

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

ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM RESÍDUO DE
CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO ORIUNDO DO MUNICÍPIO DE
MANAUS-AM

DIEGO MENESES DE MELO

MANAUS

2010

ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM RESÍDUO DE
CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO ORIUNDO DO MUNICÍPIO DE
MANAUS-AM

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

DIEGO MENESES DE MELO

ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM RESÍDUO DE
CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO ORIUNDO DO MUNICÍPIO DE
MANAUS-AM

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Amazonas, como requisito parcial para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil.

Orientador: Prof^ª. Dr^ª. Consuelo Alves da Frota

MANAUS

2010

Ficha Catalográfica
(Catalogação realizada pela Biblioteca Central da UFAM)

Melo, Diego Meneses de

M528e Estudo de misturas asfálticas com resíduos de construção e
demolição oriundo do município de Manaus - AM / Diego
Meneses de Melo. - Manaus: UFAM, 2010.

237 f.; il. color.; 30 cm

Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) —
Universidade Federal do Amazonas, 2010.

Orientadora: Prof^a. Dr^a. – Consuelo Alves da Frota

1. Resíduos sólidos 2. Construção civil 3. Asfalto 4.
Materiais de construção I. Frota, Consuelo Alves da (Orient.)
II. Universidade Federal do Amazonas III. Título

CDU 625.755/.756(811.3)(043.3)

DIEGO MENESES DE MELO

ESTUDO DE MISTURAS ASFÁLTICAS COM RESÍDUO DE
CONSTRUÇÃO E DEMOLIÇÃO ORIUNDO DO MUNICÍPIO DE
MANAUS-AM

Dissertação apresentada ao Programa de
Pós-Graduação em Engenharia Civil da
Universidade Federal do Amazonas,
como requisito parcial para obtenção do
título de Mestre em Engenharia Civil.

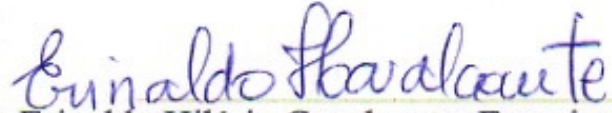
Manaus, 22 de julho de 2010.

BANCA EXAMINADORA



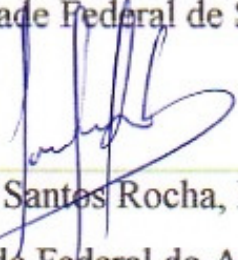
Prof.^a. Dr.^a. Consuelo Alves da Frota, Presidente

Universidade Federal do Amazonas



Prof. Dr. Erinaldo Hilário Cavalcante, Examinador Externo

Universidade Federal de Sergipe



Prof. Dr. Francisco do Santos Rocha, Examinador Interno

Universidade Federal do Amazonas

A Deus, aos meus pais Oscar e
Angela, aos meus irmãos Deborah
e Daniel, e a minha esposa Glenda,
dedico.

AGRADECIMENTOS

Neste momento em que se fecham as cortinas de mais um ato de minha peça acadêmica há de se agradecer a todos aqueles que atuaram comigo. Se consegui chegar tão longe foi porque em nenhum momento me faltou apoio.

Em primeiro lugar agradeço a Deus, que sempre abriu as melhores portas no meu caminho e, principalmente, caminhou comigo, me permitindo trilhar com sucesso, fazendo o impossível parecer fácil. Sem Ele do meu lado, nada disso teria se tornado realidade. O que sou, devo a Sua divina permissão.

Aos meus pais e meus irmãos, que sempre estiveram comigo a cada passo da minha vida. Esta família que tanto prezo e é mais que alicerce, é um presente de Deus em minha vida. Meu pai Oscar que sempre me deu força e me instigava a ser melhor, meu conselheiro e protetor, a quem sempre peço por palavras e nunca me faltou. Minha mãe Angela que abdicou de tantas coisas na sua vida para ser a matriarca gestora de nosso lar, que ora por mim, em quem sempre me inspiro. Aos meus irmãos, Deborah e Daniel, meus eternos companheiros, aliados, amigos, de quem as vozes ouço a cada segundo, apesar da distância.

Agradeço à minha esposa Glenda, a quem Deus me destinou a encontrá-la em lugar tão distante. Ela que tem tanta importância na minha vida desde o dia em que passou a fazer parte dela, que lutou ao meu lado a cada dia nos últimos anos. Sem seu amor, carinho, dedicação e companheirismo eu jamais teria chegado tão longe. Você foi uma dádiva que Deus me deu, e é a mulher que eu quero ao meu lado para continuar nossa caminhada.

Agradeço à minha orientadora, Prof^a Consuelo Frota, por todo o apoio dado desde que me permitiu fazer parte do Grupo de Geotecnia. Por ter sido mais que uma professora de lições acadêmicas, mas por me dar aulas diárias da vida. Pelos conselhos, pelos “puxões de orelha” e pela confiança depositada em mim ao longo de tanto tempo.

A todos os colegas do Grupo de Geotecnia (Cleudinei, Graça, Carmem, Reginaldo e Daniela), pelo apoio e companheirismo ao longo dos anos. Espero poder sempre tê-los como amigos e que seus caminhos sejam repletos de sucesso.

Aos colegas do curso de graduação e pós-graduação, que compartilharam comigo as dificuldades e os sucessos.

Aos meus irmãos da Turma Sirius, aos amigos das Turmas Odhin e Pulsares, que conviveram comigo ao longo de quatro meses e fizeram deles uma experiência única em minha vida, quando pude dar mais importância ao valor que tem a amizade. A todos aqueles profissionais do CIAAR que me ensinaram que para toda a missão que a vida reservar, deve-se estar pronto para agir e a sempre encarar os problemas com a maturidade de um homem e a ternura de uma criança.

À Prof^a Laura Maria Goretti, pelas orientações dadas em Mecânica dos Pavimentos e por nos instigar a buscar soluções regionais e a divulgar as peculiaridades e dificuldades enfrentadas na Região Amazônica no tocante à atividade de Engenharia.

À Prof^a Rita Fortes pelo apoio sempre dispensado ao Grupo de Geotecnia durante nossas participações em eventos científicos, pelos convites realizados e pelo carinho.

Aos professores Manuel Mattos Fernandes e Fernando Nunes Ferreira, da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto pela recepção calorosa e todo apoio prestado enquanto estive por lá.

Por fim, às instituições que apoiaram as pesquisas desenvolvidas pelo Grupo de Geotecnia, as quais foram de suma importância para a realização deste trabalho: Conselho Nacional de Pesquisa e Desenvolvimento (CNPq), Fundação de Amparo à Pesquisa do Amazonas (Fapeam), Rede de Asfalto Norte e Nordeste, Petrobras e Universidade Federal do Amazonas.

RESUMO

A dissertação ora apresentada tem por objetivo realizar estudo sobre a utilização de resíduos de construções e demolições (RCD) como agregado graúdo em concreto asfáltico, buscando solução técnica e ambiental para a carência histórica de agregados pétreos no município de Manaus-AM. A pesquisa expõe características peculiares do material alternativo, comparando com o seixo rolado, elemento usual nas misturas asfálticas utilizadas regionalmente. Realizou-se a dosagem de uma mistura com seixo e outra com RCD, cumprindo a função de agregado graúdo, mantendo os demais partícipes constantes: CAP 50/70 como ligante, areia residual como agregado miúdo, cimento Portland como material de enchimento. A definição da granulometria foi feita por meio do Método de Bailey, possibilitando definir um esqueleto estrutural que privilegiasse o intertravamento dos grãos, de modo a estudar a influência da forma e textura superficial no comportamento mecânico da mistura. Como balizadores do desempenho foram realizados ensaios de Resistência à Tração (RT), Perda de Resistência por Umidade Induzida (Ensaio Lottman), Módulo de Resiliência (MR), Fluência por Compressão Axial (*creep*) estático e dinâmico. Variou-se a temperatura em todos os ensaios, a exceção do Lottman, de modo a investigar a sensibilidade das misturas a este fator. Todos os procedimentos tiveram seus resultados julgados quanto à resistência e deformabilidade. Foi constatada a viabilidade do uso do RCD em concreto asfáltico, em substituição ao seixo, uma vez que o material alternativo mostrou-se, na maior parte dos ensaios, mais estável sob temperaturas maiores que 25°C. Sua resistência à tração foi mais alta que a do seixo, independentemente da temperatura ou da velocidade de carregamento. O Módulo de Resiliência e a deformação acumulada nos ensaios de fluência demonstraram que, para as temperaturas de serviço típicas de Manaus (em torno de 40°C), a mistura alternativa tem melhor desempenho que aquela contendo material natural. Contudo, o RCD se mostrou mais susceptível à ação da umidade. Concluiu-se, baseado nos resultados, que forma irregular e a textura superficial rugosa do agregado de resíduo foi responsável por um aumento no atrito entre as partículas no esqueleto estrutural da mistura, colaborando com a resistência ao cisalhamento, especialmente para as temperaturas mais altas de operação, quando a fase viscosa apresenta grande influência no comportamento mecânico.

PALAVRAS-CHAVE: Resíduo de Construções e Demolições; Misturas Asfálticas; Método de Bailey; Temperatura; Resistência à Tração; Módulo Resiliente; Ensaio de Lottman; Fluência.

ABSTRACT

The dissertation now presented has the objective to accomplish a study about the use of constructions and demolitions waste (CDW) as coarse aggregate in asphalt concrete, searching for environmental and technical solution to the historical stony aggregate lack in the city of Manaus-AM. The research displays peculiar characteristics of the alternative material, comparing with the pebble, usual element in the asphalt mixtures regionally used. It was conducted the dosage of a mixture with pebble and another one with CDW, fulfilling the function of coarse aggregates, keeping the other elements: CAP 50/70 as binder, residual sand as fine aggregate, Portland cement as filler. The gradation definition was made by the Bailey Method, enabling the obtainment of a structural skeleton that privileged the grains interlocking, allowing a study of the form and superficial texture influence in the mixture mechanical behavior. As performance markers was made tests of Tensile Strength (TS), Loss of Resistance by Induced Moisture (Lottman Test), Resilient Modulus (RM), Fluency for Axial Compression (*creep*), by static and dynamic method. Temperature was varied in all assays, excepted for the Lottman, objecting to investigate the sensitivity of the mixtures to this factor. All the procedures had its results considered as for the resistance and deformability. The viability of the use of the CDW as aggregate in asphalt concrete was evidenced, in substitution to the pebble, because the alternative material revealed, for the most part of the tests, more stability under temperatures higher than 25°C. Its tensile strength was higher than of the pebble, independently of the temperature or the load speed. The Resilient Modulus and the deformation accumulated in the fluency tests demonstrated that, for the typical service temperatures of Manaus (around 40°C), the alternative mixture has better performance than one with natural material. However, CDW showed more susceptibility for the moisture action. It was concluded, based on the results, which the irregular form and the rugous superficial texture of the residue aggregate were responsible for an increase in the friction between particles in the structural skeleton of the mixture collaborating with the shear strength, especially for the highest temperatures of operation, when the viscous phase introduce great influence in the mechanical behavior.

KEYWORDS: Construction and Demolition Waste; Asphalt Mixtures; Bailey Method; Temperature; Tensile Strength; Resilient Modulus; Lottman Test; *Creep*.

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

AASHTO – *American Association of States Highway Officials*

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas

AM – Amazonas

ANP – Agência Nacional de Petróleo e Gás Natural e Biocombustíveis

ASAC – Agregado Sintético de Argila Calcinada

ASTM – *American Society of Testing and Materials*

BBR – *Bending Beam Rheometer*

BBR – *Bending Beam Rheometer*

CA – Concreto Asfáltico

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo

CBR – *California Bearing Ratio*

CE – Condição Experimental

CONAMA – Conselho Nacional de Meio Ambiente

COPPEAD – Instituto de Pós-Graduação e Pesquisa em Administração, Universidade Federal do Rio de Janeiro

CR – Condição de Referência

CUW – *Chosen Unit Weight*

DAER – Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem

DMM – Densidade Máxima Medida

DMT – Densidade Máxima Teórica

DNER – Departamento Nacional de Estradas de Rodagem

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes

DNPM – Departamento Nacional da Produção Mineral

DRI – Deslocamento Resiliente Instantâneo

DRT – Deslocamento Resiliente Total

DRT – Deslocamento Total

DSR – *Dynamic Shear Rheometer*

DSR – *Dynamical Shear Rheometer*

DTT – *Direct Tensile Test*

EPA – *Environmental Protection Agency*

FDOT – *Florida Department of Transportation*

FHWA – *Federal Highway Administration*

GEOTEC – Grupo de Geotecnia

HF – *Half Sieve*

IP – Índice de Penetração

IPAAM – Instituto de Proteção Ambiental do Amazonas

IPT – Instituto de Pesquisas Tecnológicas

LUW – *Loose Unit Weight*

LVDT – *Linear Variable Differential Transducers*

MR – Módulo de Resiliência

NBR – Norma Brasileira Registrada

NMPS – *Nominal Maximum Particle Size*

NS-NC-NA – Não Saturado, Não Congelado, Não Aquecido

PAV – *Pressure Aging Vessel*

PCS – *Primary Control Sieve*

PETROBRAS – Petróleo Brasileiro S/A

PG – *Performance Grade*

PIB – Produto Interno Bruto

PMM – Prefeitura Municipal de Manaus

PMSP – Prefeitura Municipal de São Paulo

RCC – Resíduos da Construção Civil

RCD – Resíduo de Construções e Demolições

RCS – Resistência à Compressão Simples

REMAN – Refinaria de Manaus/ Refinaria Isaac Sabbá

RMR – Razão de Módulo de Resiliência retido por ação da umidade induzida

RRT – Razão de Resistência à Tração retida por ação da umidade induzida

RT – Resistência à Tração

RTFO – *Rolling Thin Film Oven*

RTFOT – *Rolling Thin Film Oven Test*

RUW – *Rodded Unit Weight*

S-C-A – Saturado, Congelado, Aquecido

S-C-NA – Saturado, Congelado, Não Aquecido

SCS – *Secondary Control Sieve*

SEMOSBH – Subsecretaria Municipal de Obras, Serviços Básicos e Habitação

SEMULSP – Secretaria Municipal de Limpeza e Serviços Públicos

SHRP – *Strategic Highway Research Program*

S-NC-A – Saturado, Não Congelado, Aquecido

S-NC-NA – Saturado, Não Congelado, Não Aquecido

Superpave – *Superior Performance Asphalt Pavements*

TCS – *Tertiary Control Sieve*

UCF – *University of Central Florida*

UFAM – Universidade Federal do Amazonas

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul

UFU – Universidade Federal de Uberlândia

UTM – *Universal Testing Machine*

VFA – *Voids Filled with Asphalt*

VMA – *Voids in Mineral Aggregate*

V_v – *Volume de Vazios*

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Disposição clandestina de resíduos de construção em Manaus.	26
Figura 2 – Altimetria da Planície Amazônica, com destaque às bacias sedimentares do Solimões e Amazonas, onde se localiza o município de Manaus.	30
Figura 3 – Carta de Textura (2m de profundidade) do município de Manaus.	31
Figura 4 – Aspectos texturais do Arenito Manaus.	32
Figura 5 – Aspectos texturais do Seixo Rolado.....	33
Figura 6 – Relação entre o PIB e Geração de RCD em países da União Européia.....	38
Figura 7 – Produção de RCD per capita e PIB de alguns municípios brasileiros.	39
Figura 8 – Disposição clandestina de RCD na Rua Belo Horizonte, Bairro do Aleixo, em Manaus.	41
Figura 9 – Disposição clandestina de RCD no Bairro Nova Cidade, em Manaus.	42
Figura 10 – Resíduos de demolição reunidos para seleção.	56
Figura 11 – Seleção visual do material desejável para britagem.....	56
Figura 12 – Detalhe do material desejável para britagem.	57
Figura 13 – Resíduo estrutural selecionado para britagem.....	57
Figura 14 – Material separado para ser enviado ao aterro sanitário.....	58
Figura 15 – Material separado para fins não estruturais.....	58
Figura 16 – Resíduo processado no britador.	59
Figura 17 – Volume de agregado considerado para <i>Apparent Specific Gravity</i> (G_{sa}).....	73
Figura 18 – Volume de agregado considerado para <i>Bulk Specific Gravity</i> (G_{sb}).....	74
Figura 19 – Esquema da distribuição das frações de agregados.....	83

