6	12.565,1	19,4	6,8
Sul	10.586	18,2	12.039,2	18,6	13,4
Centro-Oeste	9.610	16,5	11.466	17,2	19,3
Brasil	58.165	100,0	66.712	100,0	14,7

Fonte: Confederação Nacional de Transportes (2017).

Tabela 2 – Área territorial e extensão das rodovias do Brasil e por Região Geográfica.

Região	Área	Extensão das rodovias – km	
	Km ²	Total	Pavimentadas
Norte	3.853.669,8	147.792	21.527
Nordeste	1.554.291,7	445.559	59.310
Sudeste	924.617,0	533.606	64.284
Sul	576.773,4	388.186	37.988
Centro-Oeste	1.606.415,2	205.464	30.120
Brasil	8.515.767,0	1.735.621	212.886 (12,3%)

Fonte: Confederação Nacional de Transportes (2017).

De fato, a má conservação das rodovias brasileiras pavimentadas é uma realidade e, na Pesquisa CNT de rodovias (2017), evidenciou-se a nível regional, que as estradas do Estado do Amazonas, numa extensão de 1022 km, apresentam-se da seguinte forma: 6,4% da extensão em estado péssimo, 44,6% ruim, 29,5% regular, 12,4% bom e 7,1% ótimo. A Pesquisa CNT de rodovias também realizou uma avaliação mais abrangente quanto aos aspectos do pavimento, sinalização e geometria da via, notificando que apenas as rodovias BR-230 e BR-317 mostraram resultados acima da regularidade (Tabela 3).

Tabela 3 – Classificação por rodovia pesquisada no Amazonas.

Amazonas				
Rodovia	Extensão pesquisada (km)	Pavimento	Sinalização	Geometria da Via
AM-010	253	Ruim	Péssimo	Péssimo
AMT-174/ BR-174	32	Ruim	Regular	Regular
BR-174	459	Ruim	Ruim	Péssimo
BR-230	33	Bom	Regular	Bom
BR-317	75	Bom	Regular	Regular
BR-319	400	Regular	Péssimo	Regular

Fonte: Confederação Nacional de Transportes (2017).

O mencionado trabalho expõe igualmente que 63,1% das vias no Amazonas mostraram patologias como: trincas em malha (do tipo couro de jacaré), remendos, desgastes. Assim,

ilustra-se na Figura 1 exemplo desses citados problemas encontrados no percurso da rodovia BR-319, que pode trazer riscos à segurança dos usuários, danos aos veículos, aumento do tempo de viagem ou simplesmente elevação da despesa com combustíveis.

Figura 1 – a) Rodovia BR-319, Lat. 07°33'10'' S e Long. 63° 15' 57'' W.



Fonte: Confederação Nacional de Transportes (2017).

Um estudo realizado pelo Grupo de Geotecnia (GEOTEC) da Ufam, nas vias urbanas de Manaus/AM, identificou diversas patologias na camada asfáltica provenientes dessa baixa capacidade de suporte da estrutura do pavimento (revestimento AAUQ assentado sobre um subleito argiloso), das condições climáticas da região, da ação erosiva da água, da má execução dos pavimentos (CAVALCANTE et al., 2012). Tais agentes patológicos, somados a má conservação das vias e fatores logísticos à dispendiosidade das matérias-primas voltadas à confecção, por exemplo, de compósitos asfálticos, desencadearam uma série de defeitos visivelmente encontrados, como a prematura deterioração por afundamento em trilha de roda, o desgaste superficial, as panelas, e as trincas.

Nesse cenário, a cidade de Manaus, situada em uma bacia sedimentar (o que caracteriza rochas de menor resistência frente às ígneas ou metamórficas), apresenta um subsolo com uma espessa camada de solo sobre o manto rochoso, este com a predominância do arenito. Tais características geotécnicas indicam a escassez de material pétreo superficial, cujas jazidas disponíveis na região, situam-se, em regra, a elevadas distâncias, encarecendo e, conseqüentemente, inviabilizando muitas vezes seu emprego. A propósito, Bento e Frota (1998) discutiram sobre as camadas de solo que formam o subsolo da área urbana de Manaus. Neste

trabalho, constataram que na profundidade até 10 metros, mais de 50% de toda a área territorial é caracterizada pela predominância de argila, material de baixo suporte para fins de pavimentação.

Relativo aos fatores logísticos ressalta-se o elevado distanciamento de Manaus das jazidas de brita. A mais próxima situa-se a aproximadamente 180 km, no Município de Presidente Figueiredo (localizado ao norte de Manaus), majorando um custo em torno de 76% na comercialização desse agregado em detrimento do alto custo de transporte (VALENÇA, 2012). Além disso, tal material causa profundos impactos ambientais devido às explosões necessárias no processo de extração dos blocos de rocha, lançando material pulverulento que se espalham rapidamente pelo ar (MELO, 2009). Nesse sentido, tem-se como alternativa local o seixo dos rios amazônicos, empregado como opção ao agregado pétreo nas misturas asfálticas. No entanto, o citado material aluvionar, igualmente, causa grande impacto ambiental aos ecossistemas fluviais, porquanto é obtido pela dragagem do leito de rios. De qualquer forma, ele já se mostra relativamente escasso pela predominância de sedimentos finos, no segmento fluvial Solimões-Amazonas (SARGES, 2010).

Consoante às condições climáticas, Manaus apresenta um clima tropical, quente e úmido, com elevadas temperaturas, acima de 30° C, durante quase todo o dia e de forma ainda mais intensa em certas épocas do ano, podendo-se chegar a 42°C. Essas condições ambientais em conjunto com o alto índice pluviométrico e a umidade relativa do ar entre 75% e 85%, complica o processo de compactação das misturas *in situ* e os serviços de terraplenagem, o que acelera a decadência de obras já pavimentadas.

Finalizando, observa-se o notório aumento do número de veículos em Manaus, que contribui sobremaneira para impulsionar o aparecimento precoce das patologias. Tal realidade motiva o presente estudo — a busca por novos materiais e tecnologias, em substituição ao uso convencional na pavimentação manauara.

1.2 OBJETIVOS

1.2.1 Objetivo geral

Avaliar o comportamento mecânico, sob flexão a quatro pontos, de vigotas de solo e de concreto asfáltico confeccionadas com os resíduos industriais (cal de carbureto e fibra do curauá).

1.2.2 Objetivos específicos

- a) Determinar o módulo dinâmico e o ângulo de fase das composições de solo e de misturas asfálticas mornas confeccionadas com os resíduos industriais (cal de carbureto e fibra do curauá);
- b) Comparar os resultantes experimentais relativos ao teórico fundamentado na Teoria de Euler-Bernoulli para as vigas asfálticas.

2. REVISÃO DA LITERATURA

2.1 O PAVIMENTO

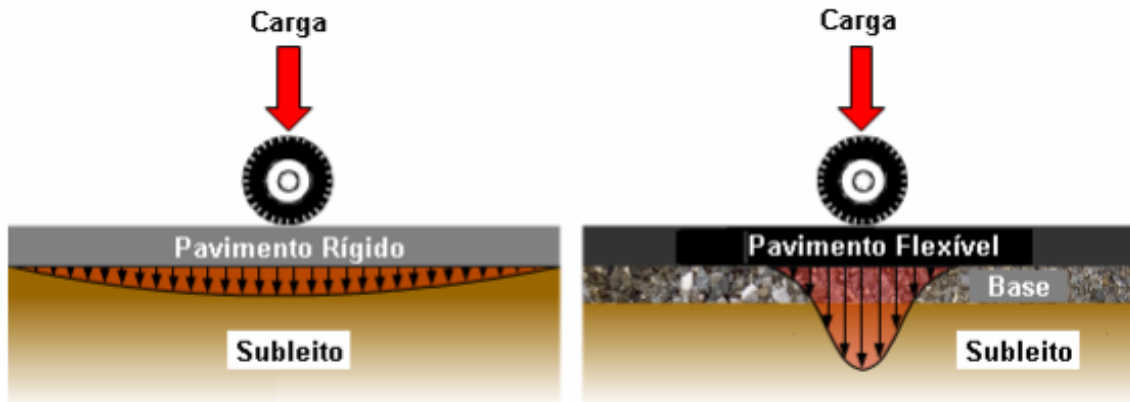
O homem pré-histórico em busca da sua subsistência caminhava da sua caverna para os campos de caça. Montando em um animal, verificou certa redução nos tempos de viagem e, conseqüentemente, maior eficiência nas buscas por alimentos. Mais tarde, o surgimento da roda propiciou ainda mais celeridade sob as mesmas distâncias de percurso. Entretanto, na medida em que o transporte se tornava imprescindível para a sobrevivência e o desenvolvimento dos povos, surgia a necessidade de melhoria da transitabilidade das “estradas”, a qualquer época do ano. Paulatinamente, diante das históricas evoluções e sempre atendendo ao princípio fundamental de desenvolver o trajeto por onde passa, o homem criou e desenvolveu a pavimentação, cujo aprimoramento deverá estar sempre alinhado a um passivo ambiental, para que, face ao aquecimento global além das diversas formas de degradação ambiental, esse ciclo não se feche, e o homem retorne ao pré-histórico estado de necessidade.

O pavimento é uma superestrutura constituída por várias camadas de espessuras finitas, que se destina a resistir e a distribuir ao terreno de fundação (subleito) as solicitações provenientes do tráfego, com vistas também a melhorar as condições de rolamento dos veículos no que tange as questões de comodidade e, principalmente, de segurança. Classificam-se os pavimentos em dois grandes grupos: pavimentos rígidos e pavimentos flexíveis. Conforme ressalta *American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO)*, em 1993, a seleção do tipo de pavimento não é uma ciência exata. Contudo, o engenheiro de pavimentação deve fazer o julgamento de qual sistema é mais conveniente e oportuno com base em diversos fatores, sendo os principais: tráfego, características do solo, clima, possibilidades construtivas, oportunidades de reciclagem, custos.

A principal diferença entre tais tipos de pavimentos é o modo como eles distribuem as cargas do tráfego para as subcamadas. O pavimento rígido é, em termos gerais, pouco deformável porque apresenta uma elevada rigidez mecânica e distribui as cargas em uma extensa área da subcamada. A sua camada superficial, que tem como aglutinante o cimento *Portland*, trabalha à tração, absorvendo boa parte da energia e reduzindo o volume de esforços que serão transferidos às subcamadas. Por outro lado, a capacidade de transmissão de carga de um pavimento flexível, provém de um sistema de absorção em camadas em que o revestimento superficial, tem como ligante o cimento asfáltico de petróleo, de acordo com o *Texas*

Department of Transportation (TDT, 2017). A Figura 2 ilustra a forma de distribuição das tensões nos dois tipos de estruturas citadas.

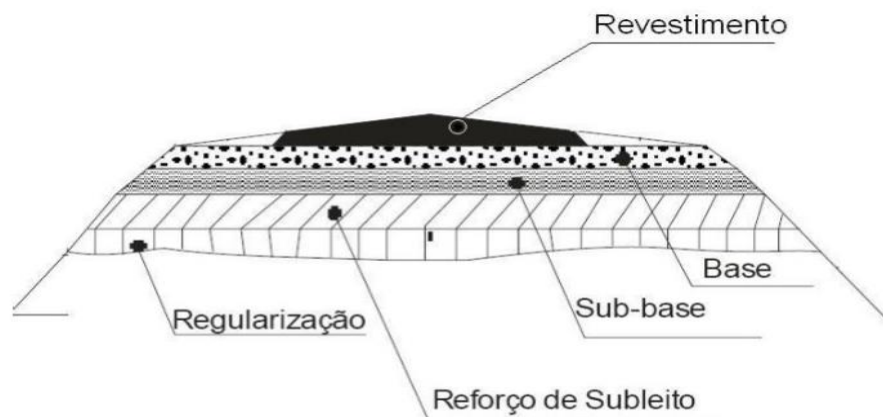
Figura 2 – Distribuição das tensões típicas em pavimentos rígidos e flexíveis.



Fonte: Yoder e Witczak (1975).

Destaca-se que, um pavimento flexível é composto por diversas camadas de diferentes tipos de materiais, com os mais nobres no topo, onde é maior a intensidade das tensões ocasionadas pelo tráfego. Portanto, sintetiza-se o tipo flexível segundo um sistema de multicamadas, cujos carregamentos são transmitidos, de camada para camada, cada vez mais atenuados (TDT, 2017), denominadas da fundação à superfície, como: subleito, reforço do subleito (quando necessário), sub-base, base e revestimento asfáltico (Figura 3).

Figura 3 – Esquemática das camadas de um pavimento flexível convencional.



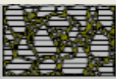

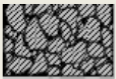

Fonte: DNIT (2006).

2.1.1 Revestimento asfáltico

No pavimento flexível convencional, o revestimento asfáltico é a camada superficial, que fica diretamente em contato com as cargas e submetida às ações ambientais. Também chamado de capa de rolamento, deverá receber essas cargas, dinâmicas ou estáticas, sem perda de compactação e grandes deformações. Em somatório a isso, é imprescindível que seja resistente ao desgaste, aumente a durabilidade a partir de materiais nobres e bem aglutinados. De uma forma abrangente, é constituída por uma mistura de agregados graúdos, miúdos e material de enchimento, aglutinados pelo cimento asfáltico de petróleo (ASPHALT INSTITUTE, 1989).

Há variados tipos de misturas que podem formar essa primeira camada, cuja escolha depende dos parâmetros de projeto, como: tipos de carga, volume de tráfego, disponibilidade dos materiais na região de construção. Essas composições podem ser pré-misturadas a frio ou usinadas a quente. No primeiro caso, tem-se o exemplo das emulsões asfálticas de petróleo (EAP) e, no segundo, as misturas do tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA), camada porosa asfáltica (CPA), *Béton Bitumineux Très Mince* (BBTM), e o Concreto Betuminoso Usinado a Quente (CBUQ/CA), utilizada no trabalho em pauta. Os partícipes e respectivas porcentagens dessas formulações são ilustrados na Tabela 4, sendo CAP e AMP as siglas referentes ao cimento asfáltico de petróleo e ao asfalto modificado por polímero, respectivamente (TUCHUMANTEL, 2008).

Tabela 4 – Revestimentos asfálticos.

TIPOS DE MISTURAS	 CBUQ	 CPA	 SMA	 BBTM
Agregado graúdo (%)	40 - 60	70 - 80	75 - 80	65 - 75
Agregado miúdo (%)	40 - 60	20 - 30	20 - 25	25 - 35
Fíler (%)	5 - 10	3 - 5	9 - 13	7 - 10
Ligante (%)	5 - 6	4 - 5	6 - 7	5 - 6
Fibras (%)	-	-	0,3 - 0,5	-
Tipos de Ligante	CAP 50/70	AMP	AMP	AMP
Vazios (%)	3 - 5	18 - 25	3 - 5	> 4
Macrot textura (Hs)	0,3 - 0,5	> 1,0	0,8 - 1,5	0,8 - 1,2

Fonte: Tuchumantel (2008).

Em particular, o CBUQ, também conhecido como Concreto Asfáltico (CA), é uma mistura usinada a quente com ligante asfáltico (asfalto), agregados e fíler bem graduados, sendo esses últimos aquecidos (secagem) antes da combinação com o material asfáltico com vista a produzir uma adequada fluidez. Mostra-se resistente, porém, sensível à variação de consistência do ligante. Por exemplo, sua participação em excesso pode causar patologias, como as deformações permanentes, e o contrário acarretar fissuras, trincas (ASPHALT INSTITUTE, 1989). De qualquer forma, é o tipo de mistura mais utilizado no Brasil.

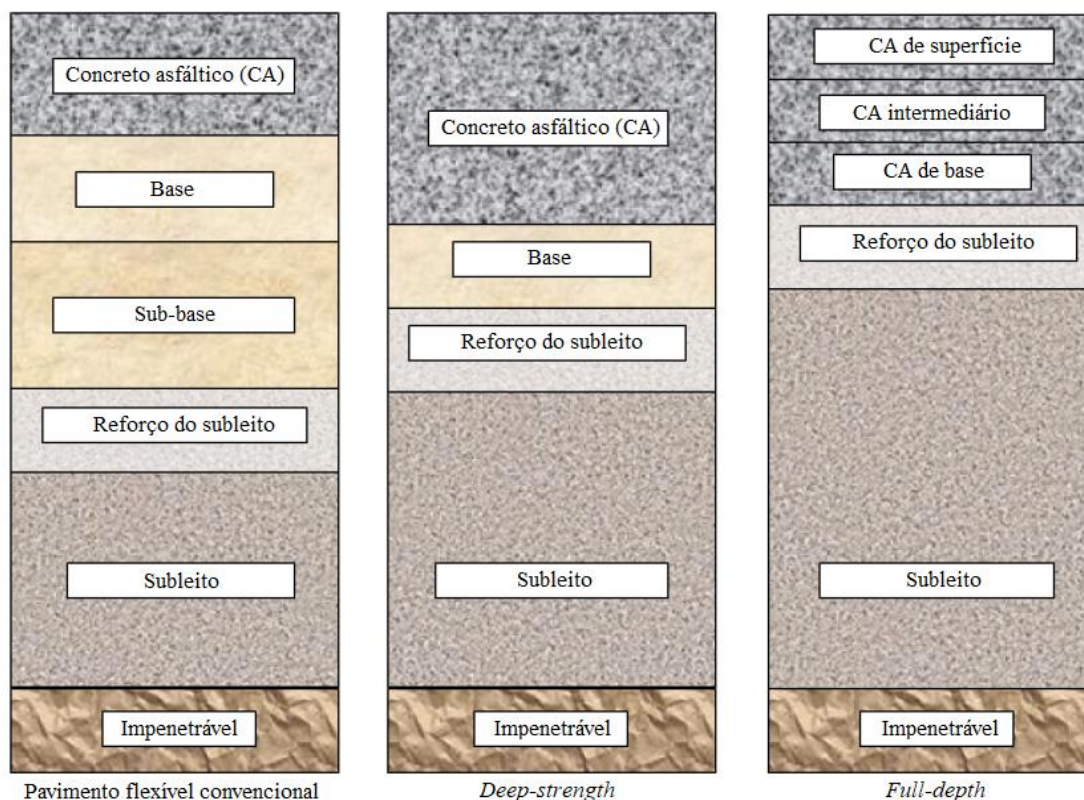
Sobre os partícipes do CA, o asfalto é um material aglutinante, de cor escura, constituído por misturas complexas de hidrocarbonetos não voláteis de elevada massa molecular. São compostos em quase sua totalidade de betume, tendo alguns outros componentes como os compostos organometálicos. Dentre suas inúmeras vantagens, destaca-se: a) proporciona forte coesão aos agregados; b) impermeabilizante; c) mostra-se resistente à ação da maioria dos ácidos, álcalis e sais; d) pode ser utilizado aquecido ou emulsionado (ASPHALT INSTITUTE, 1989). Ressalta-se, ainda, a parcela de resistência à tração (RT) concedida pelo ligante asfáltico à mistura, atuando como aderente dos agregados, devido sua capacidade coesiva (MONTANARI, 2007).

Por outro lado, os agregados (graúdos e miúdos) são materiais minerais que compõem a mistura com a finalidade de obter-se uma elevada estabilidade. Em suma, constituem-se nos principais responsáveis pela capacidade do revestimento em suportar as cargas dos pavimentos.

No caso do fíler (material de enchimento), este preenche os vazios existentes entre os agregados graúdos e miúdos, afetando as características de compactação e o teor de projeto. Também participa ativamente do mástique (ligante, fíler e agregado miúdo), modificando as propriedades do asfalto, e influenciando na lubrificação das partículas graúdas (BARDINI; KLINSKY; FERNANDES JÚNIOR, 2010).

Sobre os tipos de pavimentos de concreto asfáltico, o *Colorado Department of Transportation* (2015) apresenta um sistema tricotômico ilustrado na Figura 4: pavimento flexível convencional (deste trabalho), pavimento de concreto asfáltico espesso (*deep-strength*) e pavimento de elevada vida útil (*full-depth*).

Figura 4 – Sistemas de camadas dos pavimentos de concreto asfáltico.



Fonte: *Colorado Department of Transportation* (2015).

2.1.2 Subcamadas

Consoante discorrido na seção anterior, o pavimento flexível é estabelecido por múltiplas camadas de espessuras finitas, sendo as subcamadas aquelas abaixo do revestimento asfáltico.

Segundo o manual de pavimentos flexíveis da *Florida Department of Transportation* (FDOT), publicado em 2016, a primeira dessas subcamadas, acima da fundação, o reforço do subleito tem a função de complementar a sub-base ao resistir e distribuir os esforços do tráfego ao subleito. A sub-base, camada situada entre a base e o reforço do subleito (Figura 4), pode ser formada por materiais granulares compactados ou camada de solo com aditivo, que, por razões de custo, comumente não é executada, quando o subleito apresenta boa qualidade material.

Alusivo à base, responsável pelo suporte estrutural à superfície asfáltica, recebe os esforços verticais e os distribui para as demais camadas. Diferencia-se da sub-base pela exigência de resistência. Logo, em regra, é composta de materiais mais nobres como os

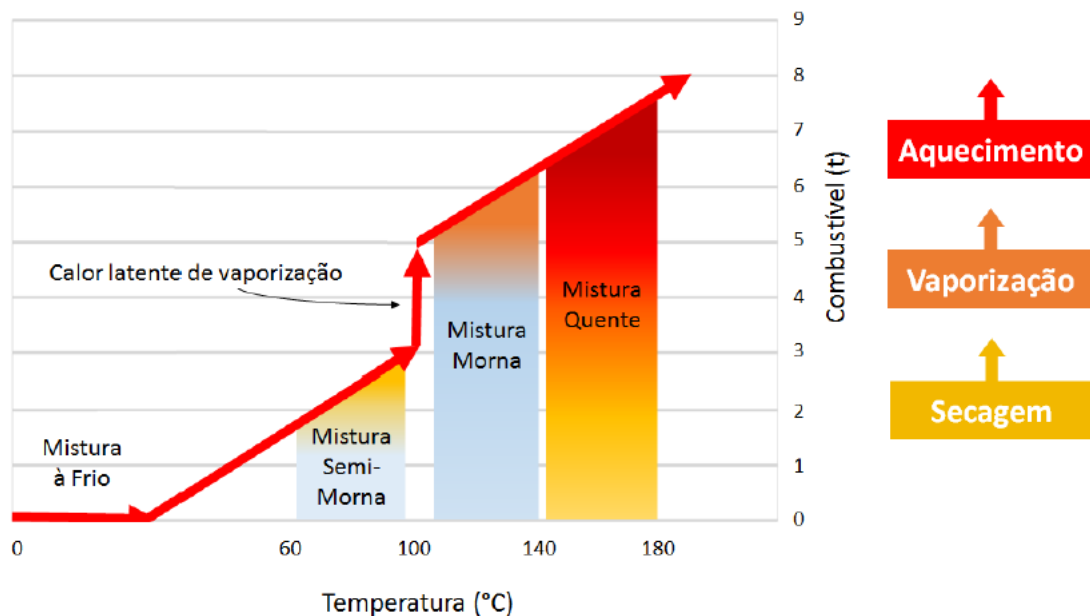
agregados graúdos pétreos, ou combinações desses com material mais fino aditivados com cimento, cal, pozolana etc (AASHTO, 2008).

2.2 MISTURA ASFÁLTICA MORNA

Uns dos processos executivos na infraestrutura de transportes que mais causam degradação ambiental são a fabricação, espalhamento e conservação das misturas asfálticas. Produções mais limpas de misturas asfálticas requisitam temperaturas de processamento mais baixas, entretanto, sem reduzir o desempenho mecânico. Sob esse aspecto, desenvolveu-se a tecnologia da mistura morna (RUBIO et al., 2012).

De acordo com a *European Asphalt Pavement Association* (2010), as misturas asfálticas mornas (MAM) são composições usinadas a temperaturas mais baixas, na ordem de 20°C até 40°C de redução, frente as usinadas pelos métodos tradicionais a quente. Dessa forma, a literatura, de uma forma geral, classifica quanto à temperatura de usinagem os tipos de misturas da seguinte forma: a) usinadas a quente (150° C a 190° C); b) asfálticas mornas (100°C a 140°C); c) semimornas (60°C a 100°C) e; d) a frio (0°C a 40°C). A Figura 5 ilustra essa classificação pela temperatura de produção. Na Figura 6 pode-se observar na prática a diferença da emissão de vapores, entre a mistura a quente e a MAM.

Figura 5 – Classificação das misturas asfálticas quanto à temperatura de usinagem.



Fonte: Mensh (2017).

Figura 6 – Diferença entre o vapor emitido, mistura a quente, a 155°C (esquerda) e mistura morna, a 110°C (direita).



Fonte: *Austoroads Technical Report* (2013).

As composições mornas são majoritariamente classificadas pela literatura quanto ao método de usinagem, sendo esses: a) processo espumante, b) aditivos orgânicos e, c) aditivos químicos.

No processo espumante injeta-se pequenas quantidades de água no ligante aquecido ou na mistura como um todo. A temperatura elevada, o vapor proveniente da água é aprisionado, aumentando temporariamente o volume do ligante e reduzindo a viscosidade da formulação. Por conseguinte, adquire melhor trabalhabilidade (LARSEN, 2001). Entretanto, a água a ser usada deverá ser o suficiente para realizar o procedimento espumante, e não além do necessário para evitar problemas de descasamento (SMITH, 2007).

Na tecnologia com aditivos orgânicos, quando a temperatura aumenta acima do ponto de fusão do material incrementador, há geralmente a redução da viscosidade do compósito. Assim que a composição esfria, esses aditivos solidificam-se nas partículas microscópicas e uniformemente distribuídas, proporcionando maior rigidez ao ligante asfáltico, semelhante aos materiais reforçados com fibra. Dentre tais materiais, destaca-se como mais utilizado o do tipo orgânico denominado Sasobit (ZAUMANIS, 2010).

Diferente dos dois processos mencionados, a tecnologia com aditivos químicos não depende da redução da viscosidade ou de espuma para as baixas temperaturas de mistura e compactação. Neste caso, faz-se uso da modificação do ligante asfáltico com agentes de emulsão, surfactantes e polímeros que melhorem a adesão, trabalhabilidade e compactação. São

exemplos: *Evotherm*, *Cecabase RT*, *Rediset*, *Revix* (VON DEVIVERE; BARTHEL; MARCHAND, 2011).

Diversas são as vantagens do uso da MAM, as quais resumem-se: a) redução das emissões de gases; b) melhores condições de trabalho, face a ausência de gases nocivos; c) menor consumo de energia na usinagem da mistura; d) permite longa distância de transporte. Entretanto, o seu emprego também apresenta algumas desvantagens devido ao custo relativamente alto e à falta de pesquisas e dados referentes ao desempenho a longo prazo (RUBIO et al., 2012).

Dentro esses estudos de curto prazo, Khodaii et al. (2012) salientam o efeito da cal hidratada em misturas asfálticas mornas com dois tipos de aditivo, o Aspha-min e o Sasobit. Por meio do ensaio de resistência à tração indireta, os autores verificaram aumento desse parâmetro, tanto no concreto asfáltico quanto no SMA, com maiores proporções de cal, e a presença do aditivo orgânico Sasobit.

2.3 ESTABILIZAÇÃO DE SOLOS

O solo natural é um material complexo e variável. Entretanto, por se apresentar de forma abundante na natureza e com baixo custo de aquisição, tornar-se oportuno o seu uso pela engenharia. Existem três formas de trabalhar com este material da natureza. A primeira é aceitar as restrições inerentes às suas características. A segunda opção, concretiza-se em simplesmente substituí-lo. Por último, cita-se a formulação de um novo material com as propriedades solicitantes do projeto, sendo essa prática conhecida como estabilização de solos (INGLES; METCALF, 1972).

Tal metodologia é um processo de tratamento do solo para melhorar suas propriedades físicas. Ela pode aumentar a resistência ao cisalhamento, reduzir o índice de vazios, aumentar a rigidez mecânica, entre outros efeitos, sempre com o objetivo de aprimorar a capacidade de carga/resistência mecânica, possibilitando-se, por exemplo, a sua utilização como suporte para fundações, pavimentos, taludes (RAJPURA, 2017).

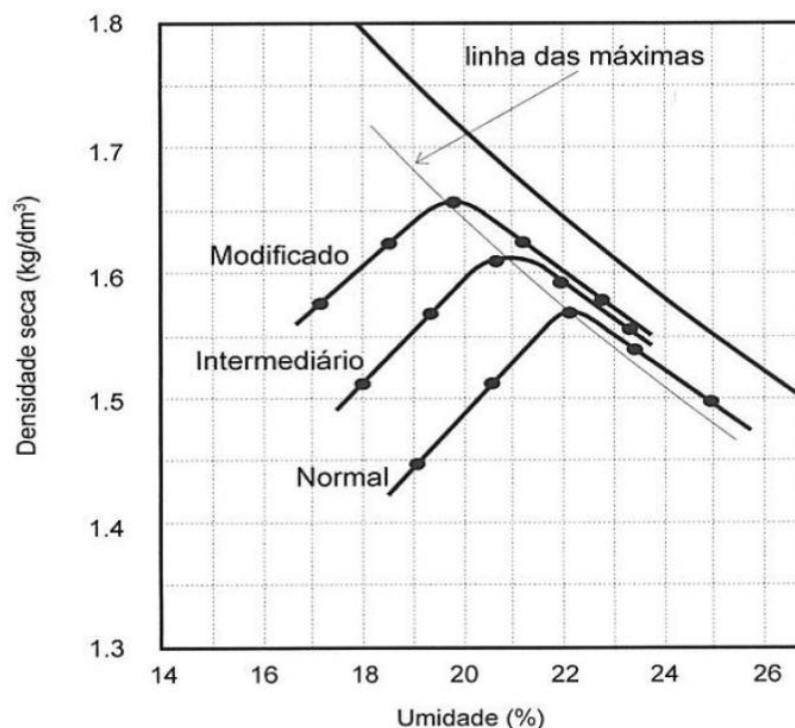
De fato, tal processo é datado em 5000 anos. McDowell (1959) reporta que os antigos egípcios e mesopotâmicos usavam estradas de terra estabilizadas. Kézdi (1979) comenta que os primeiros experimentos bem-sucedidos, com tal técnica, realizaram-se em torno do ano de 1906, nos Estados Unidos da América (EUA). Ainda na primeira metade do século XX, tornou-se uma técnica muito importante, sendo aplicada na construção de pavimentos na Europa.

Atualmente, existem diversos métodos de estabilização, sendo as mais difundidas: mecânica, física e química.

2.3.1 Estabilização mecânica

A estabilização mecânica resume-se em compactar, por meio de uma energia mecânica, ocasionando uma densificação e a remoção de ar. Na construção de barragens, taludes e pavimentos, os solos soltos são compactados para que seus pesos específicos sejam acrescidos, melhorando-se, assim, a resistência das fundações construídas sobre sua superfície, a estabilidade dos taludes de aterros e reduzindo-se os recalques indesejados das estruturas. No atual estado do conhecimento sobre o assunto, sabe-se que o peso específico dos solos depende fundamentalmente da energia utilizada e do teor de umidade do solo (DAS, 2014).

Figura 7 – Curvas típicas decorrentes dos efeitos da variação da energia de compactação e do teor de água.



Fonte: Pinto (2006).

Tal material torna-se mais trabalhável, à medida que o teor de umidade cresce. Em geral, baixos níveis de umidade dificultam a redução de vazios, tendo em vista o elevado atrito existente entre suas partículas sólidas. Em contrapartida, altos níveis causam o deslizamento desses grãos, devido ao efeito de lubrificação advindo da excessiva presença de água. Assim,

realiza-se a compactação no estado em que o solo se apresenta mais estável, o que ocorre num determinado teor ótimo de umidade (DAS, 2014). Tem-se na Figura 7 exemplo do comportamento do solo consoante a variação do peso específico aparente seco de uma argila arenosa, em decorrência do incremento de água e da energia de compactação.

2.3.2 Estabilização física

A estabilização física está relacionada, notadamente, com a alteração da textura do solo, otimizando-se suas propriedades. Dentre os seus vários métodos, pode-se citar a adição de fibras sintéticas, naturais (SRIDHAR, 2017). Essa técnica é empregada pelo homem desde a Antiguidade. Na Mesopotâmia (1400 A.C.), usavam-se mantas de raízes intercaladas com camadas de solo, cujos ancestrais construíram a pirâmide de Ziggurat e a torre de Agar Quf. Entretanto, as investigações dos solos reforçados com fibras passaram a ser pesquisados a cerca de três décadas. Tal metodologia enfocava o reforço de solos por meio de inserções de raízes de plantas, aleatoriamente distribuídas dentro de uma massa de solo. Procurava-se avaliar a implicação desta participação na estabilidade de taludes e na resistência ao cisalhamento dos solos (GRAY; OHASHI, 1983). Nos moldes atuais, a literatura apresenta pesquisas que tratam dos efeitos causados no solo com a inclusão de fibras (PATEL; SINGH, 2017; JOY; THOMAS, 2017; PRIYA et al., 2017).

Referente às fibras sintéticas, destaca-se o trabalho de Priya et al. (2017) em que se aferiram as melhorias das propriedades de um solo argiloso, ao adicionar fibra de polipropileno com comprimento médio de 1,2 cm, variando-se as porcentagens de reforço em 0%, 0,5% e 1%. Estas fibras hidrofóbicas, não corrosivas e resistentes aos álcalis proporcionaram um incremento de 32,8% e 91,5% na resistência à compressão simples, após adição desse material nos teores de 0,5% e 1%, respectivamente.

Sobre as fibras naturais, Touloum, Benchabane e Kaci (2012) ressaltam as vantagens do uso nos compósitos em geral. Dentre elas, cita-se: baixo custo, propriedades mecânicas específicas, não abrasivas às ferramentas de trabalho/manuseio/homogeneização, biodegradáveis, neutras na emissão de dióxido de carbono (CO₂), fontes renováveis, boa resistência à tração. Neste contexto, a matriz solo apresenta diversas funções como agrupar as fibras, tornando-se responsável pela distribuição dos esforços, proteger as fibras quanto ao ataque ambiental, entre outros. Em contrapartida, o conjunto solo-fibra pode evidenciar incompatibilidade química acentuada, demonstrando-se, em particular, uma sensibilidade das fibras vegetais à alcalinidade de matrizes cimentícias (PINTO, 2008). Mesmo assim, face a

viabilidade técnica e econômica, seu uso como material de reforço, espalhou-se nos diversos setores da engenharia.

2.2.3 Estabilização química

A estabilização química apresenta-se como a técnica de aumento de resistência do solo, decorrente das reações químicas entre determinados aditivos e as partículas sólidas do solo. É de grande importância para muitas aplicações na engenharia geotécnica, tais como: estruturas de pavimentos, estradas, fundações de edifícios, sistemas de irrigação (RAJPURA et al., 2017). Su et al. (2017) destacam os materiais comumente utilizados com tal finalidade: cimento *Portland*, cal, cinza volante, mistura cimento-cal.

A cal – aditivo presente no estudo em pauta, é usualmente aproveitada na inserção em solos predominantemente argilosos. Suas reações mostram-se em duas fases. A etapa inicial, ou fase rápida, que pode durar horas ou dias, em que ocorrem reações de cátion, floculação-aglomeração das moléculas e adsorção de cal após o contato. A fase lenta, que pode durar meses ou até anos, são seguidas pelas reações pozolânicas que propiciam o aumento constante de resistência, devido à formação de produtos cimentantes e, também, pela carbonatação, que é uma reação prejudicial no processo (LITTLE, 1995). As principais características que influenciam essas reações são: teor de matéria orgânica, pH do solo, presença excessiva de sódio permutável, mineralogia da fração argila, grau de intemperismo, presença de carbonatos e sulfatos, relação sílica/alumina e relação sílica/sesquióxidos (ATTOH-OKINE, 1995).

Além da cal ser aplicada na forma tradicional, como óxido de cálcio (CaO), tem-se o seu uso como hidróxido de cálcio Ca(OH)_2 , além do resíduo “cal de carbureto”, como registram em seu estudo Frota e Evangelista (2000).

2.4 RESÍDUOS INDUSTRIAIS

Após a revolução industrial, houve um célere aumento nos padrões de vida da sociedade devido à produção em massa de bens, oportunidades de emprego e salários. Por outro lado, atrelado a esses benefícios, os resíduos industriais/subprodutos surgiram rapidamente em proporções incontroláveis. Simultaneamente ao crescimento da geração desses materiais ampliou-se o anseio por um desenvolvimento sustentável e a urgência em se efetuar com rigidez o seu gerenciamento e controle, com vista a prevenção da poluição ambiental. Portanto, ao longo dos anos, diversas medidas foram tomadas como tentativa de mitigar esse problema.

Nessa área, vislumbra-se, principalmente, direcionar o uso adequado desses resíduos para os mais variados setores, sendo o da Engenharia Civil, um dos campos mais promissores por meio do desenvolvimento de novos materiais para seu próprio consumo. Nos últimos tempos, especialmente, o reaproveitamento desses subprodutos passou a ser fortemente pesquisado na estabilização de solos e na confecção de misturas asfálticas (JAMES; PADIAN, 2015).

Nesse cenário, diversos trabalhos estudam o uso de resíduos industriais na construção civil. Ramesh et al. (2014) citaram a viabilidade de quatro resíduos como materiais de construção: cinza volante, lama vermelha, escória de cobre e sílica de fumo.

Particularmente, a cinza volante é um resíduo gerado pelas indústrias termelétricas, e durante bastante tempo esteve sem direcionamento adequado, até que pesquisadores a testaram como aditivo na produção de cimento (SASIEKALAA; MALATHY, 2012).

No caso da lama vermelha, esta constitui-se de um subproduto, coloração vermelha, gerado a partir do processamento de bauxita para produção de alumina (Al_2O_3), segundo o processo Bayer. É, assim denominado, devido à primeira mineração comercial ter corrido no distrito de *Les Baux*, na França. Esse resíduo não tem muita aplicação em larga escala, limitando-se o seu reaproveitamento em alguns setores, como, por exemplo, o da construção (BALASUBRAMANIAM; KUMAR, 2008). Em decorrência à sua composição química, testou-se a substituição em 30% do cimento *Portland* na produção de argamassa. Os ensaios alusivos à atividade pozolânica, bem como o de resistência à compressão em corpos de prova, indicaram valores satisfatórios (RIBEIRO, 2011).

Consoante a escória de cobre, esta provém dos processos de fundição e refino. Pode-se ser utilizada na substituição parcial ao cimento *Portland* e outros agregados como a areia, logo, reduzindo custos, e reduzindo a poluição do ar. Tal material também é bastante usado na remoção de ferrugem, em substituição a areia (CHAVAN; KULKARNI, 2013).

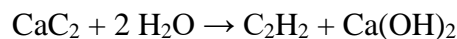
Referente a sílica de fumo, constitui-se um resíduo gerado pela produção de ligas de silício e ferrosilício. Possui uma extensa aplicação nas indústrias de construção devido às suas propriedades pozolânicas, melhorando a resistência à compressão e reduzindo a permeabilidade de concretos, além de proteger a corrosão do aço (SASIEKALAA; MALATHY, 2012).

2.4.1 Cal de carbureto

De acordo com a *National Lime Association* (2007), a cal, produto da calcinação de rochas calcárias, consiste em óxidos de cálcio e magnésio. As formas primárias são a cal cálcica, que apresenta de 0 a 5% de carbonato de magnésio, e a cal magnésiana ou dolomítica, derivada

de rocha que contém de 35 a 46% de carboneto de magnésio. Também pode ser identificada como cal hidratada, produto do tratamento da cal comum e água, suficiente para que os óxidos possam ser convertidos em hidróxidos.

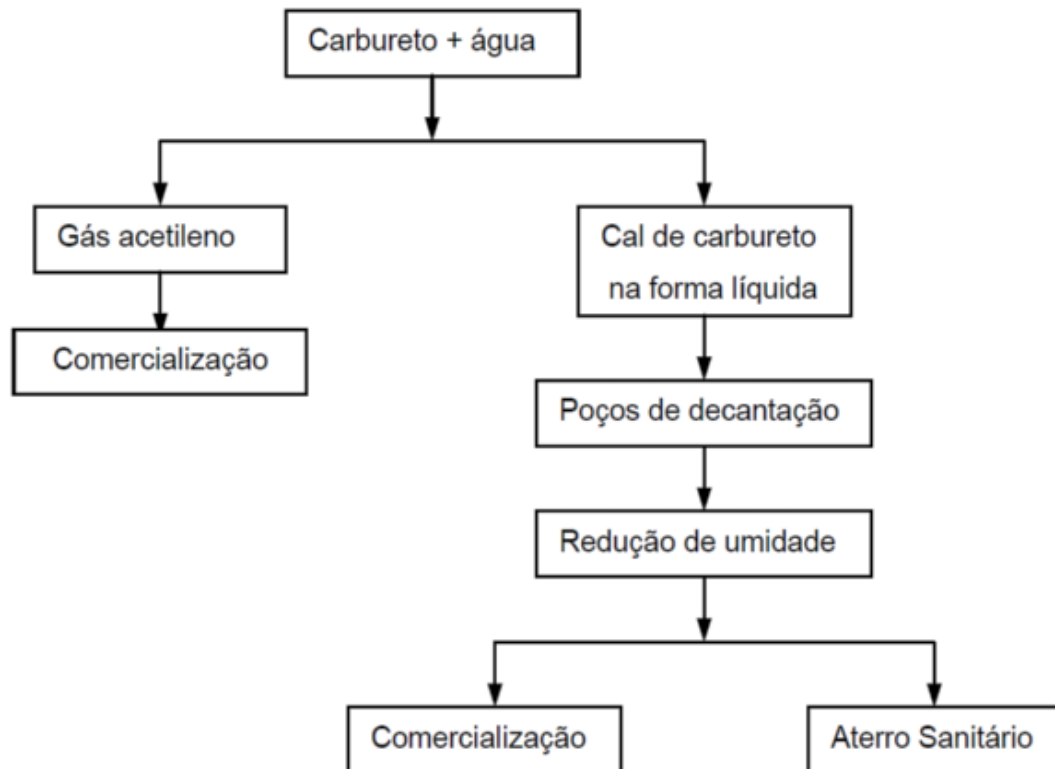
A cal de carbureto, ou hidróxido de cálcio, cuja fórmula química expressa-se como Ca(OH)_2 , utilizada no presente trabalho, é um subproduto resultante da obtenção do gás acetileno (C_2H_2). Obtém-se por meio da seguinte reação química entre o carbureto de cálcio (CaC_2) e água (H_2O):



O citado material, também é denominada de resíduo da cal de carboneto, borra da cal de carbureto, resíduo de cal hidratada, resíduo do carbureto de cálcio, entre outras designações. Após as reações mostra-se na forma aquosa, sendo composta essencialmente de hidróxido de cálcio ($\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow 85\% \text{ a } 95\%$), menores partes de carbonato de cálcio ($\text{CaCO}_3 \rightarrow 1\% \text{ a } 10\%$), silicatos e carbono não reagidos (1 a 3%). Deste modo, por ser formada basicamente por óxido de cálcio, classifica-se como uma cal cálcica, apresentando-se com maior pureza relativo algumas cales comerciais. THOMÉ (1999) menciona que após o transporte da cal líquida para os tanques de decantação, o subproduto é submetido a um equipamento à base de vácuo para obter a forma sólida, com um teor de umidade com cerca de 50%. Em seguida, é colocado à disposição para comercialização ou em aterros para resíduos. Destaca-se, ainda, que as características da cal são influenciadas pelo método escolhido para a fabricação do gás acetileno (AYECHE; HAMDAOUI, 2015). A Figura 8 explicita um fluxograma da produção desse resíduo.

Sobre o uso na Engenharia, Reddy e Krishnan (2016) estudaram a inserção de cal de carbureto (CC) nas proporções de 3%, 5%, 7% e 9% em amostras de solo arenoso e silto-argiloso. Verificaram melhorias nos parâmetros de Resistência à Compressão Simples (RCS) e Índice de Suporte Califórnia (ICS), com o seu incremento e do tempo de cura das misturas formadas pelos dois tipos de solo. Observaram existir um teor ótimo da presença da cal, em que a resistência diminuía conforme ultrapasse o valor de 5% de incremento.

Figura 8 – Fluxograma da produção da cal de carbureto



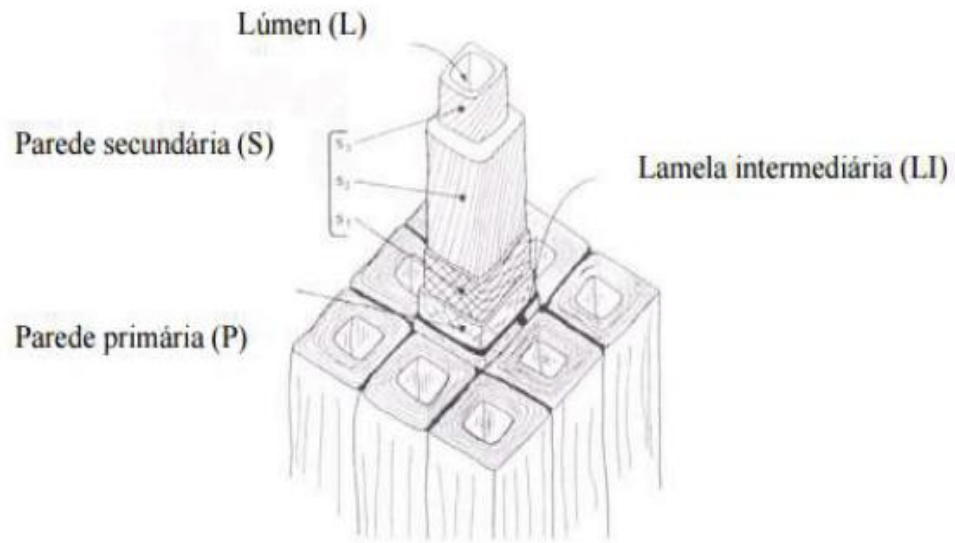
Fonte: THOMÉ (1992).

Essas melhorias se devem as reações pozolânicas da cal com as partículas sólidas do solo. Após a mistura inicial, os íons de cálcio (Ca^{++}) da cal hidratada migram para a superfície das partículas de argila, deslocando a água e outros íons. Assim, o solo torna-se mais passível de fragmentação, facilitando o trabalho e a compactação. Nesta fase, o índice de plasticidade do solo diminui drasticamente, bem como a sua tendência para expandir e contrair. No transcorrer do tempo, ocorre o processo chamado "floculação e aglomeração", que implica aumento na resistência da composição.

2.4.2 Fibra do Curauá

As fibras naturais podem ser definidas como uma célula alongada, esclerenquimática, com extremidades afinadas (Figura 9). As paredes tornam-se lignificadas durante a maturação e nesse período as células podem ou não ter um citoplasma, assim como, um protoplasto vivo (Cutler et al., 2009). A nível regional, tem-se como uma das principais representantes das fibras naturais, a fibra do Curauá (*Ananas erectifloius*).

Figura 9 – Esquemática da fibra de madeira



Fonte: COUTTS, 1992 *apud* MACIEL, 2017.

O Curauá (*Ananas erectifloius*) é uma planta típica da Amazônia paraense, onde as primeiras plantações comerciais dessa planta foram iniciadas. Ela pode chegar até 1,5 metros de altura, sendo bastante reconhecida pelas suas valiosas fibras lignocelulósicas e hidrofílicas, o que propiciou seu uso na indústria automobilística brasileira (TOMCZAK; SATYANARAYANA; SYDENSTRICKER, 2007). Conforme a Figura 10, diferencia-se dois tipos de curauá: o roxo, que mais se desenvolve, de folhas roxo- avermelhadas; e o branco, de folhas verde-claras (LEDO, 1967 *apud* VALENÇA, 2012). A Figura 11 expõe o processo de produção da fibra, da plantação à secagem.

Figura 10 – a) Curauá roxo b) Curauá branco.



Fonte: Gehlen (2014).

Figura 11 – a) Plantação do curauá b) Extração da fibra c) Fibras processadas d) Secagem das fibras.



Fonte: SILVA, 2012; JOHN, 2012 *apud* VALENÇA, 2012

Essa fibra tem um custo similar, e algumas vezes mais baixo, ao das outras fibras naturais do Brasil. Entretanto, sua resistência à tração e à flexão apresenta-se bem maior relativo a fibra de juta ou sisal, alcançando propriedades físicas similares às das onerosas fibras de vidro (ZAH et al., 2007). Especialmente quanto à resistência à tração (RT) apresenta cerca de 5 a 9 vezes mais elevada frente as fibras de sisal e juta. Por conseguinte, principalmente em substituição à fibra de vidro, a indústria usa a fibra do curauá para fabricar as almofadas dos assentos e painéis para carros, ônibus e caminhões.

Sobre a resistência mecânica, a fibra do curauá assinala uma RT de 900 ± 200 MPa e Módulo de Elasticidade de 36 GPa, podendo-se atingir níveis de 46 GPa, sendo maiores tais valores frente as fibras de bambu, coco, sisal. Atinente aos ensaios de degradação térmica, observa-se uma perda de peso inicial, relativo a parcela de água na forma de umidade absorvida, a 75°C . Na faixa de temperatura de 236° a 297°C , constatou-se a decomposição da hemicelulose

e, em seguida, da celulose (298° a 366° C). Por último, a temperatura de 439°C verificou-se a lenta decomposição da lignina, associada à desidratação (SPINACÉ et al., 2009). Sobre a composição química, identificou-se a presença de celulose, hemicelulose e lignina em teores iguais a $70,2 \pm 0,7\%$; $18,3 \pm 0,8\%$ e $9,3 \pm 0,9\%$, respectivamente (CORRÊA et al., 2010).

Quanto ao seu uso na Engenharia Civil, pode-se citar os trabalhos de BARBOSA (2016) e o de VALENÇA (2012) em que se estudou o comportamento mecânico de misturas SMA com o resíduo da fibra do curauá, em substituição às fibras sintéticas. A Figura 12 exibe a importante participação dessa fibra na composição ao evitar o escorrimento do ligante, conforme o aumento da sua proporção.

Figura 12 – Ensaio de Escorrimento de Mistura SMA a 162,5°C: (a) 0%, (b) 0,3% e (c) 0,5% de fibra do curauá.

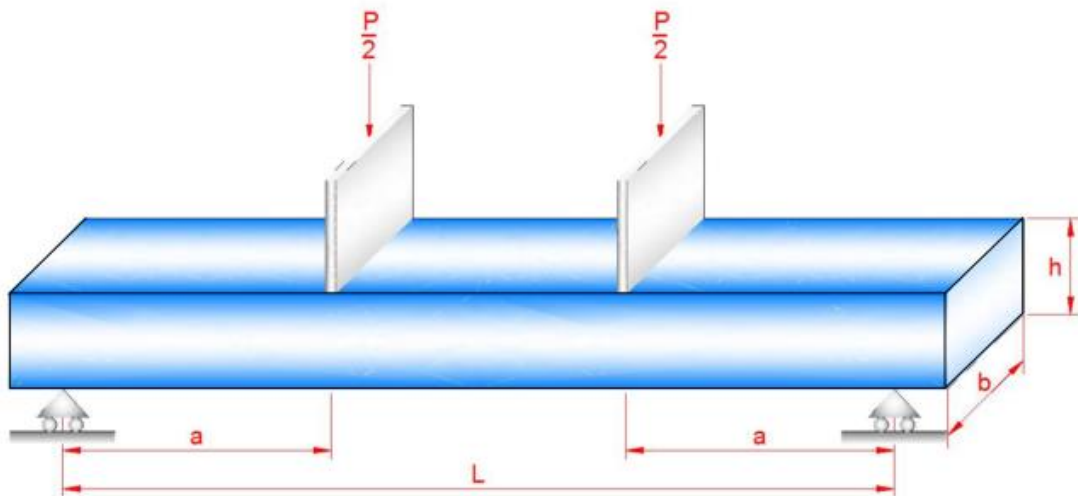


Fonte: VALENÇA (2012).

2.5 ENSAIO MECÂNICO SOB FLEXÃO A QUATRO PONTOS

O sistema a quatro pontos consiste de uma viga prismática com quatro pontos de apoio. Localizados a um terço dos extremos, dois pontos são internos e utilizados para aplicação da carga. Os outros dois apoios situados nas extremidades, do tipo articulado, permitem que os extremos da viga girem sem mostrarem deslocamento na direção da carga aplicada (Figura 13).

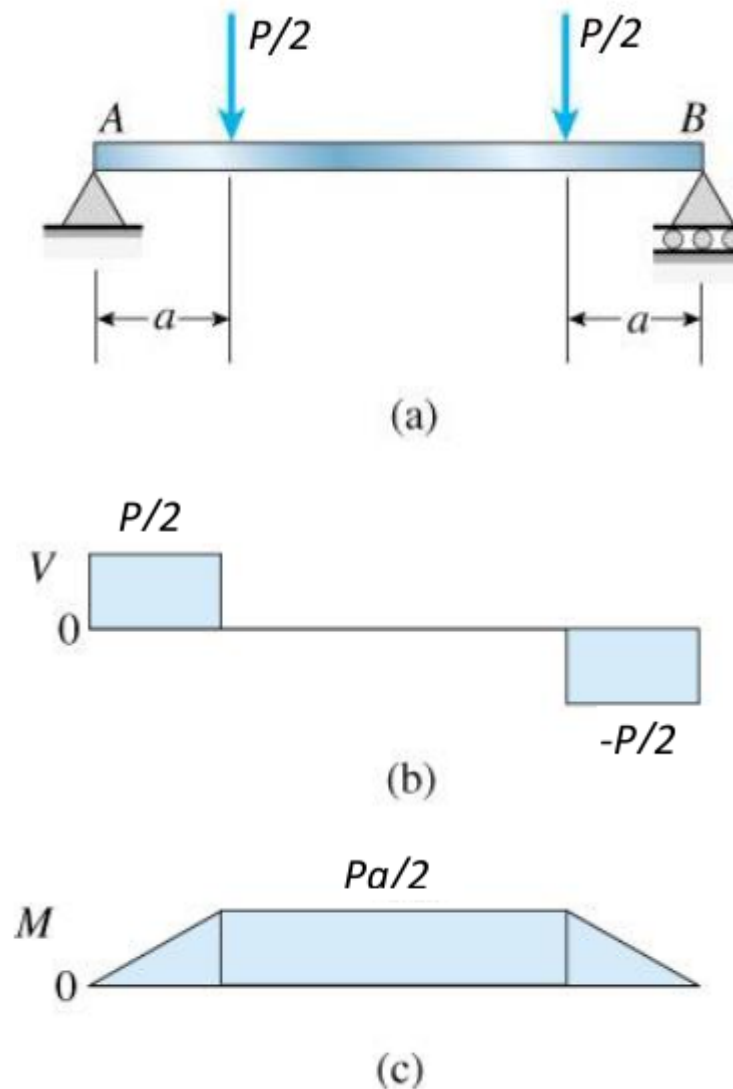
Figura 13 – Modelo de viga para teste de flexão a quatro pontos.



Fonte: Silva (2014).

O carregamento, assim realizado, ocasiona um momento fletor constante ao longo do terço central e um estado de tensão uniforme nesse trecho da viga. Além disso, nessa região não há esforços de cisalhamento, ocorrendo flexão pura (Figura 14). Nesse sistema, as deformações no centro da viga ficam livres de efeitos decorrentes de pontos de concentração de tensões, posto que as cargas se encontram concentradas nos terços médios. Em suma, esse arranjo experimental em quatro pontos diminui as incertezas e propagação dos erros e reduz a dispersão dos resultados.

Figura 14 – Viga com região central em flexão pura e extremidades em flexão não uniforme.



Fonte: Gere (2003).

2.5.1 Módulo complexo

Para avaliação do comportamento mecânico no presente trabalho, estudou-se o módulo complexo. Adotado em 1979 pela ASTM, como método de determinação do módulo dinâmico de misturas asfálticas, este parâmetro foi desenvolvido para medir tanto a viscoelasticidade quanto as propriedades elásticas.

No ensaio de módulo complexo aplicam-se pulsos de carga axial senoidais, induzindo-se deslocamentos axiais senoidais no corpo-de-prova, conforme as equações 1 e 2 (KING, 2004).

$$\sigma(t) = \sigma_0 \times e^{i\omega t} \quad (1)$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \times e^{i(\omega t - \varphi)} \quad (2)$$

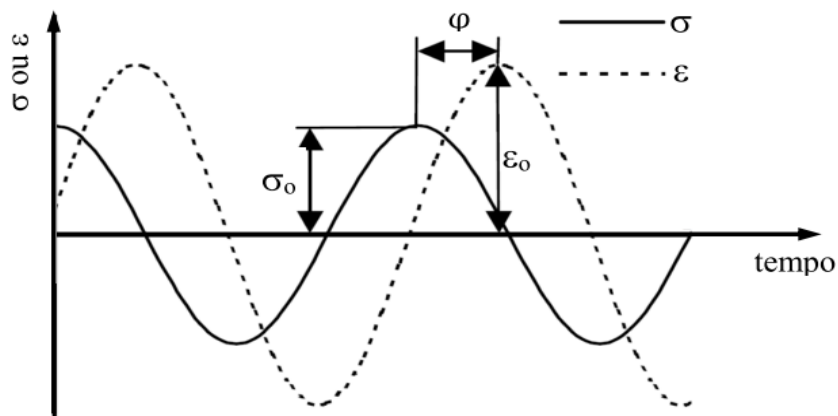
σ_0 e ε_0 são, respectivamente, as amplitudes de tensão e deformação, ω a frequência de aplicação de carga e φ o ângulo de fase, sendo este a diferença de tempo entre os picos de tensão e deformação.

Define-se o módulo complexo como sendo o quociente entre a tensão senoidal e a deformação:

$$E^* = \frac{\sigma(t)}{\varepsilon(t)} = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} e^{i\varphi} = [\cos \varphi + i \sin \varphi] = E' + iE'' \quad (3)$$

Onde, E' e E'' representam, respectivamente, a parte real e imaginária do módulo complexo, conhecidas como *storage modulus* e *loss modulus*. Ilustra-se esquematicamente na Figura 15 um ensaio de módulo complexo.

Figura 15 – Esquema de solicitação e resposta no ensaio de módulo complexo.



O módulo dinâmico $|E|^*$ representa o valor absoluto do módulo complexo E^* , sendo o quociente entre a amplitude de tensão σ_0 e a amplitude de deformação ε_0 (equação 4). Ele se relaciona com o *storage* e *loss modulus* pelas equações 5 e 6. A tensão dinâmica máxima é representada por σ_0 e ε_0 indica a deformação axial recuperável máxima.

$$E^* = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} = \left| \sqrt{(E')^2 + (E'')^2} \right| \quad (4)$$

$$E' = |E^*| \cos \varphi \quad (5)$$

$$E'' = |E^*| \sin \varphi \quad (6)$$

O E' é comumente associado à parte elástica do módulo complexo ou fração de armazenamento. Por outro lado, a parte viscosa ou fração de perda refere-se ao E'' . No caso do ângulo de fase, este representa o ângulo de defasagem, inerente a cada tipo de material, da deflexão ε_0 frente à tensão σ_0 (SILVA, 2014; SILVA, 2011; PELLINEN et al., 2003). Sendo t_i a fração de tempo entre os picos de tensão e deformação e, t_p , o tempo de um ciclo de carga. O ângulo de atraso φ é matematicamente expresso pela equação 7.

$$\varphi = \frac{t_i}{t_p} \times 360 \quad (7)$$

Neste parâmetro, para um material puramente elástico, $\varphi = 0^\circ$ e, por outro lado, para um material puramente viscoso, $\varphi = 90^\circ$.

2.5.2 Vibrações das vigas

Conforme discutido por Silva (2014), todo corpo está sujeito a vibrações, naturais ou forçadas. Suas diversas manifestações podem ser benéficas a algumas aplicações, como na instrumentação com ultrassom, ou prejudiciais em outras, caso das tensões oscilantes em elementos estruturais, podendo provocar danos por fadiga. As vibrações também são indesejadas durante medições com instrumentos de precisão, o que ocorre nos ensaios tratados no presente estudo, razão pela qual se torna importante o entendimento desse fenômeno.

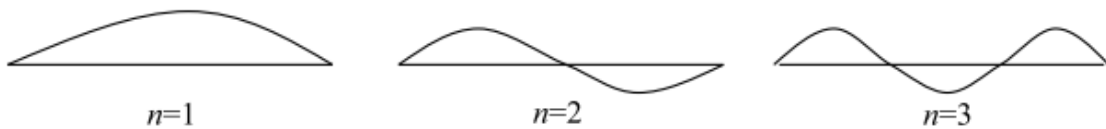
Nesse sentido, Graff (1975) desenvolveu o estudo do movimento de ondas em sólidos elástico e apresentou a equação que descreve a frequência natural de vibrações livres em vigas para diversas condições de contorno, dentre elas, o caso particular de uma viga biarticulada (equação 8).

$$f_n = \frac{n^2\pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho A}} \quad (n = 1, 2, 3, \dots) \quad (8)$$

Onde, f_n é a frequência natural, l o comprimento, E o módulo de elasticidade, ρ a densidade, A a área da seção transversal e n representa o modo de vibração da viga.

Infinitos modos de vibração naturais podem ser obtidos (Figura 16). O mais simples ocorre quando toda a viga se curva para cima ou para baixo. Outro modo possível, acontece quando metade da viga se curva para cima e a outra metade para baixo, alternadamente, formando-se um nó interno que a divide em duas partes e, assim, sucessivamente.

Figura 16 – Modos de vibração de uma viga bi rotulada.



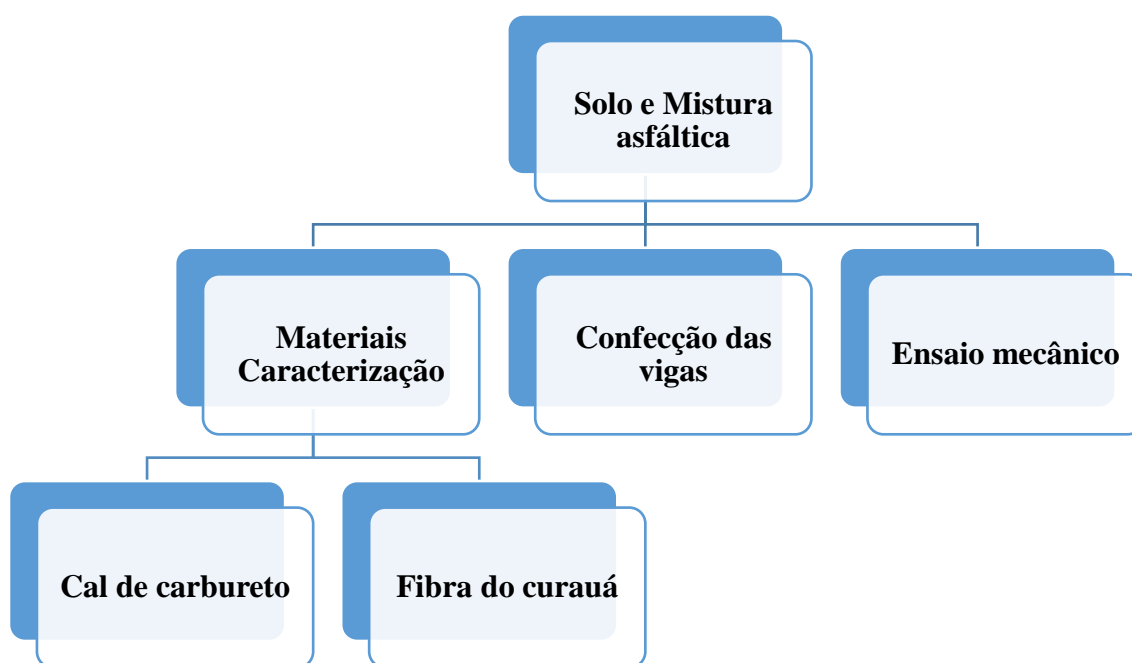
Fonte: Silva (2014).

Entretanto, nas condições de carregamento dinâmico, também se verifica uma oscilação forçada em conjunto com a natural da viga. Nesse caso, há uma sobreposição de efeitos e os registros dos deslocamentos verticais da viga mostram o efeito resultante (vibração natural mais o deslocamento forçado). Tal comportamento deve ser avaliado em cada situação de temperatura, frequência de aplicação de carga, e tipo de material.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

Nessa seção será discutido os materiais partícipes, as misturas com solo e asfálticas, a metodologia para confecção das vigas de cada matriz e o ensaio para avaliação de desempenho mecânico sob flexão a quatro pontos dos corpos de prova moldados, segundo o fluxograma ilustrado (Figura 17).

Figura 17 – Fluxograma da pesquisa.



Inicialmente, examinaram-se amostras prismáticas de solo natural e solo modificado com 1,5% de cal de carbureto e/ou 1,0% de resíduo da fibra do curauá, relativo ao peso do solo. Submeteram-se tais corpos de prova a um processo de cura em estufa a 60°C, denominando-as de S24 e S48, para as vigas de solo natural curadas por 24 Hs e 48Hs, respectivamente. No caso da inserção da cal de carbureto ou resíduo da fibra do curauá e de acordo com os mesmos tempos de cura, adotou-se similares denominações. Em suma, confeccionaram-se 24 corpos de prova de solo, ou seja, dois para cada seguinte composição: S, S24, S48, SC, SC24, SC48, SF, SF24, SF48, SCF, SCF24 e SCF48. No caso das vigas de concreto asfáltico, estas foram estudadas segundo duas dosagens distintas: a) tradicional, usada pela ARDO Engenharia, com ligante asfáltico, brita 1, brita 0, areia e pó de pedra e; b) alternativa, formada pela cal de carbureto em conjunto com os partícipes da dosagem tradicional. Ressalta-se, deste modo, a participação da cal de carbureto nos dois tipos de compósitos estudados, visando seu

reaproveitamento tanto no revestimento asfáltico (camada que recebe diretamente os esforços do tráfego) quanto nas subcamadas.

3.1 MATERIAIS

3.1.1 Solo

Coletou-se um solo típico da região de Iranduba/AM, bastante usado na confecção de vasos cerâmicos no Município de Manaus/AM. Acondicionaram-se as amostras deformadas em sacos de 50 kg, sendo em seguida transportadas da empresa cerâmica até o Laboratório de Solos do Grupo de pesquisa em Geotecnia (GEOTEC) da Ufam, onde foram dispostas em lonas para secagem ao ar livre. Para avaliar em que condições hídricas encontrava-se o material natural, realizaram-se diversos ensaios de umidade. Tais procedimentos acompanharam as seguintes prescrições da NBR 6457/16: a) coleta em campo; b) exposição do solo ao ar para secagem prévia (Figura 18); c) destorroamento e; d) separação do material, por peneiramento, para realização do ensaio de caracterização.