Figura 20 – Mecanismo do ensaio de resistência à tração por compressão diametral.	90
Figura 21 – Notação para componentes polares de tensão em elemento circular comprimido.	90
Figura 22 – Distribuição teórica de tensões nos planos diametrais admitindo a solução proposta por Frocht (1948).	92
Figura 23 – Tensões de tração uniformes devido à carga concentrada (a); Tensões de tração não-uniformes devido à influência do friso (b); Deformações horizontais devido à carga concentrada (c); Deformações horizontais devido à influência do friso (d).....	94
Figura 24 – Deformações sob Carregamento Cíclico.....	100
Figura 25 – Esquema de carregamento de corpo-de-prova em ensaio de Módulo de Resiliência por tração indireta.	103
Figura 26 – Curva teórica de pulso de carga e deslocamento em ensaio de Módulo de Resiliência.	103
Figura 27 – Consideração de m, n nas equações de Zhang <i>et al.</i> (1997).	107
Figura 28 – Pulso de Carga de Geometria <i>Haversine</i>	108
Figura 29 – Pulso de tensão vertical sob carga triangular e senoidal.....	109
Figura 30 – Pulso de tensão vertical sob carga triangular e senoidal.....	110
Figura 31 – Esquema teórico das componentes de um deslocamento em material visco- elastoplástico.	113
Figura 32 – Deslocamentos sugeridos por Adedimila e Kennedy (1975) <i>apud</i> Brito (2007).	114
Figura 33 – Estágios característicos de ensaio de <i>creep</i>	120
Figura 34 – Componentes viscosa e elástica do módulo de cisalhamento dinâmico a 70°C.	128
Figura 35 – Curva granulométrica do RCD e seixo.	131

Figura 36 – Curva granulométrica do seixo fracionado.	132
Figura 37 – Comparativo entre densidade relativa real e aparente de alguns materiais referenciais.....	134
Figura 38 – Comparativo entre absorção e abrasão "Los Angeles" de alguns materiais referenciais.....	134
Figura 39 – Detalhe esquemático das áreas de contato de grãos de seixo e RCD.....	137
Figura 40 – Curva granulométrica da areia.	139
Figura 41 – Frações granulométricas dos agregados.....	143
Figura 42 – Curva granulométrica das misturas segundo as peneiras de controle do Método de Bailey e Curva de Máxima Densidade para NMPS 19,5mm.	146
Figura 43 – Curva granulométrica das misturas enquadradas na Faixa B do DNIT.	147
Figura 44 – Curva granulométrica das misturas enquadradas na Superpave NMPS 19,5mm.	147
Figura 45 – Valores de Densidade Máxima Medida da mistura solta de algumas referências.	150
Figura 46 – Comparativo das densidades relativas real (G_{sa}), aparente (G_{sb}) e efetiva (G_{se}) das misturas minerais.....	152
Figura 47 – Teor de asfalto x DMT.....	153
Figura 48 – Teor de asfalto x Volume de vazios ($V_v\%$).....	154
Figura 49 – Teor de asfalto x Vazios no agregado mineral ($VMA\%$).	155
Figura 50 – Teor de asfalto x Vazios cheios com asfalto ($VFA\%$).....	156
Figura 51 – Teores de Projeto e Índices Físicos para V_v de 4%.	156
Figura 52 – Resistência à tração das misturas.	160
Figura 53 – Variação da Resistência à Tração em relação à velocidade de carregamento. ...	162

Figura 54 – Variação da Resistência à Tração em relação à temperatura.	163
Figura 55 – Comparativo dos valores de RT com algumas referências.	165
Figura 56 – Curvas de Compactação das misturas.	166
Figura 57 – Resultados do Ensaio Lottman e limites de redução da RT.	168
Figura 58 – Carga relativa ao ensaio de determinação do Módulo de Resiliência.	173
Figura 59 – Esquema de medição de deslocamento resiliente instantâneo segundo AASHTO.	175
Figura 60 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 5°C.	176
Figura 61 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 10°C.	177
Figura 62 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 15°C.	178
Figura 63 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 25°C.	179
Figura 64 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 30°C.	180
Figura 65 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 40°C.	181
Figura 66 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 50°C.	182
Figura 67 – Relação entre os deslocamentos resilientes instantâneos verticais e horizontais segundo AASHTO.	185
Figura 68 – Relação entre os deslocamentos resilientes instantâneos segundo AASHTO e o deslocamento resiliente total.	185
Figura 69 – Relação entre os deslocamentos resilientes instantâneos segundo AASHTO e o deslocamento total.	187
Figura 70 – Relação entre os deslocamentos totais e resilientes totais, verticais e horizontais.	188
Figura 71 – Relação entre os deslocamentos totais e resilientes totais, verticais e horizontais.	188

Figura 72 – Coeficiente de Poisson segundo Marques (2004) e Barksdale <i>et al.</i> (1997).....	189
Figura 73 – Coeficientes de Poisson medidos a partir da deformação resiliente instantânea, conforme AASHTO.....	191
Figura 74 – Coeficientes de Poisson medidos a partir da deformação resiliente total.	193
Figura 75 – Módulo de Resiliência calculado a partir das deformações resilientes instantâneas, segundo AASHTO.....	196
Figura 76 – Módulo de Resiliência calculado a partir das deformações resilientes totais.	199
Figura 77 – Comparativo do Módulo de Resiliência com os valores disponíveis na literatura.	201
Figura 78 – Curva de <i>Creep</i> Estático e Taxa de Deformação, à 5°C.	202
Figura 79 – Curva de <i>Creep</i> Estático e Taxa de Deformação, à 25°C.	203
Figura 80 – Curva de <i>Creep</i> Estático e Taxa de Deformação, à 45°C.	203
Figura 81 – Curva de <i>Creep</i> Estático e Taxa de Deformação, à 55°C.	204
Figura 82 – Curva de Deformações Permanentes Acumuladas e Taxa de Deformação, à 30°C.	205
Figura 83 – Curva de Deformações Permanentes Acumuladas e Taxa de Deformação, à 40°C.	206
Figura 84 – Curva de Deformações Permanentes Acumuladas e Taxa de Deformação, à 50°C.	206

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Estimativa da geração de RCD.	37
Tabela 2 – Geração de resíduos em alguns países da União Européia.	37
Tabela 3 – Geração de RCD de alguns municípios brasileiros.	39
Tabela 4 – Classes de Resíduos.	44
Tabela 5 – Especificação brasileira para cimento asfáltico de petróleo (CAP).	65
Tabela 6 – Especificação SHRP para cimento asfáltico de petróleo.	68
Tabela 7 – Limites de VMA para especificação do DNIT (2006).	86
Tabela 8 – Valores das constantes I1,2,3,4 para as equações definidas por Zhang <i>et al.</i> (1997), para $a/2R=1/8$ (friso de 12,7mm, corpo-de-prova de 101,5mm de diâmetro).	106
Tabela 9 – Tempos de referência para obtenção do deslocamento resiliente segundo AASHTO TP 31.	115
Tabela 10 – Fatores interferentes na resistência das misturas às deformações permanentes.	117
Tabela 11 – Resultados dos ensaios tradicionais de caracterização do CAP.	125
Tabela 12 – Resultado DSR: deformação permanente e fadiga.	127
Tabela 13 – Resultado ensaio BBR.	129
Tabela 14 – Resumo da classificação Superpave do ligante.	129
Tabela 15 – Composição granulométrica do RCD e seixo.	130
Tabela 16 – Resumo da caracterização do RCD e seixo.	132
Tabela 17 – Composição granulométrica da areia.	139
Tabela 18 – Resumo da caracterização da areia.	140
Tabela 19 – Massa unitária selecionada e volume de vazios nos agregados graúdos, e porcentagem inicial dos componentes minerais (excetuando cimento).	142

Tabela 20 – Peneiras de controle para os agregados graúdos.....	142
Tabela 21 – Contribuição de cada agregado graúdo nas porções granulométricas.	143
Tabela 22 – Percentual de cada fração de agregados graúdos e miúdos na mistura mineral e correção da composição inicial.....	145
Tabela 23 – Percentual de contribuição de agregados graúdos e miúdos na fração fina (menor que 0,075mm) e correção do teor de finos e areia.....	145
Tabela 24 – Composição final das misturas e parâmetros de controle.....	146
Tabela 25 – Densidade máxima das misturas em estado solto, densidade relativa efetiva das misturas de agregados, absorção de ligante e absorção de água.	149
Tabela 26 – Resistência à tração das misturas e desvios.....	160
Tabela 27 – Variação da RT segundo o tipo de condicionamento no Ensaio Lottman.....	167
Tabela 28 – Coeficientes de Poisson medidos a partir da deformação resiliente instantânea, conforme AASHTO.....	190
Tabela 29 – Coeficientes de Poisson medidos a partir da deformação resiliente total.....	192
Tabela 30 – Módulo de Resiliência obtido a partir das deformações resilientes instantâneas segundo AASHTO e coeficiente de Poisson atribuído.....	195
Tabela 31 – Módulo de Resiliência obtido a partir das deformações resilientes instantâneas segundo AASHTO e coeficiente de Poisson medido.	195
Tabela 32 – Módulo de Resiliência obtido a partir das deformações resilientes totais e coeficiente de Poisson atribuído.	198
Tabela 33 – Módulo de Resiliência obtido a partir das deformações resilientes totais e coeficiente de Poisson medido.	198

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	24
1.1 Objetivos.....	27
1.1.1 Geral	27
1.1.1 Específicos.....	27
1.2 Organização do Trabalho	28
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	29
2.1 Uso de Agregados em Manaus.....	29
2.2 Geração de Resíduos na Construção Civil	35
2.3 Impactos Ambientais Relativos ao RCD	39
2.4 Aspectos Legais Referentes ao RCD	43
2.5 Agregados de RCD para Manaus	45
2.6 Uso do RCD na Pavimentação.....	47
2.6.1 Experiência Internacional	49
2.6.2 Experiência Brasileira.....	51
2.6.3 Experiência no Amazonas	54
3 MATERIAIS E MÉTODOS	64
3.1 Ligante Asfáltico	64
3.1.1 Caracterização Tradicional	64
3.1.2 Caracterização SHRP	67
3.2 Agregados	70
3.2.1 Composição Granulométrica	71

3.2.2 Densidade Relativa Real e Aparente e Absorção	73
3.2.3 Superfície Específica	75
3.2.4 Massa Unitária.....	76
3.2.5 Resistência ao Desgaste por Abrasão	77
3.2.6 Adesividade	77
3.3 Misturas Asfálticas	78
3.3.1 Método de Bailey para Seleção de Granulometria de Mistura.....	79
3.3.2 Dosagem do Teor de Projeto	83
3.3.3 Considerações sobre a G_{mm} e G_{se}	86
3.4 Ensaios Mecânicos	89
3.4.1 Resistência à Tração	89
3.4.2 Perda de Resistência por Ação da Umidade.....	95
3.4.3 Módulo de Resiliência.....	98
3.4.3.1 Montagem e Avaliação do Ensaio.....	102
3.4.3.2 Características de Carregamento Aplicado.....	107
3.4.3.3 Considerações sobre o Coeficiente de Poisson e Temperatura de Ensaio.....	111
3.4.3.4 Cálculo das Deformações Resilientes.....	112
3.4.3.5 Procedimentos de Ensaio.....	115
3.4.4 Fluência por Compressão Uniaxial.....	116
3.4.4.1 <i>Creep</i> Estático	122
3.4.4.2 <i>Creep</i> Dinâmico.....	122

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES	124
4.1 Caracterização dos Materiais	124
4.1.1 Ligante Asfáltico	124
4.1.2 Agregados.....	129
4.1.2.1 Agregados Graúdos	129
4.1.2.2 Agregado Miúdo e Material de Enchimento	138
4.2 Misturas Asfálticas	140
4.2.1 Seleção da Composição Granulométrica.....	140
4.2.2 Dosagens.....	149
4.3 Ensaio Mecânico em Misturas Asfálticas	159
4.3.1 Resistência à Tração	159
4.3.2 Perda de Resistência por Umidade Induzida	166
4.3.3 Módulo de Resiliência	172
4.3.3.1 Montagem do Ensaio	172
4.3.3.2 Deslocamentos Medidos.....	174
4.3.3.3 Determinação do Coeficiente de Poisson e Valores Admitidos	189
4.3.3.4 Módulo de Resiliência	194
4.3.3.5 Considerações Finais para o Ensaio	199
4.3.4 Fluência por Compressão Uniaxial.....	202
5 CONCLUSÕES.....	211
5.1 Caracterização dos Materiais	211

5.2 Método de Bailey em Dosagem das Misturas Asfálticas.....	214
5.3 Ensaios Mecânicos	217
5.4 Sugestões para Trabalhos Futuros.....	221
REFERÊNCIAS	223

“Bendize, ó minha alma, ao Senhor, e tudo o que há em mim bendiga o seu santo nome.”

Salmos, 103:1

1 INTRODUÇÃO

O município de Manaus localiza-se na região central da Bacia Sedimentar Amazônica, à margem esquerda do Rio Negro, próximo a sua confluência com o Rio Solimões. As rochas formadoras de seu subsolo são oriundas da formação Alter do Chão, datadas do Paleozóico e Cenozóico, sendo constituídas principalmente por arenitos (arenito Manaus), com ocorrências de siltitos e argilitos. De uma maneira geral, tais rochas possuem um baixo grau de consolidação e pouca resistência mecânica. O processo de intemperismo intenso levou à formação de espessa camada de material sedimentar (solo), isolando o horizonte rochoso a grandes profundidades.

O mapeamento geotécnico da área urbana da cidade de Manaus, realizado pelo Grupo de Geotecnia da Universidade Federal do Amazonas (GEOTEC/UFAM), mostrou que a 2 m de profundidade o substrato rochoso detém 2,71% dessa área, enquanto a 10 m de profundidade este valor representa 19,60% (Frota e Bento, 1999). Tais resultados mostram a histórica carência de material pétreo superficial, obrigando a construção civil a buscá-lo a distâncias superiores a 180 km, como é o caso das jazidas no município de Presidente Figueiredo, encarecendo o produto final, tendo em vista o custo do transporte.

Em seus trabalhos, buscando opções à carência de material granular na citada região, o GEOTEC vem estudando o aproveitamento de resíduos de construções e demolições (RCD), conforme apresentado em Frota *et al.* (2007a). Esta alternativa alia a referida questão técnica ao problema ambiental da disposição final dos resíduos produzidos pela indústria da construção civil.

A literatura técnica mostra o referido material como tema de diversos grupos de pesquisa espalhados pelo País, notadamente, incentivados pela política de gestão dos resíduos sólidos instituída pela Resolução N°. 307/02 do CONAMA. Os resultados têm demonstrado

que o emprego desses resíduos no concreto de cimento portland (Zoedan, 1997; Ângulo, 2005), nas misturas solo-agregado (Trichês e Kryckyj, 1999; Ribeiro *et al.*, 2002; Fernandes, 2004; Motta, 2005; Moreira *et al.*, 2006; Leite, 2007) e no concreto asfáltico (Frota *et al.*, 2003a; Frota *et al.*, 2004a) vem produzindo resultados satisfatórios quando comparados aos agregados naturais (seixo rolado, brita de granito, basalto e gábro).