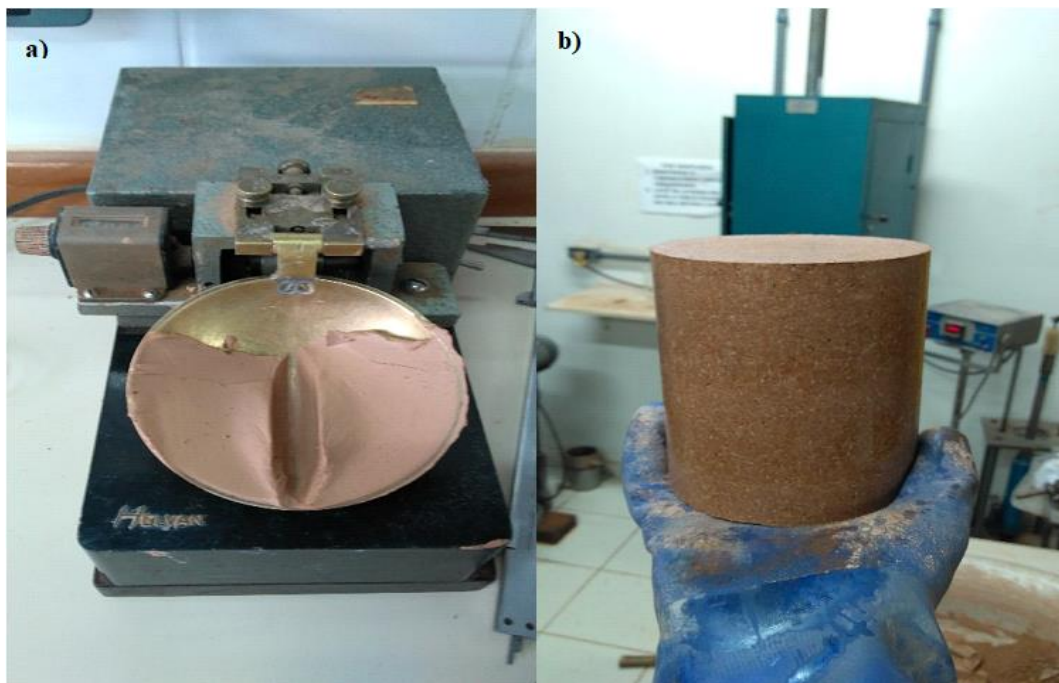
Na sequência, submeteram-se as amostras de solo aos seguintes ensaios de caracterização física: a) granulometria (NBR 7181/2017); b) limite de liquidez, conforme a NBR 6459/2017 (Figura 19a); c) limite de plasticidade (NBR 7180/2017); d) massa específica dos grãos (NBR 6508/84); e) compactação na energia intermediária, sendo confeccionados corpos cilíndricos, seguindo a NBR 7182/2016 (Figura 19b). É importante lembrar que na realização desse último experimento para a mistura solo-cal de carbureto, inicialmente adicionou-se a cal ao solo passante na peneira #4.76mm e, em seguida, homogeneizaram-se tais componentes com o acréscimo de água. Calculou-se o teor de água a ser acrescentada à composição, deduzindo-se a quantidade de água presente na cal.

Figura 18 – Solo exposto para secagem nas dependências do GEOTEC.



Fonte: O Autor (2017).

Figura 19 – a) Ensaio de limite de liquidez; b) Corpo de prova compactado (Ensaio de Proctor).



Fonte: O Autor (2017).

3.1.2 Resíduos industriais

Subproduto da fabricação de gás acetileno, a cal de carbureto foi doada ao Grupo de pesquisa da UFAM pela empresa Ardo Construtora e Pavimentação, instalada na cidade de Manaus/AM, Avenida Torquato Tapajós, 69048010. As amostras deste resíduo foram armazenadas em sacos de 25 kg e transportadas da empresa (Figura 20) até o GEOTEC, sendo depois acondicionadas em baldes plásticos de 20 litros. Nas Figuras 21a e 21b, visualiza-se o mencionado produto e o detalhe da sua textura com partes aglomeradas, respectivamente. Com vistas a sua participação nas misturas asfálticas e com solo, determinou-se sua umidade *in situ* e quanto à finura. Este resultado, em particular, será comparado aos limites recomendados pela norma C-977 (ASTM, 1989), para cales hidratadas na estabilização de solos.

Figura 20 – Cal de carbureto no pátio da empresa Ardo Construtora e Pavimentação.



Fonte: O Autor (2017).

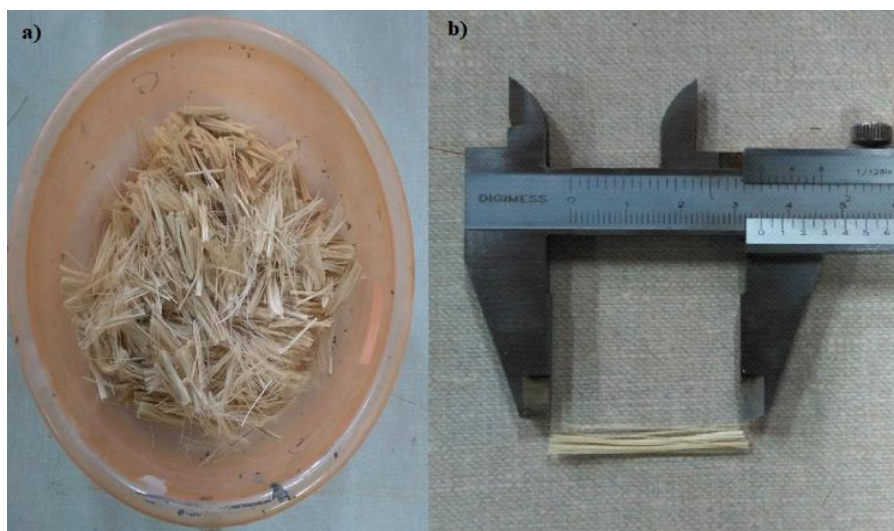
Figura 21 – a) Cal de carbureto; b) Detalhe da textura da cal.



Fonte: O Autor (2017).

O resíduo da fibra do curauá foi doado pelo Centro de Biotecnologia da Amazônia (CBA). Adicionou-se ao solo com o fito de melhorar à resistência à tração dos compósitos, sendo caracterizado quanto ao comprimento e a densidade real (ME084 - DNER, 1985). Convém frisar que a presença das fibras muito curtas não proporciona o reforço desejado, em contrapartida, muito longas podem acumular-se causando dificuldades na etapa de homogeneização com o solo. À vista disso, foram cortadas manualmente em um comprimento de 3,5 cm para compor ao solo (NEVES, 2009; FROTA; EVANGELISTA, 2000). São ilustradas nas Figura 22a e 22b.

Figura 22 – a) Resíduo da fibra do Curauá; b) Detalhe do tamanho da fibra.



Fonte: O Autor (2017).

3.1.3 Partícipes das misturas asfálticas

Confeccionaram-se as misturas asfálticas do tipo Concreto Asfáltico (CA) com os seguintes materiais doados pela empresa Ardo Construtora e Pavimentação Ltda: a) ligante asfáltico como aglomerante da mistura; b) brita 1 e brita 0 na condição de agregados graúdos; c) areia e pó de pedra como agregados miúdos e; d) cal de carbureto, como fíler, usada na dosagem alternativa, cuja caracterização descreveu-se na seção 3.1.2.

Utilizou-se o Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP), analisado pela Refinaria Isaac Sabbá (REMAN), usado comercialmente nas obras da cidade de Manaus. A sua caracterização seguiu as prescrições da Agência Nacional de Petróleo e Gás Natural e Biocombustíveis (ANP) quanto aos seguintes parâmetros: Penetração, Viscosidade, Ponto de Amolecimento, Índice de Suscetibilidade, Ponto de Fulgor, Solubilidade em tricloroetileno, Ductilidade e Efeito do Calor e do Ar seguido da Penetração, Variação em Massa e Ductilidade.

Os agregados participantes das misturas asfálticas (Figura 23), foram analisados quanto a textura, segundo a norma DNER-ME 083/98, e as densidades aparente (Gsb) e real (Gsa), para os agregados graúdos (DNER-ME 081/98) e miúdos (DNER-ME 084/95). De posse das curvas granulométricas, determinaram-se o Coeficiente de Uniformidade (Cu) e Coeficiente de Curvatura (Cc), calculados conforme as Equações 9 e 10.

$$Cu = \frac{D_{60}}{D_{10}} \quad (9)$$

$$Cc = \frac{D_{30}^2}{D_{60} \times D_{10}} \quad (10)$$

Onde,

D_{60} – Diâmetro da peneira em que 60% do material passa;

D_{30} – Diâmetro do 30% que passa;

D_{10} – Diâmetro do 10% que passa.

Figura 23 – Materiais utilizados na pesquisa: a) brita 1; b) brita 0; c) pó de pedra; e d) areia residual.



3.2 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

3.2.1 Solo e Misturas solo-cal e solo-cal-fibra e solo-fibra

A moldagem dos corpos prismáticos do solo “in natura” e das composições solo-cal e solo-cal-fibra acompanharam o fluxograma da Figura 24. Salienta-se que, compuseram as misturas 2% de cal de carbureto (FROTA; EVANGELISTA, 2000) e/ou 1,5% de resíduo da fibra do curauá com 3,5 cm de comprimento (NEVES, 2009). Inicialmente, realizou-se o destorroamento prévio do solo com mão de grau e, na sequência, para agilizar o processo, empregou-se um laminador pertencente ao GEOTEC (Figura 25). Destacam-se as formas e tamanhos dos grumos após o processo manual (Figura 26a) e posterior a utilização do laminador (Figura 26b).

Figura 24 – Fluxograma da confecção das vigas de solo.

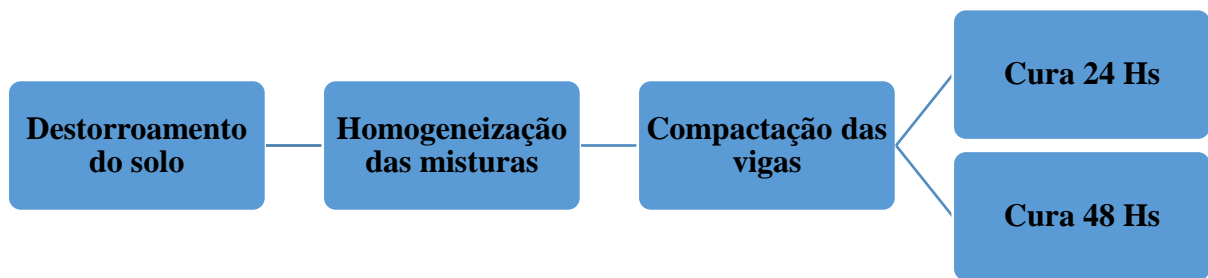
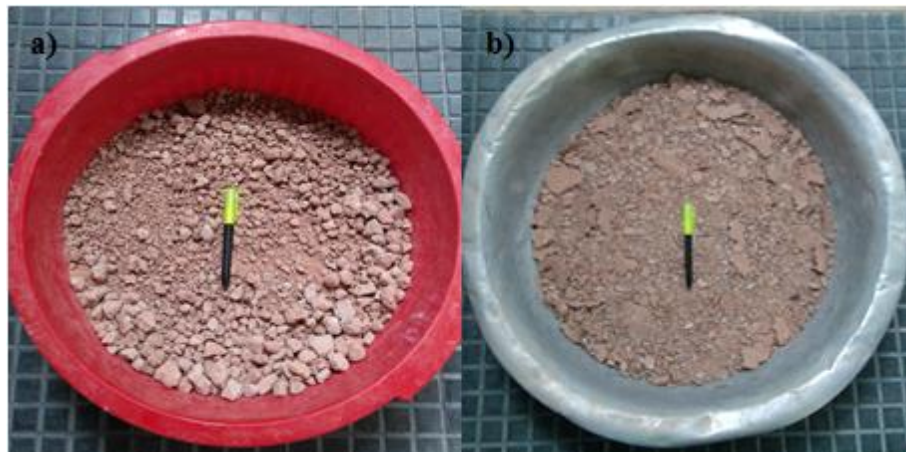


Figura 25 – Laminador do tipo LIG-05 (GEOTEC).



Fonte: O Autor (2017).

Figura 26 – a) Solo com torrões após destorroamento manual; b) Solo após destorroamento no Laminador.

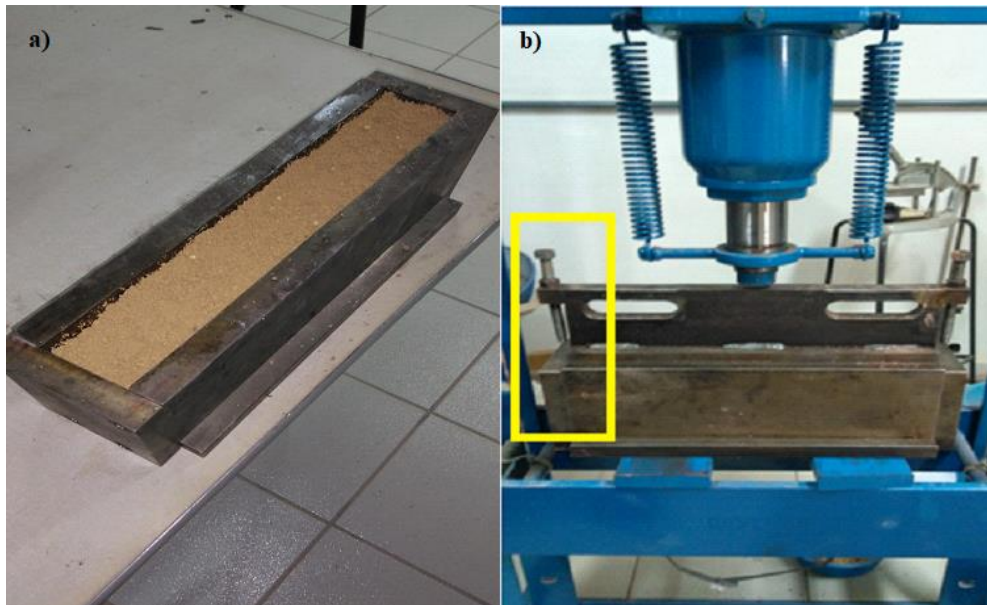


Fonte: O Autor (2017).

No prosseguimento ao destorroamento, continuou-se com a confecção das vigas de solo tendo como base os parâmetros do ensaio de compactação, correspondentes ao solo natural e a mistura solo-cal de carbureto. Calculou-se, por meio da equação 11, a quantidade de material necessária para confecção dos corpos de prova, visando também o controle do grau de compactação (GC). Realizada a homogeneização, o material foi depositado no molde e submetido à compactação mediante aplicação de amassamento por uma prensa e vibração pelos impactos de uma marreta de borracha. Obtiveram-se corpos de prova prismáticos com cerca de 400 mm de comprimento, 64,5 mm de largura e 50 mm de altura. As medidas de comprimento e largura das vigas são fixas em face da rigidez do molde, sendo a altura controlada por meio de parafusos acessórios posicionados nas laterais. As Figuras 27a e 27b exibem o processo descrito, salientando-se nas Figura 28a, 28b e 29 o molde fabricado pelo GEOTEC para a obtenção das amostras.

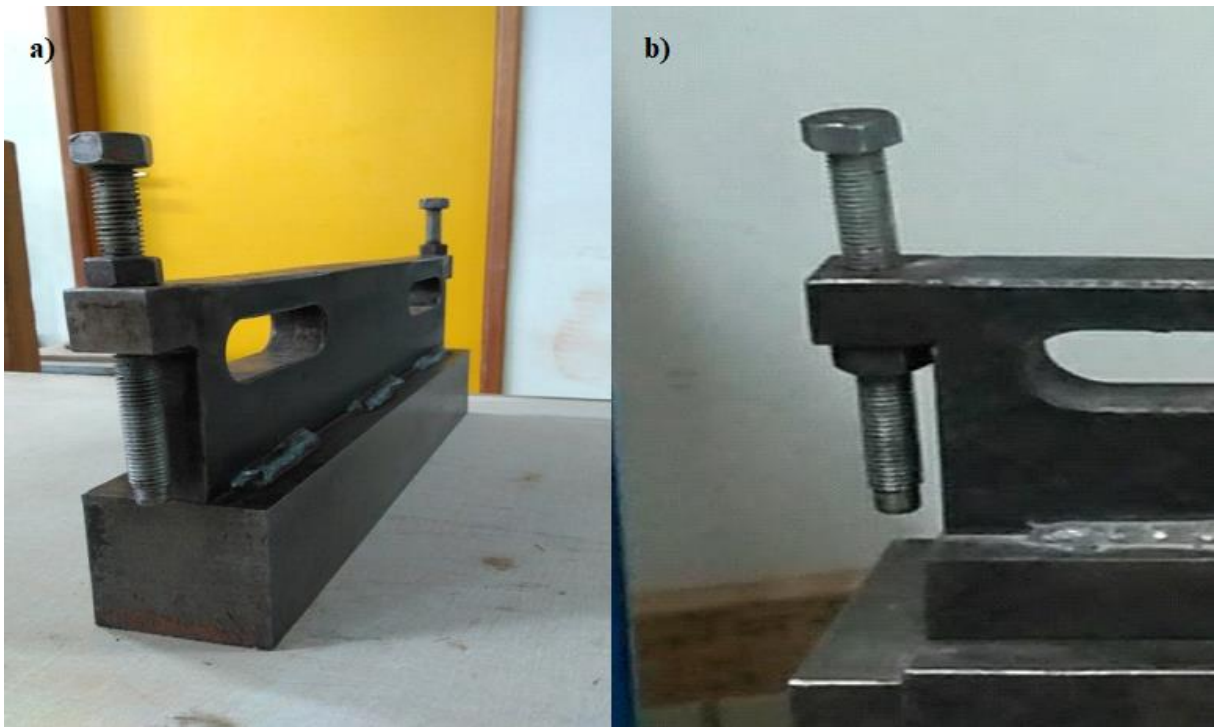
$$M = GC \times \rho_{dmáx} \times (1 + w_{ot}) \times V_{molde} \quad (11)$$

Figura 27 – a) Solo depositado no molde após homogeneização na umidade ótima; b) Compactação do solo por amassamento por meio da prensa, bem como parafuso de controle da altura.



Fonte: O Autor (2017).

Figura 28 – a) Dispositivo superior do sistema de moldagem (GEOTEC); b) Parafuso lateral que auxilia no controle da altura.



Fonte: O Autor (2017).

Figura 29 – Molde desmontado (GEOTEC).



Fonte: O Autor (2017).

Referente às temperaturas de cura das amostras à 60 °C, buscou-se impulsionar o processo de reações da cal, quais sejam, imediatas (troca catiônica, floculação), em alguns minutos ou horas, e a longo prazo (carbonatação e reações pozolânicas) (TRB,1976). Enfatiza-se que no laboratório utilizou-se a temperatura como acelerador do processo de cura, procurando-se aumentar a velocidade, em particular, das reações pozolânicas. A literatura evidencia trabalhos importantes (TOWSEN; DONAGHE, 1976; METCALF, 1963), em que citam a questão do período de cura ser afetado significativamente pelo tempo e pela temperatura, sendo acompanhado, em termos mecânicos, por variações na capacidade de suporte. Também se objetivou ao usar a temperatura igual a 60 °C, simular aproximadamente a temperatura de campo, face aos valores críticos obtidos pelo Grupo de Geotecnia em vias da cidade de Manaus/AM (CAVALCANTE et al., 2012).

3.2.2 Mistura asfáltica

A metodologia de confecção das vigas de concreto asfáltico (CA), seguiu o fluxograma da Figura 30. De forma análoga e didática, a dosagem de mistura asfáltica apresenta-se como uma “receita de bolo”. Apesar dos procedimentos serem bem mais complexos tratando-se dessas composições asfálticas, os participantes também necessitam de adequadas proporções. Por exemplo, misturas com maior quantidade de agregados graúdos podem gerar uma composição bastante resistente às deformações, como as do tipo *Stone Matrix Asphalt* (SMA), ou gerar uma formulação de graduação aberta com elevado índice de vazios, a chamada Camada Porosa Asfáltica (CPA), cuja elevada permeabilidade concede ao pavimento a redução da lâmina d’água proveniente das chuvas, e conseqüentemente, maior aderência pneu-pavimento.

Figura 30 – Fluxograma da moldagem de vigas asfálticas.



Outras proporções também podem formar misturas, como a do tipo Concreto Asfáltico (CA), empregada nesta pesquisa, que se mostra com uma graduação densa, ou seja, com índice de vazios reduzido proporcionado pelo intertravamento dos agregados e a presença do material de enchimento (fíler). Nesse tipo de composição, por exemplo, a presença de uma maior

porcentagem do ligante asfáltico pode gerar deformações permanentes no pavimento, aquelas ocasionadas quando a camada de revestimento recebe os esforços provenientes do tráfego, mas não retornam ao estado inicial quando cessadas as solicitações. Em contrapartida, uma menor porcentagem desse aglomerante asfáltico pode causar fissuras e trincas no pavimento. Observa-se, portanto, a importância desse e dos outros partícipes e a suas respectivas proporções na mistura.

Entretanto, no Brasil, usualmente empregam-se as misturas usinadas a quente, produzidas na faixa de temperatura igual a 140 a 180°C, levando ao aumento da emissão de gases provenientes da queima de combustíveis fósseis, em particular do negro de fumo. Assim, mais degradantes, principalmente, no que tange ao aquecimento global. Em virtude disso, optou-se no trabalho em pauta as dosagens com processamento morno, usadas nos pavimentos da região pela Ardo Construtora e Pavimentação Ltda.

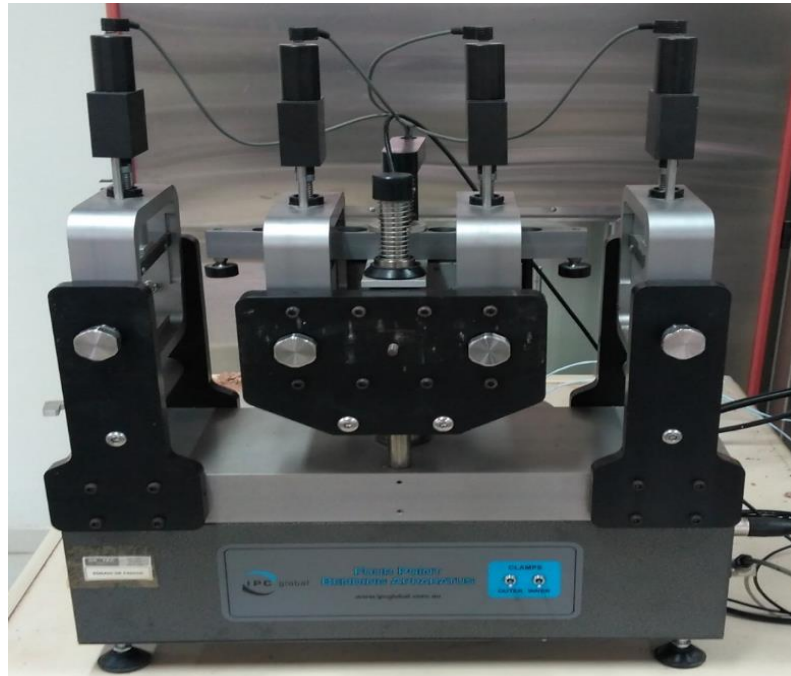
Alusivo aos seguintes parâmetros da mistura asfáltica, estes foram determinados pelo método Marshall, bastante difundido no ramo da pavimentação, de acordo com a norma do DNIT 031/2006 – ES: a) Densidade aparente (Gmb); b) Densidade máxima medida (DMM ou Gmm); c) Estabilidade Marshall; d) Resistência à tração por compressão diametral (RT); e) Volume de vazios (Vv); f) Vazios do Agregado Mineral (VAM); g) Relação Betume/Vazios (RBV).

A confecção dos corpos de prova acompanhou as dosagens citadas, diferenciando-se, apenas, na composição alternativa pela presença da cal de carbureto. Os agregados foram aquecidos em estufa à temperatura de 135 °C e o CAP a 120 °C. Em seguida, o conjunto foi misturado a 120 °C, por meio de um processo manual, revolvendo-a continuamente, e controlando-se a temperatura. Por fim, realizou-se o processo de compactação, descrito na seção sobre as vigas de solo (4.2.1), no mesmo molde rígido metálico usado na confecção dessas amostras. A quantidade de material a ser adicionada ao molde, calculou-se em função da densidade, sendo distribuída uniformemente. Nessa fase, foi imprescindível o prévio aquecimento do molde na mesma temperatura da mistura e compactação (120 °C), evitando-se, deste modo, a perda de energia térmica, além de facilitar o processo de desmonte e retirada da viga asfáltica, quando finalizada a compactação. Destaca-se, ainda, a importância da vibração induzida pelos impactos com a marreta de borracha para o rearranjo dos grãos e consequente conformação da massa asfáltica nas dimensões desejadas.

3.3 ENSAIO MECÂNICO SOB FLEXÃO A QUATRO PONTOS

Avaliou-se o desempenho mecânico, sob flexão a quatro pontos, das vigas de solo e do concreto asfáltico por meio do equipamento da IPC Global, *Pneumatic Standalone 4 Point Bending* (Figura 31). Este equipamento é constituído por um sistema pneumático para aplicação das cargas, transdutores para aquisição de dados e uma CPU (*Computer Personal Unit*) que permite o total controle do ensaio pelo usuário, além de poder transmitir os dados medidos ao software.

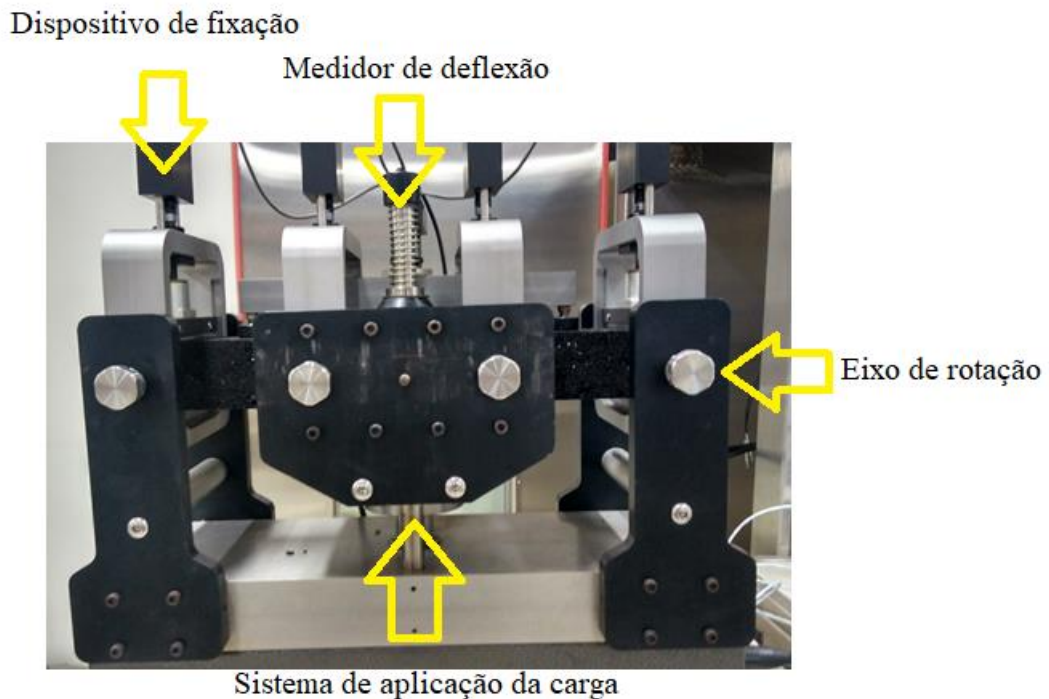
Figura 31 – *Pneumatic Standalone 4 Point Bending* (GEOTEC).



Fonte: O Autor (2017).

O ensaio consiste na aplicação de uma carga senoidal no corpo de prova prismático, medindo-se a carga aplicada e a deflexão correspondente, consoante exposto na Figura 32. Conforme esta ilustração, assenta-se a viga em apoios que permitem livre rotação e deslocamento horizontal, porém restringem o deslocamento na vertical. Observa-se, também, a forma esquemática da disposição das cargas e vínculos dos apoios.

Figura 32 – Esquema de carregamento e vínculos de apoio do aparelho de flexão a quatro pontos.



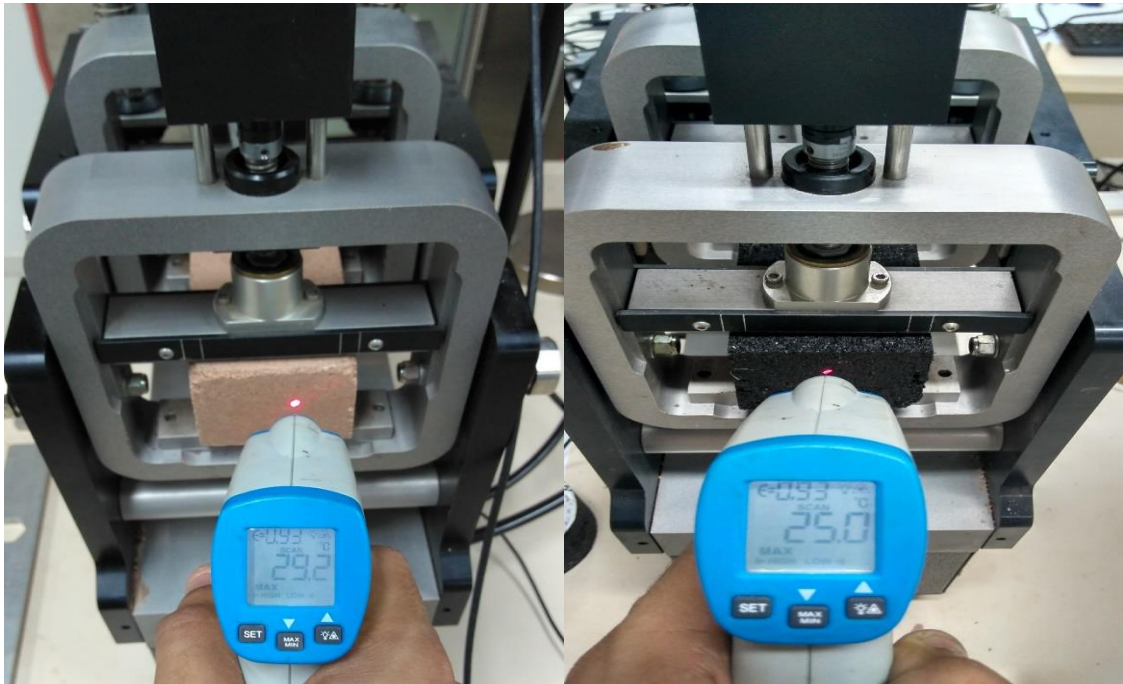
Fonte: Manual de referência IPC Global (2009).

Sobre o módulo de rigidez, parâmetro fim dessa pesquisa, a norma ressalta que cerca de 3000 ciclos de aplicação de carga podem causar danos prematuros por fadiga nos corpos de prova asfálticos. Tendo em vista que este parâmetro depende das frequências de carregamento e da temperatura, e visando-se preservar os corpos de prova para futuros ensaios avaliando-se as reações decorrentes do tempo, definiram-se diferentes sequências para os dois tipos de matrizes, aplicando-se 100 pulsos para cada frequência. Nas vigas de solo, optou-se por uma sequência mais reduzida iguais a 1Hz, 3Hz, 10Hz e 1Hz, para que o experimento fosse realizado por completo, sem possibilidade de apresentar fissuras nas amostras. No caso das misturas asfálticas, resolveu-se por uma sequência de 1Hz, 3Hz, 5Hz, 7Hz, 10Hz, 15Hz, 20Hz, 1Hz. Ressalta-se que, a norma permite sequências ainda maiores, ou seja: 0,1 Hz, 0,2 Hz, 0,5 Hz, 1 Hz, 2 Hz, 5 Hz, 10 Hz, 20 Hz, 50 Hz e 1 Hz. Nota-se que, a repetição da frequência de 1 Hz assinala a averiguação da variação do módulo de rigidez da última frequência frente à primeira, cujo resultado não pode ser maior que 3%, pois indicaria que o corpo de prova tinha se danificado ao longo do ensaio.

Quanto ao modo de carregamento, sob flexão a quatro pontos, optou-se pela deformação controlada, e o valor da amplitude máxima de deformação igual a $50 \mu\text{m/m}$ (EN 12697-24), com vistas à preservação das amostras.

Finalmente à temperatura, definiu-se pela realização dos ensaios, aproximadamente 30°C (valor aproximado da temperatura regional) para vigas de solo, e a 25°C para as vigas de concreto asfáltico. Este valor teve como base as diversas normas nacionais e internacionais de pavimentação que a utilizam como referência para ensaios tradicionais em corpos de prova asfálticos (Figura 33). Na continuação desta pesquisa os experimentos deverão ser executados à temperatura de campo (60°C) ocorrente e usuais nos pavimentos de Manaus.

Figura 33 – Aferição da temperatura das amostras.



Fonte: O Autor (2017).

4. RESULTADOS E DISCUSSÃO

4.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

4.1.1 Solo natural

O solo natural apresentou a distribuição granulométrica ilustrada na Figura 34, em que são extraídos valores iguais a 56,81% (argila), 30,80% (silte) e 12,34% (areia). Portanto, uma argila silto arenosa. Referente ao peso específico dos grãos, resultou valor de 2,65 kN/m³. A partir da curva granulométrica, calcularam-se os coeficientes de uniformidade (Cu) e curvatura (Cc). O primeiro parâmetro, quanto mais próximo de 1 mais uniforme é o material, apresentou resultado de 3,0. Quanto ao Cc, verificou-se um valor de 0,3, conforme DAS (2014), denota um solo mal graduado.

Os dados obtidos para os Limites de Atterberg apontaram 61,22% e 32,05%, concernentes ao limite de liquidez e limite de plasticidade, respectivamente. Logo, o índice de plasticidade (IP= LL – LP) resultou em 29,17%. A partir desses valores e da textura, de acordo com DAS (2014), enquadrou-se o solo “in natura” como MH e A-7-5, segundo o Sistema Unificado de Classificação de Solos (SUCS) e as orientações da AASHTO, respectivamente (Figura 35).

Figura 34 – Curva granulométrica do solo.

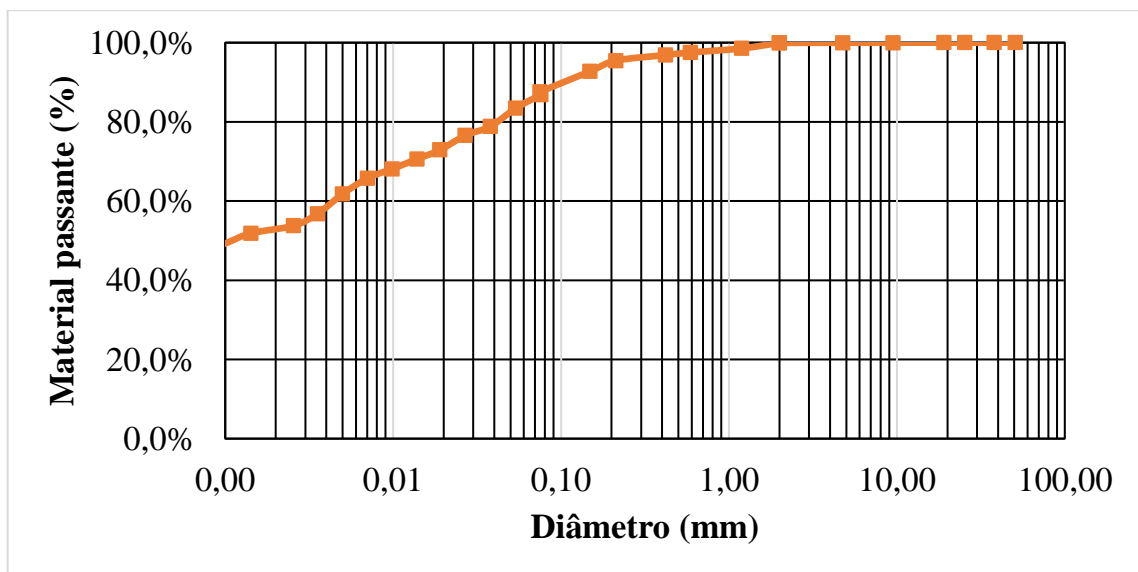
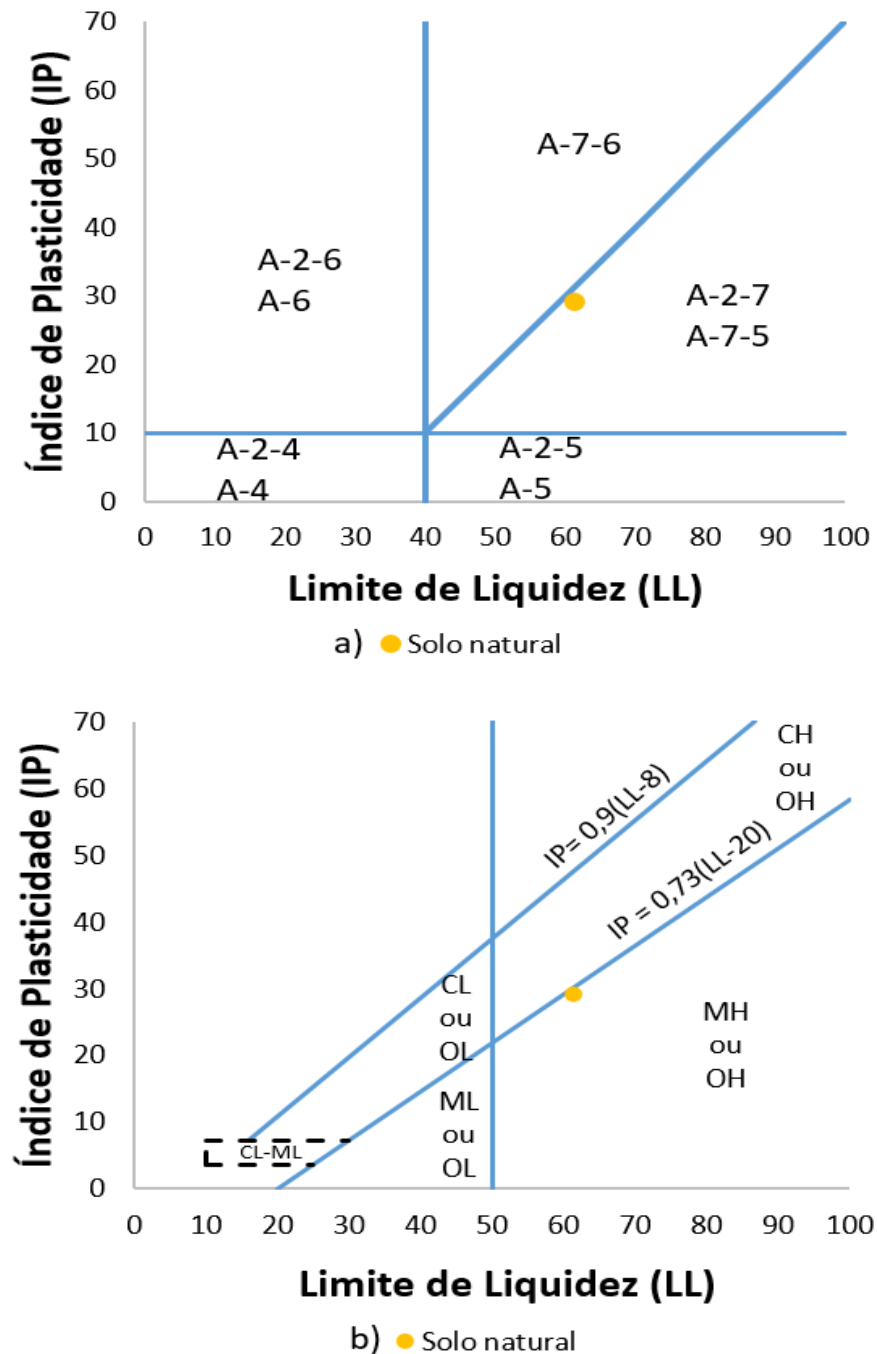


Figura 35 – Classificação geotécnica do solo natural, AASHTO (a) e SUCS (b).



4.1.2 Resíduos industriais

A cal de carbureto (CC), subproduto da fabricação do gás acetileno, participou no presente estudo tanto nas composições com solo quanto nas misturas asfálticas (Tabela 5). Foi caracterizada quanto à umidade *in situ* e finura. A partir de amostras retiradas da superfície e da parte interna do volume doado pela Ardo Engenharia, o valor médio desse parâmetro foi igual a 66,38%. Consoante aos dados da finura, encontrou-se valor de 47,23% para material

retido na peneira N°200. Tal resultado não se enquadra nos limites preconizados pela norma americana C-977 (ASTM, 1989), para cales hidratadas em estabilização de solos.

Tabela 5 – Propriedades físicas da cal de carbureto.

Ensaio	Resultados (%)		Limites (%)
Finura	Material retido na Peneira N° 30	1,32	<3
	Material retido na Peneira N° 200	47,23	<25
Umidade <i>in situ</i>	-	66,38	-

Alusivo aos resíduos da fibra do Curauá, a densidade real indicou valor de 1430 kg/m³, segundo ensaio normalizado pela ME-084 (DNER, 1995). Maciel (2017) determinou este parâmetro por meio do método do picnômetro, tendo obtido 1350 kg/m³, ou seja, 5,6% menor relativo ao encontrado na pesquisa em pauta. Essa divergência pode ser justificada pela heterogeneidade da fibra. Trata-se de um material lignocelulósico. Portanto, mostra uma estrutura altamente complexa, de composição variável, com diversas cavidades e geometrias não perfeitamente definidas. Neste contexto de um material com tais particularidades, Maciel (2017) também calculou a citada densidade pelo método geométrico e, após diversas medidas (diâmetro, comprimento e peso) chegou a média aritmética de 960 kg/m³, que corresponde cerca de 70% do primeiro valor. A Tabela 6 mostra esses dados, além daqueles presentes na literatura concernentes a outras fibras como a de sisal (também vegetal) e a de celulose.

Tabela 6 – Densidades das fibras.

Tipo de Fibra	Literatura	Densidade real (kg/m³)
Curauá	Esta pesquisa (VALENÇA, 2012)	1430
	(MACIEL, 2017)	1350
Sisal	SANTOS (2013)	1500
Celulose	SOUZA (2007)	480 - 530

4.1.3 Partícipes das misturas asfálticas

Os componentes das misturas asfálticas estudadas foram: ligante asfáltico, brita 1, brita 0, areia, pó de pedra e a cal de carbureto (discutida no item 4.1.2). No caso particular do aglomerante asfáltico, foi caracterizado por meio de ensaios preconizados pela Agência Nacional de Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis (ANP), tradicionais da Engenharia de Pavimentos. Os resultados foram disponibilizados pela REMAN e são exibidos na Tabela 7.

Tabela 7 – Caracterização do Cimento Asfáltico de Petróleo (ANP, 2005).

Características	Unid.	Classificações do CAP				Métodos
		CAP 30/45	CAP 50/70	CAP 85/100	CAP 150/200	ASTM
Penetração –5s, 25° C	0,1mm	30 a 45	50 a 70	85 a 100	150 a 200	D 5
Ponto de Amolecimento, min	° C	52	46	43	37	D 36
Viscosidade SayboltFurol						
a 135° C, min	s	192	141	110	80	E 102
a 150° C, min	s	90	50	43	36	E 102
a 177° C	s	40 a 150	30 a 150	15 a 60	15 a 60	E 102
Viscosidade Brookfield						
a 135° C, min	cP	374	274	214	155	D 4402
a 150° C, min	cP	203	112	97	81	D 4402
a 177° C, min	cP	76 a 285	57 a 285	28 a 114	28 a 114	D 4402
Índice de suscetibilidade térmica	-	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	(-1,5) a (+0,7)	- -
Ponto de fulgor, min	°C	235	235	235	235	D 92
Solubilidade em tricloroetileno, min	% massa	99,5	99,5	99,5	99,5	D 2042
Ductilidade a 25° C, min	cm	60	60	100	100	D 113
Efeito do calor e do Ar (RTFOT) a 163° C, 85 min						
Varição em massa, máx	% massa	0,5	0,5	0,5	0,5	D 2872
Ductilidade a 25° C, min	cm	10	20	50	50	D 113
Aumento do ponto de amolecimento, máx	°C	8	8	8	8	D 36
Penetração retida, min	%	60	55	55	50	D 5

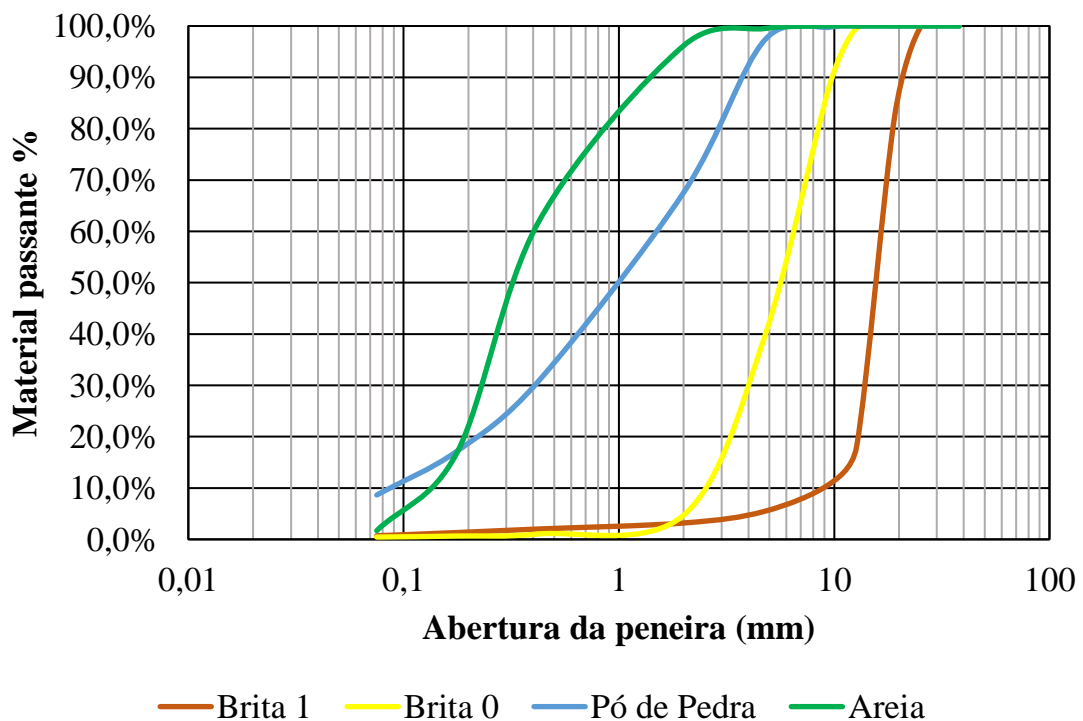
Os agregados apresentaram os seguintes valores de densidade: a) Brita 1, $G_{sa} = 2,63 \text{ g/cm}^3$ e $G_{sb} = 2,52 \text{ g/cm}^3$; b) Brita 0, $G_{sa} = 2,61 \text{ g/cm}^3$ e $G_{sb} = 2,52 \text{ g/cm}^3$; c) Pó de pedra, $G_{sa} = 2,57 \text{ g/cm}^3$ e; d) Areia, $G_{sa} = 2,60 \text{ g/cm}^3$.

A partir da granulometria, ilustrada na Figura 36, calculou-se os parâmetros C_u e C_c , cujos resultados mostrados na Tabela 8, permitiram a seguinte determinação: pedregulhos mal graduados (Brita 1 e Brita 0), areia bem graduada (Pó de pedra) e areia mal graduada (Areia residual).

Tabela 8 – Coeficientes de Uniformidade e de Curvatura dos agregados.

Agregados	C_u	C_c
Brita 1	2,11	0,99
Brita 0	2,41	0,91
Pó de Pedra	18,89	1,05
Areia	2,67	0,81

Figura 36 – Granulometria dos agregados.



4.2 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

Os dados, tanto da formulação mineral quanto da dosagem, para os dois tipos de misturas asfálticas pesquisadas (sem e com a cal de carbureto) são mostrados na Tabela 9.

Tabela 9 – Dosagens mineral e das composições asfálticas.

Agregados	Mistura asfáltica de referência Ardo Engenharia		Mistura asfáltica alternativa Presença da cal	
	Composição mineral (%)	Dosagem (%)	Composição mineral (%)	Dosagem (%)
Brita 1	15,6	14,8	14,74	14,0
Brita 0	29,7	28,2	29,47	28,0
Pó de Pedra	29,7	28,2	28,42	27,0
Areia	25,0	23,8	24,21	23,0
Cal de Carbureto	-	-	3,16	3,0
CAP 50/70	-	5,0	-	5,0

Nas Figuras 37 e 38 mostra-se o enquadramento da formulação mineral, nas Faixas B e C do DNIT, para a mistura asfáltica referência. Salienta-se que, a Faixa B é aplicada em camada de ligação e de rolamento, ao passo que a Faixa C pode ser utilizada apenas na segunda condição. Em particular, observa-se na Figura 37 que a dosagem mineral não se mostra totalmente contida na citada faixa, tendo em vista uma pequena parte da curva granulométrica apresentar-se fora dos limites superiores de tolerância. Situação contrária quanto a Faixa C, cuja composição se adequa perfeitamente aos limites previstos.

Figura 37 – Enquadramento da composição granulométrica, mistura padrão, Faixa B do DNIT.

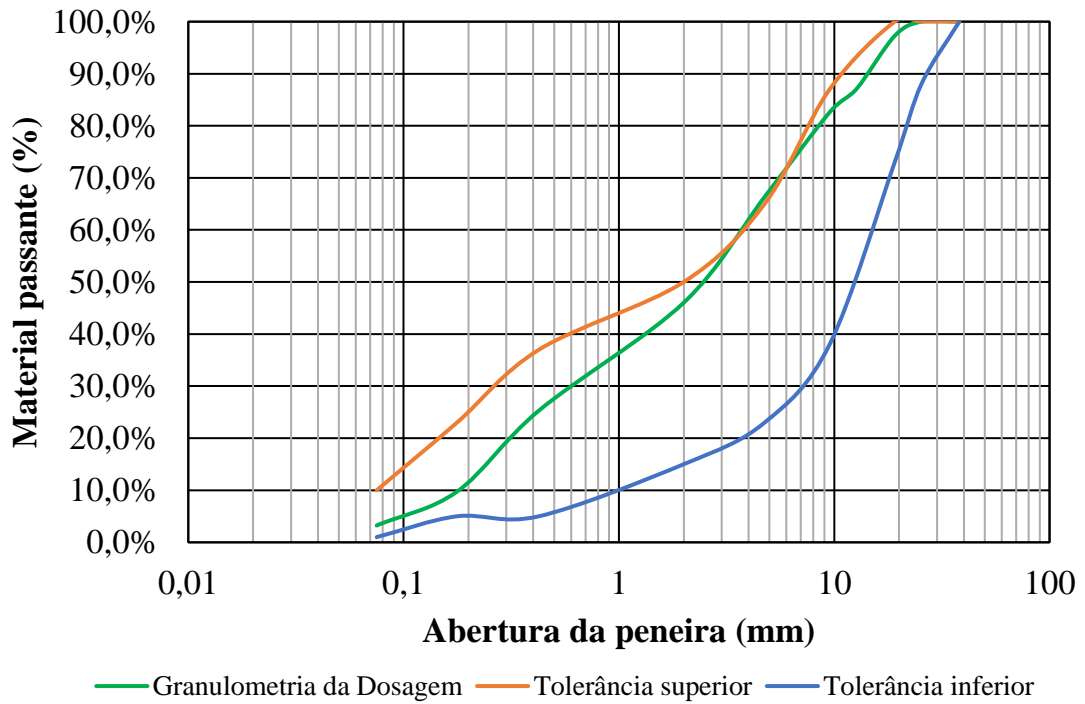
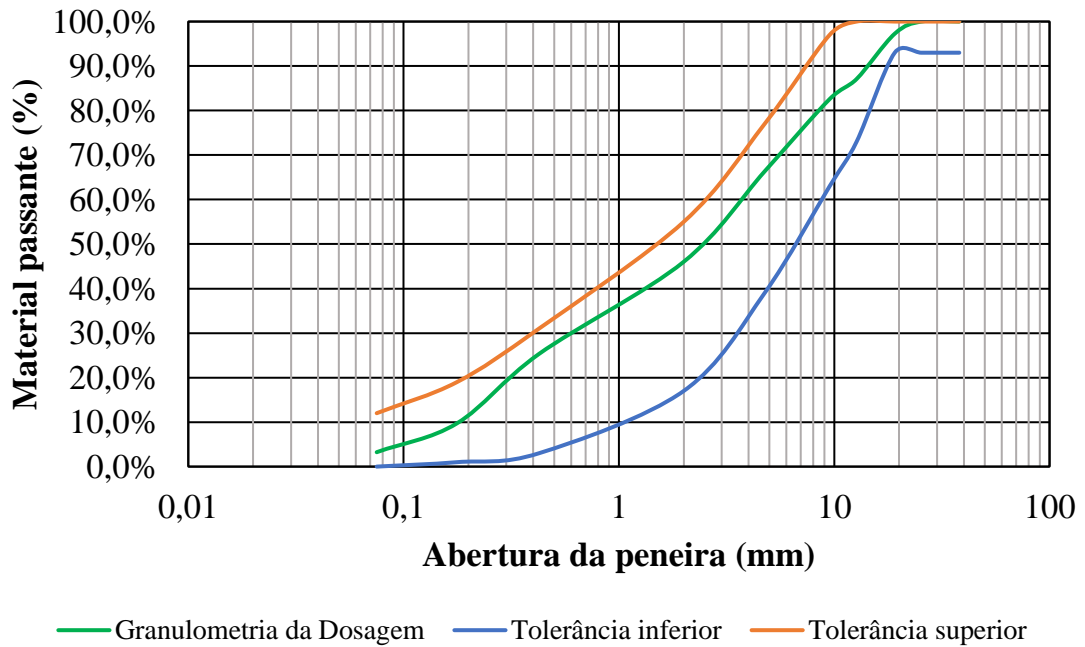


Figura 38 – Enquadramento da composição granulométrica, mistura padrão, Faixa C do DNIT.



No que diz respeito aos parâmetros Marshall da mistura asfáltica referência, a média dos seus resultados constam na Tabela 10. Ao avaliá-los, verifica-se que, em relação ao ensaio de resistência à compressão diametral e à estabilidade Marshall, a composição evidencia-se adequada para emprego em camadas de ligação e rolamento, frente os limites preconizados pela ES 031/2006 (DNIT). No entanto, quanto aos valores de Vv e RBV, mostra-se mais tecnicamente adequada para aplicação em camada de rolamento. Por último, tem-se o valor do VAM um pouco abaixo do mínimo aceitável, conforme o Tamanho Máximo Nominal (TMN) do agregado igual a 19 mm.

Tabela 10 – Parâmetros Marshall do concreto asfáltico referência.

Propriedade	Média dos resultados	Limites ES 031/2006 (DNIT)	
		Camada de Rolamento	Camada de ligação
Estabilidade (N)	648	500 (mínimo)	500 (mínimo)
RT (MPa)	0,87	0,65 (mínimo)	0,65 (mínimo)
Vv (%)	3,2%	3 – 5 (intervalo)	4 – 6 (intervalo)
VAM (%)	14,6	15 (mínimo)	15 (mínimo)
RBV (%)	78%	75 – 82 (intervalo)	65 – 72 (intervalo)

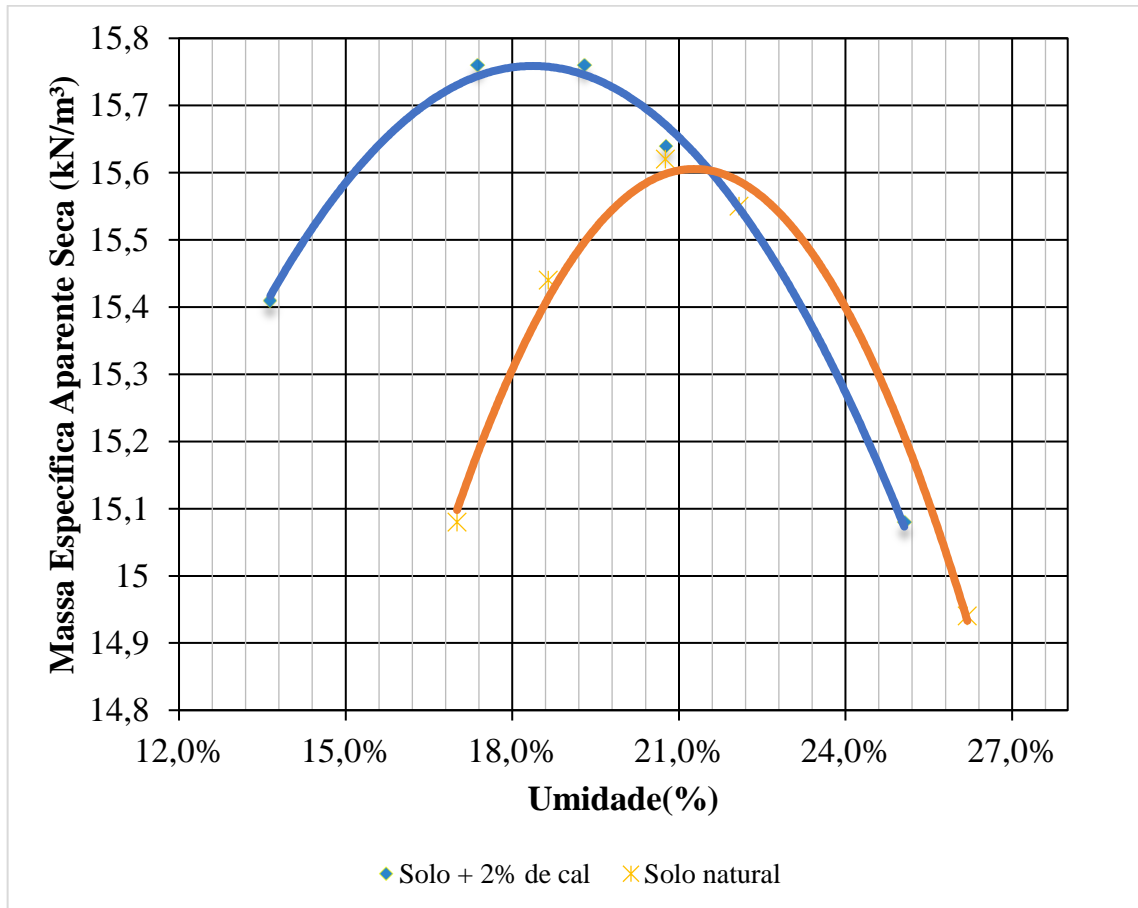
4.3 MOLDAGEM DOS CORPOS DE PROVA

4.3.1 Composição com solo

Produziram-se as vigas com solo baseado nos parâmetros do ensaio de compactação. Executaram-se os ensaios para o solo natural e para a mistura solo-cal de carbureto (Figura 39). Encontraram-se os pares de valores iguais a 15,62 kN/m³, 21,28% e 15,75 kN/m³, 18,37%, para o peso específico aparente seco máximo e umidade ótima do material natural e da formulação alternativa, respectivamente. Certifica-se, segundo tais resultados, um discreto aumento no valor do peso específico aparente seco máximo e uma redução da umidade ótima do solo *in natura* relativo à composição com resíduo. Esta diferença pode ser explicada pelo fator

aglomerante dos produtos cimentícios, referente às reações ocasionadas durante o processo de homogeneização do solo (partículas sólidas e a água) com a cal.

Figura 39 – Ensaio de compactação.

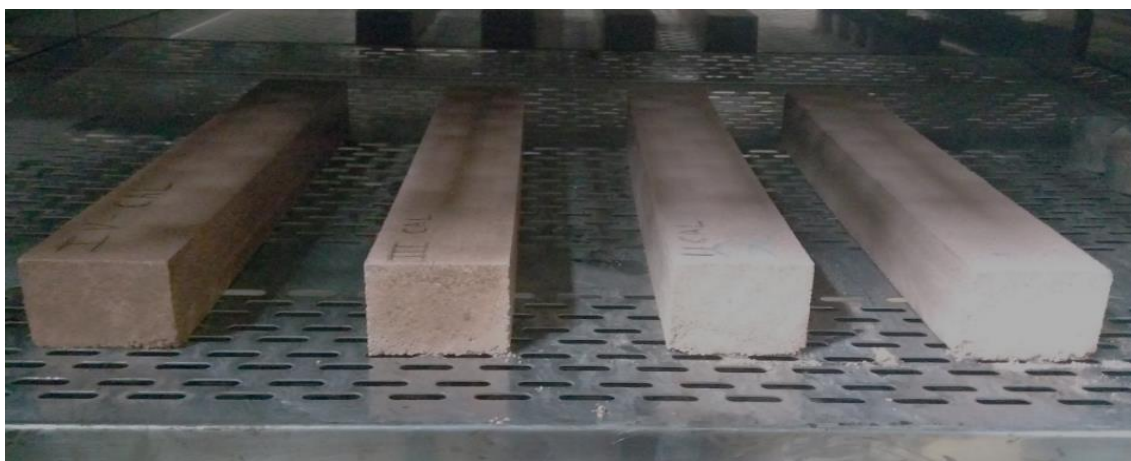


Determinados os parâmetros de compactação, calculou-se a quantidade de material necessária para se atingir o $GC \geq 98\%$. Ressalta-se que, para as misturas solo-fibra e solo-cal-fibra, consideram-se o peso específico aparente seco máximo e umidade ótima do solo natural e da composição solo-cal, respectivamente. Realizou-se o controle da compactação monitorando-se a altura, ou seja, o solo e as misturas foram compactados até se atingir esta dimensão pré-estabelecida. A partir desses parâmetros, os corpos de prova prismáticos do solo natural (S), solo-cal (SC), solo-fibra (SF), solo-cal-fibra (SCF) e de acordo com os respectivos tempos de cura de 24 hs e 48hs (S24, S48, SC24, SC48, SF24, SF48, SCF24, SCF48) resultaram grau de compactação entre 98 e 100%. Os dados médios das amostras confeccionadas e as respectivas dimensões estão dispostas na Tabela 11. Observa-se que, a altura final oscilou entre 49,8 e 50,9 mm, valores enquadrados nos limites da norma (EN 12697-26). Exemplificam-se, na Figura 40, amostras em processo de cura.

Tabela 11 – Dados (médias) dos corpos de prova moldados com solo.

Viga	Comprimento (mm)	Largura da base (mm)	Altura (mm)	Volume (cm³)	Densidade (g/cm³)
S	400	64,5	50,1	1262,5	1,670
S24	400	64,5	49,8	1254,9	1,675
S48	400	64,5	50,9	1282,7	1,681
SC	400	64,5	50,0	1260,0	1,690
SC24	400	64,5	50,2	1265,0	1,687
SC48	400	64,5	50,2	1265,0	1,663
SF	400	64,5	50,3	1267,5	1,692
SF24	400	64,5	50,5	1272,6	1,742
SF48	400	64,5	50,7	1277,6	1,721
SCF	400	64,5	49,9	1257,5	1,705
SCF24	400	64,5	50,4	1270,1	1,712
SCF48	400	64,5	50,1	1262,5	1,693

Figura 40 – Corpos de prova com solo em processo de cura.



4.3.2 Misturas asfálticas

A norma EN 12697-26 não fixa dimensões para os corpos de prova das composições asfálticas, mas limita suas dimensões mínimas em função do tamanho máximo do agregado, neste caso igual a 12,5 mm. Considerando-se que a brita 1 apresenta tamanho máximo de 19 mm (Tabela 12), necessitar-se-ia fracioná-la para ajustamento às dimensões do corpo de prova, visando compatibilizá-la à granulometria preconizada pela norma. Entretanto, o trabalho em pauta também tem como objetivo avaliar o comportamento das misturas usadas em campo. Assim, fracionar a brita 1, mudaria a dosagem da composição e prejudicaria essa estimativa real das formulações aplicadas nas diversas obras da região.

Tabela 12 – Distribuição granulométrica dos agregados

Abertura (mm)	Brita 1	Brita 0	Pó de Pedra	Areia
	% que passa	% que passa	% que passa	% que passa
38,1	100,00	100,00	100,00	100,00
25,4	100,00	100,00	100,00	100,00
19,1	82,50	100,00	100,00	100,00
12,7	17,99	99,59	100,00	100,00
9,52	10,79	88,44	99,76	100,00
4,75	5,47	39,44	97,24	99,51
2	3,19	4,73	67,59	96,19
0,425	2,03	1,06	30,91	61,97
0,177	1,33	0,65	17,18	16,91
0,075	0,71	0,45	8,65	1,70

A partir da dosagem da composição (teor de ligante, porcentagem em peso dos agregados e densidade, etc.), calculou-se a quantidade de material necessário para confeccionar as amostras. Na sequência, após o processo de mistura, depositou-se a massa asfáltica no molde e submetida à compactação, mediante aplicação de golpes e vibração, obteve-se os corpos de prova prismáticos a serem submetidos ao ensaio de flexão a quatro pontos (Figura 41). A altura final das vigas oscilou entre 49,7 mm e 50,4 mm (Tabela 13).

Figura 41 – Corpos de prova prismáticos das misturas asfálticas.

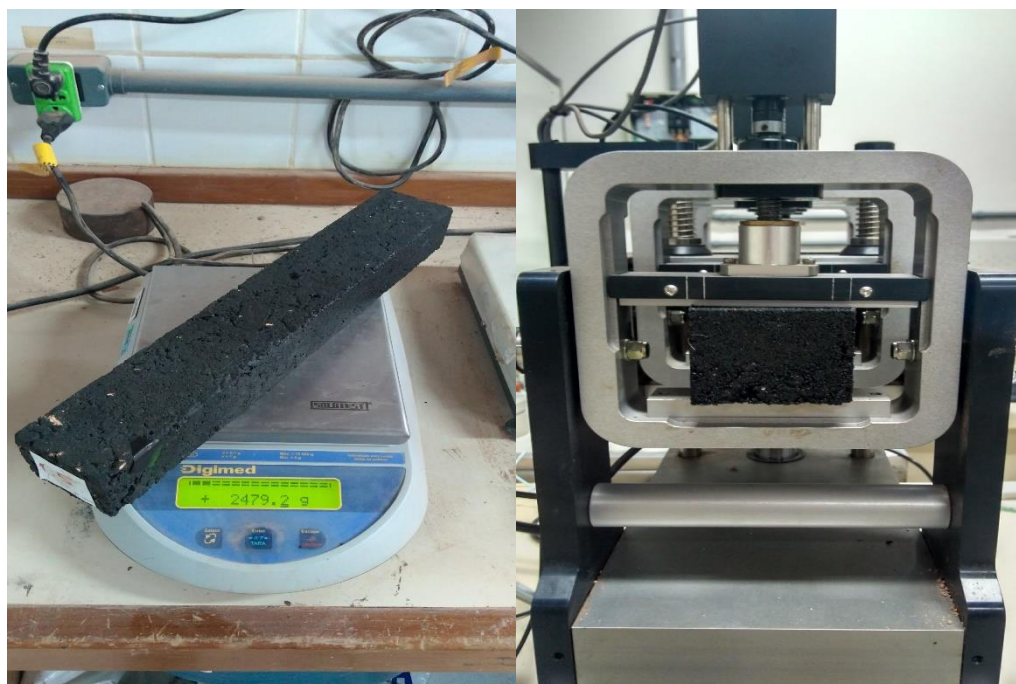


Tabela 13 – Dados (médias) dos corpos de prova das misturas asfálticas.