A Construção Civil enquadra-se como uma das atividades que mais produz resíduos nos grandes centros urbanos. No Brasil, as estimativas assinalam para algo em torno de 65,8 milhões de toneladas por ano de resíduos de construções e demolições produzidos nas grandes cidades (Ângulo, 2005). Este número aponta uma contribuição acima de 50% de todos os resíduos sólidos urbanos gerados. A Resolução N^o. 307/02 obrigou as empresas a instituírem políticas de gestão dos seus resíduos proibindo sua deposição em aterros destinados ao resíduo domiciliar ou em áreas de “bota-fora”.

Segundo a ótica ambiental, o reaproveitamento desse material traria solução para a questão da sua gestão, evitando-se, assim, o descarte em aterros ou em terrenos baldios, prática recorrente nos centros urbanos, além de minimizar a extração de recursos naturais.

De acordo com Zoedan (1997), a opção pela reciclagem tem implicado na redução de 75% dos gastos do poder público com o remanejamento e controle da deposição clandestina, e um total de 70% em relação ao uso de agregados naturais. Embora tais valores possam oscilar de acordo com a tecnologia empregada, de uma maneira geral, observam-se reduções de custos.

O uso do RCD, segundo bibliografia (Zoedan, 1997; Frota *et al.*, 2003a), necessita de amplo controle, uma vez que são constatados altos índices de heterogeneidade nas amostras colhidas nos pontos de descarte, bem como variações na qualidade, segundo a origem do entulho. Para o uso em misturas asfálticas mostram-se mais adequadas àquelas provenientes do concreto estrutural quando comparadas ao material oriundo de alvenarias (Frota *et al.*,

2003a). Deve-se, portanto, desenvolver metodologias de controle dos lotes a serem empregados no seu processo produtivo, buscando a obtenção de agregados com maior qualidade técnica e menor heterogeneidade.



Figura 1 – Disposição clandestina de resíduos de construção em Manaus.
Fonte: Cedida pelo Eng. Marcelos Marcião, SEMOSBH/PMM, 2006.

Frota *et al.* (2003a; 2004a) e Silva (2004) apontam as seguintes fases essenciais ao processamento do RCD: seleção de amostra, dando-se preferência ao resíduo originado do concreto estrutural; retirada de materiais com características indesejadas (baixa resistência, textura lisa, alto potencial de absorção), como gesso, vidro, cerâmica e ferragens; e britagem nas faixas granulométricas desejadas.

No que concerne ao uso desse material como agregado graúdo em pavimentação, estudos realizados pelo GEOTEC vêm demonstrando desempenho satisfatório quando o RCD substitui o seixo nas misturas asfálticas do tipo concreto asfáltico (Frota *et al.*, 2003a; 2004b; 2005; 2006; 2007) e na estabilização de solos (Frota *et al.*, 2003b). A proposta hora

apresentada vem corroborar as pesquisas já realizadas pelo GEOTEC, indicando a viabilidade técnica desse material para a construção de pavimentos no Estado do Amazonas, bem como uma alternativa ambiental para os resíduos sólidos gerados nos canteiros de obras.

Particularmente, neste trabalho será analisado comparativamente o comportamento mecânico de misturas asfálticas dosadas com RCD (agregado graúdo) relativas a misturas asfálticas compostas por seixo rolado (agregado graúdo). Como balizador do citado desempenho serão determinados os seguintes parâmetros mecânicos: Resistência à Tração por compressão diametral, Perda de Resistência por ação da umidade induzida, Módulo de Resiliência por compressão diametral, Fluência por Compressão Uniaxial estática e dinâmica. Todos serão avaliados variando-se a temperatura objetivando-se entender o comportamento do RCD nas misturas asfálticas nas vias urbanas manauaras.

1.1 Objetivos

1.1.1 Geral

Avaliar a substituição do seixo rolado pelo resíduo de construção e demolição, como agregado graúdo em misturas asfálticas, por meio de ensaios mecânicos, visando uma alternativa técnica-ambiental para a construção de pavimentos e aproveitamento de resíduos gerados pela Construção Civil no município de Manaus.

1.1.1 Específicos

- Fazer levantamento do estado da arte referente ao uso do resíduo de construção e demolição (RCD) na Pavimentação, analisando-se a evolução observada nos principais grupos de pesquisa nacionais;
- Caracterizar o agregado proveniente do RCD, segundo os ensaios tradicionalmente empregados pelo meio científico, comparando-o com o seixo rolado;

- Realizar dosagem de misturas asfálticas com seixo rolado e RCD como agregado graúdo, empregando o Método de Bailey para seleção da composição granulométrica;
- Avaliar as misturas asfálticas através dos ensaios mecânicos: Resistência à Tração por compressão diametral, Perda de Resistência por umidade induzida, Módulo de Resiliência por compressão diametral, Fluência por Compressão Uniaxial estática e dinâmica.
- Verificar a influência da temperatura no comportamento das misturas asfálticas utilizadas nesta pesquisa.

1.2 Organização do Trabalho

O presente trabalho encontra-se dividido da seguinte forma:

O Capítulo 1 apresenta o trabalho desenvolvido e os objetivos nele ensejados.

O Capítulo 2 aborda a Revisão Bibliográfica relatando a questão da carência de material granular na Amazônia, o emprego dos agregados no município de Manaus, um breve histórico sobre a produção de resíduos sólidos pela Construção Civil, particularmente os seus principais aspectos legais, a sua produção e seu uso na Pavimentação.

O Capítulo 3 apresenta os Materiais e Métodos de caracterização dos componentes das misturas asfálticas (ligante e agregados), processo de dosagem das mesmas, e os ensaios mecânicos que balizaram o estudo do comportamento das misturas asfálticas.

O Capítulo 4 discute os resultados obtidos.

O Capítulo 5 apresenta as conclusões obtidas e sugestões para trabalhos futuros.

A formatação deste trabalho foi orientada conforme estabelece Barbalho e Moraes (2003), segundo decisão da Reunião Ordinária do Colegiado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, em 22 de julho de 2008.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

No que tange aos resíduos sólidos, dois terços da sua produção nos grandes centros urbanos é oriundo de construções, demolições, reparos e reformas (Pinto, 2003). Tais materiais, conforme a Resolução N^o. 307 do CONAMA (2002), denominam-se Resíduos de Construção Civil (RCC), abrangendo: tijolos, blocos cerâmicos, gesso, concreto, argamassa, madeiras e compensados, vidros, plásticos, tubulações, fiação elétrica, metais, vidros, solo, pavimento asfáltico, etc. Por conta dos diversos trabalhos consultados para esta revisão, e que serão listados ao longo deste capítulo, visando normalizar a nomenclatura, esta pesquisa usará a denominação de Resíduos de Construções e Demolições (RCD).

Neste capítulo serão abordados alguns aspectos relevantes no tocante à exploração e uso de agregados minerais, a produção de resíduos pela Construção Civil, bem como as questões legais atinentes ao tratamento destes, e o estado da arte do uso desse material como agregado para Pavimentação. Ao final das referidas abordagens será relatada a situação no município de Manaus (AM), enfocando os aspectos locais e suas peculiaridades alusiva ao citado resíduo.

2.1 Uso de Agregados em Manaus

O município de Manaus encontra-se localizado na região ocidental da Bacia Sedimentar Amazônica, inserido na calha do Rio Negro, próximo à sua confluência com o Rio Solimões, a partir de onde passam a formar o Rio Amazonas. Na Figura 2 é possível observar a região da Planície Amazônica, onde se destacam as bacias sedimentares do Solimões e do Amazonas, bem como a sede dos principais municípios limítrofes.



Figura 2 – Altimetria da Planície Amazônica, com destaque às bacias sedimentares do Solimões e Amazonas, onde se localiza o município de Manaus.
Fonte: Sarges, 2007.

A capital do estado do Amazonas encontra-se assentada sobre sedimentos meso-cenozóicos da formação Alter do Chão, compostos por sedimentos quartzosos arroxeados ou avermelhados devido à presença de óxido de ferro, podendo apresentar tons claros devido à ação de chuvas ácidas. Apresenta substratos rochosos sedimentares, formados pela alternância de arenitos (principalmente), siltitos e argilitos (Fernandes Filho, 1996), com características bem uniformes quanto à sua geologia, conseqüentemente constatando-se pouca variabilidade nos solos desta região, segundo Frota e Bento (1999).

O mapeamento geotécnico realizado no final dos anos 90, pelo Grupo de Geotecnia da Universidade Federal do Amazonas (GEOTEC/UFAM), constatou que no município de Manaus, a 2 m de profundidade (Figura 3) o substrato rochoso detém 2,71% dessa área, isolado no oeste da cidade e em pequenas formações espaçadas na área centro sul, enquanto a

10 m de profundidade este valor representa 19,60% (Frota e Bento, 1999). O impenetrável apresenta-se composto essencialmente de arenitos. Estas rochas são caracterizadas por um baixo grau de consolidação, condição que as tornam materiais com baixa resistência mecânica. Do exposto, pode-se constatar a inviabilidade econômica concernente à obtenção de material pétreo.

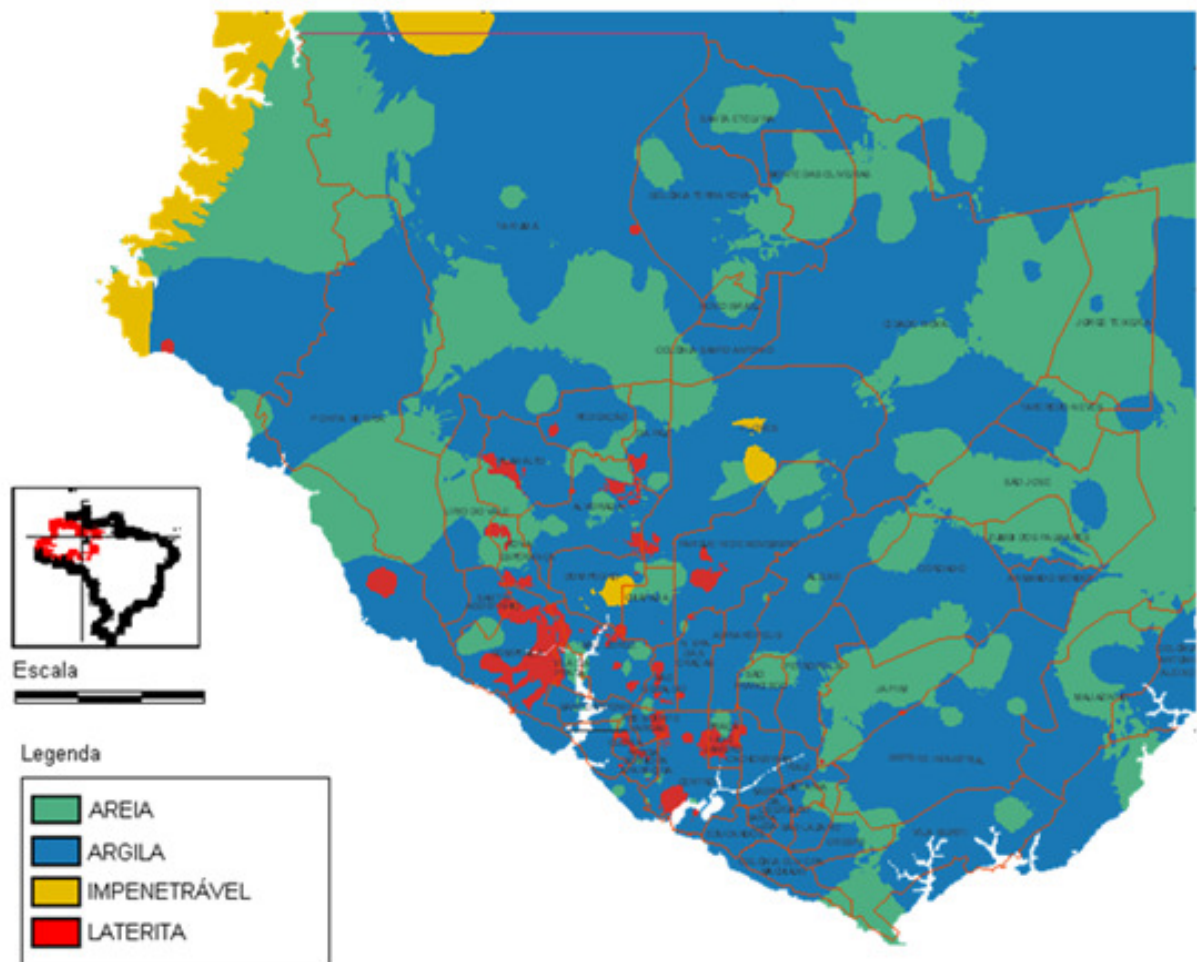


Figura 3 – Carta de Textura (2m de profundidade) do município de Manaus.
Fonte: Frota e Bento, 1999.

Durantes muitos anos, a opção regional foi o arenito presente nessas parcas jazidas localizadas no município manauara. Mesmo não sendo abundante, não se contemplava outra opção à época. Sua extração culminou no esgotamento dessas jazidas (Pereira, 2004).

O arenito Manaus, também conhecido como “brita vermelha” (Figura 4), faz parte do Grupo Barreiras, de formação datada do Cretáceo-Mioceno, sendo encontrado em camadas

horizontais nas regiões mais superiores dos afloramentos (DNPM, 1972). Conforme levantamentos do Departamento Nacional da Produção Mineral (DNPM), as áreas de pedreiras onde esse material se expõe são: próximo à Praia de Ponta Negra, uma de extensão de 400m com 3 m de espessura de jazida; 17 km a montante do igarapé Tarumã-Açu, na margem esquerda do Rio Negro; na foz do igarapé Mariano, afluente do rio Manacapuru; ao longo da AM-450 (Estrada do Tarumã), com considerável extensão; e nas cachoeiras do Tarumã e Alta (maior ocorrência).



Figura 4 – Aspectos texturais do Arenito Manaus.

As referidas jazidas foram demasiadamente exploradas no passado, sendo hoje encontradas apenas reservas a distâncias superiores a 180 km de Manaus, no município de Presidente Figueiredo. Pereira (2004) cita a construção do Aeroporto Internacional Eduardo Gomes como exemplo de exploração indiscriminada. Nesta obra, a extração da jazida da Cachoeira do Tarumã culminou no seu esgotamento, dado o volume que foi retirado (Silva Filho, 2001).

Esses impactos reduziram o uso do arenito para níveis mínimos. Foi constatada, em estudos a época, que essa exploração foi responsável por: desmatamento, revolvimento de

solo que levava a perda de camada fértil, contaminação dos recursos hídricos, desvio de cursos naturais (Pereira, 2004).

Uma segunda opção historicamente utilizada pela Construção Civil local tem sido o seixo rolado, extraído, em geral, por meio de dragagem do leito dos rios Aripuanã, Japurá, Uatumã, Madeira, Solimões e Juruá, principalmente (Silva e Rocha, 2001). O transporte é realizado por meio de balsas levando, muitas vezes, vários dias para fazer o trajeto da origem aos centros de consumo. Como material transportado ao longo do leito dos rios, o seixo rolado mostra forma arredondada e textura superficial lisa (Figura 5).



Figura 5 – Aspectos texturais do Seixo Rolado.

A primeira frente de serviço a empregar esse material britado na pavimentação regional refere-se às obras da BR-174, onde foi executada base do tipo solo-brita. O resultado mostrou um Índice de Suporte Califórnia elevado frente aos valores usuais característicos dos solos naturais (Silva Filho, 2001). Na cidade de Manaus vem substituindo-se a brita em quase 90% das construções verticais.

Como o arenito, a extração do seixo também sofre críticas por conta do impacto ambiental causado. O procedimento realizado por sucção (dragas acopladas em balsas) gera

consequências irreparáveis, tais como: prejuízos aos ecossistemas fluviais, modificação do fundo dos rios e das suas seções, aumento da turbidez da água, erosão, assoreamento (Pereira, 2004).

Mais recentemente tem-se observado, em visitas a algumas usinas de produção de massa asfáltica, a substituição do material aluvionar pela brita de granito oriunda de Presidente Figueiredo e da região de Moura (Silva *et al.*, 2008). Obtêm-se tais materiais por meio de explosões, retirando blocos de pedra, seguido de processo de britagem. Nos dias atuais, tem-se constatada maior dificuldade de obtenção do seixo e um aumento no custo do combustível, levando ao encarecimento do metro cúbico do seixo, figurando hoje a um valor muito próximo ao da brita de granito. Assim como o material aluvionar, a brita tem processo de extração causador de impactos ambientais profundos. As explosões necessárias para a retirada dos blocos de rocha causam grande vibração no substrato, lançam material pulverulento que se espalha rapidamente pelo ar, bem como afetam significativamente a paisagem.

A utilização dos recursos naturais seja pelo uso da brita de arenito ou de granito, bem como do seixo, impacta o meio ambiente. Soluções que busquem aliar menores impactos, redução de custos e qualidade técnica são costumeiramente almejadas no meio técnico-científico.

No meio técnico, em especial, no início deste século, tem-se abordado o reaproveitamento dos resíduos gerados pela própria Construção Civil como agregado. O presente trabalho, seguindo esta tendência, estuda o emprego deste material na camada de revestimento, como alternativa técnica-ambiental à exploração de agregados naturais e a sua deposição final.

2.2 Geração de Resíduos na Construção Civil

A Construção Civil é um setor produtivo de grande importância na economia brasileira. Neto (2005) *apud* Cabral (2007) apresenta, por exemplo, que o setor foi responsável por 65% de todo o investimento realizado no País, entre 1980 e 1996, marca que alcançaria o patamar de 70%, já em 1999. Com relação ao PIB detinha, em 2001, 15,6%, sendo um montante entre 6 e 9% apenas para as obras de edificações residenciais.

Contudo, tamanho desempenho denota um alto consumo de recursos, não só financeiros, mas, principalmente naturais. Segundo John (2001), a Construção Civil é responsável por consumir de 20 a 50% dos recursos explorados anualmente. Consoante a estes números a geração de resíduos é igualmente superlativa.

Do total de resíduos sólidos originados pelas economias mundiais, o RCD totaliza, em média, 40% do volume (Cabral, 2007). Outros autores comentam que tal percentual, nas regiões com mais de 500 mil habitantes, pode alcançar a ordem de 50% (Pinto, 1999; Freitas *et. al.*, 2003; Sardá e Rocha, 2003). Cabral (2007) cita que, em 1992, a Construção Civil na comunidade europeia produzia cerca de 50 milhões de toneladas de resíduos, 60 milhões nos Estados Unidos e 12 milhões no Japão. Segundo Hansen (1992), a maior parte desses rejeitos é disposta inadequadamente, ocasionando sérios problemas para os gestores públicos.

Poon (2007) relata que, em Hong Kong, são geradas 20 milhões de toneladas de RCD ao ano (perfazendo 38% de todo o resíduo produzido), dos quais 88% são dispostos nas áreas públicas, sendo os demais 12% remetidos aos aterros sanitários. O autor comenta ainda que o volume de material produzido pela Construção Civil é de quatro a cinco vezes o volume gerado por domicílios, comércio e indústrias.

No Kuwait, Kartam *et al.* (2004) relatam que 58% do total de resíduos gerados são oriundos das atividades de construção e demolição, sendo que, cerca de 90% destes são dispostos inadequadamente.

Na Austrália, segundo Terry (2004), as autoridades locais apontam uma produção anual de RCD de 15 milhões de toneladas, o que significaria 37% do total de resíduos. Nos grandes centros australianos, o RCD seria algo em torno de 11 a 15% de todo o resíduo deixado nos aterros sanitários.

No Reino Unido, segundo Broviak (2005) e Dhir *et al.* (2004), são produzidos 109 milhões de toneladas de RCD anualmente, totalizando 60% de todo o resíduo sólido. Dados apontam que o país produz cerca de 165 milhões de toneladas ao ano de agregados naturais, o que leva o total de resíduos corresponder a 66% deste valor. Por outro lado, apenas 25% de todo o agregado empregado é oriundo de reciclagem, sendo que 65% são aproveitados como material de sub-base de pavimentos e 17% na produção de asfalto (Barritt, 2006).

O alto grau na geração de resíduo por parte das atividades de construção e demolição seria devido, dentre outros fatores, a deficiências nas tecnologias empregadas, baixa qualidade da mão-de-obra, detalhamento insuficiente dos projetos e uso de produtos com defeitos. Lauritzen (1994) *apud* Kartam *et al.* (2004) comenta que, ao longo da construção de uma edificação, são gerados em torno de 10 a 50kg de resíduos por metro quadrado de pavimento construído.

Outro fator que leva a uma maior produção de RCD é a necessidade de demolição de edificações, seja por uma questão técnica (fim de vida útil) ou por questão social (mudança pela necessidade dos usuários). Lauritzen (1994) cita, também, um exemplo, onde a produção de uma a duas toneladas de resíduos pode ser gerada por metro quadrado de pavimento demolido. Ângulo (2000) aponta que de 50 a 81% de todo o RCD tem origem em demolições, em especial na Europa (Lauritzen, 1994), com mais de 50% de participação. Nos Estados Unidos 48% do RCD são oriundos de demolições. Em Hong Kong a maior parcela é por conta de construção (Poon *et al.*, 2001).

Na Tabela 1, a seguir, apresenta-se a estimativa de geração de RCD em alguns países, inclusive no Brasil, segundo dados apresentados em John (2000) *apud* Ulsen (2006). A Tabela 2, por sua vez, indica dados da União Européia (1999). A análise das duas tabelas demonstra coerência entre os valores dos dois autores. Uma conclusão pode ser obtida da Tabela 2: a produção anual de RCD está relacionada ao produto interno bruto dos países europeus, podendo-se, então, inferir que para maiores valores do PIB tem-se uma maior geração de resíduos. A análise pode ser mais bem visualizada com auxílio da Figura 6.

País	Quantidade (kg/hab)	Período considerado
Suécia	140 – 680	1996
Holanda	820 – 1.300	–
Estados Unidos	460 – 590	1996
Inglaterra	880 – 1.120	1995 – 1996
Bélgica	730 – 3.360	1990 – 1992
Dinamarca	440 – 2.010	–
Itália	600 – 700	–
Alemanha	960 – 3.660	1994 – 1996
Japão	780	1995
Portugal	320	anual (exclui solos)
Brasil	230 – 660	anual (algumas cidades)

Tabela 1 – Estimativa da geração de RCD.
Fonte: John (2000) *apud* Ulsen (2006).

País	Ano	População em 1997 (milhões de hab.)	PIB (bilhões de dólares/ano)	PIB per capita (US\$/hab/ano)	Geração de RCD (milhões de toneladas)	Geração per capita de RCD (kg/hab/ano)
Alemanha	1994 – 1996	82	2.100,00	26.570,00	300	3660
Reino Unido	1996	58,9	1.400,00	21.410,00	67	1140
Holanda	1996	15,6	381,00	24.780,00	20,2	1295
Bélgica	1990 – 1992	10,2	248,20	25.380,00	34,6	3390
Áustria	1997	8,1	211,80	26.830,00	26,4	3260
Dinamarca	1996	5,3	174,90	33.040,00	10,7	2020
Suécia	1996	8,8	226,50	25.580,00	5,9	670
Finlândia	1997	5,1	123,50	24.280,00	9,4	1840
Irlanda	1995 – 1997	3,7	81,90	18.710,00	1,9	515

Tabela 2 – Geração de resíduos em alguns países da União Européia.
Fonte: EC (1999) *apud* Ulsen (2006).

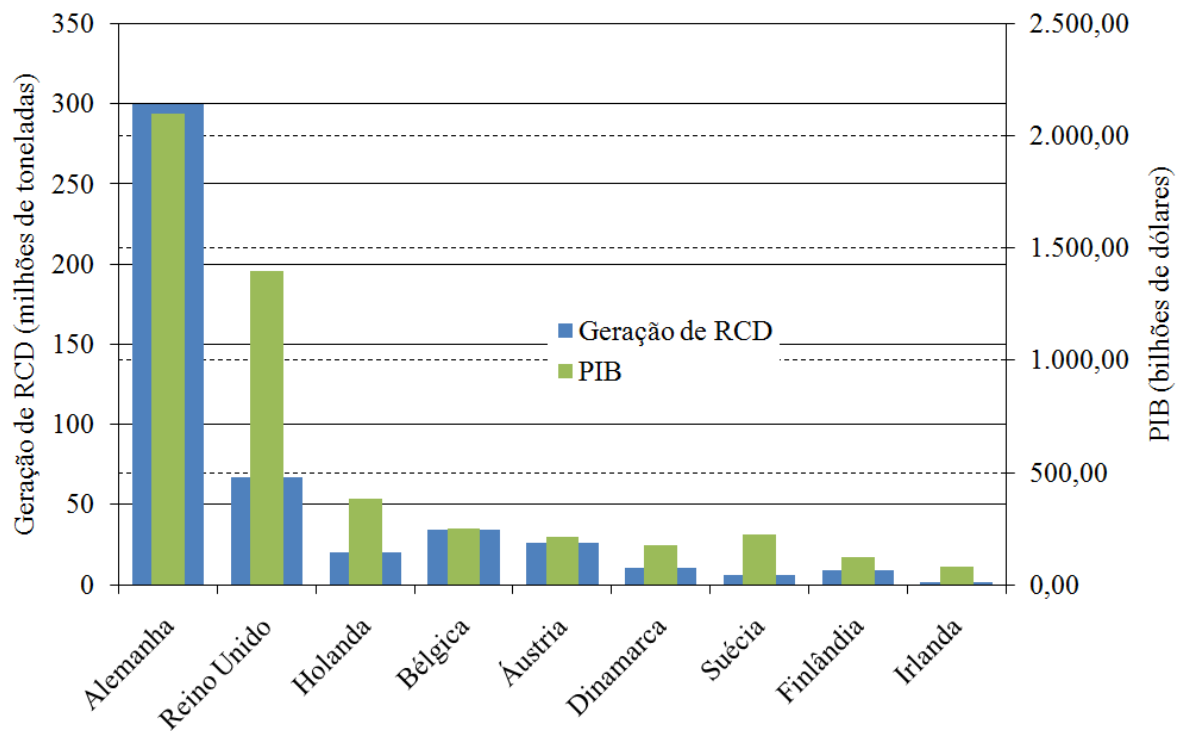


Figura 6 – Relação entre o PIB e Geração de RCD em países da União Européia.

No Brasil, estima-se que 50% dos resíduos sólidos são oriundos de construções e demolições (Pinto, 1999; Freitas *et al.*, 2003; Sardá e Rocha, 2003), sendo as proporções praticamente iguais para cada uma das duas atividades (Ângulo, 2000). Deste total de RCD, em torno de 65% tem origem mineral, 13% de madeira, 8% de plástico e 14% de outros materiais (Cabral, 2007). Brito (1998) e Carneiro *et al.* (2001a; 2001b) citam que a porção mineral do resíduo brasileiro chega a 90% de proporção em massa. As construtoras geram entre 20% e 25% dos resíduos, e as obras de autoconstrução perfazem o restante, segundo Vieira (2003), o que dificulta ainda mais o controle da disposição final do RCD.

Na Tabela 3 é possível observar a produção de RCD em alguns municípios brasileiros, bem como a geração per capita, enquanto a Figura 7 relaciona a produção per capita do resíduo ao PIB dos municípios. Conclui-se, pela análise conjunta da tabela e figura citadas que, de uma maneira geral, os maiores produtores de RCD são municípios com PIB mais baixos, sendo divergente com os dados apresentados para os países anteriormente enumerados.

Municípios	População (milhões de habitantes)	Geração de RCD (t/dia)	Geração per capita de RCD (kg/hab/dia)	PIB (em bilhões de R\$) ⁽⁴⁾
Campinas-SP ⁽¹⁾	0,85	1.258	1,48	10,82
Jundiaí-SP ⁽¹⁾	0,29	712	2,46	6,00
Ribeirão Preto-SP ⁽²⁾	0,46	1.043	2,27	4,02
Santo André-SP ⁽¹⁾	0,63	1.013	1,61	7,71
São José dos Campos-SP ⁽¹⁾	0,50	733	1,47	13,60
Belo Horizonte-MG ⁽²⁾	2,01	1.200	0,60	18,62
Florianópolis-SC ⁽¹⁾	0,28	636	2,27	3,33
Maceió-AL ⁽³⁾	0,70	1.100	1,57	4,05
Salvador-BA ⁽²⁾	2,2	1.700	0,77	10,98
Vitória da Conquista-BA ⁽¹⁾	0,24	310	1,29	0,82

(1) Xavier e Rocha (2001)

(2) Leite (2001)

(3) Vieira (2003)

(4) IBGE (2002)

Tabela 3 – Geração de RCD de alguns municípios brasileiros.

Fonte: Adaptado de Xavier e Rocha (2001) e Vieira (2003).

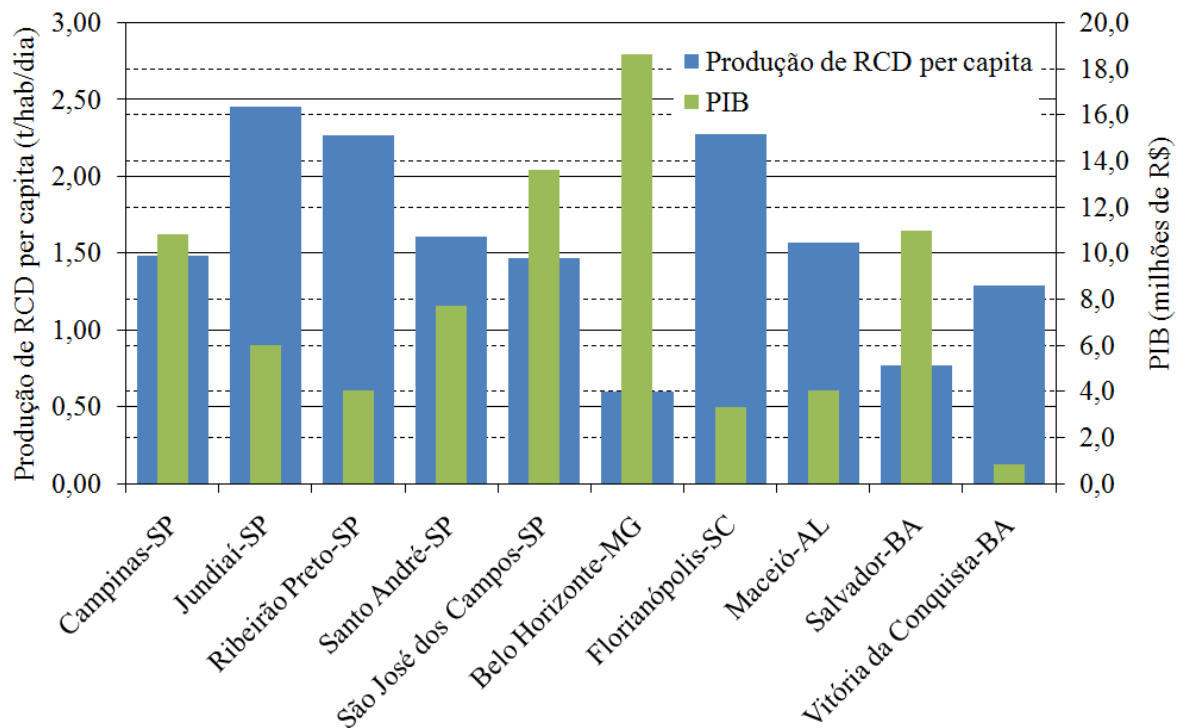


Figura 7 – Produção de RCD per capita e PIB de alguns municípios brasileiros.

2.3 Impactos Ambientais Relativos ao RCD

O crescimento populacional tem suscitado o aumento das atividades da Construção Civil, pela necessidade de desenvolvimento de infra-estrutura eficaz visando assegurar condições de conforto para os habitantes. Uma vez que existe incremento no número de obras

há, como conseqüência, maior exploração de recursos naturais e geração de resíduos. Estes dois fatores conjuntamente motivam um profundo impacto ambiental.