Viga	Comprimento (mm)	Largura da base (mm)	Altura (mm)	Volume (cm ³)	Densidade (g/cm ³)
CA1	400	64,5	50,1	1292,6	2,163
CA2	400	64,5	50,4	1300,3	2,150
CAC1	400	64,5	49,9	1287,4	2,142
CAC2	400	64,5	49,7	1282,3	2,149

4.4 CARACTERIZAÇÃO MECÂNICA SOB FLEXÃO A QUATRO PONTOS

Para cada corpo de prova submetido ao ensaio mecânico sob flexão a quatro pontos, o software da UTM gerava um relatório com os parâmetros de entrada e saída que incluíam, para cada frequência: amplitude de força e de deslocamento, ângulo de fase, módulo complexo, dentre outras informações. Na Tabela 14, a título ilustrativo, tem-se os resultados para a viga S24, confeccionada com solo natural e submetida ao processo de cura em estufa por 24 hs a 60°C. Na Figura 42 visualiza-se a tela do software capturada, que expõe alguns parâmetros de entrada, como a frequência (Hz) e a amplitude de deformação ($\mu\text{m}/\text{m}$). Destaca-se, na Figura 43, as funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, a defasagem entre os picos das ondas, sendo esta usada para cálculo do ângulo de fase.

Tabela 14 – Relatório gerado pelo software para a viga S24, cura 24 hs a 60°C.

Pre-test frequency spectrum	1 Hz	3 Hz	10 Hz	1 Hz
Cycle number	100	100	100	100
(Complex) stiffness modulus (MPa)	432	437	543	436
Strain amplitude ($\mu\epsilon$)	50	50	39	50
Stress amplitude (MPa)	0	0	0	0
Phase lag (deg)	10,3	2,5	1,2	12,3
Dissipated Energy (kJ/m^3)	0,001	0	0	0,001
Core Temperature ($^{\circ}\text{C}$)	23,4	23,4	23,4	23,2
Surface Temperature ($^{\circ}\text{C}$)	21,8	21,8	21,8	21,5
Force amplitude (N)	10	10	9	10
Deflection amplitude (mm)	0,027	0,027	0,021	0,027
Measured phase lag (deg)	10,3	2,5	1,2	12,3

Figura 42 – Tela do software durante a inserção dos parâmetros de entrada, viga S24.

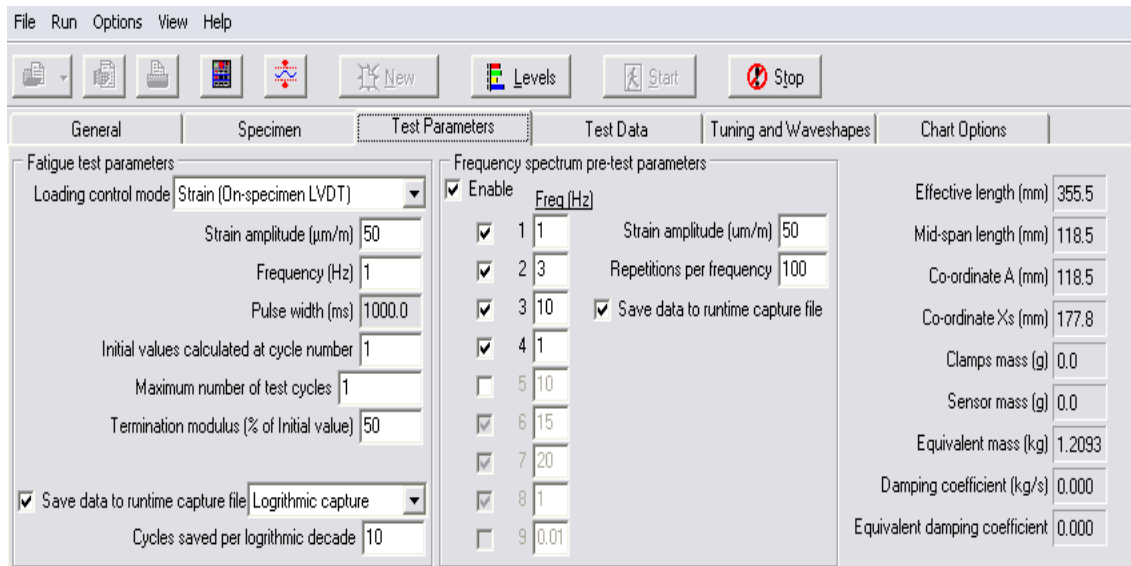
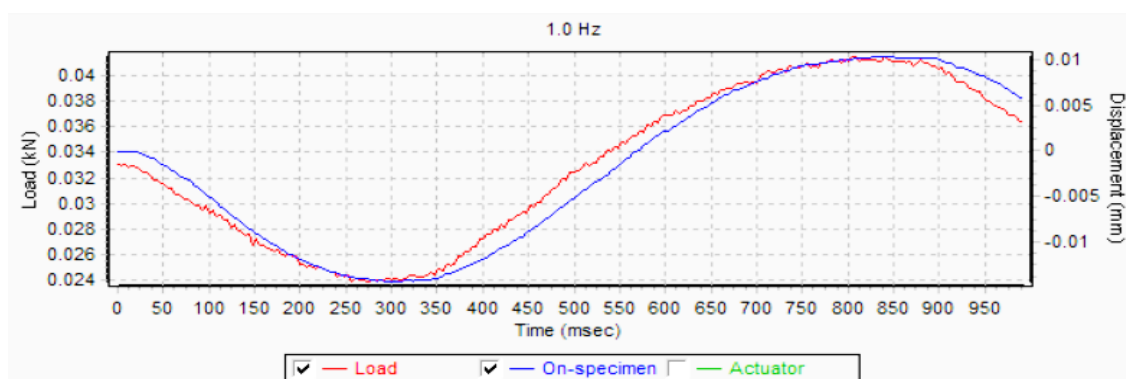


Figura 43 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento disponibilizadas no software.

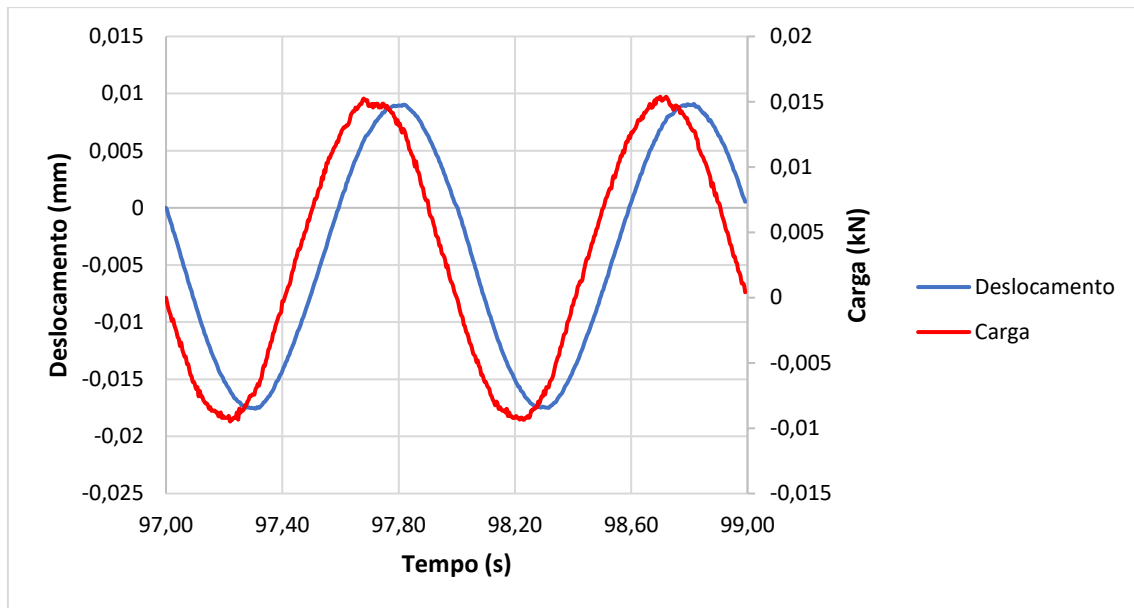


Para cada frequência, o software igualmente disponibilizava outros relatórios com os dados de tempo, deslocamentos e carga, os quais possibilitavam traçar os gráficos representativos dos pulsos de carga e do deslocamento respectivo. Assim, calculava-se o módulo de rigidez dinâmico e o ângulo de fase. A Tabela 15 ilustra as cinco linhas iniciais e finais correspondentes ao primeiro e ao centésimo ciclo de carga, respectivamente, alusivo ao corpo de prova CA2 quando submetido a pulsos de 1Hz. Em particular, a Figura 44 exibe o gráfico indicativo às últimas linhas.

Tabela 15 – Linhas iniciais e finais do relatório para a viga CA2 e 1 Hz.

Ciclo #	Tempo (segundos)	Atuador (mm)	Carga (kN)
<i>1</i>	0	-0,00244	0,027191
	0,004	-0,00259	0,027191
	0,008	-0,00275	0,026642
	0,012	-0,0032	0,02623
	0,016	-0,00397	0,026093
<i>100</i>	99,976	-0,01465	0,021698
	99,98	-0,01526	0,021698
	99,984	-0,01572	0,021561
	99,988	-0,01663	0,021149
	99,992	-0,01709	0,020874

Figura 44 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra CA2 e 1 Hz.



4.4.1 Análise dos pulsos de carga e de deslocamento

4.4.1.1 Composições com solo

A partir da equação da frequência natural (f_n), discutida na seção 2.4.2 (Equação 8), pode-se calcular o seu valor teórico de vibração natural das vigas para cada uma das frequências de aplicação de cargas (Hz), cujos dados resultantes são mostrados na Tabela 16. Uma vez que podem ocorrer infinitos modos naturais de vibração ($n=1, 2, 3, 4, \dots$), para os efeitos de cálculo, usou-se o mais simples que ocorre quando toda a viga se curva para cima ou para baixo, ou seja, $n = 1$.

Tabela 16 – Frequência de vibração natural das vigas de solo para cada situação de carregamento.

Amostra	Frequência configurada (Hz)		
	1	3	10
S24	71,96	72,38	80,68
S48	80,38	80,83	83,96
SC24	85,44	86,56	88,48
SC48	99,87	100,35	103,47
SF24	144,51	146,08	146,32
SF48	156,08	157,79	158,67
SCF24	121,13	122,41	123,34
SCF48	145,13	145,99	147,67

Observa-se que a frequência de vibração natural das vigas aumenta à medida em que se configuram maiores frequências de aplicação de carregamento. É uma resposta lógica apresentada pelos corpos de prova. Tais dados teriam valores ainda maiores, sob a hipótese de outros tipos de modos de vibração, quando, por exemplo, metade da viga curva-se para cima e a outra metade para baixo, alternadamente, formando-se um nó interno que a divide em duas partes ($n = 2$).

Verifica-se, também, na Tabela 16 que o processo de cura acarretou um aumento na frequência natural, devido, principalmente, ao acréscimo do módulo de rigidez. Fato a ser discutido em item subsequente. Constata-se, ainda, que os materiais misturados ao solo (cal de carbureto e fibra do Curauá), igualmente, foram responsáveis por incrementos na frequência natural da viga e, principalmente, quando submetidos à cura em estufa. Outro ponto a ser registrado é que as composições solo-cal de carbureto-fibra (SCF24 e SCF48) apresentaram valores similares aos da mistura solo-fibra (SF24 e SF48), com diferenças médias de 16% e 7% para tempos de 24 hs e 48 hs, respectivamente. Denotando-se, assim, uma aproximação dos valores das frequências naturais consoante ao aumento do tempo de cura.

Nos gráficos das Figuras 45 a 51 são mostrados os pulsos de carga e a respectiva deflexão para as amostras com a participação do solo, cal de carbureto e fibra do Curauá. Tais resultados serão empregados para o cálculo do módulo de rigidez dinâmico e do ângulo de fase (φ).

Figura 45 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra S24 e 1 Hz.

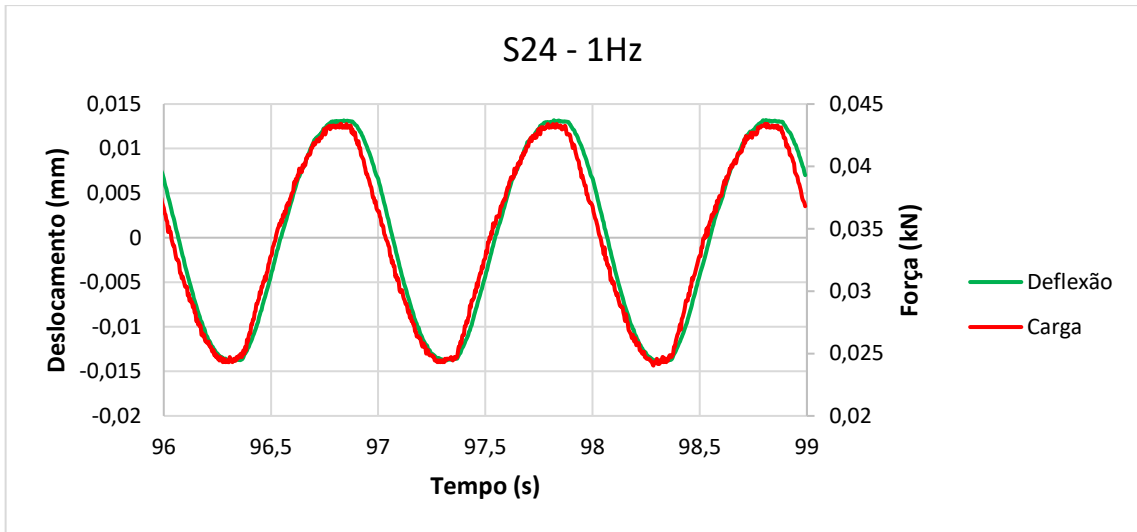


Figura 46 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra SC24 e 1 Hz.

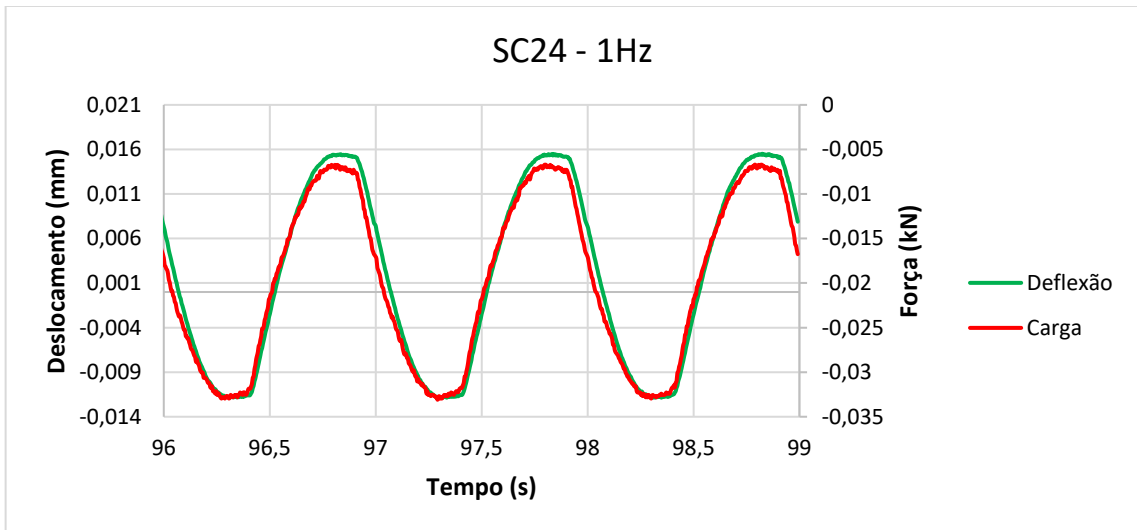


Figura 47 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra SF48 e 1 Hz.

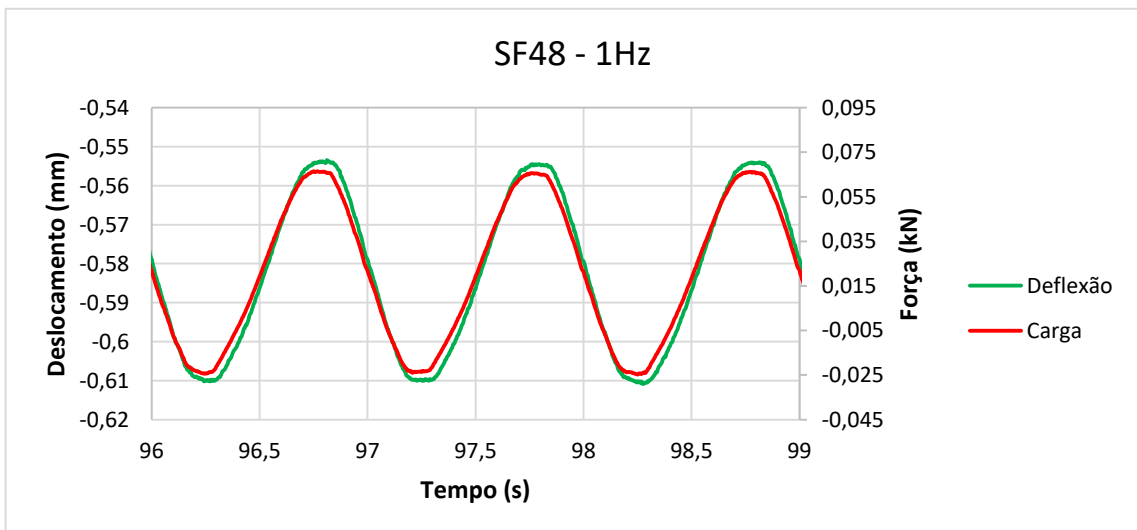


Figura 48 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento gerado, SCF24 e 1 Hz.

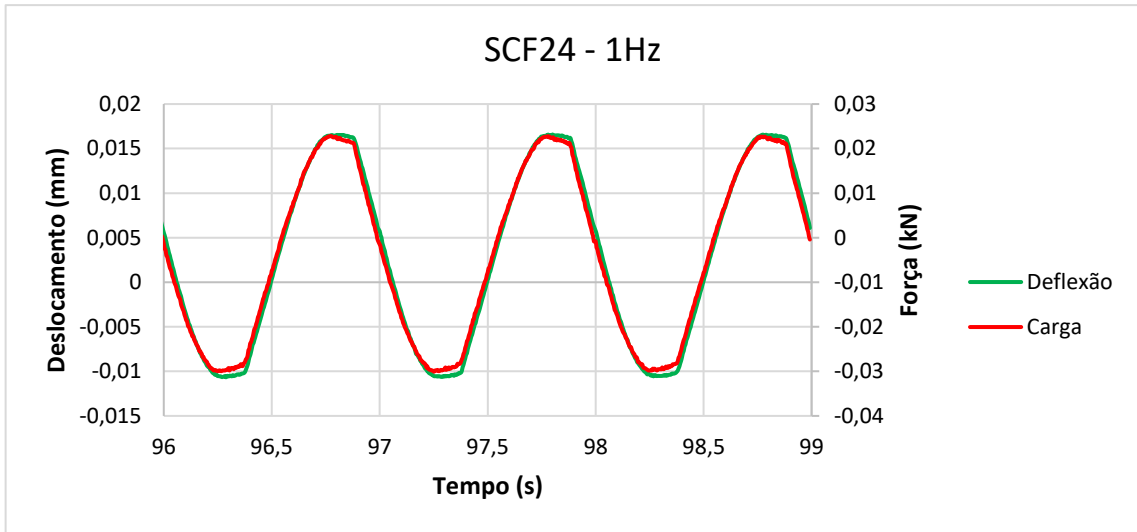


Figura 49 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra SF24 e 3 Hz.

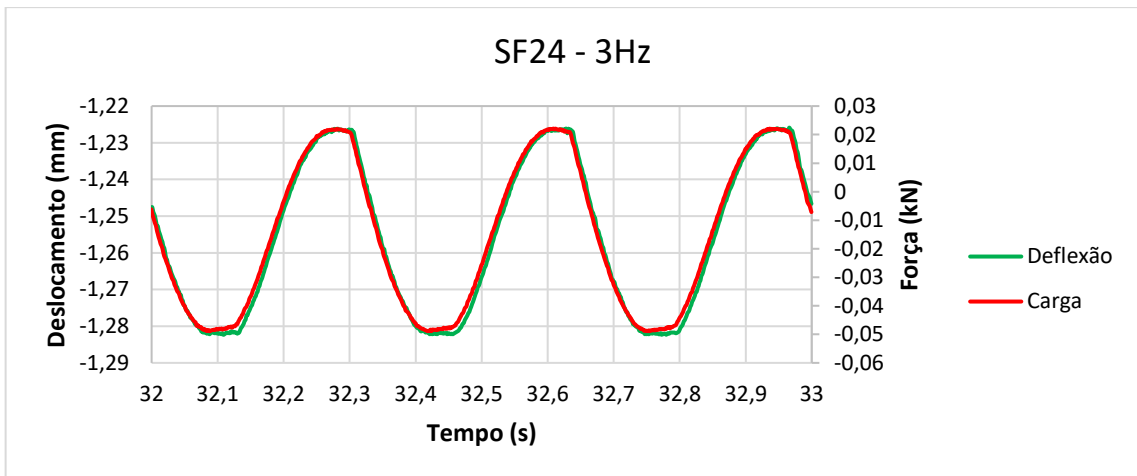


Figura 50 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra SF24 e 10 Hz.

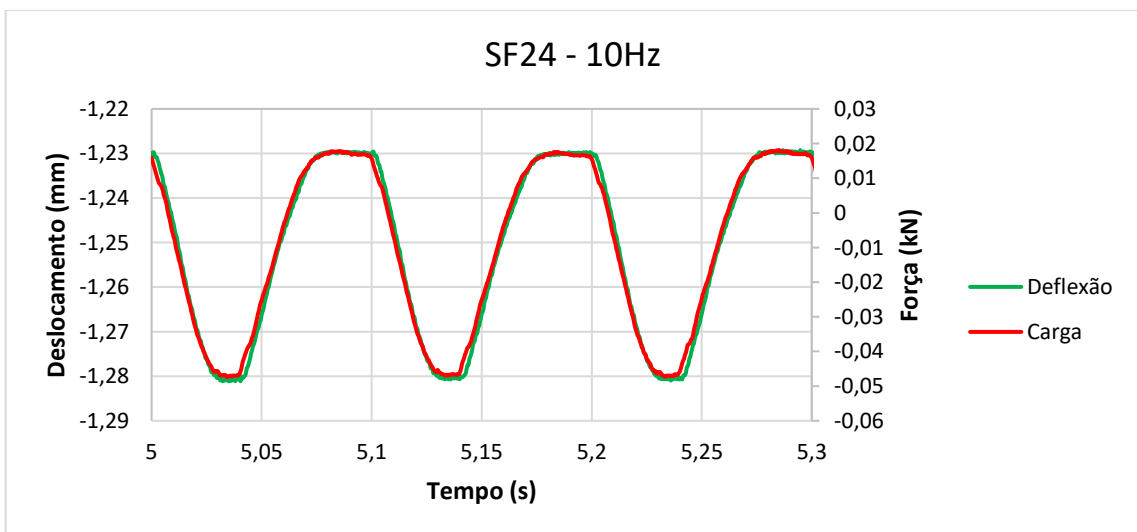
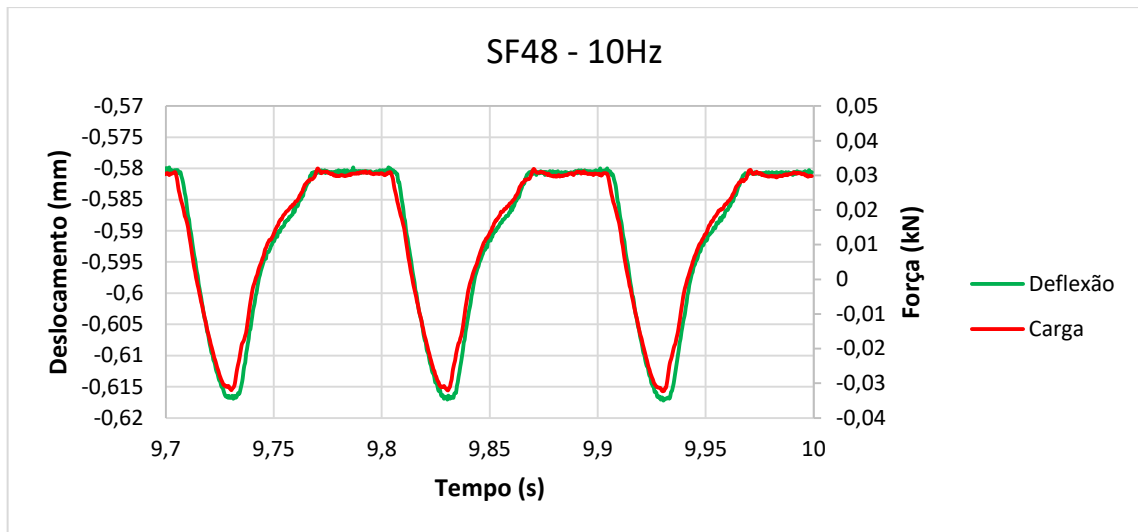


Figura 51 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra SF48 e 10 Hz.



Enfatiza-se que o ensaio dinâmico de flexão a quatro pontos não é tradicionalmente aplicado a solos. No entanto, a conformação dos dados traçados nas Figuras 45 a 48 demonstra que, tanto a indução dos pulsos de carga quanto a deformação (resposta do solo ao efeito da carga), ajustaram-se bem a uma função senoidal até a frequência de 3 Hz (Figuras 49), simulando o efeito da carga dinâmica proveniente da passagem de veículos a que são submetidos os pavimentos, neste caso as subcamadas.

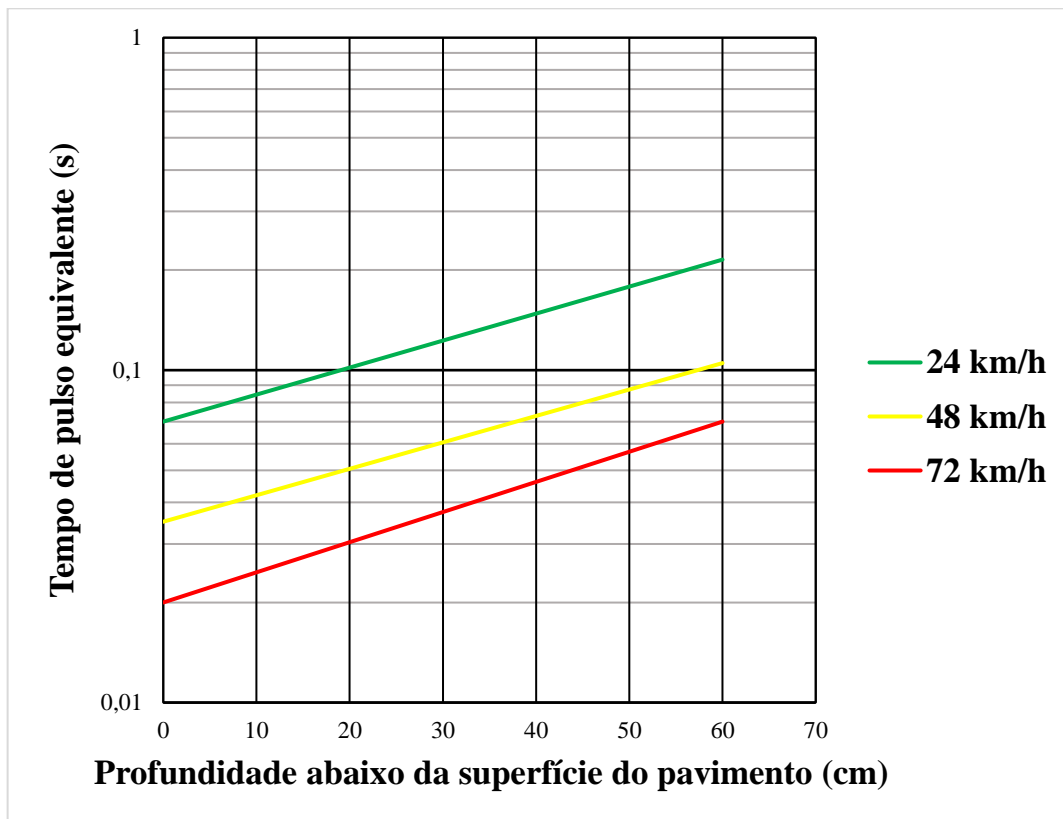
Contudo, observou-se que à medida que a frequência aumentou, constatou-se diferente comportamento das funções senoidais (carga aplicada e deslocamento). Na frequência de 10 Hz, apesar dos pulsos apresentarem-se de forma definida, tem-se uma ligeira tendência de os picos dos pulsos delinearem um formato quadrangular (Figuras 50 e 51). Esse padrão visual sugere que, nessas condições, não foi possível ajustar a intensidade de carga e deslocamento no formato senoidal. Tal resposta provavelmente ocorreu devido ao processo iterativo de deformação controlada do ensaio. Durante o experimento, a viga começa a vibrar e a defletir sucessivamente no sentido da aplicação da carga, para cima e para baixo. Quando o dispositivo de aplicação de carga desce concomitante com a deflexão da viga, o equipamento registra um valor correspondente àquela deformação. Quando a deformação corresponder à desejada, o instrumento aplica a mesma intensidade de carga no pulso seguinte. Caso nesse próximo pulso a transferência da carga coincidir com a viga defletindo novamente para baixo, por conta da vibração natural, o efeito na amplitude da deformação deverá ser o mesmo e o processo segue sem grandes perturbações. Porém, se o pulso seguinte se encontra com a viga com deflexão para cima, o resultado na deflexão final não será o mesmo e ensejará incremento na carga a ser transmitida no pulso seguinte e, assim, sucessivamente. Em suma, a forma quadrangular dos

picos pode estar associada tanto à perturbação inicial decorrente das vibrações naturais, quanto às sucessivas iterações do equipamento para o controle da deformação, que somados à participação do aumento de rigidez das amostras (decorrentes do processo de cura), tornam necessária a realização de novos ensaios com maior número de ciclos, com vistas à uma conclusão mais qualitativa, examinando-se os sinais num regime mais permanente. Tal constatação, e a visualização clara das repetições, sugere-se para o prosseguimento do estudo, uma análise com correção estatística dos dados. Ademais, observa-se que nas diversas frequências e condições de amostragem, os gráficos denotam um modelo de onda de deflexão similar ao do pulso de carga, com aproximação da igualdade, consoante o aumento da frequência de aplicação.

Para se ter uma ordem de grandeza da velocidade correspondente à frequência de aplicação dos pulsos de carga, recorre-se ao ábaco publicado por After Barksdale (1971) *apud* Huang (1993) (Figura 52), que correlaciona velocidade com tempo de aplicação da carga, bem como à relação empírica estabelecida por Van Der Poel (1954), *apud* Huang (1993), dada pela Equação 12, em que t é o tempo de pulso e f a frequência.

$$t = \frac{1}{2\pi f} \quad (12)$$

Figura 52 – Tempo de pulso de carga equivalente função da velocidade do veículo e profundidade abaixo da superfície.



Fonte: Adaptado de After Barksdale (1971) *apud* Huang (1993).

Considerando-se o citado ábaco e uma camada de rolamento de 10 cm, constata-se que a frequência de 1 Hz, corresponderia aproximadamente a uma velocidade de 20 km/h. Valor este relativamente alto em situação de tráfego lento, característico de intenso fluxo de veículos nas principais vias urbanas. Destaca-se, também, a representatividade da frequência de 3 Hz que ilustraria uma velocidade de 40 km/h, comum ao longo dia. Em face disso, pode-se concluir também que, a princípio, os resultados experimentais ora apresentados demonstram a viabilidade na obtenção do módulo de rigidez de solos a partir do ensaio de flexão a quatro pontos.

4.4.1.2 Misturas asfálticas

Utilizando-se igualmente a equação da frequência natural, determinou-se o seu valor teórico para as vigas confeccionadas sem (CA1 e CA2) e com a participação da cal de carbureto (CAC1 e CAC2), cujos resultados constam na Tabela 17. Assinala-se que, de acordo com o acréscimo da frequência de aplicação de carga, este parâmetro na condição natural também aumenta, característica já demonstrada pelas misturas com solo. Outro ponto similar é o padrão de evolução das frequências, apesar da frequência natural ser diretamente proporcional ao módulo de rigidez dos compósitos, elas dependem também de parâmetros como os dados volumétricos e de densidade.

Tabela 17 – Frequência de vibração natural das vigas de mistura asfáltica para cada situação de carregamento.

Amostra	Frequência configurada (Hz)						
	1	3	5	7	10	15	20
CA1	67,16	78,99	86,28	90,50	96,16	99,92	106,08
CA2	75,85	87,83	94,09	98,17	104,22	111,28	115,77
CAC1	91,63	106,44	113,77	119,50	128,75	134,99	139,95
CAC2	92,54	106,17	113,36	117,49	125,78	131,52	138,81

Nas Figuras 53 e 54 observa-se que as funções senoidais mostraram-se com forma suavizada até a frequência de 10 Hz e 7 Hz para o concreto asfáltico referência e a mistura alternativa, respectivamente. Destaca-se a defasagem entres os pulsos, comportamento proveniente da contribuição viscosa dos compósitos asfálticos, que resulta no ângulo de fase (φ).

Figura 53 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra CA1 e 10 Hz.