Observando-se somente a questão da obtenção de materiais para as construções conclui-se que esta atividade implica em grandes intervenções no meio ambiente. Para se obter agregados, por exemplo, faz-se necessário a abertura de pedreiras ou a retirada de material do leito de rios, que culminam em assoreamento, enchentes, erosões e deslizamentos (Lima, 2005).

Bastos Filho (2005) aponta ainda que a exploração de jazidas, além de comprometer a paisagem natural, pode levar a infertilidade do solo, erosões e desmatamento, acarretando uma política ambiental que limita a atividade técnica. A estes fatores podem ser acrescentados ruídos gerados pelas explosões, poeira liberada à atmosfera, interferindo nas regiões adjacentes.

John (2000) comenta que no Japão a Construção Civil é responsável por consumir cerca de 50% dos materiais que circulam na economia. Sijostrom (2000) *apud* Ribas (2008) relata que na União Européia 40% do total de energia consumida e 30% das emissões de CO₂ têm origem no referido setor.

No Brasil, do total de recursos naturais extraídos, de 20 a 50% são consumidos pela indústria da construção (Alavedra *et al.*, 1997), estimando-se um consumo em torno de 210 milhões de toneladas apenas para a produção de argamassas e concretos (John, 2000). Ribas (2008) aponta que 70% da brita consumida no País é usada em concretos, enquanto 30% é empregada em misturas asfálticas. Bastos Filho (2005) relata que a exploração de agregados no Brasil não é maior por conta do baixo incentivo à habitação popular e das questões ambientais.

Ribas (2008) também expõe o caso do município de Manaus, onde utiliza-se como agregados a brita de granito (pedreiras de Presidente Figueiredo) e o seixo rolado. A atividade

de remoção deste material aluvionar causa na região, além da destruição de ecossistemas do fundo dos rios amazônicos, desmatamento das margens dos cursos d'água, visando facilitar o acesso das máquinas, bem como revolvimento e turbilhonamento da água das margens e fundo, por conta da movimentação das balsas e rebocadores.

No tocante à geração de resíduos, uma questão das mais relevantes diz respeito à deposição dos mesmos. Quando não há um controle rígido relativo ao local correto de dispensação do RCD, os mesmos culminam por serem abandonados em terrenos baldios, áreas baixas, margem de estradas e cursos d'água (Figura 8 e Figura 9). Nestas condições, tal material pode ocasionar riscos à saúde e à segurança pública, por conta de enchentes, assoreamento de cursos d'água e pontos de proliferação de animais nocivos (Lima, 2005).



Figura 8 – Disposição clandestina de RCD na Rua Belo Horizonte, Bairro do Aleixo, em Manaus. Fonte: Cedida pelo Eng. Marcelos Marcião, SEMOSBH/PMM, 2006.



Figura 9 – Disposição clandestina de RCD no Bairro Nova Cidade, em Manaus.
Fonte: Cedida pelo Eng. Marcelos Marcião, SEMOSBH/PMM, 2006.

Não obstante a esses fatores, a EPA (*Environmental Protection Agency*) apontou em 1995, de acordo com estudos realizados nos Estados Unidos, a existência de substâncias nocivas e potencialmente poluidoras nos RCD, sendo a maioria dos casos, em teores muito acima dos tolerados pelas especificações. Dentre os elementos que foram encontrados e que apontavam riscos podem-se citar o cimento amianto e pinturas à base de chumbo (Ângulo, 2005), que são prejudiciais mesmo em pequenas quantidades.

No Brasil a prática mais usual é a deposição dos resíduos em aterros específicos ou mesmo na própria obra (Ribas, 2008). Aliado a esta solução não se tem observado preocupações, no que tange aos processos de lixiviação e contaminação de cursos d'água sub-superficiais. Alguns materiais, como o gesso, que libera o gás sulfídrico (H_2S), podem liberar gases nocivos, segundo Eun *et al.* (2007).

Ângulo (2005) ressalta também que a presença de materiais plásticos, tintas, óleos, asfaltos e madeiras podem contaminar o aterro com RCD. Há, igualmente, a possibilidade de contaminação por ferro e manganês e o risco de incêndios por conta da deterioração de substâncias orgânicas.

2.4 Aspectos Legais Referentes ao RCD

Analisando a lei máxima brasileira — a Constituição Federal (1988), observa-se uma preocupação legislativa com a conservação ambiental, tendo-se uma série de trechos dedicados ao tema. Destaca-se o Artigo 255º que afirma “todos têm direito ao meio ambiente ecologicamente equilibrado, bem de uso comum do povo e essencial à sadia qualidade de vida, impondo-se ao poder público e à coletividade o dever de defendê-lo e preservá-lo para as presentes e futuras gerações”.

No Artigo 23º, a carta magna trata da competência comum de União, Estados, Distrito Federal e Municípios, ou seja, todas as entidades federativas, com relação à proteção de “paisagens naturais notáveis e os sítios arqueológicos” (Inciso III), “proteger o meio ambiente e combater a poluição em qualquer de suas formas” (Inciso VI) e “preservar as florestas, a fauna e a flora” (VII).

No Artigo 24º, por sua vez, atribui-se poder de legislar aos referidos entes no que tange a “florestas, caça, pesca, fauna, conservação da natureza, defesa do solo e dos recursos naturais, proteção do meio ambiente e controle da poluição” (Inciso VI), a “proteção ao patrimônio histórico, cultural, artístico, turístico e paisagístico” (Inciso VII) e a “responsabilidade por dano ao meio ambiente, ao consumidor, a bens e direitos de valor artístico, estético, histórico, turístico e paisagístico” (Inciso VIII).

Porém, no Artigo 30º atribui-se a primeira responsabilidade aos Municípios, designando-se a eles a “organização e prestação de serviços públicos de interesse local”.

Assim, cabe a esta entidade a prerrogativa de legislar sobre o gerenciamento dos resíduos sólidos, com base nos princípios legais citados.

No que tange especificamente ao RCD, a primeira regulamentação nacional deve-se ao Conselho Nacional de Meio Ambiente (CONAMA) em sua Resolução N^o. 307/02. Nesse documento o órgão estabelece diretrizes, critérios e procedimentos para a gestão dos resíduos de construção, onde fica bem clara a responsabilidade do gerador sobre os resíduos por ele produzidos. O primeiro aspecto a ser encarado neste documento é a classificação que o mesmo impõe aos resíduos gerados pelas construções e demolições (Artigo 3^o), dividindo-os em classes, que tem como critério o potencial de reutilização dos mesmos. A Tabela 4, a seguir, apresenta as classes, sua descrição e alguns exemplos. No que tange à Pavimentação, alvo deste trabalho, apenas a Classe A poderia ser empregada para a produção de agregados por conta de características peculiares que serão mais bem compreendidas ao longo do texto.

Classe	Descrição	Exemplos
A	Resíduos reutilizáveis ou reciclados para atividades de construção	Agregados provenientes de construções, demolições, reformas e reparos de pavimentação, edificações e peças pré-moldadas de concreto.
B	Resíduos reutilizáveis ou reciclados para outras destinações	Plásticos, papelão, metais, vidros, madeira e outros.
C	Resíduos para os quais ainda não foram estabelecidas destinações	Produtos oriundos do gesso
D	Resíduos perigosos	Tintas, solventes, óleos, ou aqueles oriundos de demolições, reparos ou reformas de clínicas radiológicas, instalações industriais e outros.

Tabela 4 – Classes de Resíduos.

Fonte: Resolução N^o. 307 do CONAMA (2002).

Cabe informar que apesar da resolução do CONAMA exemplificar na tabela a Classe C os produtos oriundos do gesso como sendo resíduos para os quais a destinação ainda não fora definida, o trabalho de Freitas (2010), por exemplo, faz uso deste material em misturas asfálticas.

Outros aspectos importantes da Resolução N^o. 307/02 são: a necessidade de classificação dos resíduos quanto ao seu potencial de reutilização e reciclagem, proibição de disposição do RCD em aterros destinados aos resíduos domiciliares (Artigo 4^o), a obrigatoriedade de elaboração de Plano Integrado de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil que deve incorporar o Programa Municipal de Gerenciamento de Resíduos da Construção Civil, a responsabilidade do Município, e os Planos de Gerenciamento dos geradores de resíduos (Artigo 5^o).

Conforme a citada Resolução, os projetos de gerenciamento devem estabelecer procedimentos para manejo e destinação adequada dos resíduos gerados. Para isso, faz-se necessário proceder a uma caracterização e quantificação daquilo que é produzido, seguida de uma triagem. Recomenda-se que tais materiais sejam posteriormente confinados até o momento do transporte que o levará à sua destinação final. Outro aspecto do mesmo documento é a proibição de que os Municípios depositem o RCD em aterros sanitários, cursos d'água, "bota-foras", encostas, lotes vagos ou áreas protegidas por lei. A medida visa uma destinação mais controlada por parte dos geradores, atribuindo ao ente federativo a função de realizar a fiscalização dessa prática.

A Resolução N^o. 307/02 recomenda ainda que o RCD deve ser reutilizado ou reciclado na forma de agregado ou encaminhado para áreas de aterro específico de modo a ser utilizado futuramente. A destinação deve ser prevista por quem produz o resíduo, por meio do Plano de Gerenciamento (citado anteriormente), que deve ser submetido ao licenciamento de órgãos competentes.

2.5 Agregados de RCD para Manaus

Em Manaus, a prática de utilização de RCD ainda é bastante tímida. Não existe uma legislação específica que obrigue seu emprego pelas construtoras, com exceção da própria

Resolução N^o. 307/02 do CONAMA. Em respeito à legislação vigente, o Município realiza a coleta dos resíduos por meio de empresas prestadoras de serviços, cadastradas pelo Instituto de Proteção Ambiental do Amazonas (IPAAM), que utilizam caminhões com caçamba aberta e “poliguinchos” (Ribas, 2008). O material recolhido é levado ao aterro administrado pela Secretaria Municipal de Limpeza (DEMULP), localizado na rodovia AM-010, KM 19.

Por conta da carência de dispositivos que incentivem a reutilização ou a reciclagem, poucas são as ocorrências desta prática no Município. Desde 1998, apenas uma empresa trabalha com a produção de agregados de RCD. A mencionada empresa opera no ramo de construção civil, locação de equipamentos e coleta de entulhos, sendo a primeira no país a atuar neste ramo com capital exclusivamente privado (Ribas, 2008). Em sua política inicial, a produção era para consumo próprio. Atualmente, produz por encomenda ao custo de R\$ 75,00 o metro cúbico do RCD (dado de agosto de 2008).

Em um trabalho de suma importância para a capital do Estado do Amazonas, Ribas (2008) buscou a caracterização do resíduo de obras residenciais de multipavimento para seu beneficiamento como agregado, visando a utilização em concreto sem função estrutural, analisando os fatores que influenciam sua produção e qualidade para a reciclagem. Para tal, foi definida uma região no município em que estivessem sendo realizado um número expressivo de obras no padrão estabelecido pela autora e, dentro deste universo, aquelas que estivessem na fase de alvenaria e acabamento (reconhecidamente mais geradoras de resíduos). Em seguida, foi estabelecido um método de amostragem e seguiu-se aos ensaios de caracterização.

Foi possível observar, pelas análises de resultados das coletas, que a porcentagem de ocorrência dos resíduos, dentro das obras, era influenciada pelos retrabalhos, adequações ao projeto e pela má execução dos serviços. A demolição de paredes prontas, por exemplo, levava a maiores concentrações de RCD com argamassa aderida, em especial nos fragmentos

de tijolos, o que dificultava o processo de reciclagem e comprometia a resistência do concreto constituído por estes agregados.

Os resíduos não mostraram necessidade de processo de britagem para adequação de granulometria ao uso em concreto, exceto no caso de resíduos contendo tijolos. Nestes, foi observada a necessidade de adequar as frações a uma geometria cubóide dos grãos. Quanto aos fragmentos de blocos de concreto, devido à sua fragilidade, o ideal seria utilizá-los na fração miúda.

Analisando a massa específica, Ribas (2008) concluiu que todas as obras estudadas produziram o mesmo tipo de resíduo, e que as fases de alvenaria e acabamento geram materiais de mesma composição mineralógica. Essa conclusão, segundo a autora, favoreceria o uso destes agregados, uma vez que permite maior aproveitamento do resíduo, mesmo pertencendo a obras distintas.

Por fim, Ribas (2008) propõe algumas diretrizes para que o RCD possa ser aproveitado em concretos para fins não-estruturais. Primeiramente, deve ser adotado um processo de demolição que permita a separação dos resíduos por componente, bem como a alocação destes em um ponto específico, levando em conta essas diferenças. Os resíduos que não forem indicados para reciclagem ou reutilização (ferros, madeira, etc), ou que tenham destinação final mais complexa (gesso), devem ser separados para poderem ser empregados em fins específicos. Os fragmentos de blocos de concreto devem ser utilizados para gerar novos blocos e, os de tijolos, podem vir a compor concreto estrutural, desde que observada à resistência destes agregados.

2.6 Uso do RCD na Pavimentação

No campo da pavimentação, tem-se difundido a cultura de reutilização de resíduos do processo construtivo, em especial, a partir da década de 1990, com o desenvolvimento de técnicas de fresagem. Tal técnica visa retirada de camada asfáltica que pode ser reincorporada

à estrutura do pavimento como material granular, nas estabilizações de solos (subcamadas). Outra forma de reaproveitamento que vem sendo enfatizada nos últimos anos no meio científico é o uso de RCD, em especial oriundo de concreto, como agregados em misturas asfálticas — sendo alvo desta pesquisa, e como material granular em subcamadas do pavimento.

Sob quaisquer aspectos, o uso de agregados reciclados em substituição ao agregado natural representa uma economia nas obras de pavimentação, dado o alto custo de transporte desde aos centros consumidores. Nos Estados Unidos, por exemplo, mensura-se uma economia de 30% em relação à brita graduada simples (Leite, 2007).

Por outro lado, a extração de agregados em pedreiras gera impacto ambiental: destroem ecossistemas, impactam vizinhanças em raios de dezenas de quilômetros e são atividades de grande risco. Em 2004, segundo dados do DNPM (2005), o Brasil produziu 172,4 milhões de toneladas de areia e rocha britada, sendo que destinados à pavimentação correspondeu cerca de 20% do total (Leite, 2007).

Tome-se como referência que, para um revestimento com 10 cm de espessura em uma via de 7 m de largura, o consumo de agregado graúdo na mistura asfáltica seria estimado em 981 t por quilômetro pavimentado. Isso sem contar possíveis subcamadas granulares. Calcule-se o impacto desse valor: para um total de 1.282.000 km rodovias não pavimentadas pertencentes às redes municipais brasileiras (COPPEAD, 2007), um plano de pavimentação dessas vias, programado para 30 anos, demandaria em torno de 42 milhões de toneladas de agregados graúdos por ano, apenas para o revestimento.

No caso do município de São Paulo, que possui 3.000 km de ruas e avenidas não pavimentadas, o valor seria em torno de 98 mil toneladas por ano. Pensando nesta questão, a Prefeitura Municipal de São Paulo criou um decreto que, desde 2006, obriga o uso de agregados reciclados nas obras e serviços de pavimentação pública no município.

2.6.1 Experiência Internacional

Em todo o mundo, os estudos do emprego de material reciclado em obras civis encontram-se bem difundidos. A maior parte dos trabalhos tem início em meados da década de 1980, embora a divulgação dos resultados tenha ocorrido após 1990. Na Holanda, as primeiras experiências datam da década de 1970, embora não tenham sido encontradas fontes que relatem estudos àquela época.

O'Mahony e Milligan (1991) descrevem pesquisa realizada no Reino Unido que visava estudo laboratorial de caracterização de resíduos britados de concreto e alvenaria para camadas de sub-base. Tal estudo vislumbrava a possível necessidade de alternativas para o futuro, por conta do aumento da demanda de agregados. Os resultados demonstraram viabilidade do uso de ambos os resíduos, uma vez que o comparativo dos ensaios de CBR (*California Bearing Ratio*) de misturas de solo com agregados de resíduo de alvenaria e concreto eram similares às mesmas misturas com brita calcária. Todavia, os autores observaram que o desempenho era menor quando se usava o agregado de alvenaria, por conta da maior variabilidade dos materiais.

O FHWA (*Federal Highway Administration*) relatou no fim da década de 1990, o uso de agregados de concreto como material granular para emprego em bases e sub-bases (FHWA, 1997). Em seus relatórios, pelo menos 20 estados norte-americanos são citados como adeptos ao uso de agregados reciclados.

Bennert *et al.* (2000) apontam estudos realizados em Nova Jersey para verificação da potencialidade do uso de agregados obtidos de concretos nas construções de bases e sub-bases. O material foi misturado com brita graduada, nas mais diversas proporções, e realizado ensaio de compressão triaxial dinâmica, para obtenção de Módulo de Resiliência e deformações permanentes. Com relação ao módulo, as misturas obtiveram valores maiores

que a brita graduada simples, mas, por outro lado, apresentaram maiores deformações permanentes.

Kuo *et al.* (2001) cita estudo do FDOT (*Florida Department of Transportation*) para desenvolvimento de metodologias e especificações, objetivando o reaproveitamento de agregados reciclados de concreto em pavimentos. A pesquisa buscou incentivar o uso dos agregados resultantes do concreto de cimento em camadas de pavimentos rígidos.

Chini *et al.* (2001) tratam dos resultados oriundos da pista experimental construída na UCF (*University of Central Florida*), tendo seções de pavimentos rígidos e flexíveis, contendo agregados reciclados de concreto no revestimento (dos pavimentos rígidos) e na base, bem como as compara com seções compostas com material natural (seção controle). Após 363.000 ciclos não foram observadas, nas seções com pavimento flexível, trincas ou fissuras de fadiga, e tais seções mostraram desempenho superior àquelas confeccionadas com material reciclado. No pavimento rígido, a resistência à ruptura do concreto (28 dias) da camada de revestimento das seções controle foi superior ao das seções com material reciclado.

Na Austrália esta temática é estudada desde o início da década de 1990 (Nataatmadja e Tan, 2001 *apud* Leite, 2007), onde agregados reciclados provenientes de concretos e com diferentes resistências à compressão, são avaliados quanto à resiliência. Os resultados demonstraram que a resistência do concreto influencia tanto o módulo como a deformação permanente, sendo que a granulometria foi o fator preponderante, ou seja, quanto mais bem graduada a distribuição, melhor a resposta.

Molenaar e Van Niekerk (2002) avaliaram a influência da graduação e do grau de compactação de agregados reciclados de alvenaria em camadas granulares de pavimentos na Holanda. Os resultados foram interessantes, uma vez que o grau de compactação (que pode

ser controlado em campo) foi um fator mais decisivo que a granulometria (que tem maior variabilidade) no desempenho mecânico.

Em Hong Kong, Poon e Chan (2006) realizaram uma pesquisa com o objetivo de viabilizar o uso de agregados reciclados de concreto e de agregados mistos (origens diversas) em sub-bases. A caracterização demonstrou que os reciclados apresentam maior umidade ótima e menor peso específico aparente seco máximo em comparação com as britas graduadas. Este fato era esperado tendo em vista o menor peso e o maior potencial de absorção do material alternativo. Nos ensaios mecânicos, os agregados de concreto apresentaram maiores valores de CBR, quando comparados aos mistos.

Pelo exposto, conclui-se que a maior parte dos estudos internacionais vislumbrou o emprego do material reciclado nas subcamadas dos pavimentos, na maioria flexíveis, ou nos revestimentos dos pavimentos rígidos. Especificamente relativo às misturas asfálticas, os estudos são bastante restritos, com pouquíssimos trabalhos na literatura técnica pesquisada.

2.6.2 Experiência Brasileira

Enquanto no exterior as experiências com uso de resíduos sólidos da construção civil são atinentes à década de 1970, no Brasil o primeiro relato refere-se ao ano de 1984 (Leite, 2007). Trata-se da Rua Gervásio da Costa, na capital paulista, onde a Prefeitura Municipal de São Paulo (PMSP) empregou RCD na camada de reforço do subleito, obtendo desempenho bastante satisfatório, segundo avaliações tanto executivas como de controle pelo Instituto de Pesquisas Tecnológicas (IPT), como afirmam Bodi *et al.* (1995). O reforço era composto por solo, pedaços de tijolos, telhas de barro cozido, blocos de concreto, argamassa, ladrilhos cerâmicos, concreto, madeira e plástico. Já no início da década de 1990, estudos realizados, ainda em São Paulo, corroboraram o uso dos RCD para fins de pavimentação, segundo os mesmos autores.

Em Belo Horizonte, desde 1996, a prefeitura vem empregando RCD em camadas de base e sub-base de pavimentos urbanos, como afirma Fernandes (2004). No citado município, a prefeitura é proprietária de três estações de reciclagem destes resíduos, que produzem agregados dos tipos A (compostos por RCD oriundos de concretos e argamassas) e B (de composição mista). Conforme o autor, nos primeiros anos, o dimensionamento destas vias foi baseado substancialmente na experiência dos engenheiros da prefeitura mineira.

Fernandes (2004) estudou, além disso, agregado de RCD proveniente do Rio de Janeiro e Belo Horizonte. A pesquisa abordou o uso destes nas camadas de base, sub-base e reforço do subleito, em comparação com materiais tradicionais. As análises dos módulos resilientes demonstraram que a composição do agregado reciclado é mais importante do que a sua granulometria e energia de compactação. Em comparação aos agregados convencionais, o RCD apresentou menores valores de MR. Por outro lado, quanto às deformações permanentes, foi concluído que a granulometria e o grau de compactação são fatores de maior influência, e o desempenho mecânico das misturas com RCD mostraram-se superiores ao das misturas com os agregados convencionais.

O autor avaliou também o impacto ambiental ao subsolo, possivelmente gerado pela adoção destes resíduos: a) nos ensaios de lixiviação não foram detectados problemas no seu uso; b) os ensaios de solubilização demonstraram que tais agregados não poderiam ser considerados inertes, por conta dos teores de alumínio, fênóis e selênio, superiores aos limites estabelecidos. Porém, no caso de Manaus, os lençóis freáticos se encontram abaixo do nível do terreno e sempre se projetam pavimentos protegendo-os da ação da água, o fato não inviabilizaria o uso desse material.

Em Florianópolis, Trichês e Kryckyj (1999) pesquisaram a respeito da estabilização de dois solos (um argiloso e outro areno-siltoso) com RCD de duas origens: o primeiro oriundo de concretos, argamassas e gesso, e o segundo proveniente de tijolos, telhas e cerâmica.

Realizaram ensaios com os solos naturais, com os resíduos e em misturas solo-resíduo. Os resultados do CBR demonstraram expansão nula para as misturas com RCD e redução em relação ao solo natural nas misturas solo-resíduo. Os valores de suporte (CBR) foram maiores para as todas as misturas em relação ao RCD. Os autores concluíram que a maior compacidade obtida aconteceu pela adição da parcela fina do solo aos RCD, proporcionando maior capacidade de suporte.

Na Bahia, estudos semelhantes realizados por Carneiro *et al.* (2001) buscaram viabilizar o emprego de frações graúda e miúda de RCD na estabilização de solos. Os resultados foram bastante satisfatórios, demonstrando que os resíduos gerados em Salvador poderiam contemplar o uso como agregados na composição de subcamadas granulares de pavimentos.

Moreira *et al.* (2006) avaliaram três anos de operação de uma pista experimental construída em 2003, em Uberlândia, sendo sua base construída com RCD. Essa pista fora resultado de estudos iniciados em 2000, fruto de uma parceria entre a Universidade Federal de Uberlândia (UFU) e a Secretaria de Serviços Urbanos do Município. Apesar da solicitação expressiva da via, que serve ao aterro sanitário local, não foram observados defeitos.

Ribeiro *et al.* (2002) estudaram o uso de RCD em Goiânia, onde concluíram sua viabilidade como agregados destinados à pavimentação. A pesquisa contemplou a análise dos RCD e de sua mistura com solos. Todo o material foi britado em laboratório, visando enquadramento nas faixas prescritas pelo então Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER).

Mendes *et al.* (2004) realizaram estudos em Goiânia, entre 2003 e 2004, que viabilizaram a construção de um trecho experimental de 50 metros, com RCD nas camadas de base e sub-base. A pista usada serve de acesso a caminhões da Central de Abastecimento de Águas do município, atendendo, portanto, a um tráfego bastante pesado. Todo o estudo foi

baseado na avaliação de método de controle de compactação mais viável para pavimentos construídos com estes materiais, dentre os quais o frasco de areia, o densímetro nuclear e o pressiômetro Pencil. Dos resultados concluem que o controle dos parâmetros de compactação (umidade e peso específico aparente seco), empregando o densímetro nuclear, levou a valores mais altos que os obtidos por secagem em estufa e frasco de areia. Quanto à deformabilidade, obtida pelo uso do pressiômetro Pencil, indicou-se o módulo de recarregamento e a pressão limite como parâmetros importantes para o controle de desempenho.

Motta (2005) comparou o desempenho mecânico de misturas com RCD a misturas com cal, cimento e brita graduada, em condições similares, quanto ao CBR, Módulo de Resiliência, resistência à compressão diametral e resistência à compressão simples, variando-se o tempo de cura. Os resultados demonstraram, baseado nos valores de CBR, grande influência do tempo de cura para todas as amostras, em relação às amostras virgens, com vantagem para aquelas com RCD sobre a brita graduada. Para os ensaios de compressão, o tempo de cura se mostrou de pouca relevância, concernente a ambos os agregados. Quanto ao Módulo de Resiliência observou-se: desempenho diferenciado das misturas com RCD, cal e cimento, e que os valores aumentaram, para uma mesma tensão desvio, em mais de 10 vezes relativo ao agregado virgem (sem adição de cal ou cimento).

2.6.3 Experiência no Amazonas

No Estado do Amazonas destacam-se os trabalhos do Grupo de Geotecnia (GEOTEC) da Universidade Federal do Amazonas (UFAM), utilizando o RCD como constituinte da camada de revestimento e subcamadas de pavimentos asfálticos. Em todos esses estudos, corroborando com a presente pesquisa, justifica-se o uso do material alternativo pela histórica carência de material granular, advinda da geologia regional que acarreta elevado custo de transporte desse material. O uso do RCD, em consonância com todos os trabalhos realizados, representaria uma alternativa técnica-ambiental ao material natural.

Em suas pesquisas iniciais, relatadas por Frota (2003), o GEOTEC baseou-se nos trabalhos descritos em Zoedan (1997) e Ângulo (2000) de modo a selecionar o material mais adequado para uso em Pavimentação. O RCD utilizado nessa pesquisa foi adquirido de uma empresa local que trabalha no recolhimento de material oriundo de construções e demolições. A metodologia empregada pela referida empresa consistem em: 1) coletar o material nas obras do município de Manaus; 2) depositar todo o material recolhido em uma área aberta e ampla, possibilitando uma boa visualização do mesmo (Figura 10); 3) inspecionar visualmente os resíduos, sendo separada a fração composta por peças estruturais (vigas, pilares, lajes, etc) e recolhida madeira, armaduras, gesso, vidro, cerâmica, sendo tolerável uma pequena quantidade de tijolos e argamassa (Figura 11 a Figura 13); 4) retirar o resíduo a ser britado; 5) separar o material que segue para o aterro sanitário, composto especialmente de resíduos orgânicos, como madeira e folhas (Figura 14). A outra fração – composta de gesso, vidro, cerâmica e armaduras (Figura 15) – foi empregada em outras formas de reciclagem ou para fins não estruturais; 6) britar segundo as frações granulométricas desejadas.

Atualmente, em consulta realizada ao fornecedor, são oferecidas quatro frações do agregado reciclado (brita 0 a 3), além de pedrisco e pó de pedra. Todavia, para uma maior aproximação da granulometria do seixo rolado comum na região, o GEOTEC adotou uma curva granulométrica bastante próxima do agregado aluvionar.

Em Frota *et al.* (2003b) estudou-se o emprego de RCD em misturas solo-agregado, visando estabilização granulométrica de solo argiloso típico de Manaus. Foram confrontadas com as misturas solo-brita de granito. Variou-se a porcentagem e a granulometria dos agregados. Determinou-se a resistência à compressão simples (RCS) e CBR do solo natural e das misturas.



Figura 10 – Resíduos de demolição reunidos para seleção.
Fonte: Cedida GEOTEC/UFAM, 2001.



Figura 11 – Seleção visual do material desejável para britagem.
Fonte: Cedida GEOTEC/UFAM, 2001.



Figura 12 – Detalhe do material desejável para britagem.
Fonte: Cedida GEOTEC/UFAM, 2001.



Figura 13 – Resíduo estrutural selecionado para britagem.
Fonte: Cedida GEOTEC/UFAM, 2001.



Figura 14 – Material separado para ser enviado ao aterro sanitário.
Fonte: Cedida GEOTEC/UFAM, 2001.



Figura 15 – Material separado para fins não estruturais.
Fonte: Cedida GEOTEC/UFAM, 2001.



Figura 16 – Resíduo processado no britador.
Fonte: Cedida GEOTEC/UFAM, 2001.

Para a RCS, as misturas com 40% de brita não alteraram a resistência do solo, relativo ao solo natural. Para o mesmo percentual de RCD, a mistura apresentou melhor desempenho, com resistência cerca de 5% maior que o do solo natural. Utilizando-se 60% de agregado, todas as misturas apresentaram resistência entre 10 e 15% superior ao do solo natural, com vantagem para o RCD. No caso do CBR, a adição de agregados ao solo foi determinante no aumento do parâmetro. Para 40% houve acréscimo de quase 100% em relação ao solo natural. Contudo, o valor do parâmetro, ainda, mostrou-se baixo, tendo em vista que o solo natural apresentava CBR com um valor de 11%. Quando se utilizaram misturas com 60% de RCD, referente às misturas com 40%, não houve um aumento relevante. Porém, com 80% de agregados na mistura, o parâmetro apresentou o aumento mais considerável para todas as alternativas estudadas, superando aquelas com 60%. Em todos os resultados, as misturas com RCD foram superiores às suas similares com agregados naturais.

Frota *et al.* (2003a; 2003b; 2004a; 2004b) apresentaram estudos relacionados à dosagem Marshall de misturas asfálticas compostas com RCD. Estes viriam a ser os primeiros trabalhos relacionados ao uso de agregados, oriundos de tais resíduos em concreto asfáltico para a Região Amazônica.

Em Frota *et al.* (2003c), o trabalho também focalizava a substituição do cimento Portland, como material de enchimento, pela cal de carbureto. Foram realizadas duas misturas com seixo rolado (com cimento e outra com cal) e uma com RCD adicionada à cal. Os resultados demonstraram um consumo de ligante maior para a mistura com RCD e cal, o que se atribuiu ao maior potencial de absorção do agregado alternativo. Com relação ao desempenho, a mistura com RCD se destacou das demais, com estabilidade Marshall cerca de quatro vezes maior que aquela obtida pelas duas misturas com seixo. O trabalho apontou o poder cimentante da cal de carbureto e a textura superficial do RCD como fatores decisivos no resultado.

Frota *et al.* (2003a) compararam duas misturas compostas por RCD, com granulometrias segundo especificação do DNER (1994) e Superpave, com o desempenho de uma mistura com seixo e granulometria de acordo com as normas do órgão nacional. Mais uma vez a dosagem demonstrou maior consumo de ligante por parte das misturas com RCD, elevando o valor de teor de projeto. Com respeito à estabilidade Marshall, as misturas alternativas detiveram valores duas e quatro vezes maiores que a mistura com seixo, para a faixa do DNER e Superpave, respectivamente. A mistura com agregado aluvionar, como agravante, apresentou estabilidade abaixo de 500kgf, não atendendo ao que estipula a atual especificação do DNIT (2006).