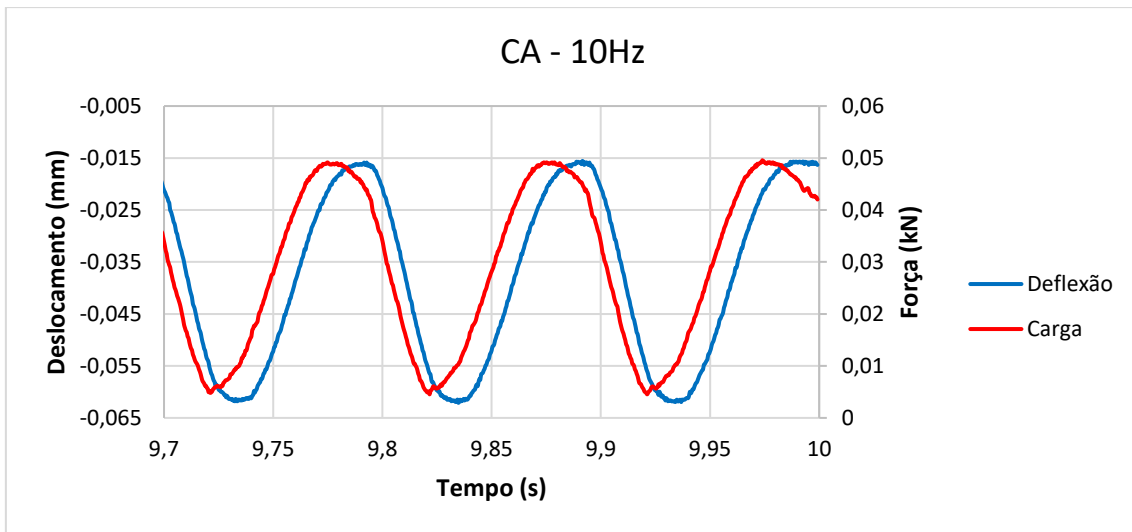
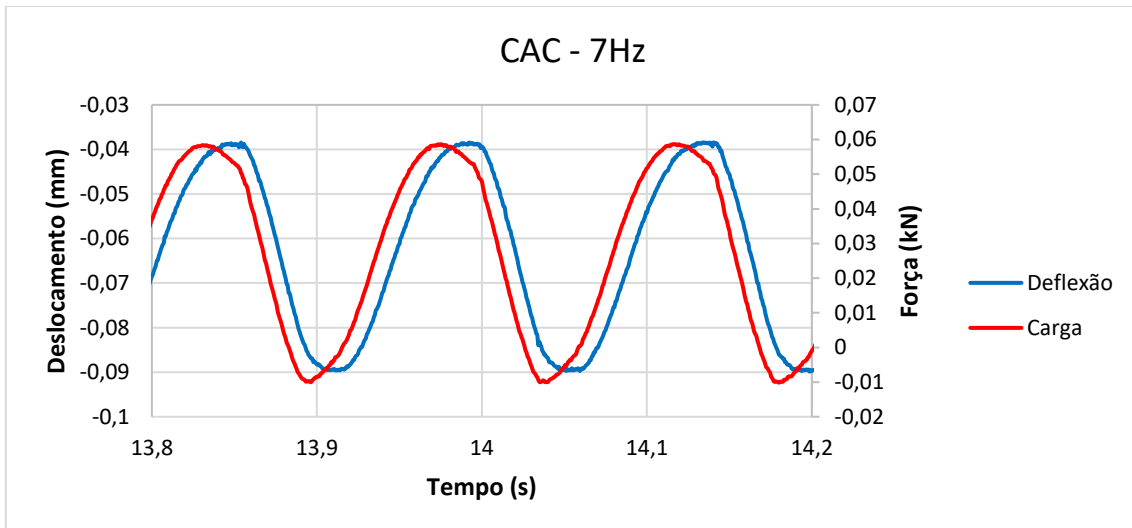
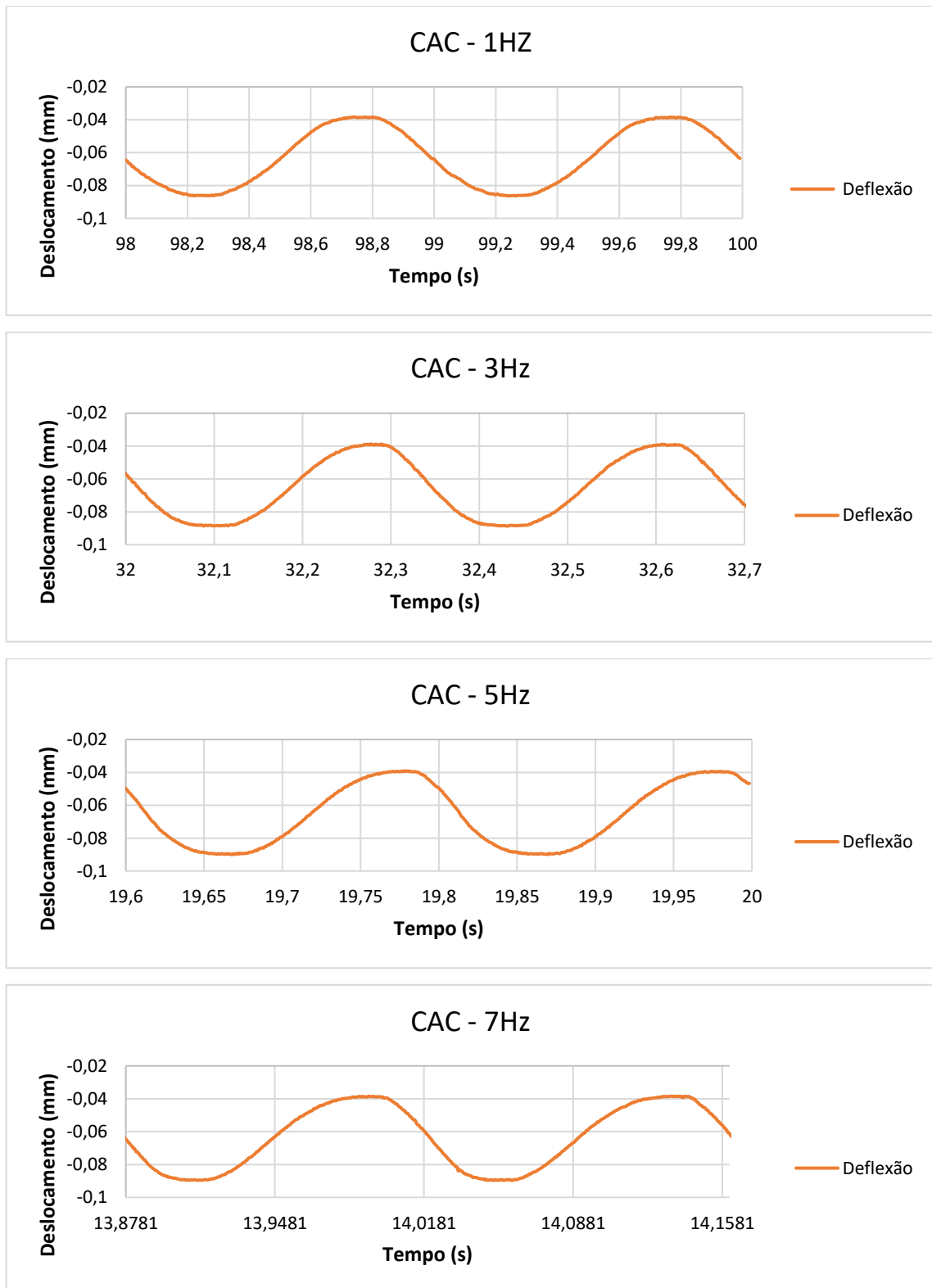


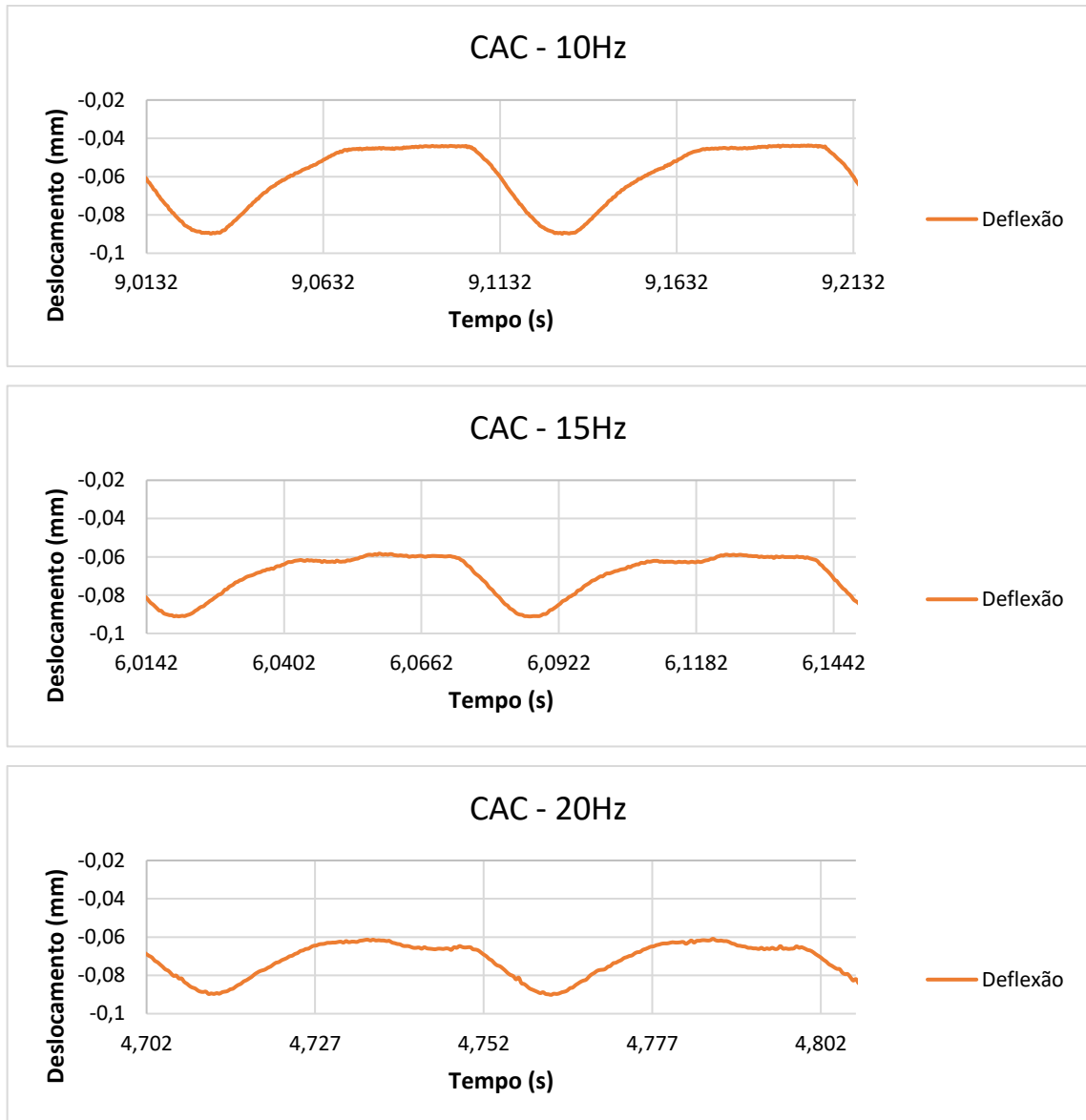
Figura 54 – Funções senoidais da carga aplicada e do deslocamento, amostra CAC e 7 Hz.



Respeitante a frequência de 15 Hz e 20 Hz, os pulsos de carga e deslocamento do concreto asfáltico tradicional, embora sem conformidade, evidenciaram-se na forma repetida, segundo a segundo. Comportamento análogo ocorreu com as amostras de CAC sob as frequências de 10 Hz, 15 Hz e 20 Hz. A Figura 55 ilustra os registros dessas diferentes interações, sob a ótica dos deslocamentos, para os corpos de prova com a cal de carbureto.

Figura 55 – Registros de deflexões, amostra CAC, 1Hz a 20 Hz.

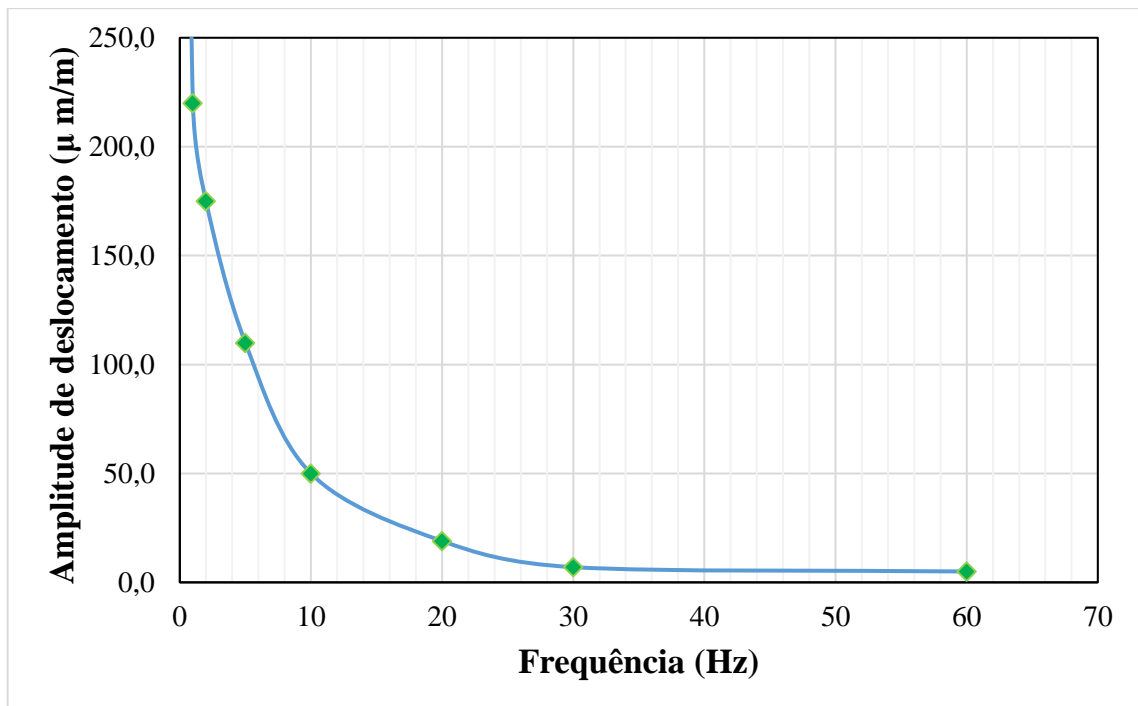




Acompanhando os registros de descolamentos, os gráficos indicam, quadro a quadro, uma redução da amplitude segundo o aumento gradual das frequências forçadas. Embora, o ensaio tenha sido programado para uma deformação controlada de $50 \mu m/m$. Analisando-se, visualmente, essas funções senoidais, pode-se calcular a amplitude de deflexão de cada senoide. Divide-se por 2 (dois) o resultado da subtração entre os valores correspondentes ao ponto de máximo e o ponto de mínimo para cada onda. Deste modo, observou-se uma deflexão de 0,027 mm para a frequência de 1 Hz, condizente com os valores de 3 Hz, 5 Hz e 7 Hz. Em particular a 10 Hz, notou-se uma amplitude de 0,025 mm, ocasionada pela leve forma quadrangular dos picos. Entretanto, ressalta-se que, se tratando de experimentos, pode-se considerar desprezível tal divergência da ordem de 2, frente à deflexão das ondas nas frequências mais baixas. Por fim, contou-se um valor médio de 0,016 mm, alusivo as duas últimas frequências estudadas.

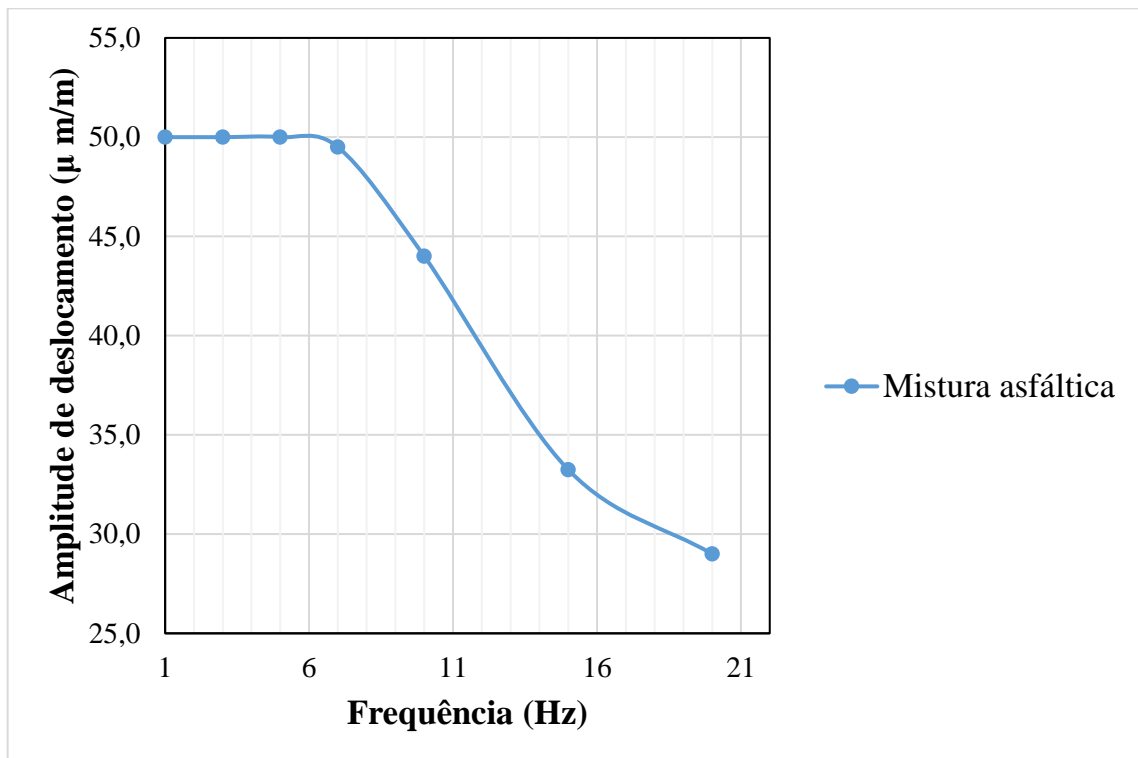
Silva (2014) trabalhou com flexão a quatro pontos em concretos asfálticos com agregados sinterizados de argila calcinada. Dentre várias questões pesquisadas, realizou diversas combinações de frequência e deslocamento em uma viga asfáltica, a 25° C. Verificou um limite nas combinações frequência-deslocamento que o equipamento/material é capaz de responder de forma correta. Infere-se que tal comportamento está ligado ao tempo de recuperação do material, que deve ocorrer antes da aplicação do próximo pulso de carga. Em suma, para um deslocamento grande, esse tempo é maior e a frequência deve ser reduzida para que o próximo pulso unicamente seja aplicado, se, e somente se, tenha ocorrido a total restauração. Ou seja, caso a frequência seja alta, o deslocamento e as tensões deverão ser reduzidos para que a regeneração ocorra tão rapidamente quanto o tempo de transmissão do próximo pulso de carga. A partir dos dados experimentais obtidos, o citado autor construiu uma curva que, de forma prática, delimita esses limites de frequência e deslocamento (Figura 56). Neste contexto, foi confeccionado o gráfico da Figura 57 referente as amostras do presente estudo.

Figura 56 – Pares de deslocamento e frequência limites, ensaios de flexão a quatro pontos, misturas asfálticas a 25°C, Silva (2014).



Fonte: Silva (2014).

Figura 57 – Pares de valores médios de deslocamento e frequência, mistura asfáltica a 25°C, trabalho em pauta.



4.4.2 Ângulo de fase

O ângulo de fase representa a defasagem da senoide da deformação em relação à da carga, sendo matematicamente expresso pela multiplicação do valor de 360 (ciclo trigonométrico) pela razão da fração de tempo entre os picos de tensão e deformação, e o tempo de um ciclo de carga. Por conseguinte, apresentando-se com valores que variam de 1° a 90°.

4.4.2.1 Composições com solo

Na Tabela 18 são ilustrados os dados brutos para as vigas de matriz solo provenientes dos relatórios gerados pelo *software*. A partir destes dados, verifica-se o comportamento geral de redução do ângulo de fase com o aumento da frequência de aplicação de carga. Ressalta-se, ainda, que os números obedeceram aos modelos senoidais discutidos na seção anterior, ao mostrar, por exemplo, uma defasagem quase que desprezível sob a frequência de 10 Hz.

Tabela 18 – Ângulos de fase ($^{\circ}$) das vigas de solo (médias).

Viga	Frequências (Hz)		
	1	3	10
S24	10,3	2,5	1,2
S48	3,7	2,3	0,4
SC24	8,5	2	1,3
SC48	5,4	1,2	0,9
SF24	0,3	0,3	0,2
SF48	0,5	0,1	0,1
SCF24	2,1	0,7	0,3
SCF48	1,1	0,4	0,2

Observa-se, também, um decréscimo do ângulo de fase ocasionada tanto pelos aditivos quanto pelo processo de cura. No caso das vigas solo-cal de carbureto teve-se uma variação inversamente proporcional ao tempo de cura, o que pode estar associado ao processo de reação cimentante da cal com as partículas do solo, além da diminuição da parcela “viscosa” em detrimento da perda de umidade dos corpos de prova. Quanto à inserção das fibras, destaca-se a tendência de um comportamento puramente elástico, no âmbito da frequência de 1 Hz.

É importante recordar que o ângulo de fase é um parâmetro inovador no contexto de análise na Mecânica dos Solos. Neste cenário, faz-se necessário um estudo mais aprofundado, não podendo, assim, imputar que o ângulo de fase, tal como nas misturas asfálticas, estaria associado a um comportamento viscoso do solo.

4.4.2.2 Misturas asfálticas

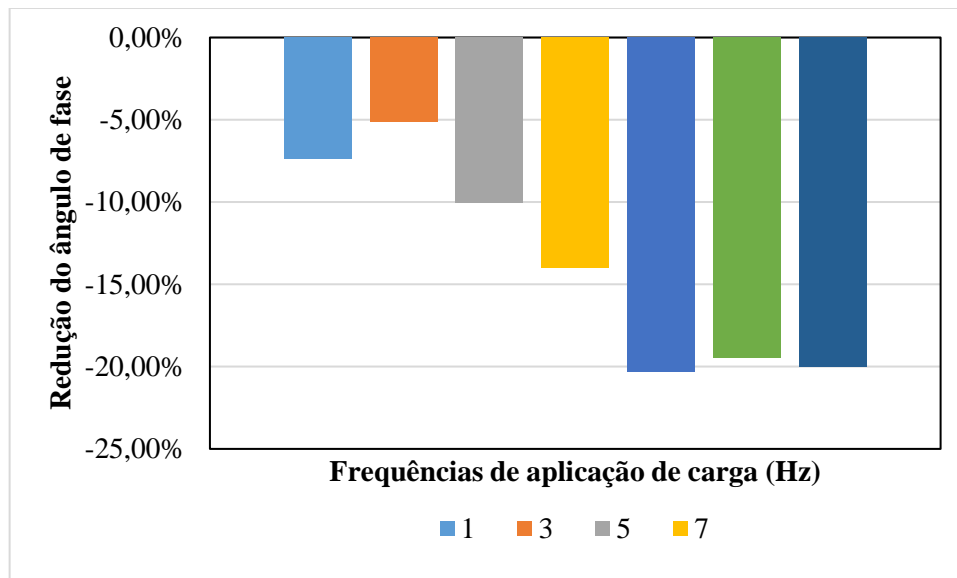
No tocante às misturas asfálticas, a avaliação do ângulo de fase é de melhor compreensão, em face da conhecida viscoelasticidade do material. Examinando-se os dados da Tabela 19, alude-se que esse parâmetro diminui com a frequência, até atingir um patamar da ordem de 1° a 2° , para 20 Hz. Assinalando, deste modo, uma majoritária participação elástica na resposta às solicitações. A inserção de cal de carbureto na dosagem dessas composições pode ter conferido um aumento dessa parcela elástica, na maioria das frequências estudadas. Referente as deformações permanentes, que estão diretamente associadas à viscosidade (maiores são as deformações não recuperáveis quando se aumenta a resposta viscosa),

vislumbra-se a importância da participação desse resíduo ao proporcionar maior resistência à mistura asfáltica como um todo. A Figura 58 ilustra as porcentagens médias de redução do ângulo de fase da mistura solo-cal de carbureto.

Tabela 19 – Ângulos de fase das vigas de concreto asfáltico.

Viga	Frequências (Hz)						
	1	3	5	7	10	15	20
CA1	32,9	10,9	7,3	5,4	3,9	2,2	1,7
CA2	27,8	10,5	6,6	4,6	2,5	1,4	1,3
CAC1	29,4	10,4	6,5	4,8	2,7	1,5	1,3
CAC2	26,8	9,9	6	3,8	2,4	1,4	1,1

Figura 58 – Redução do ângulo de fase das amostras CA com cal de carbureto.



Retornando-se ao ábaco de After Barksdale (1971), para análise de um tráfego com velocidade de 40 km/h (3 Hz), assinala-se que a inserção da cal de carbureto na composição acarreta uma redução média de 5,14% do ângulo de fase. Podendo-se, assim, acrescer o tempo de vida útil do pavimento, devido à melhor resposta às deformações permanentes dessa mistura alternativa. Essa diminuição mostra um valor maior igual a 7,41%, tratando-se de um tráfego com fluxo intenso com uma velocidade em torno de 20 km/h.

4.4.3 Módulo de rigidez dinâmico

4.4.3.1 Composições com solo

A despeito do ensaio dinâmico de flexão a quatro pontos não ser tradicionalmente aplicado aos solos, ressalta-se que a conformação dos dados plotados na seção percorrida sobre o ângulo de fase, demonstraram a viabilidade da obtenção do módulo de rigidez.

A Tabela 20 mostra a média dos valores, a temperatura de 25° C, para as diversas frequências, incluindo-se a repetição para 1 Hz, visando analisar os possíveis danos aos corpos de prova no decorrer do ensaio, tendo resultado em 3%. Observa-se o acréscimo do módulo de rigidez à medida que se aumentou a frequência de aplicação da carga. Lembra-se que tal comportamento (Figura 59) igualmente foi constatado em alguns trabalhos presentes na literatura (Fernandes, 2017; Silva 2014; Silva, 2011).

Tabela 20 – Módulo de Rigidez Dinâmico (MPa) das vigas de solo, para diversas frequências.

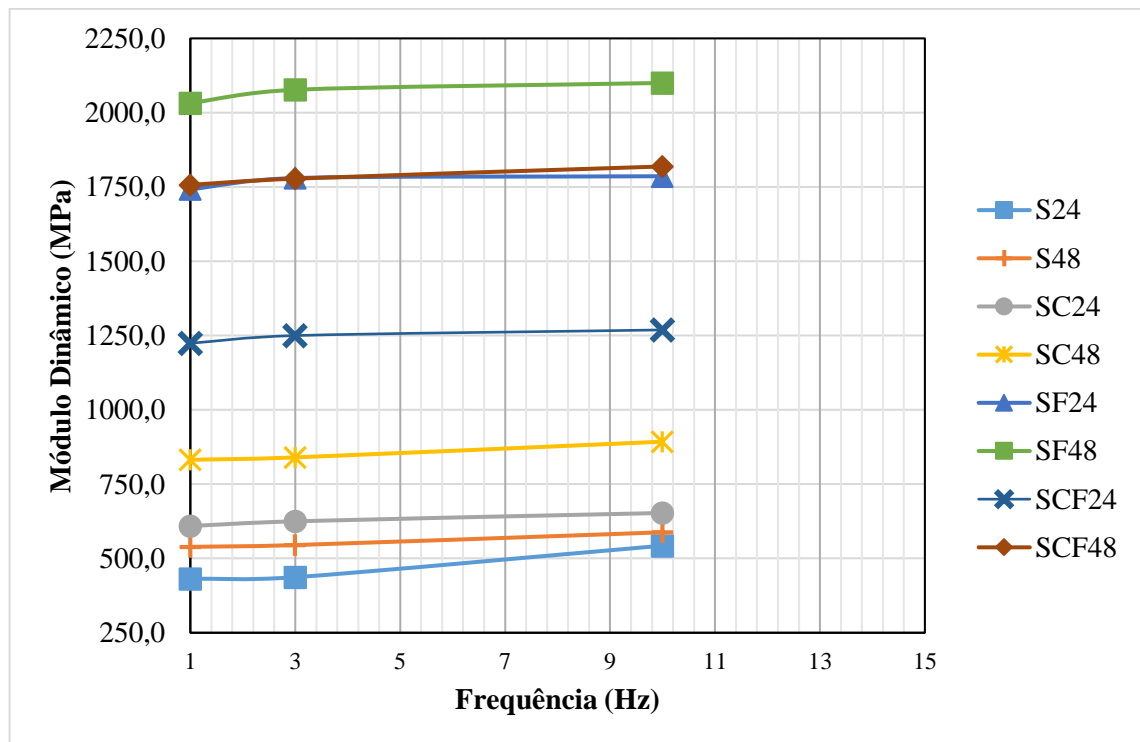
Amostra	Frequência de aplicação (Hz)			
	1	3	10	1
S24	432	437	543	436
S48	539	545	588	539
SC24	609	625	653	607
SC48	832	840	893	828
SF24	1742	1780	1786	1749
SF48	2032	2077	2100	2047
SCF24	1224	1250	1269	1225
SCF48	1757	1778	1819	1752

No gráfico da Figura 59, verifica-se um padrão de comportamento para todas as vigas de solo. Embora as funções, referentes às amostras SF48 e S24, apresentem um discreto auge, antes e após a frequência de 3 Hz, respectivamente, constata-se que, em geral, mostram-se como retas. Tal fato pode ser explicado pela baixa viscosidade das misturas, o que acarreta uma menor taxa de variação do módulo de rigidez dinâmico quando se varia a frequência de aplicação de carga. Consoante discutido na seção sobre o ângulo de fase, devido à alta contribuição elástica das partículas sólidas, os corpos de prova prismáticos de solos tendem a se deformar

simultaneamente à aplicação da carga, e a voltar ao estado inicial assim que cessa o carregamento.

Sobre os valores do módulo de rigidez, nota-se um aumento médio de 18,42%, apenas comparando-se o solo natural curado a 24 Hs relativo a 48 Hs. No caso da mistura solo-cal, observa-se que o tempo de cura aumenta de importância, sobretudo para situações com maior frequência. Desta feita, esse comportamento decorre principalmente dos efeitos da cal, ou seja, reações que ocorrem a curto e a longo prazo. Nota-se, ainda, que, inicialmente, o aumento do módulo de rigidez foi da ordem de 50% em apenas 48h. Tal diferença tende a ser bem maior, uma vez que alguns efeitos da cal no solo são visualizados a longo prazo, após vários meses.

Figura 59 – Módulo de Rigidez Dinâmico das vigas de solo.



Em relação a composição solo-cal-fibra, frente ao solo natural, assinala-se um aumento substancial, chegando-se, nas frequências de 1 Hz e 3Hz, ao incremento de 180% e 220%, para tempo de cura de 24 h e 48h, respectivamente. Tal resultado denota uma contribuição eficiente da fibra e da cal na resistência mecânica do compósito. Entretanto, nota-se que a presença da fibra do curauá conferiu um melhor desempenho quando misturada ao solo sem a participação do aditivo químico. Este resultado pode estar ligado à dificuldade na homogeneização do solo com esses dois participantes. A cal de carbureto inicia a reação com as partículas sólidas no primeiro momento de homogeneização, ao passo que a fibra, possui dificuldade de

homogeneização pela sua formação natural em grumos. De forma geral, conseguiu-se experimentalmente avaliar o nível de importância desses partícipes na composição. Destaca-se a formulação solo-fibra de curauá, curada em 48 Hs, que obteve módulo de rigidez igual a 2100 MPa, para frequência de 3 Hz. Ilustra-se na Figura 60 a textura superficial dessas amostras.

Figura 60 – Detalhe da textura superficial das amostras solo-fibra.

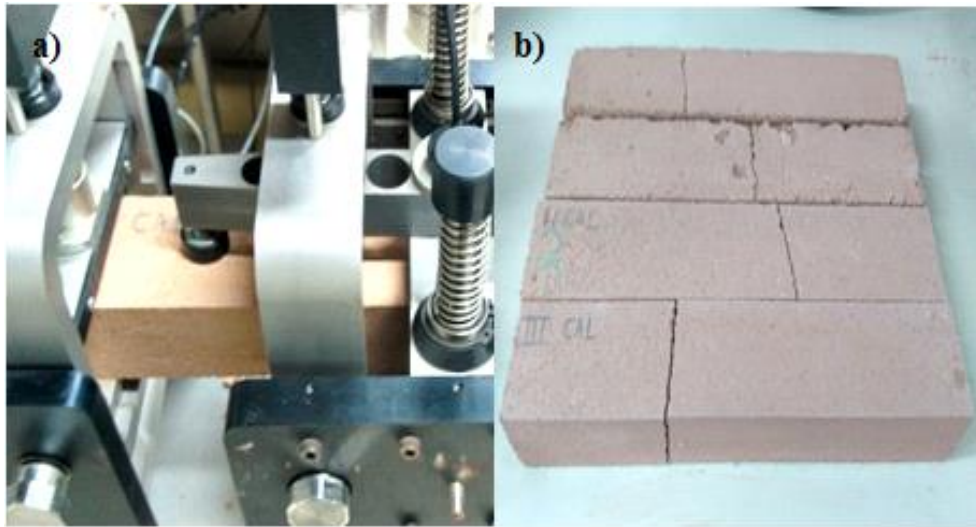


WU (2015) realizou um estudo similar, analisando a influência no módulo dinâmico de misturas de solo argilo-arenoso estabilizadas individualmente com cimento portland e o aditivo químico *Roadcem*. Ao variar as frequências num intervalo de 0,4 Hz a 20 Hz, o citado parâmetro não manteve um comportamento padrão. Tais divergências de comportamento podem ser atribuídas aos diferentes processos de cura utilizados, além da diferença no número de ciclos aplicados durante o ensaio de flexão.

A fim de analisar o desempenho mecânico nas condições de campo, em particular, logo após a compactação, realizaram-se ensaios sem cura, ou seja, imediatamente após a moldagem dos corpos de prova. Porém, tais amostras fissuravam-se facilmente, se “autodestruíam-se”, ao serem fixadas nos apoios internos, antes do início do experimento propriamente dito (Figuras 61a e 61b). Na ciência dos materiais, esse comportamento remete a um material frágil, sem a presença da fase de escoamento quando submetido a carregamentos.