Frota *et al.* (2004a) realizaram estudo com misturas compostas por RCD em duas condições: fracionado e não-fracionado, e como fíler cimento e a outra com cal de carbureto. Para todas as misturas, a estabilidade Marshall ficou acima do limite de 500 kgf estabelecidos

pela norma nacional (DNIT, 2006), com vantagem para aquelas que continham o agregado fracionado, cujo parâmetro apresentou-se duas vezes maior quando comparado ao das misturas com RCD não-fracionado. O fracionamento implicou, conforme autores, em valor de teor de ligante de projeto mais baixo que no caso não-fracionado, possivelmente pela melhor distribuição dos grãos obtida pelo fracionamento, ou seja, um melhor arranjo dos agregados.

Frota *et al.* (2004b) compararam três misturas distintas variando os agregados graúdos – seixo rolado como material de controle, Agregado Sintético de Argila Calcinada (ASAC) e RCD. Na dosagem as misturas com os dois agregados alternativos necessitaram de maiores teores de ligante de projeto na obtenção dos parâmetros dentro dos limites de norma (DNER, 1994). No que tange à estabilidade Marshall, estas duas misturas foram bem superiores à mistura controle, mas não diferiram significativamente entre si. O estudo demonstrou a vantagem de uso desses dois materiais alternativos, cujas vantagens técnicas seriam esboçadas, principalmente, na questão da forma e textura dos grãos.

Em Frota *et al.* (2005a) os autores demonstraram a influência da capacidade de absorção do RCD no cálculo de índices físicos de misturas asfálticas. Pelo exposto no trabalho, dependendo da forma como os parâmetros de densidade são obtidos, a densidade máxima teórica dos agregados apresenta valores menores ou maiores, o que influencia de forma direta o cálculo de índices físicos, como o volume de vazios, o que afetaria o teor de projeto. Evidenciaram ainda que, para este material, a forma mais próxima do comportamento real observado na dosagem seria obtida quando os procedimentos de ensaio fizessem consideração da absorção de água.

Frota *et al.* (2005b; 2006) realizaram estudo de deformabilidade de misturas integralmente compostas por agregados de RCD, desde a fração graúda até o material de enchimento. Três misturas distintas foram dosadas conforme faixas definidas pela Superpave, variando-se a composição apenas na zona de restrição, com uma passando sobre, outra abaixo

e, a última, através da referida zona. Avaliaram-se cada uma dessas misturas com respeito ao desempenho pelo ensaio de fluência por compressão uniaxial estática (*creep* estático), bem como a variação deste com o envelhecimento em estufa. Para todas as misturas, o envelhecimento aumentou a rigidez, o que reduziu a deformabilidade. Constatou-se que a mistura cuja curva granulométrica passava através da zona de restrição esboçou as maiores deformações. Este fato corrobora que este tipo de mistura, por contar com uma distribuição de finos menos regular, detém carência de algumas frações de tamanhos, reduzindo a eficiência da interação entre os grãos.

Frota *et al.* (2007a) compararam o desempenho de misturas compostas por seixo rolado com similares com RCD, segundo três faixas granulométricas distintas, a saber: DNIT, Superpave e uma graduação aberta da especificação californiana. O comportamento foi balizado pelo ensaio à tração por compressão diametral. Dentre todas as misturas analisadas, aquela composta por RCD e pertencente à faixa californiana apresentou o melhor desempenho, com a maior resistência à tração, mostrando valor duas vezes maior que a mistura similar confeccionada com seixo. Em todos os casos, inclusive, sempre que misturas similares eram comparadas, a resistência à tração era menor nas misturas com seixo. As análises corroboraram a alternativa do uso de agregados oriundos de resíduos da Construção Civil para solucionar a carência de agregados pétreos em Manaus.

Frota *et al.* (2007b) avaliaram o comportamento pelo ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica (*creep* dinâmico) de uma mistura composta por seixo rolado, dosada na Faixa C do DNIT, em relação à similares compostas por ASAC e RCD. Os resultados demonstraram a influência da textura superficial no desempenho, tendo se observado que o RCD se destaca por deter uma textura bastante rugosa, o que lhe conferiu a menor susceptibilidade às deformações permanentes.

O cômputo de todos estes trabalhos vem demonstrando a viabilidade da adoção do RCD em substituição ao seixo rolado, segundo critérios técnicos vinculados ao desempenho esboçado nas pesquisas. Misturas compostas por RCD, segundo os trabalhos consultados, obtiveram sempre melhores resultados, seja em relação à estabilidade, à resistência à tração ou à susceptibilidade às deformações permanentes. Na maior parte dessas pesquisas a textura superficial dos agregados alternativos constituiu em fator decisivo nos resultados alcançados, influenciando na resistência ao cisalhamento por conta do aumento no atrito gerado entre as partículas de agregado.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

Misturas asfálticas são compósitos formados pela associação de materiais minerais (agregados), constituindo um esqueleto sólido responsável pela resistência mecânica, e um aglomerante (ligante asfáltico) que lhe atribui coesão e resistência ao desgaste.

Nesta pesquisa selecionou-se para compor as misturas asfálticas: a) o cimento asfáltico de petróleo (CAP), usualmente empregado em Manaus; b) o cimento Portland, para cumprir a função de material de enchimento; c) a areia residual como agregado miúdo; e d) o seixo e o resíduo de construção e demolição (RCD), como agregados graúdos.

O presente capítulo aborda os métodos empregados para caracterização experimental dos materiais bem como os ensaios mecânicos das misturas asfálticas dosadas.

3.1 Ligante Asfáltico

Na mistura asfáltica o ligante cumpre função de elemento aglomerante, atribuindo coesão às partículas dos agregados e flexibilidade à mistura. É impermeável e resistente à ação de grande parte dos ácidos, álcalis e sais, podendo ser empregado em uma ampla gama de esqueletos estruturais. No trabalho em pauta utilizou-se como ligante o cimento asfáltico de petróleo (CAP), e sua caracterização ocorreu segundo duas formas: a tradicional, pela normalização brasileira (ANP, 2005), e a reológica, segundo o *Strategic Highway Research Program* (SHRP).

3.1.1 Caracterização Tradicional

É consenso no meio técnico (Bernuci *et al.*, 2007) que a caracterização tradicional não mostra consonância entre as propriedades do CAP e o seu desempenho em campo, podendo ocorrer, no entanto, por meio de hipóteses fundamentadas no conhecimento teórico e prático do projetista. A atual especificação da Agência Nacional do Petróleo e Gás (ANP, 2005)

emprega o ensaio de penetração (ASTM, 1997) a 25°C, como parâmetro de seleção das classes, onde maior a consistência do cimento asfáltico menor a sua penetração. A especificação brasileira indica quatro classes distintas, sendo mostrados os limites de cada uma na Tabela 5.

Característica	Unid.	Limites				Método (ASTM)
		30-45	50-70	85-100	150-200	
Penetração (100g, 5s, 25°C)	0,1mm	30 - 45	50 - 70	85 - 100	150 - 200	D 5
Ponto de amolecimento	°C	mín 52	mín 46	mín 43	mín 37	D 36
Viscosidade Saybolt-Furol						
a 135°C	sSF	mín 192	mín 141	mín 110	mín 80	E 102
a 150°C		mín 90	mín 50	mín 43	mín 36	
a 177°C		40 - 150	30 - 150	15 - 60		
Viscosidade Brookfield (SP 21, 20rpm)						
a 135°C	cP	mín 374	mín 274	mín 214	mín 155	D 4402
a 150°C		mín 203	mín 112	mín 97	mín 81	
a 177°C		76 - 285	57 - 285	28 - 114		
Índice de Susceptibilidade Térmica		(-1,5) a (+0,7)				-
Ponto de fulgor	°C	mín 235				D 92
Susceptibilidade em Tricloroetileno	%massa	mín 99,5				D 2042
Ductilidade a 25°C	cm	mín 60		mín 60		D 113
<i>Efeito do calor e do ar a 163°C por 85 minutos</i>						
Variação em massa	%massa	máx 0,5				D 2872
Ductilidade a 25°C	cm	mín 10	mín 20	mín 50		D 113
Aumento do pto de amolecimento	°C	máx 8				D 36
Penetração retida	%	mín 60	mín 55	mín 50		D 5

Tabela 5 – Especificação brasileira para cimento asfáltico de petróleo (CAP).

Fonte: ANP, 2005.

Os demais ensaios listados na tabela supracitada buscam estabelecer condições mínimas para uso do ligante. A viscosidade, por exemplo, trata, também, da consistência do material, ou seja, da sua resistência ao escoamento. São empregadas duas viscosidades distintas na atual especificação — Saybolt-Furol e Brookfield.

A viscosidade Saybolt-Furol mede o tempo em segundos que um volume de 60mL de ligante leva para escoar através de um orifício de medidas padronizadas, segundo uma temperatura estabelecida. Uma vez que a viscosidade é uma medida de resistência mecânica, este equipamento determina o parâmetro de modo empírico, por ser mais útil e simples para

uso em campo. Ressalta-se que esta forma de obtenção da viscosidade não é citada pelas normas internacionais (Bernucci *et al.*, 2007).

Por outro lado, usando o viscosímetro Brookfield mede-se a resistência imposta pelo fluido à rotação de um *spindle* (haste cilíndrica de medidas padronizadas) nele mergulhado, submetido a diferentes taxas e tensões de cisalhamento. Os valores da viscosidade assim obtidos podem indicar melhor as propriedades necessárias à definição de equipamentos para bombeamento e estocagem (Bernucci *et al.*, 2007).

O Ponto de Amolecimento também é considerado como uma medida de consistência do cimento asfáltico de natureza empírica. Durante o ensaio mede-se a temperatura a partir da qual a película de ligante não é capaz de suportar o peso de uma esfera padronizada. Para efeitos práticos, o experimento indica a temperatura a partir da qual o material passa a ter consistência propícia ao escoamento.

No caso da Susceptibilidade Térmica, determina-se a sensibilidade (consistência do ligante) à variação da temperatura. Uma vez que se trata de um material composto por uma fase viscosa, variações em sua temperatura implicam mudanças nas suas propriedades mecânicas, refletindo no desempenho em campo. No caso da especificação brasileira calcula-se o índice de susceptibilidade térmica, pelo Índice de Penetração (IP), dado pela **Erro! Fonte de referência não encontrada.**

$$IP = \frac{20 - 500 \tan \alpha}{1 + 50 \tan \alpha} \quad IP = \frac{20 - 500 \tan \alpha}{1 + 50 \tan \alpha} \quad [1]$$

Onde:

$$\tan \alpha = \frac{\log P_{T_1} - \log P_{T_2}}{T_1 - T_2} \quad [2]$$

Sendo: P_{T_1} e P_{T_2} as penetrações nas temperaturas T_1 e T_2 , respectivamente.

Em valores absolutos, baixos IP's representam ligantes com baixas susceptibilidades térmicas. Valores acima de +1,0 indicam asfaltos oxidados, pouco sensíveis a temperaturas

elevadas e quebradiços a baixas temperaturas e, quando abaixo de $-2,0$ sugerem asfaltos muito sensíveis à temperatura.

Outros ensaios especificados segundo as normas brasileiras (Tabela 5) são: Ponto de Fulgor, Solubilidade no Tricloroetileno e a Ductibilidade. O primeiro determina a temperatura a partir da qual ocorre liberação de gases inflamáveis por parte do ligante. Trata-se de uma informação importante para o manuseio seguro do material. O segundo, por outro lado, define o grau de impurezas contidas no asfalto. Tais substâncias são insolúveis no solvente empregado no ensaio e, desta feita, ficam retidas no filtro aplicado no procedimento. O terceiro mede, de forma empírica, a coesão dos asfaltos. Retrata a capacidade do material se alongar na forma de filamento até à ruptura.

Por fim, mede-se a durabilidade do asfalto aos efeitos do envelhecimento por meio de Variação de Massa, Ductilidade e variação do Ponto de Amolecimento. Para tanto, a amostra é previamente submetida ao ensaio em estufa de filme fino rotativo (RTFOT, *Rolling thin film oven test*) a 163°C , por 85 minutos. Em seguida, submete-se a amostra aos ensaios supracitados, cujos resultados podem-se comparar a variação de comportamento devido ao envelhecimento induzido pela estufa RTFOT.

3.1.2 Caracterização SHRP

A caracterização SHRP foi desenvolvida no final dos anos 80 e começo da década seguinte, como um programa de pesquisa que aliou estudos para ligante, agregado e mistura asfáltica, onde os parâmetros a serem determinados buscavam mostrar um paralelo com desempenho em campo, desde a fase de mistura, espalhamento e compactação, até a fase de serviço, notadamente a busca das temperaturas a que os ligantes deverão estar submetidos regionalmente.

O ligante classifica-se segundo um grau de desempenho — PG (*performance grade*), e o conjunto de diretrizes obtidas por este programa, não só para ligantes, como para agregados e misturas, dá-se o nome de *Superior Performance Asphalt Pavements* (Superpave). A Tabela 6 apresenta alguns grupos dessa especificação e seus valores típicos.

Grau de Desempenho	PG 64			PG 70			PG 76		
	-10	-16	-22	-10	-16	-22	-10	-16	-22
<i>Ligante Original</i>									
Viscosidade Brookfield (máx 3.000cP)						135°C			
Ponto de fulgor						230°C			
Cisalhamento Dinâmico 10rad/s, G*/sinδ (mín 1,0kPa)		64°C			70°C			76°C	
<i>Após o RTFOT</i>									
Variação em massa		< 1%			< 1%			< 1%	
Cisalhamento Dinâmico 10rad/s, G*/sinδ (mín 1,0kPa)		64°C			70°C			76°C	
<i>Após o RTFOT/PAV</i>									
Cisalhamento Dinâmico 10rad/s, G*/sinδ (mín 1,0kPa)	31	28	25	34	31	28	37	34	31
Fluência (BBR) @ 60s Coeficiente angular mín 0,3 Módulo de rigidez máx 300MPa	0	-6	-12	0	-6	-12	0	-6	-12
Alongamento na ruptura Mín 1% @ 1,0mm/min	0	-6	-12	0	-6	-12	0	-6	-12

Tabela 6 – Especificação SHRP para cimento asfáltico de petróleo.

Fonte: Adaptado de SHRP, 1994.

Na classificação SHRP, o ligante é submetido à estufa PAV (*pressure aging vessel*) simulando o envelhecimento oxidativo do material betuminoso ao longo de sua vida útil (longo prazo), diferentemente do envelhecimento em estufa RTFOT, que simula o endurecimento do material nas fases de usinagem e compactação da mistura (curto prazo). Para o condicionamento em estufa PAV o ligante deve ter sido previamente submetido ao RTFOT. É aplicada uma pressão de 2,1 MPa às amostras colocadas no equipamento, bem como uma temperatura estabelecida com base no tipo de cimento asfáltico, por um período de 20 horas. Em seguida, a amostra é desaerada em estufa a vácuo e, em seguida, submetida aos ensaios de DSR, BBR e DTT, que serão comentados a seguir.

Mede-se o cisalhamento dinâmico por meio do DSR (*Dynamical Shear Rheometer*), objetivando-se obter propriedades viscoelásticas do ligante, onde determina-se o módulo de cisalhamento complexo (G^*) e o ângulo de fase (δ) do material. Tem-se que:

$$G^* = \frac{\tau_{m\acute{a}x}}{\gamma_{m\acute{a}x}} \quad [3]$$

$$\delta = \omega(\Delta t) \quad [4]$$

Sendo: $\tau_{m\acute{a}x}$ a máxima tensão de cisalhamento, $\gamma_{m\acute{a}x}$ a máxima deformação devido à tensão de cisalhamento aplicada, ω a frequência angular, e Δt o tempo de defasagem.