Convém destacar a importância e a dinamicidade desse ensaio a quatro pontos que submete o corpo de prova a esforços de flexão que, por sua natureza, produz em uma extremidade compressão e, na extremidade exposta, tração, alternando-se a cada ciclo. Diferente dos ensaios tradicionais em que se avalia a deformação sob a ação de uma crescente carga estática.

Figura 61 – a) Detalhe da fixação dos corpos de prova; b) Amostras rompidas.



Finalmente, ressalta-se que, no presente caso, por se tratar de solo argiloso, cujo comportamento relaciona-se fortemente as interações químicas dependentes do tempo, precisa ter continuidade seu estudo. De qualquer forma, tais resultado demonstram a importância do tempo de cura, ainda que trabalhando exclusivamente com solo natural.

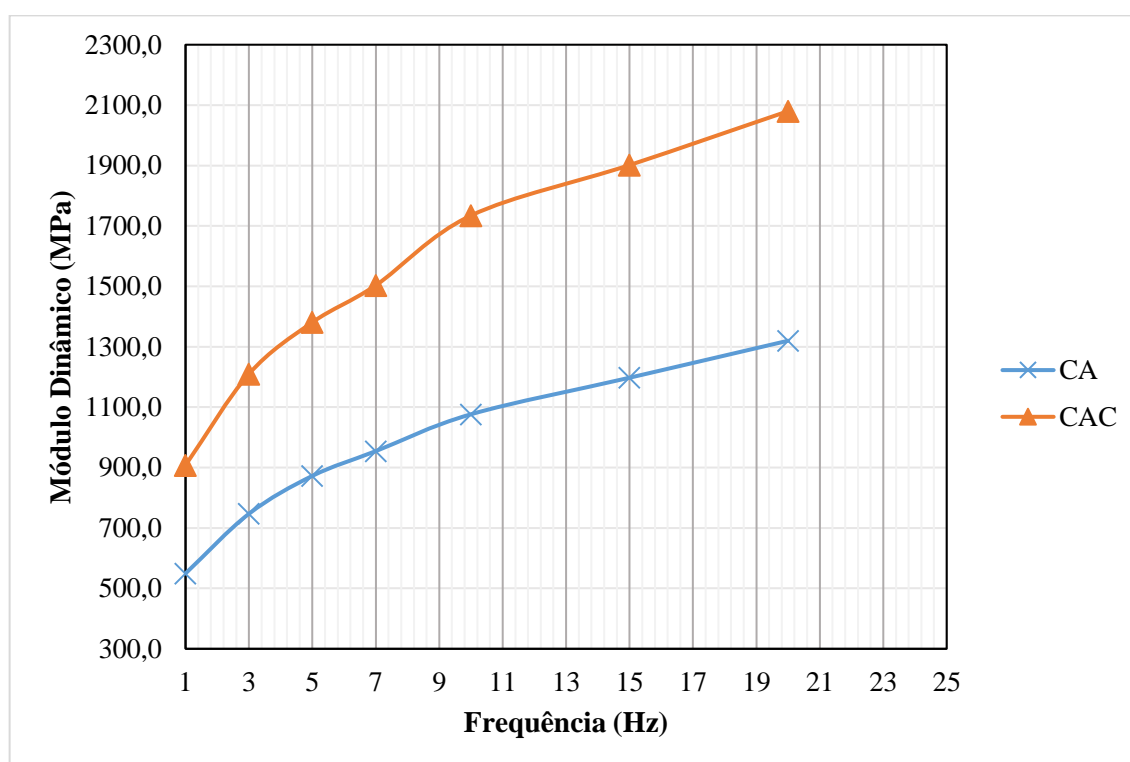
4.4.3.2 Misturas asfálticas

No que tange às misturas asfálticas, a média dos resultados, para as vigas sem aditivo (CA) e com a presença da cal de carbureto (CAC), são expostos na Tabela 21 e ilustrados nos gráficos da Figura 62. Como observado nas amostras de solo, o módulo de rigidez dinâmico aumentou com a frequência. Entretanto, neste caso, a taxa de variação é bem mais significativa, devido à relevante parcela viscosa atuante nessas composições. Motivo pelo qual, realizou-se nessa parte da pesquisa um maior número de frequências. Silva (2014) mostrou que esse parâmetro acresce com a frequência, mas diminui com o aumento de temperatura, em vigas de concreto asfáltico com agregados de argila calcinada. Por outro lado, sabe-se que o ligante asfáltico mostra propriedade viscoelástica, dependente da temperatura, comportando-se como um sólido elástico a temperaturas abaixo de 0 °C e como um fluido viscoso acima dos 100 °C. Assim, em regra, o módulo de rigidez dessas composições asfálticas acompanha tais variações. Em resumo, nota-se um crescimento substancial do módulo nas frequências iniciais e, após a aplicação de 10 Hz, uma tendência de redução dessa taxa de aumento.

Tabela 21 – Módulo de Rigidez Dinâmico (MPa) das vigas de mistura asfáltica nas diversas frequências.

Amostra	Frequência de aplicação (Hz)							
	1	3	5	7	10	15	20	1
CA	549,5	747,0	872,5	954,5	1076,5	1197,5	1320,0	534,0
CAC	908,0	1210,0	1381,0	1503,5	1734,5	1901,5	2080,0	891,5

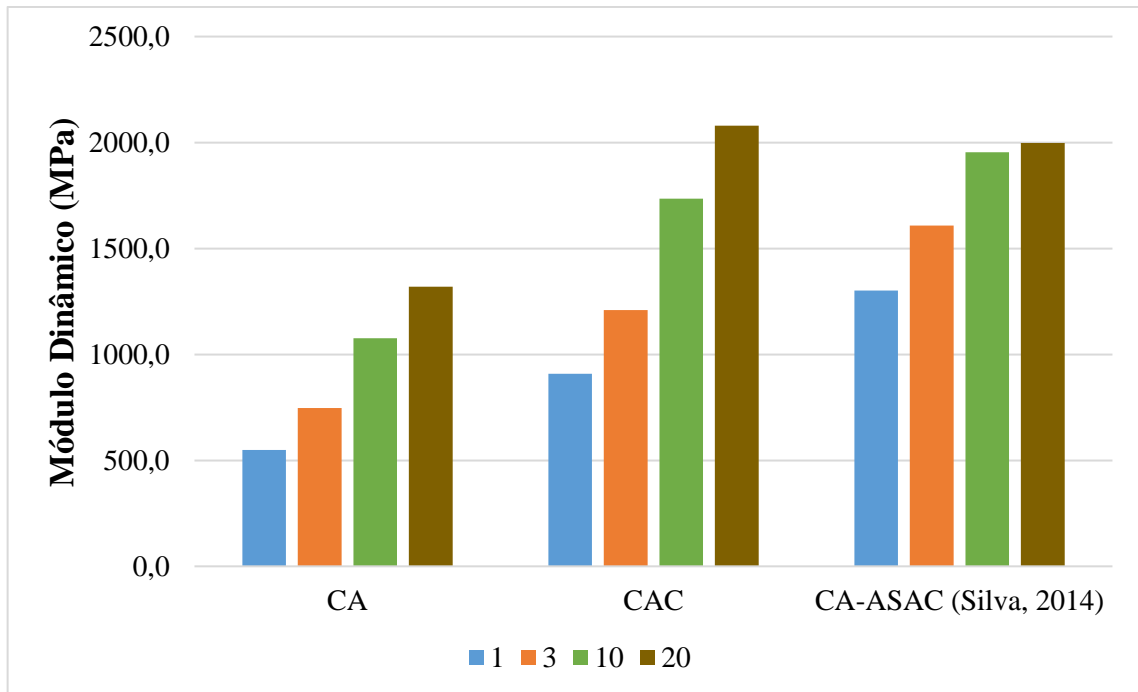
Figura 62 – Módulo de Rigidez Dinâmico das vigas de mistura asfáltica.



Examinando-se esses dados, constata-se que o subproduto da fabricação de gás acetileno, assim como nas misturas com solo, proporcionou um acréscimo na rigidez. Comparando-se e utilizando-se o ábaco After Barksdale (1971), obteve-se valor de 1200 MPa e 710 MPa, para as amostras de CAC e CA, respectivamente, à frequência de 3 Hz. Corresponde, portanto, a um tráfego com velocidade aproximada de 20 km/h. Esse resultado denota uma melhor resposta mecânica das misturas CAC, atenuando com maior eficiência os esforços provenientes do tráfego para as subcamadas. Logo, reduzindo o risco do surgimento das deformações permanentes e, conseqüentemente, aumentando o tempo de vida útil do

revestimento. As amostras de concreto asfáltico com ASAC de Silva (2014) também mostraram desempenho satisfatório (Figura 63).

Figura 63 – Módulo de Rigidez Dinâmico das vigas do trabalho em pauta e do estudo de Silva (2014).



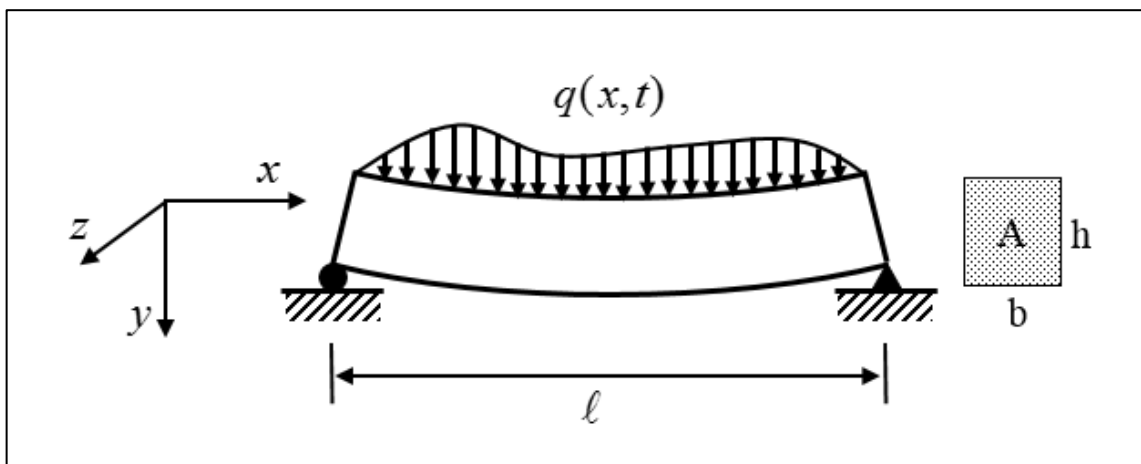
Por fim, observa-se que a mistura CA obteve um aumento de 140%, variando-se a frequência de 1Hz a 20 Hz. No caso da composição com o aditivo (CAC), esta apresentou uma taxa de variação menor igual a 129%. Nesse contexto, a mistura asfáltica com ASAC (Silva, 2014) demonstrou menor sensibilidade à variação da frequência, apesar desta composição ser dotada de 10,9% de ligante asfáltico, respeitante a 5% das misturas estudadas na pesquisa em tela. Sendo assim, atinente à vulnerabilidade da rigidez segundo as frequências de carga, infere-se que a dosagem da mistura e o intertravamento dos materiais pétreos são tão relevantes quanto o teor do material asfáltico.

5. COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM A TEORIA DE EULER-BERNOULLI COM VISCOELASTICIDADE

5.1 A EQUAÇÃO DE EULER-BERNOULLI

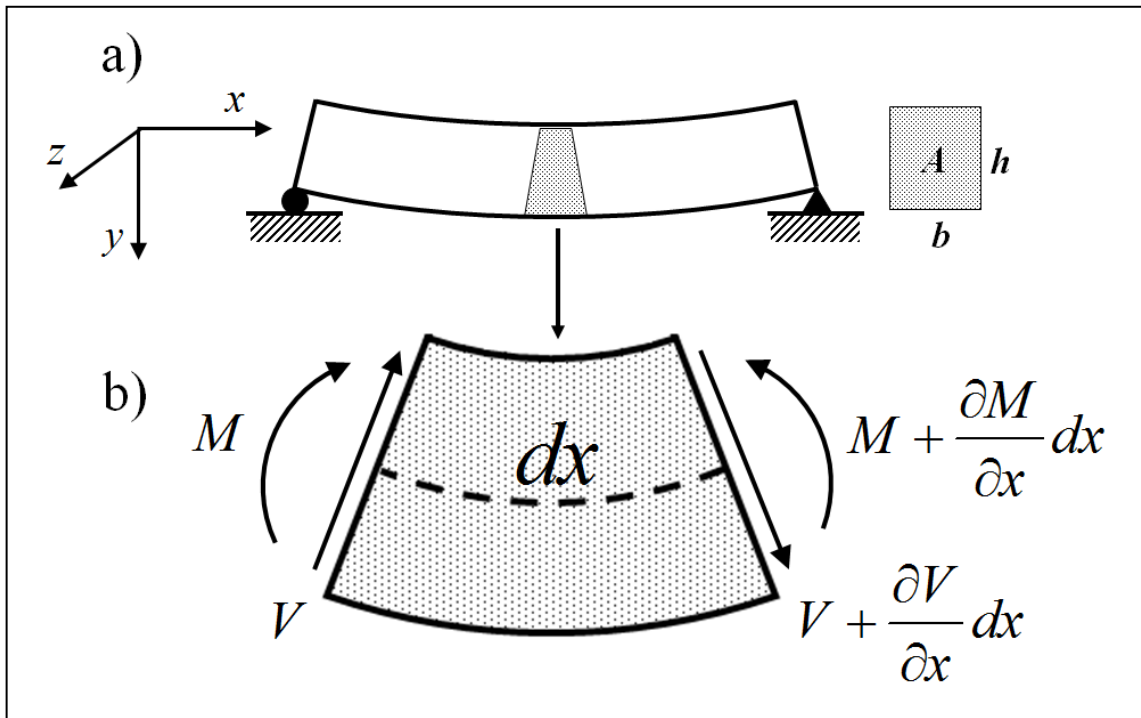
Para a dedução da equação de Euler-Bernoulli, vamos considerar uma viga de comprimento l ao longo da direção x , com seção transversal uniforme de área A e densidade de massa por unidade de volume ρ , sobre a qual é aplicada uma distribuição de carga vertical $q(x,t)$ como função da coordenada x e do tempo t , conforme ilustrado na Figura 64.

Figura 64 – Viga biapoiada de comprimento l , largura b e altura h , submetida a uma distribuição de carga $q(x,t)$.



Vamos tomar um elemento diferencial da viga de forma isolada, de comprimento dx ao longo da linha neutra (pontos ao longo da viga onde as tensões são nulas), como apresentado na Figura 65, levando em consideração o efeito do momento flexional M , de força de cisalhamento V e do carregamento $q(x,t)$ sobre esse elemento. Inicialmente analisamos o caso de um material elástico e, em seguida, serão estendidos os resultados para um material viscoelástico, o qual pretende-se comparar com os resultados obtidos das vigas de concreto asfáltico.

Figura 65 – Representação de um trecho infinitesimal da viga defletida, de comprimento dx ao longo da linha neutra, representada pela linha pontilhada, onde a parte superior (mais curta), encontra-se comprimida, e a parte inferior (mais longa), encontra-se tracionada. M representa o momento fletor e V o esforço cisalhante.



Nos cálculos a seguir serão utilizadas as hipóteses de Euler-Bernoulli, em que a seção transversal da viga é inicialmente plana e perpendicular à linha elástica, permanecendo assim durante todo o processo de flexão. Por essa razão, o momento de flexão M é escrito em função da curvatura $\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$ como:

$$\frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial x^2} = \frac{M}{EI_z}, \quad (13)$$

Onde, y é a coordenada da linha elástica da viga, E é o momento de Young e I_z é o momento de inércia da seção transversal em relação ao eixo z .

Aplicando a segunda lei de Newton (equação de movimento) na direção y , temos:

$$-V + \left(V + \frac{\partial V}{\partial x} dx \right) + q(x,t)dx = \rho A dx \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} \quad (14)$$

em que $\rho A dx$ é a massa do elemento diferencial.

Simplificando a equação 14, tem-se:

$$\frac{\partial V}{\partial x} + q(x,t) = \rho A \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2}. \quad (15)$$

Desprezando os efeitos da inércia rotacional (a energia associada com a rotação da seção transversal), o momento M relaciona-se com a força cisalhante V como:

$$V = \frac{\partial M}{\partial x}. \quad (16)$$

Substituindo (16) em (15), obtemos:

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2} + q(x,t) = \rho A \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2}. \quad (17)$$

Substituindo (13) em (17), obtemos:

$$\frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(EI_z \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial x^2} \right) + \rho A \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} = q(x,t). \quad (18)$$

Considerando o módulo de Young E constante e a viga com seção transversal uniforme, ou seja, com I_z constante, a eq. (18) passa a ser escrita como:

$$EI_z \frac{\partial^2}{\partial x^2} \left(\frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial x^2} \right) + \rho A \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} = q(x,t). \quad (19)$$

Dividindo ambos os lados da equação acima por EI , temos:

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \frac{\rho A}{EI} \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = \frac{q}{EI_z}(x,t). \quad (20)$$

Vamos definir

$$a^2 = \frac{EI_z}{\rho A}, \quad (21)$$

com o que passamos a escrever a Equação (8) como

$$\frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} + \frac{1}{a^2} \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} = \frac{q}{EI_z}(x,t). \quad (22)$$

A equação (22) representa a equação de Euler-Bernoulli, que será aplicada no experimento de flexão a 4 pontos, e com a qual ajustaremos os resultados experimentais.

5.2 MODOS NORMAIS DE VIBRAÇÃO

Vamos obter os modos normais de vibração da viga biarticulada nas duas extremidades, que serão importantes para estudarmos a viga de flexão a quatro pontos sob carregamento sinusoidal. Considerando a viga de Euler-Bernoulli sem carregamento $q(x,t)$, a Equação 22 é escrita da seguinte forma:

$$\frac{\partial^4 y(x,t)}{\partial x^4} + \frac{1}{a^2} \frac{\partial^2 y(x,t)}{\partial t^2} = 0. \quad (23)$$

Pretende-se determinar como $y(x,t)$ varia em função de x e t , satisfazendo a equação (23). Para isso, a equação acima será resolvida utilizando-se o método da separação das variáveis. Assim, vamos escrever $y(x,t)$ como o produto das funções $Y(x)$ e $T(t)$, que dependem somente de x e t , respectivamente,

$$y(x,t) = Y(x)T(t). \quad (24)$$

Substituindo-se produto da equação (24) na equação (23), obtemos

$$T(t) \frac{\partial^4 Y(x)}{\partial x^4} + \frac{1}{a^2} Y(x) \frac{\partial^2 T(t)}{\partial t^2} = 0. \quad (25)$$

Rearranjando a equação acima para separar as variáveis, escrevemos

$$\frac{a^2}{Y(x)} \frac{\partial^4 Y(x)}{\partial x^4} = - \frac{1}{T(t)} \frac{\partial^2 T(t)}{\partial t^2}. \quad (26)$$

Observa-se na equação (26) que a dependência em x fica no lado esquerdo e a dependência em t no lado direito, ou seja, as variáveis ficaram separadas. Como o lado esquerdo é sempre igual ao lado direito para quaisquer valores de x e t , isso é possível somente se ambos os lados forem iguais a uma constante, que, por conveniência, chamaremos de ω^2 . Assim, escreve-se:

$$\frac{a^2}{Y(x)} \frac{\partial^4 Y(x)}{\partial x^4} = \omega^2 \quad (27)$$

$$- \frac{1}{T(t)} \frac{\partial^2 T(t)}{\partial t^2} = \omega^2. \quad (28)$$

As equações (27) e (28) têm como solução geral:

$$Y(x) = A_1 \sin(\beta x) + A_2 \cos(\beta x) + A_3 \sinh(\beta x) + A_4 \cosh(\beta x) \quad (29)$$

$$T(t) = B_1 \sin(\omega t) + B_2 \cos(\omega t), \quad (30)$$

Onde, β é definido como

$$\beta^2 = \frac{\omega}{a} \quad (31)$$

e as constantes A_1, A_2, A_3 e A_4 são obtidas das condições de contorno, e B_1 e B_2 são obtidas das condições iniciais.

No momento, interessa determinar $Y(x)$ para as condições de contorno em que a viga pode girar livremente em torno dos dois apoios articulados em suas extremidades.

Como os apoios nas extremidades da viga são do tipo articulado, tem-se as seguintes condições de contorno:

$$Y(0) = Y(1) = 0 \quad (32)$$

$$\frac{\partial^2 Y(0)}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 Y(1)}{\partial x^2} = 0. \quad (33)$$

Usando as condições de contorno acima na equação (29), obtém-se:

$$A_2 + A_4 = 0 \quad (34)$$

$$A_1 \sin(\beta l) + A_2 \cos(\beta l) + A_3 \sinh(\beta l) + A_4 \cosh(\beta l) = 0 \quad (35)$$

$$-A_2 \beta^2 + A_4 \beta^2 = 0 \quad (36)$$

$$-A_1 \beta^2 \sin(\beta l) - A_2 \beta^2 \cos(\beta l) + A_3 \beta^2 \sinh(\beta l) + A_4 \beta^2 \cosh(\beta l) = 0 \quad (37)$$

Da equação (36), temos que A_2 é igual a A_4 . Substituindo esse resultado na equação (34), encontra-se

$$A_2 = A_4 = 0. \quad (38)$$

Agora, conhecidos os valores de A_1 e A_4 , reescrevemos as equações (23) e (25) como:

$$A_1 \sin(\beta l) + A_3 \sinh(\beta l) = 0 \quad (39)$$

$$-A_1 \sin(\beta l) + A_3 \sinh(\beta l) = 0. \quad (40)$$

Substituindo a equação (28) na equação (27), tem-se:

$$A_3 \sinh(\beta l) = 0. \quad (41)$$

Como $\sinh(\beta l) \neq 0$, então $A_3 = 0$. Substituindo o valor de A_3 na equação 40, encontra-se:

$$A_1 \sin(\beta l) = 0. \quad (42)$$

Como $A_1 = 0$, $A_2 = 0$ e $A_3 = 0$, desconsidera-se na equação (42) a solução $A_1 = 0$, porque não teria razão física. Portanto, para a equação (30) ser satisfeita, deve-se ter $\sin(\beta l) = 0$, o que implica em β depender de n na forma

$$\beta_n = \frac{n\pi}{1} \quad (n = 1, 2, 3, K). \quad (43)$$

Substituindo a equação (43) na equação (31), e usando a relação dada pela equação (21), obtem-se as frequências angulares dos modos naturais de vibração da viga:

$$\omega_n = \left(\frac{n\pi}{1} \right)^2 \sqrt{\frac{EI_z}{\rho A}}, \quad (44)$$

cujas frequências dos modos naturais de vibração, $f_n = \omega_n / 2\pi$, são dadas por

$$f_n = \frac{n^2 \pi}{2l^2} \sqrt{\frac{EI_z}{\rho A}}. \quad (45)$$

Portanto, da equação (29), sabendo-se que $A_2 = A_3 = A_4 = 0$, os modos normais de vibração da viga são escritos como:

$$Y_n(x) = \text{sen}(\beta_n x), \quad (46)$$

com β_n dado pela equação (31) e as frequências normais dadas pela equação (33).

5.3 ORTOGONALIDADE DOS MODOS NORMAIS

Para resolver a equação da viga sob flexão a 4 pontos, precisa-se utilizar o fato que os modos normais de vibração são ortogonais. Assim, vamos provar que, dados dois modos normais $Y_n(x)$ e $Y_m(x)$, com $n \neq m$, a integral

$$\int_0^1 Y_n(x) Y_m(x) dx = 0. \quad (47)$$

Para efeito de demonstração da equação acima, substituímos $Y_n(x)$ dado pela equação (46), para $n \neq m$, na integral $\int_0^1 Y_n(x) Y_m(x) dx$,

$$\begin{aligned} \int_0^1 Y_n(x) Y_m(x) dx &= \int_0^1 \text{sen}\left(\frac{n\pi}{1}x\right) \text{sen}\left(\frac{m\pi}{1}x\right) dx \\ &= \frac{1}{2} \left\{ \int_0^1 \cos\left[(n-m)\frac{\pi x}{1}\right] + \int_0^1 \cos\left[(n+m)\frac{\pi x}{1}\right] \right\} \\ &= -\frac{1}{(n-m)\pi} \text{sen}(n-m)\pi + -\frac{1}{(n+m)\pi} \text{sen}(n+m)\pi \end{aligned} \quad (48)$$

Como m e n são inteiros, logo $n+m$ e $n-m$ também são inteiros, de maneira que a equação (48) resulta em

$$\int_0^1 Y_n(x) Y_m(x) dx = 0 \quad (\text{para } m \neq n). \quad (49)$$

Para $n = m$, a integral $\int_0^1 Y_n(x)Y_m(x)dx$ é escrita como

$$\begin{aligned}\int_0^1 Y_n(x)Y_m(x)dx &= \int_0^1 \text{sen}\left(\frac{n\pi}{1}x\right)\text{sen}\left(\frac{m\pi}{1}x\right)dx \\ &= \int_0^1 \text{sen}^2\left(\frac{n\pi}{1}x\right)dx \\ &= \frac{1}{2}.\end{aligned}\tag{50}$$

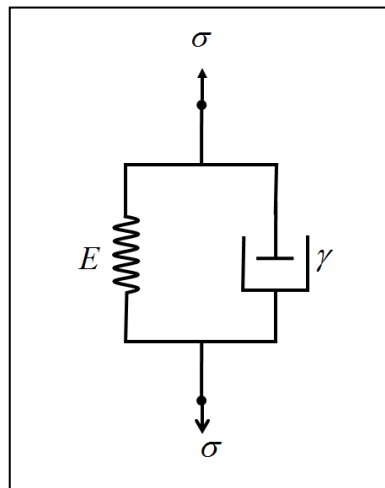
Em resumo, escreve-se,

$$\int_0^1 Y_n(x)Y_m(x)dx = \begin{cases} 0 & \text{se } n \neq m \\ \frac{1}{2} & \text{se } n = m \end{cases}\tag{51}$$

5.4 MODELO VISCOELÁSTICO PARA A VIGA DE EULER-BERNOULLI

Vamos introduzir a viscoelasticidade na viga de Euler-Bernoulli por meio do modelo viscoelástico de Kelvin-Voigt, representado na Figura 66.

Figura 66 – Modelo de Kelvin-Voigt para sistemas viscoelásticos, em que σ é a tensão aplicada, E é o módulo de Young, e γ é um parâmetro interno de amortecimento do material que depende da sua viscosidade.



Para esse modelo constitutivo a relação entre a tensão σ e a deformação ε é dada por:

$$\sigma = \left(E + \gamma \frac{\partial}{\partial t} \right) \varepsilon,\tag{52}$$

Onde, E é o módulo de Young e γ é o parâmetro interno de amortecimento do material devido à sua viscosidade. Da equação (52), vamos substituir E na equação (7) pelo operador

$$E \rightarrow E + \gamma \frac{\partial}{\partial t}. \quad (53)$$

Assim, a equação de Euler-Bernoulli, considerando o modelo viscoelástico de Kelvin-Voigt, fica

$$EI_z \frac{\partial^4}{\partial x^4} y(x,t) + \gamma I_z \frac{\partial^4}{\partial x^4} \frac{\partial}{\partial t} y(x,t) + \rho A \frac{\partial^2}{\partial t^2} y(x,t) = q(x,t). \quad (54)$$

A seguir determina-se $y(x,t)$ explorando as propriedades de ortogonalidade dos modos naturais de vibração da viga de Euler-Bernoulli.

5.5 EXPANSÃO DE $y(x,t)$ NOS MODOS NORMAIS DE VIBRAÇÃO

Para determinar as soluções da equação (54), vamos expandir $y(x,t)$ em termos dos modos normais de vibração da viga, $Y_n(x) = \text{sen}(\beta_n x)$, como a seguir:

$$y(x,t) = \sum_{n=1}^{\infty} C_n(t) Y_n(x), \quad (55)$$

onde $C_n(t)$ é um coeficiente que depende do tempo t . Precisa-se conhecer $C_n(t)$ para que $y(x,t)$ da equação (55) fique determinado. Prosseguindo, substituindo (55) em (54), e depois de alguma álgebra, encontra-se,

$$\sum_{n=1}^{\infty} \left[\rho A \ddot{C}_n(t) + \gamma I_z \beta_n^4 \dot{C}_n(t) + EI_z \beta_n^4 C_n(t) \right] Y_n(x) = q(x,t) \quad (56)$$

onde usa-se a notação: $\dot{C}(t) = \partial C(t) / \partial t$ e $\ddot{C}(t) = \partial^2 C(t) / \partial t^2$.

Agora usando-se as propriedades de ortogonalidade dos modos de vibração, multiplicando ambos os membros da equação (56) por $Y_m(x)$ e integrando em x , entre os limites de $x=0$ e $x=1$. Assim, escreve-se,

$$\sum_{n=1}^{\infty} \left[\rho A \ddot{C}_n(t) + \gamma I_z \beta_n^4 \dot{C}_n(t) + EI_z \beta_n^4 C_n(t) \right] \int_0^1 Y_m(x) Y_n(x) dx = \int_0^1 Y_m(x) q(x,t) dx. \quad (57)$$

Das propriedades de ortogonalidade, representadas pelas equações (39), obtém-se,

$$\rho A \ddot{C}_n(t) + \gamma I_z \beta_n^4 \dot{C}_n(t) + EI_z \beta_n^4 C_n(t) = \frac{\ell}{2} \int_0^\ell Y_n(x) q(x, t) dx. \quad (58)$$

Para efeito de simplificação da notação, vamos definir

$$Q_n(t) = \frac{1}{2} \int_0^\ell Y_n(x) q(x, t) dx, \quad (59)$$

$$\xi_n = \frac{\gamma I_z}{2\rho A} \beta_n^2, \quad (60)$$

de maneira que a equação (58) passa a ser escrita como:

$$\ddot{C}_n(t) + 2\xi_n \beta_n^2 \dot{C}_n(t) + a^2 \beta_n^4 C_n(t) = \frac{Q_n(t)}{\rho A}. \quad (61)$$

Para resolver a equação acima em $C_n(t)$ usa-se a técnica de transformadas de Laplace. Tomando como condições iniciais,

$$\dot{C}_n(0) = C_n(0) = 0. \quad (62)$$

Fazendo a transformada de Laplace de ambos os lados da equação (49), encontra-se,

$$C_n(s) = \frac{1}{s^2 + 2\xi_n \beta_n^2 s + a^2 \beta_n^4} \frac{Q_n(s)}{\rho A}, \quad (63)$$

onde $C_n(s)$ é a transformada de Laplace de $C_n(t)$ e $Q_n(s)$ é a transformada de Laplace de $Q_n(t)$.

Fazendo a transformada inversa de Laplace de ambos os lados da equação (63), obtém-se $C_n(t)$, que é o que estar-se buscando para determinar o valor de $y(x, t)$ na equação (55).

Vamos definir

$$f(s) = \frac{1}{s^2 + 2\xi_n \beta_n^2 s + a^2 \beta_n^4}, \quad (64)$$

de maneira que a equação (63) passa a ser escrita como

$$C_n(s) = f(s) \frac{Q_n(s)}{\rho A}. \quad (65)$$

Aplicando a transformada inversa de Laplace em ambos os lados da equação acima e usando o teorema da convolução no lado direito dessa equação, encontra-se

$$C_n(t) = \frac{1}{\rho A} \int_0^t Q_n(\tau) f(t-\tau) d\tau, \quad (66)$$

em que $Q_n(t)$ e $f(t)$ são as transformadas inversas de $Q_n(s)$ e $f(s)$, respectivamente. Definindo

$$\eta_n = \frac{\xi_n}{a}, \quad (67)$$

a equação (64) pode ser escrita em termos de η_n e ω_n como

$$f(s) = \frac{1}{s^2 + 2\eta_n \omega_n s + \omega_n^2}. \quad (68)$$

A transformada inversa de Laplace de $f(s)$, da equação (68), é dada pela equação (24a) apresentada no sítio "www.dartmouth.edu/~sullivan/22files/New_Laplace_Transform_Table.pdf". Assim, dessa referência, obtém-se

$$f(t) = \frac{1}{\omega_n \sqrt{1-\eta_n^2}} e^{-\eta_n \omega_n t} \text{sen}(\omega_n \sqrt{1-\eta_n^2} t). \quad (69)$$

Substituindo a equação (69) na equação (68), encontra-se

$$C_n(t) = \frac{1}{\rho A} \frac{1}{\omega_n \sqrt{1-\eta_n^2}} \int_0^t Q_n(\tau) e^{-\eta_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen}(\omega_n \sqrt{1-\eta_n^2} (t-\tau)) d\tau. \quad (70)$$

Introduzindo $Q_n(\tau)$, que é dado pela equação (47), abaixo reproduzida,

$$Q_n(\tau) = \frac{1}{2} \int_0^1 Y_n(u) q(u, \tau) du,$$

na equação (70), $C_n(t)$ passa a ser descrito na forma

$$\begin{aligned} C_n(t) &= \frac{2}{\rho A} \frac{1}{\omega_n \sqrt{1-\eta_n^2}} \int_0^1 du Y_n(u) \\ &\times \int_0^t d\tau q(u, \tau) e^{-\eta_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen}(\omega_n \sqrt{1-\eta_n^2} (t-\tau)). \end{aligned} \quad (71)$$

Finalmente, substituindo $C_n(t)$ dado pela equação (71) na equação (55), encontra-se o deslocamento $y(x, t)$ em função da posição x e do tempo t , dado por

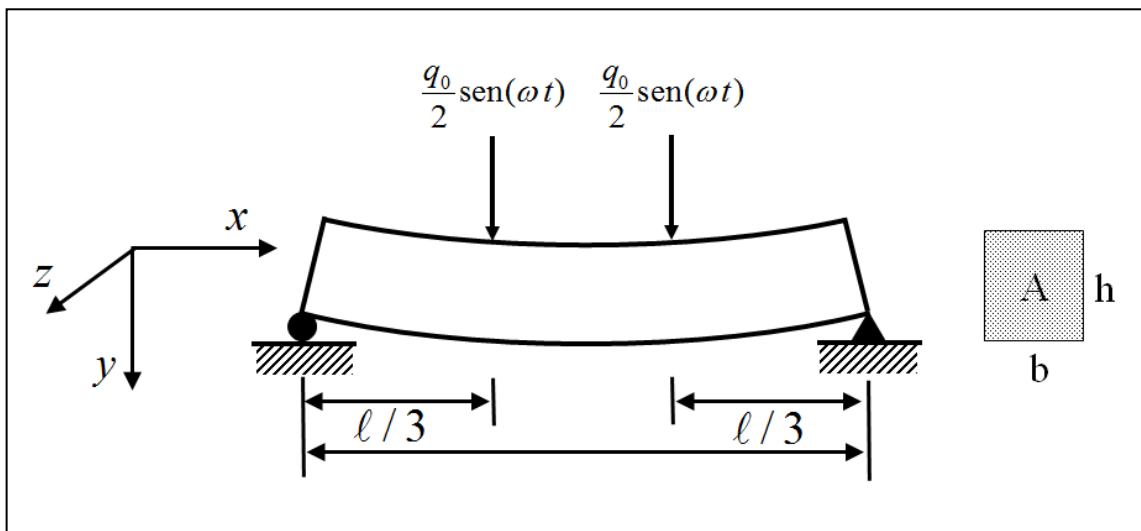
$$\begin{aligned} y(x, t) &= \frac{2}{\rho A} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{Y_n(x)}{\omega_n \sqrt{1-\eta_n^2}} \int_0^1 du Y_n(u) \\ &\times \int_0^t d\tau q(u, \tau) e^{-\eta_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen}(\omega_n \sqrt{1-\eta_n^2} (t-\tau)). \end{aligned} \quad (72)$$

Na subseção a seguir vamos aplicar a equação (72) ao experimento de flexão a quatro pontos.

5.6 TESTE DE FLEXÃO A QUATRO PONTOS

No teste de flexão a quatro pontos, uma viga de seção retangular uniforme é apoiada nos seus dois extremos, em torno dos quais pode girar livremente, e submetida a um carregamento sinusoidal, constituído por duas forças de modos e frequências iguais, aplicadas em pontos equidistantes das respectivas extremidades, como mostrado na Figura 67.

Figura 67 –. Carregamento da viga a quatro pontos com duas forças senoidais aplicadas a um terço de suas extremidades, conforme estabelecido em normas, com carga máxima q_0 e frequência angular ω .



O carregamento é dado em termos da função delta de Dirac como:

$$q(x,t) = \frac{q_0}{2} \left[\delta\left(x - \frac{l}{3}\right) + \delta\left(x - \frac{2l}{3}\right) \right] \text{sen}(\omega t), \quad (73)$$

onde q_0 é o módulo da força, x é a sua coordenada espacial, t é o tempo de aplicação e ω a sua frequência angular. Substituindo $q(x,t)$ na equação (72) e integrando em x , usando para isso as propriedades de integração da função $\delta(x)$ de Dirac, pela qual a integral do produto de um função $g(x)$ pela função $\delta(x-\alpha)$ é $\int g(x)\delta(x-\alpha)dx = g(\alpha)$, tem-se

$$y(x,t) = \frac{q_0}{\rho A l} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{Y_n(x) [Y_n(l/3) + Y_n(2l/3)]}{\omega_n \sqrt{1-\eta_n^2}} \times \int_0^t e^{-\eta_n \omega_n (t-\tau)} \text{sen}(\omega t) \text{sen}(\omega_n \sqrt{1-\eta_n^2} (t-\tau)) d\tau. \quad (74)$$

Desenvolvendo a integral em t que aparece na equação acima, a equação (74) decompõe-se em duas partes: uma contendo um termo com amplitude constante e variando senoidalmente com o tempo, e outro termo, que também varia senoidalmente com o tempo, mas com a amplitude caindo exponencialmente com o tempo, conforme descrito abaixo:

$$y(x,t) = \frac{q_0}{\rho A l} \sum_{n=1}^{\infty} Y_n(x) [Y_n(1/3) + Y_n(21/3)] \left\{ \frac{\text{sen}(\omega t - \theta_n)}{\sqrt{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + (2\eta_n \omega_n \omega)^2}} - \frac{\omega}{\omega_n \sqrt{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + (2\eta_n \omega_n \omega)^2}} \frac{e^{-\eta_n t}}{\sqrt{1 - \eta_n^2}} \text{sen}(\omega_n \sqrt{1 - \eta_n^2} t + \phi_n) \right\}, \quad (75)$$

Onde as fases θ_n e ϕ_n são dadas por

$$\theta_n = \tan^{-1} \frac{2\eta_n \omega_n \omega}{\omega_n^2 - \omega^2} \quad (76)$$

$$\phi_n = \tan^{-1} \frac{2\eta_n \sqrt{1 - \eta_n^2} \omega_n^2}{2\eta_n^2 \omega_n^2 - \omega^2}. \quad (77)$$

O segundo termo entre chaves, que aparece na segunda linha da equação (75), é transiente, pois decai com o tempo de acordo com a exponencial $e^{-\eta_n t}$. No limite de $t \rightarrow \infty$, em que o sistema encontra-se no estágio estacionário, $e^{-\eta_n t} \rightarrow 0$, sobrevivendo apenas o primeiro termo entre chaves da primeira linha da equação (75). Assim, no estágio estacionário, a equação (75) passa a ser escrita na forma

$$y(x,t) = \frac{q_0}{\rho A l} \sum_{n=1}^{\infty} \frac{Y_n(x) [Y_n(1/3) + Y_n(21/3)]}{\sqrt{(\omega_n^2 - \omega^2)^2 + (2\eta_n \omega_n \omega)^2}} \text{sen}(\omega t - \theta_n) \quad (78)$$

Como, das equações (31) e (34),

$$Y_n(x) = \text{sen}(n\pi x / l), \quad (79)$$

o termo $[Y_n(1/3) + Y_n(21/3)]$, que aparece no numerador da equação acima, varia com n de acordo com a Tabela 1. Verificamos que o primeiro termo é $\sqrt{3}$, os três termos seguintes são nulos, sendo o próximo termo não nulo o de número 5, que vale $-\sqrt{3}$. Em geral, para m inteiro ou zero, com $6m \pm 1 > 0$,

$$\left[Y_{6m \pm 1} \left(\frac{1}{3} \right) + Y_{6m \pm 1} \left(\frac{21}{3} \right) \right] = (-1)^m \sqrt{3}, \quad \text{com } n = 6m \pm 1 > 0, \quad m = 0, 1, 2, 3K \quad (80)$$

Por outro lado, o denominador da equação (78) contém η_n e ω_n , que variam com n^2 . Portanto, os termos de ordens maiores que $n \geq 5$ pouco contribuem para o somatório da

equação (78). Em vista disso, para efeitos práticos, tomaremos apenas o primeiro termo diferente de zero daquela equação, escrevendo

$$y(x,t) = \frac{\sqrt{3}q_0}{\rho A l} \frac{1}{\sqrt{(\omega_1^2 - \omega^2)^2 + (2\eta_1\omega_1\omega)^2}} \text{sen}(\omega t - \theta_1) \quad (81)$$

Tabela 22 – Variação de $[Y_n(1/3) + Y_n(2l/3)]$ com n .

N	$[Y_n(1/3) + Y_n(2l/3)]$
1	$\sqrt{3}$
2	0
3	0
4	0
5	$-\sqrt{3}$
6	0
7	$-\sqrt{3}$
8	0
9	0
10	0
11	$\sqrt{3}$
12	0
13	$\sqrt{3}$
N	N

Na seção seguinte far-se-á uma comparação dos resultados experimentais, obtidos do experimento com a viga de flexão a quatro pontos, com os resultados representados pela equação (81).

5.7 COMPARAÇÃO DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS COM A TEORIA

No teste da flexão a quatro pontos, as medidas das deformações são realizadas no centro geométrico da viga, em $x = \frac{l}{2}$. Para comparar a teoria com o experimento, vamos substituir

$x = \frac{l}{2}$ na equação (81) e reescrevê-la como

$$y\left(\frac{1}{2}, t\right) = \left[\frac{\sqrt{3}q_0}{\rho Al} \frac{1}{\sqrt{(\omega_1^2 - \omega^2)^2 + (2\eta_1\omega_1\omega)^2}} \right] \text{sen}(\omega t - \theta_1). \quad (82)$$

Observe-se que em $x = \frac{1}{2}$, a deformação varia com o tempo senoidalmente, com amplitude dada pela expressão entre colchetes e frequência angular ω . Portanto, o valor máximo y_{\max} de $y\left(\frac{1}{2}, t\right)$ é:

$$y_{\max} = \frac{\sqrt{3}q_0}{\rho Al} \frac{1}{\sqrt{(\omega_1^2 - \omega^2)^2 + (2\eta_1\omega_1\omega)^2}}. \quad (83)$$

Por outro lado, a força agindo sobre a viga também varia senoidalmente com o tempo, com frequência ω e valor máximo $F_{\max} = q_0$, que é a sua amplitude. Dividindo a deformação máxima (y_{\max}), dada pela equação (83), pela força máxima ($F_{\max} = q_0$), e substituindo ρAl pela massa M da viga, a razão entre a deformação máxima e a força máxima é dada por:

$$\frac{y_{\max}}{F_{\max}} = \frac{\sqrt{3}}{M} \frac{1}{\sqrt{(\omega_1^2 - \omega^2)^2 + (2\eta_1\omega_1\omega)^2}}. \quad (84)$$

Ao analisar-se a rigidez dos materiais estudados, verifica-se que a mesma varia consideravelmente com a frequência para os corpos de prova de concreto asfáltico, enquanto não apresenta esse comportamento para os corpos de prova constituídos de material solo. Como um dos grandes diferenciais entre o material solo e o material concreto asfáltico é a participação do material ligante neste último, o que introduz nele a contribuição da viscosidade para a sua rigidez, sugeri-se incorporar ao parâmetro η_1 , que está associado à viscosidade, uma dependência em potência da frequência, substituindo η_1 na equação (84) por $\eta_1\omega^\alpha$, escrevendo

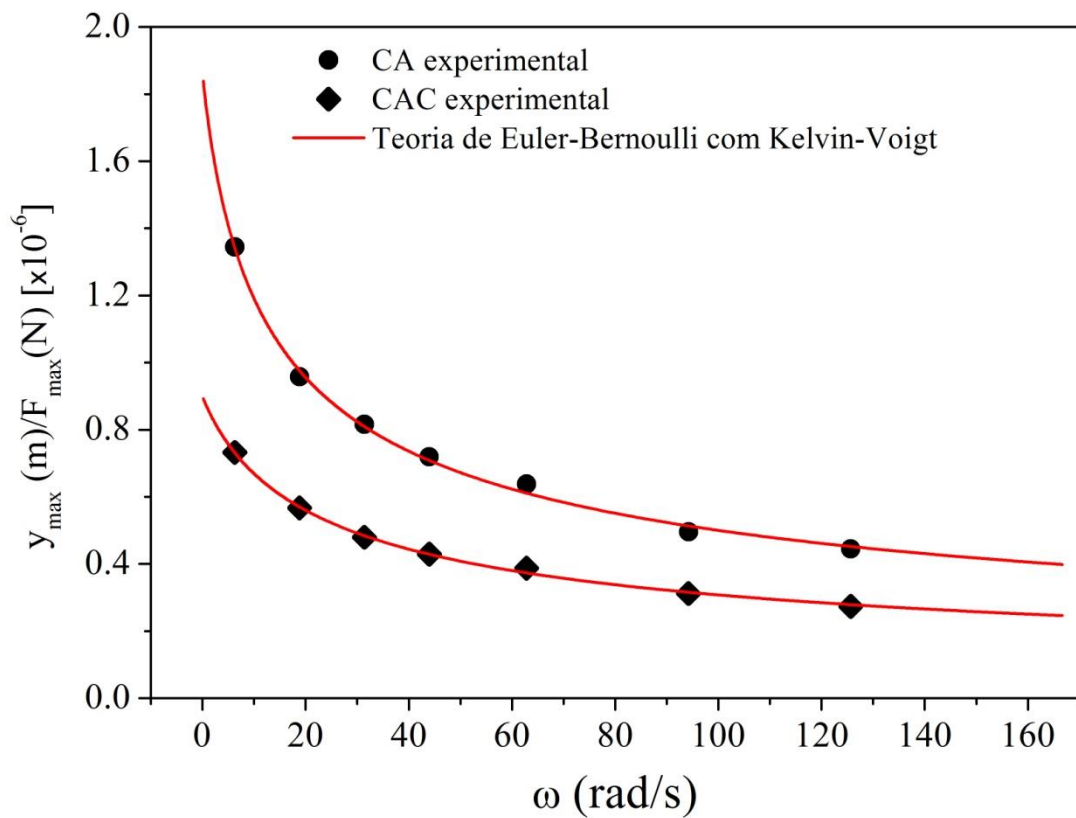
$$\frac{y_{\max}}{F_{\max}} = \frac{\sqrt{3}}{M} \frac{1}{\sqrt{(\omega_1^2 - \omega^2)^2 + (2\eta_1\omega_1\omega^{1+\alpha})^2}}. \quad (85)$$

Pode-se, agora, comparar os resultados experimentais da razão $\frac{y_{\max}}{F_{\max}}$ com os resultados teóricos representados pela equação (85). Na equação (85), a massa M da viga é conhecida. Portanto, existem apenas três parâmetros para ajuste da equação (85) com os resultados experimentais: ω_1 e η_1 e α .

Na Figura 68 apresenta-se o ajuste com a equação (85) dos resultados experimentais da razão entre deformação máxima e força máxima no estado estacionário para dois corpos de

prova, denominados CA e CAC, cujos parâmetros de ajuste são descritos na Tabela 2. Destaca-se o perfeito ajuste da função representada pela equação (85) com os pontos experimentais.

Figura 68 – Comparação dos resultados experimentais com os teóricos, representado pela equação (85), da razão entre o deslocamento máximo y_{\max} e a força máxima F_{\max} para os corpos de prova CA e CAC.



6. CONCLUSÃO

Após a pesquisa bibliográfica, realização dos procedimentos normalizados e análise detida dos resultados, os objetivos propostos pelo trabalho em pauta foram alcançados. A partir dos resultados satisfatórios ora apresentados, observa-se que a utilização dos resíduos industriais (cal de carbureto e fibra do curauá) tanto nas estabilizações física e química do solo argiloso, quanto na confecção das misturas de concreto asfáltico apresenta-se como uma potencial alternativa ambiental para esses rejeitos, redirecionando-os para a indústria da construção civil, notadamente na Engenharia de pavimentos. Portanto, especialmente nos países em estado de desenvolvimento, como é o caso do Brasil, essa abordagem de reaproveitamento manifesta-se basilarmente com tríplice vertente: redução dos despejos no meio ambiente, economicidade no custo total da obra e aumento do desempenho mecânico.

Este trabalho avaliou o comportamento mecânico de corpos de prova prismáticos de solo e de concreto asfáltico a partir de um ensaio a quatro pontos, normalmente utilizado em misturas asfálticas. Com base nos resultados obtidos, verificou-se a viabilidade da obtenção do módulo de rigidez para solos a partir do ensaio dinâmico, visando ampliação do conhecimento do material.

A partir da moldagem, o solo evidenciou incremento crescente na resistência à tração, o que pode decorrer tanto pela perda de água quanto de interações químicas e elétricas dependentes do tempo, dado a natureza dos argilominerais. De qualquer forma, esse resultado demonstrou também a importância do tempo de cura ainda que se esteja trabalhando exclusivamente com solo natural.

Tanto a adição da cal de carbureto ao solo quanto a inserção do resíduo de fibra do curauá produziram acréscimo no valor do módulo de rigidez das misturas, demonstrando valores que tendem a ser maiores, conforme o aumento do tempo de cura.

Atinente ao ângulo de fase das vigas de solo, este apresentou-se reduzido, face a baixa participação viscosa na resposta às solicitações, caso diferente do observado nas misturas de concreto asfáltico de dosagem tradicional e alternativa com cal de carbureto. Nesta mesma linha, o módulo de rigidez das vigas de solo mostrou-se com pouca alteração ao variar-se no ensaio a frequência de aplicação de carga.

No tocante às misturas de concreto asfáltico, pode-se afirmar que:

a) Os dados concernentes à dosagem mineral dos agregados denotaram que ela pode ser empregada para a Faixa B e para a Faixa C do DNIT;

b) Ao confrontar-se os limites preconizados pela Especificação de Serviço do DNIT para misturas de concreto asfáltico, os parâmetros Marshall do trabalho em voga mostraram viabilidade técnica apenas para a camada de rolamento;

c) Quanto ao objeto geral do estudo, o módulo de rigidez dinâmico, verificou-se a importante participação da cal de carbureto no aumento desse parâmetro, o que contribui com os diversos estudos da literatura que comprovam a viabilidade técnica de reaproveitamento desse passivo ambiental no ramo da engenharia civil, principalmente na engenharia geotécnica.

Por fim, no viés das sugestões para estudos científicos futuros, sugere-se:

a) Melhoria no procedimento de compactação das vigas asfálticas, pois apesar de comprovada a viabilidade de confecção de corpos de prova prismáticos com uso do molde ilustrado, exige-se perícia e grande esforço físico, cujos efeitos poderiam ser mitigados caso possível a moldagem fosse por meio de compactação de uma placa de mistura asfáltica, simultaneamente à vibração do conjunto molde-mistura para evitar a desagregação dos agregados e finalizando-se o procedimento com cortes longitudinais da placa, confeccionando-se mais vigas, de forma célere e qualitativa.

b) Realização de estudos comparativos direto entre os ensaios módulo dinâmico por flexão a quatro pontos e por compressão/tração axial, para avaliar, sobretudo, divergências e convergências dos dados, tendo-se como finalidade geral, a obtenção de resultados mais precisos que respondam às solicitações de tráfego e condições climáticas da região amazônica.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials. AASHTO T19. Standard Method of Test for Bulk Density ("Unit Weight") and Voids in Aggregate, 2009.

_____. AASHTO Guide for Design of Pavement Structures, 1993.

_____. Mechanistic-Empirical Pavement Design Guide, 2008.

ABNT – Associação Brasileira De Normas Técnicas. NBR 6459-84, Solo: Determinação do Limite de Liquidez, (1984).

_____. NBR 7180-84, Solo: Determinação do limite de Plasticidade, (1984).

_____. NBR 7181-84, Solo: Análise Granulométrica, (1984).

_____. NBR 7182-86, Solo: Ensaio de Compactação, (1986).

ANP. Agência Nacional do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis. Resolução No. 19, de 11 de julho de 2005. ANP, Rio de Janeiro, 2005.

ASTM – AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. ASTM C 127-15. Standard Test Method for Relative Density (Specific Gravity) and Absorption of Coarse Aggregate. USA, 2015.

_____. ASTM C131/131M-14. Standard Test Method for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion and Impact in the Los Angeles Machine. USA, 2014.

_____. ASTM C 136-14. Standard Test Method for Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates. USA, 2014.

_____. ASTM C 977: Standard Specification for Quicklime and Hydrated Lime for Soil Stabilization. USA, 2010.

_____. ASTM D 546-10. Standard Test Method for Sieve Analysis of Mineral Filler for Bituminous Paving Mixtures. USA, 2010.

_____. ASTM D 4123-82. Standard Test Method for Indirect Tension Test for Resilient Modulus of Bituminous Mixtures. American Society for Testing and Materials, 1995.

ASPHALT INSTITUTE. The Asphalt Handbook, MS-4, 1989.

ATTOH-OKINE, N. O. Lime treatment of laterite soils and gravels - revisited. Construction and Building Materials, v. 9, p. 283-287, ISSN 0950-0618, 1995.

AUSTOROADS TECHNICAL REPORT. Laboratory Evaluation of Warm Mix Asphalt Mixes, AP-T230-13, 2013.

AYECHE, R.; HAMDAOUI, O. Valorization of carbide lime waste, a by-product of acetylene manufacture, in wastewater treatment. Desalination and Water Treatment, v. 50, n. 1-3, p. 87-94, 2012.

BALASUBRAMANIAM, S.; VASANTHA, R.; KUMAR, "WASTE INTO WEALTH" research article from MALCO, 2008.

BARBOSA, C.A. "Misturas do Tipo Stone Matrix Asphalt (SMA) com Agregados Alternativos, Fibra do Curauá e Nanomaterial". Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Ciência e Engenharia de Materiais – UFAM, Manaus, AM, 2016.

BARDINI, V. S. S; KLINSKY, L. M. G; FERNANDES JÚNIOR, J. L. A importância do Fíler para o Bom Desempenho de Misturas Asfálticas. Revista Minerva. v. 7(1). p. 71-78. 2010.

BENTO, A. H.; FROTA, C. A. "Mapeamento Geotécnico da Área Urbana de Manaus - AM." In: Simpósio Brasileiro de Cartografia Geotécnica, 3º., 1998, Florianópolis. Anais... Florianópolis: ABGE, 1998.

CAVALCANTE, D. G; CRISÓSTOMO, P. H. S; SILVA, L. C. P; SOUZA, R. J. Q; GUIMARÃES, D. M. D; FROTA, C. A. Levantamento Visual das Patologias na Cidade de Manaus-AM. Revista Teoria e Prática na Engenharia Civil. n.19. p.77-87. Maio, 2012.

CHAVAN, R. R.; KULKARNI, D.B. “Performance of copper slag on strength properties as partial replace of fine aggregate in concrete mix design”, International journal of advanced Engineering and Research studies, 2013.

COLORADO DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Pavement Manual Design, Colorado: [s.n.], 2015.

COMITÊ EUROPEU DE NORMALIZAÇÃO – CEN. “EN 12697-24 Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt, Part 24: Resistance to fatigue”, Bruxelas, 2004.

_____. “EN 12697-26 Bituminous mixtures. Test methods for hot mix asphalt, Part 26: Stiffness”. Bruxelas. 2004.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE. Pesquisa CNT de Rodovias: relatório gerencial. Confederação Nacional dos Transportes, 1ª Ed., Brasília Distrito Federal, 2017.

CORRÊA, A. C; TEIXEIRA, E. M; PESSAN, L. A; MATTOSO, L. H. C. Cellulose nanofibers from curaua fibers. Cellulose (London), v. 17, p. 1183-1192, 2010.

CUTLER, D. F.; BOTHA, T.; STEVENSON, D. W. Anatomia Vegetal: Uma Abordagem Aplicada. [s.l.]: Artmed Editora, 2009.

DAS, B. Fundamentos de Engenharia Geotécnica. 2a. ed. São Paulo: Cengage Learning, 2014.

DNER – DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. DNER-ME 081/98. Agregados: Determinação da Absorção e da Densidade de agregado graúdo. 1998.

_____. DNER-ME 083/98. Agregados: Análise Granulométrica. 1998.

_____. DNER-ME 084/95. Agregado miúdo: Determinação de Densidade Real. 1995.

DNIT – DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTE. DNIT 031/2006-ES. Pavimentos flexíveis – Concreto asfáltico – Especificação de Serviço, 2006.

_____. Manual de Pavimentação, 2006.

EAPA - European Asphalt Pavement Association. Airfields uses of asphalt. Holanda, 2003.

_____. The use of Warm Mix Asphalt, 2010.

FERNANDES, R.M. “Misturas do Material Solo com Aditivos Químicos para Construção de Pavimentos”. Trabalho de Conclusão de Curso, Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Amazonas, Manaus, 2017.

FLORIDA DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. Flexible Pavement Design Manual. Flórida: [s.n.], 2016.

FROTA, C. A., EVANGELISTA, A. A. Estudo do comportamento geotécnico de solos de manaus tratados com cal hidratada de carbureto, Reunião de Pavimentação Urbana, 2000.

GEHLEN, L. R. Efeito da utilização de fibras lignocelulósicas (açai e curauá) em compósitos com matriz de resina poliéster insaturado. Dissertação de Mestrado. UFPA. Curitiba. 2014.

GERE, J. M. Mecânica dos materiais. Pioneira Thomsom Learning, 2003.

GRAFF, KARL F. Wave motion in elastic solids. Courier Dover Publications, 1975.

GRAY, D.H.; OHASHI, H. Mechanics of fiber reinforcement in sand. J Geotech Eng 109(3):335–353, 1983.

HUANG, Y H. Pavement analysis and design. Englewood Cliffs, N.J.: Prentice Hall, 1993, 805p.

INGLES, O. G.; METCALF, J.B. Soil Stabilization: Principles and Practice. 1. ed. Melbourne, AU, Butterworths, 1972.

IPC Global. Pneumatic Standalone 4 Point Bending Apparatus – Reference Manual. Version: 1d2, 2009.

JAMES, J.; PANDIAN, P. K. Soil stabilization as an avenue for reuse of solid wastes: a review. Acta Technica Napocensis: Civil Engineering & Architecture, v. 58, n. 1, p. 50-76, 2015.

JOY, N. J.; THOMAS, C. T. Effect of Sisal Fibre on Shear Strength Characteristics of Kuttanad Clay, 2017.

KÉZDI, Á. Stabilized earth roads: developments in geotechnical engineering. Amsterdam: Elsevier, 1979.

KHODAILI, A.; TEHRANI, H. K.; HAGHSHENAS, H. F. Hydrated lime effect on moisture susceptibility of warm mix asphalt. Construction and Building Materials, v. 36, p. 165-170, 2012.

KING, M. H. “Determination of Dynamic Moduli in Uniaxial Compression for North Carolina Hot Mix Asphalt Concrete.” Master Thesis, North Carolina State University, Raleigh, NC, 2004.

LARSEN, O.R. Warm Asphalt Mix with Foam e WAMFoam. IRF 2001 Partie B: Thèmes Techniques, S.00469. Kolo Veidekke, Norway, 2001.

LITTLE, D. N. Stabilization of Pavement Subgrades and Base Courses with. [S.l.]: Kendall/Hunt Publishing Company, 1995.

MACIEL, N. O. R. “Análise Mecânica Comparativa de Tração, Flexão e Impacto entre Compósitos Reforçados com Fibras de Curauá e Compósitos Reforçados com Fibras de Vidro”. Dissertação de Mestrado, Centro de Ciência e Tecnologia, da Universidade Estadual Norte Fluminense – UENF, Campos dos Goytacazes, RJ, 2017.

MCDOWELL, C. Stabilization of Soils with Lime, Lime-flyash and Other Lime Reactive Materials. Highway Research Board Bulletin 231, Washington, DC, USA, pp. 60–66, 1959.

MELO, D. M. Estudo do Resíduo de Construções e Demolições oriundo do Município de Manaus-AM em Misturas Asfálticas. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Amazonas, Manaus, 2009.

MENSH, N. G. ANÁLISE VISCOELÁSTICA DE MISTURAS ASFÁLTICAS QUENTES E MORNAS. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2017.

METCALF, J. B. The Effect of High Curing Temperature on the Unconfined Compressive Strength of a Heavy Clay Stabilized with Lime and Cement, Fourth Australia-New Zealand Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Victoria, Australia, P. 126-130, 1963.

MONTANARI, R. M. Estudo do Comportamento Mecânico de Misturas Betuminosas a Frio e a Quente para fins de Pavimentação de Vias. 2007. 2007. Dissertação (Mestrado) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, Minas Gerais, 2007.

NATIONAL LIME ASSOCIATION - NLA. Lime Terminology, Standards & Properties, fact sheet, January, 2007.

NEVES, E.N.S.A.C. “Estudo Laboratorial de Solos Tratados com Cal – Modelos de Comportamento”. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica – Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Portugal, 2009.

PATEL, S.K.; SINGH, B. Experimental Investigation on the Behaviour of Glass Fibre-Reinforced Cohesive Soil for Application as Pavement Subgrade Material. International Journal of Geosynthetics and Ground Engineering, v. 3, n. 2, p. 13, 2017.

PELLINEN, T., & CROCKFORD, B. (2003). Comparison of analysis techniques to obtain modulus and phase angle from sinusoidal test data. In Sixth International RILEM Symposium on Performance Testing and Evaluation of Bituminous Materials (pp. 301-307). RILEM Publications SARL.

PINTO, A. R. A. G. Fibras de curauá e sisal como reforço em matrizes de solo. PUC- RJ. Rio de Janeiro, p. 106, 2008.

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

PRIYA, C. S., ARCHANA, S., ALBERT, A. B., DEERAJ, A. D. Stabilization of clayey soil using polypropylene fiber, 2017.

RAMESH, M. et al. Construction materials from industrial wastes—a review of current practices. International journal of environmental research and development, n. 4, p. 317-324, 2014.

RAJPURA, A.S.; SHAH, B. R.; DAVE, H. K. Review of Industrial Waste Used In Stabilization of Expansive Soil in Road Subgrade, 2017.

REDDY, S.; KRISHNAN, D. Stabilization of Weak Soil with Calcium Carbide Residue, International Conference on Engineering Innovations and Solutions, ICEIS, 2016.

RIBEIRO, D. V.; LABRINCHA, J. A.; MORELLI, M. R. Potential use of natural red mud as pozzolan for Portland cement. Materials research, v. 14, n. 1, p. 60-66, 2011.

RUBIO, M. C., MARTÍNEZ, G., BAENA, L., & MORENO, F. Warm mix asphalt: an overview. Journal of Cleaner Production, 24, 76-84, 2012.

SARGES, R. R; NOGUEIRA, A. C. R; FROTA, C. A; SILVA, C. L. da; Depósitos argilosos Cenozóicos do Estado do Amazonas: Utilização como Agregados de Argilas Calcinadas para Pavimentações na Região Amazônica. Brazilian Geographical Journal: Geosciences and Humanities research médium. 16 Out. 2010. p. 33-49.

SANTOS, F. R. S. D. Desenvolvimento e aplicação de compósitos à base de matriz polimérica reforçado com fibras de curauá (*Ananás erectifolius*) e resíduos de madeiras amazônicas. Dissertação de Mestrado, UFAM, Manaus, 2013.

SASIEKALAA, K.; MALATHY, R. “Flexural Performance of Ferro cement laminates containing silca fume and fly ash reinforced with chicken mesh”, IJCIET, vol-3, pp 130-143, 2012.

SRIDHAR, R. A Review on Cyclic Strength of Fiber Reinforced Soil. International Journal of Materials Science, v. 12, n. 1, p. 33-46, 2017.

SILVA, A.C.L. “Comportamento Mecânico de Compósitos Asfálticos com Argila Calcinada sob Flexão a Quatro Pontos”. Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia de Recursos da Amazônia – UFAM, Manaus, AM, 2014.

SILVA, C. L. “Módulo Dinâmico de Misturas Asfálticas Confeccionadas com Agregados Sinterizados de Argila Calcinada.” Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Amazonas - UFAM, Manaus, AM, 2011.

SMITH, A. WMA Technical Working Group. PQ Corporation Presentation, Hunt Valley, USA www.warmmixasphalt.com/submissions/82_20080629_Annette_Smith_Advera_Caltrans.pdf. (accessed 07.05.17), 2007.

SOUZA, J. B. D. Q. Comportamento de Misturas Asfálticas a Quente com Agregados Provenientes de Jazidas de Seixo no Estado do Pará. Dissertação de Mestrado. UFCG. Campina Grande. 2007.

SPINACÉ, M.A.S. et al. Characterization of lignocellulosic curaua fibres. Carbohydrate Polymers, v. 77, n. 1, p. 47-53, 2009.

SU, N. *et al.* Characterizations of base and subbase layers for Mechanistic-Empirical Pavement Design. Construction and Building Materials, v. 152, p. 731-745, 2017.

TDT - TEXAS DEPARTMENT OF TRANSPORTATION. *Pavement Design Guide*, 2017.

THOMÉ, A. Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais. Tese de Doutorado. UFRGS. Porto Alegre. 1999.

TOULOUM, F.; BENCHABANE, A.; KACI, A. Valorisation des fibres naturelles de renfort pour matériaux composites, 2012.

TOMCZAK, F.; SATYANARAYANA, K.G.; SYDENSTRICKER, T.H.D. Studies on lignocellulosic fibers of Brazil: Part III—Morphology and properties of Brazilian curauá fibers. *Composites Part A: Applied Science and Manufacturing*, v. 38, n. 10, p. 2227-2236, 2007.

TOWNSEND, F. C.; DONAGHE, R. T. Investigation of Accelerated Curing of Soil-Lime and Lime-Fly Ash-Aggregate Mixtures, U. S. Army Engineering Experiment Station, Technical Report S-76-9, 124p, 1976.

TRB. State-of-the-Art: Lime Stabilization: Reactions, Properties, Design, Construction, Transportation Research Board, Circular no 180, September, 31p, 1976.

TUCHUMANTELO, O. Revestimentos asfálticos SMA. 6º Encontro Técnico Paraná - PR. Paraná: 2008.

VALENÇA, P. M. A. Desempenho mecânico de misturas asfálticas do tipo Stone Matrix Asphalt com uso de fibras amazônicas e agregados de resíduos de construção e demolição. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Recursos da Amazônia) — Universidade Federal do Amazonas, Manaus: UFAM, 2012. 114 f.; il. color. 2012.b.

VON DEVIVERE, M., BARTHEL, W., MARCHAND, J.P. Warm Asphalt Mixes by Adding Aspha-Min, a Synthetic Zeolite. Eurovia GmbH. www.aspha-min.com (accessed 03.04.17), 2011.

WU, P. Cement Stabilized Materials with Use of RoadCem Additive. [S.l.]: [s.n.], 2015.

YODER, E. J.; WITCZAK, M. W. Principles of pavement design. John Wiley & Sons, 1975.

ZAH, R. et al. Curauá fibers in the automobile industry—a sustainability assessment. *Journal of cleaner production*, v. 15, n. 11-12, p. 1032-1040, 2007.

ZAUMANIS, M. Warm mix asphalt Investigation. PhD Thesis, Riga Technical University, Kgs. Lyngby, Denmark, 2010.