Para materiais elásticos, não ocorre defasagem entre a tensão máxima e a deformação máxima. Logo, nestes casos, o ângulo de fase é nulo. Para materiais viscosos, a defasagem é maior, e o ângulo de fase encontra-se próximo a 90° . No caso de materiais viscoelásticos, encontram-se na faixa de 0 a 90° , estando próximo a um ou a outro, dependendo da fase que tiver maior influência a uma dada temperatura.

A Superpave emprega ainda o parâmetro $G^*/\sin \delta$ para temperaturas altas. Busca assegurar que, com o controle da rigidez nestas temperaturas, o asfalto mostre resistência ao cisalhamento global da mistura em termos de deformações a altas temperaturas. Pode-se, dessa forma, assegurar que o ligante não venha a contribuir para um trincamento por fadiga.

Para caracterizar a rigidez a baixas temperaturas, emprega-se o reômetro de fluência em viga (BBR, *Bending Beam Rheometer*). O experimento determina a rigidez estática do material (S) e calcula o logaritmo do módulo de relaxação (m), segundo temperaturas no intervalo $0^\circ\text{C} > T > -32^\circ\text{C}$. É aplicada uma carga constante ao longo do ensaio, na seção média da viga, onde são medidas as deflexões.

Ligantes com baixas rigidezes estáticas não são tão susceptíveis ao trincamento a baixas temperaturas. Por outro lado, ligantes com altos valores de logaritmo do módulo de relaxação são mais eficientes em dissipar tensões de contração, quando da queda abrupta da temperatura, o que é importante para evitar formação de trincas e fissuras (Bernucci *et al.*, 2007).

Por fim, avalia-se a ductilidade do ligante a baixas temperaturas por meio do ensaio de tração direta (DTT, *Direct Tensile Test*). Durante o procedimento, um corpo de prova de forma padronizada é submetido a um esforço estático de tração, sendo medida a tensão de tração na ruptura e o alongamento relativo a esta tensão. Realiza-se o ensaio a baixas temperaturas (entre 6°C e -36°C) de modo a minimizar a ocorrência de rupturas.

3.2 Agregados

Entende-se por agregado o elemento de composição mineral, particulado por processo natural ou artificial, razoavelmente estável ao desgaste mecânico ou químico, sem volume e forma definidos, inerte frente aos demais componentes aos quais é misturado, sendo utilizado em conjunto com um aglomerante para formar argamassas e concretos (Bauer, 1994).

Na composição das misturas asfálticas, os agregados cumprem papel fundamental. Constituem mais de 90% da mistura em volume e deles depende uma boa parcela da resistência mecânica desta. Diante deste prisma, seu estudo se faz de essencial importância uma vez que o completo entendimento de suas características pode implicar em maior embasamento para as análises de comportamento mecânico das mesmas.

São observadas três parcelas distintas de agregados compondo uma mistura asfáltica, a saber: agregado graúdo, agregado miúdo e fíler mineral. Os diversos tipos de misturas asfálticas usinadas são classificados conforme as relações percentuais entre estes componentes, e segundo o empacotamento das parcelas dentro do esqueleto estrutural.

O agregado graúdo é o elemento primordial do esqueleto estrutural da mistura. A maior parte da resistência deve-se a ele e a forma como suas partículas interagem entre si. O agregado miúdo, por sua vez, tem como função preencher os vazios entre os agregados graúdos. O fíler mineral tem como papel servir de material de enchimento para os vazios entre o escopo de agregados como um todo.

Para a classificação desse material quanto às suas dimensões, são observadas algumas variações. Para o DNIT (1997), toda a fração de diâmetro inferior a 120,0mm e superior a 4,75mm são consideradas como sendo graúdas. Os diâmetros inferiores a 4,75mm e superiores a 0,075mm são ponderados como agregados miúdos. Por fim, o órgão define o fíler mineral como todo o material inerte em relação aos demais componentes da mistura, com mais de 65% das partículas com diâmetro inferior a 0,075mm.

A seguir serão abordados os principais aspectos que envolvem a caracterização destes materiais.

3.2.1 Composição Granulométrica

Tamanho e graduação, ou simplesmente granulometria, influem na compactidade dos agregados, resultando em maior ou menor volume de vazios que, por sua vez, tem conseqüências na estrutura da mistura compactada. Com altos valores de volume de vazios implica em menores teores de ligante e permeabilidade.

A graduação, por outro lado, assegura a estabilidade da mistura, ou seja, relaciona-se ao entrosamento entre as partículas do agregado, sendo considerada uma das principais características a serem conhecidas. Influida, dentre outros, na rigidez, estabilidade, durabilidade, permeabilidade, trabalhabilidade, resistência à fadiga, deformações permanentes e ao dano por umidade induzida, dentre várias outras. Parte da caracterização, é fundamental na previsão de desempenho da mistura asfáltica, por exemplo, sendo conhecido o tamanho máximo do

agregado, a espessura mínima da camada pode ser prevista. Com a graduação definida, é possível entender, também, como será obtido o entrosamento interno das partículas, uma característica íntima da mistura que é bastante influente no seu desempenho.

Para o arranjo de agregados, observa-se que os grãos menores se alojam nos vazios formados entre os maiores. Desta forma, dependendo da distribuição granulométrica, a densidade da mistura pode ser maior ou menor. Seu valor máximo é obtido quando todos os vazios existentes entre os grãos maiores são preenchidos pelos menores. Por conta desse entrosamento, não há como acrescentar novas partículas entre as já existentes sem alterar o equilíbrio.

Dessa hipótese, surge o conceito da curva de máxima densidade. Conforme Fuller e Thompson (1907), a máxima densidade determina-se segundo a [5]:

$$P_i\% = 100\% \left(\frac{d_i}{D}\right)^n \quad [5]$$

Sendo: $P_i\%$ a porcentagem de material passando na peneira i , d_i a abertura da peneira i , D diâmetro máximo do agregado, e n fator de potência.

Os autores citados empregaram 0,5 como fator de potência. Todavia, Goode e Lufsay (1962) demonstraram que, para misturas asfálticas, o uso desse fator levaria a baixíssimo volume de vazios entre os agregados, o que não permitiria a adição adequada de ligante, reduzindo-se a durabilidade da mistura. Baseado em tais conclusões, o *Federal Highway Administration* (FHWA) sugeriu na década de 1960, segundo Robert *et al.* (1991), que fosse adotado o fator de potência 0,45 na Curva de Fuller. O mesmo órgão sugeriu, também, que a curva de máxima densidade fosse empregada como guia para definição das dosagens de misturas asfálticas. Normalmente, denomina-se de “curva de máxima densidade” para composições granulométricas que obedecem aos parâmetros acima relatados.

Para o estudo do tamanho e a graduação dos agregados, emprega-se o ensaio de peneiramento. Neste trabalho realizou-se o procedimento preconizado pela AASHTO T 27, que é similar ao da NBR 7217, e considerou-se a série de peneiras previstas pelo Método de Baylei referente à seleção de composição granulométrica, discutido a seguir.

3.2.2 Densidade Relativa Real e Aparente e Absorção

A literatura quando se refere à densidade relativa real (AASHTO T84 e T85), que será empregada neste estudo, faz referência ao termo *Apparent Specific Gravity* (G_{sa}), o que de certa forma dificulta traduções diretas das palavras sem atentar para a definição física da grandeza em análise. Define-se, portanto, o citado parâmetro como a razão entre o peso ao ar de uma unidade de volume da porção impermeável do agregado a certa temperatura pelo volume de água destilada e deaerada, à mesma temperatura. A definição da *Apparent Specific Gravity* faz menção à porção do agregado composta unicamente por seu material e pelos seus vazios internos não passíveis de absorção, ou “não conectados” (impermeáveis). Tais vazios estão nas seções internas do grão e não se comunicam com os vazios externos, o que impossibilita a entrada da água nos mesmos (Figura 17).

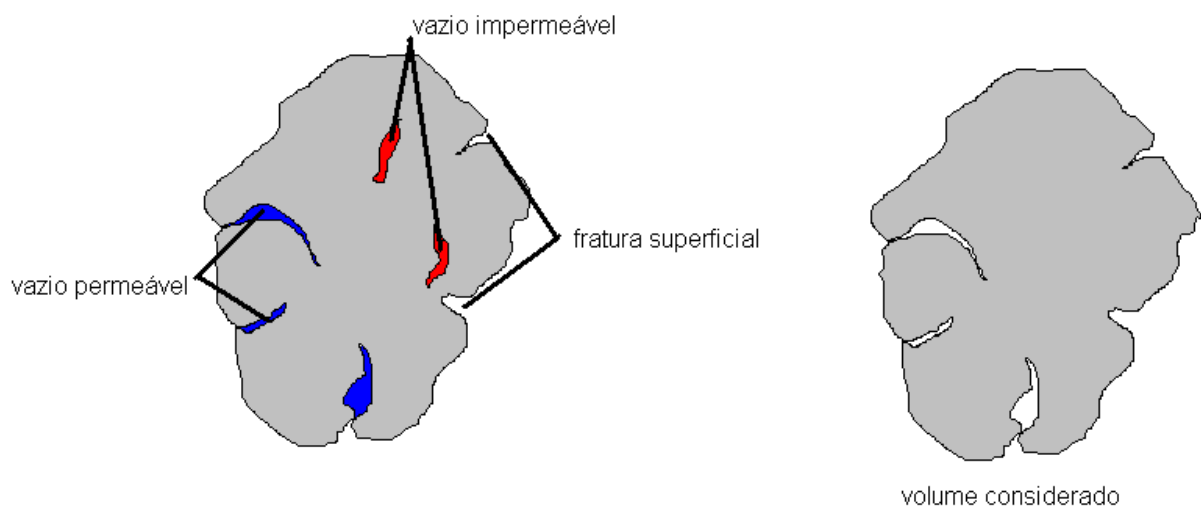


Figura 17 – Volume de agregado considerado para *Apparent Specific Gravity* (G_{sa}).

Conforme indicado na citada figura, os vazios impermeáveis são considerados como fazendo parte do volume de agregado, e por estarem preenchidos com ar, a sua presença atua minorando o valor do parâmetro. Para agregados naturais de rochas, o valor de G_{sa} coincide com o peso específico do próprio material que compõe a rocha.

No caso da densidade relativa aparente as normas AASHTO usam o termo *Bulk Specific Gravity* (G_{sb}). Por definição, consiste do peso ao ar de uma unidade de volume de agregados, incluindo os vazios permeáveis e impermeáveis das partículas a certa temperatura, (excetuando-se os vazios entre partículas adjacentes) pelo volume de água destilada e deaerada à mesma temperatura. Agora, todos os vazios são considerados como sendo parte das partículas que compõem o agregado. Portanto, as fraturas externas devem ser analisadas com certo cuidado uma vez que apenas aquelas que sejam capazes de reter água serão computadas como parte da partícula (Figura 18).

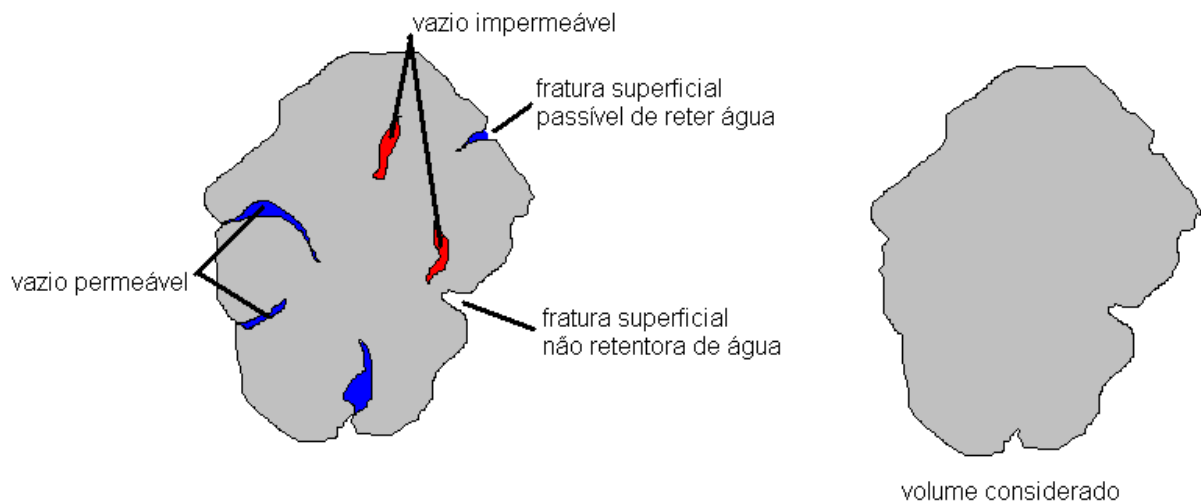


Figura 18 – Volume de agregado considerado para *Bulk Specific Gravity* (G_{sb}).

Observa-se, ainda, que os vazios permeáveis e as fraturas passíveis de absorção são considerados como parte do agregado. Por serem preenchidos com ar, seus valores adicionados ao volume atuam como um minorador da densidade relativa aparente. Para os agregados naturais, a condição ideal implica a não existência de vazios internos não conectados e a não existência de fraturas superficiais passíveis de absorção, inexistindo

espaços com ar dentro da partícula. Nestas condições, os volumes considerados para o cálculo da densidade relativa real e da aparente tendem à igualdade, levando os dois parâmetros, também, a se igualarem. Para agregados com muitos vazios permeáveis, os valores mostram tendência a se distanciarem, diminuindo muito a densidade aparente.

Usa-se a densidade específica aparente para o cálculo do volume ocupado pelo agregado nos compósitos, sejam eles concretos de cimento Portland ou misturas asfálticas. Igualmente se faz presente no cálculo do volume de vazios no ensaio de determinação do peso unitário.

Para a absorção, não são encontradas divergências entre as Fontes nacionais e internacionais. Por definição, este parâmetro retrata o acréscimo em massa do agregado devido à penetração da água nos vazios permeáveis da partícula. Não se considera a água absorvida pela superfície do agregado. Neste caso, fraturas suscetíveis à retenção de água passam a ser consideradas como um vazio permeável. O conhecimento desta grandeza se faz importante, pois agregados que absorvem água podem absorver ligante, tendo que se prever este fato quando da adição do material à mistura. A desvantagem de se empregar materiais com altos valores de absorção é a variabilidade de comportamento entre porções distintas do mesmo, dificultando o seu controle.

Serão usadas nos experimentos desta pesquisa as normas AASHTO T 84 e T 85 para a determinação dos parâmetros acima abordados. Para o material de enchimento, apenas a densidade relativa real será considerada, por questões práticas, sendo a norma DNER ME 085 (1984) empregada nos procedimentos.

3.2.3 Superfície Específica

A superfície específica define-se como a área da superfície por unidade de peso de cada faixa de agregado, por meio de uma aproximação com uma esfera, cujo diâmetro é dado

pelo diâmetro médio entre duas peneiras no ensaio de granulometria. Trata-se de um parâmetro bastante importante uma vez que, entendendo-se que o ligante deve cobrir completamente os agregados, maiores superfícies implicam em maior consumo de ligante.

Determina-se essa grandeza por um cálculo aproximado, cujo diâmetro médio dos grãos em uma faixa é dado pela média geométrica entre as aberturas de malha das peneiras que a limitam. Portanto, segundo Bauer (1994):

$$S = \frac{6}{\gamma d} \quad [6]$$

Uma vez que a grandeza é definida por faixa, faz-se necessário calcular a média ponderada pela granulometria do material.

3.2.4 Massa Unitária

A massa unitária consiste na massa de agregado por a unidade de volume. A grandeza é parte essencial no empacotamento dos agregados dentro de um volume considerado. Vale frisar que, diferentemente da densidade tratada no tópico anterior, esta grandeza depende essencialmente do volume empregado na medição e na forma como se encontra a conformação dos grãos dentro deste volume. Não é, por conseguinte, uma característica única do agregado e de sua origem, mas também das condições de ensaio.

Dentro da caracterização dos agregados permite transformações dos traços em massa para volume, e vice-versa, bem como, é o cálculo do consumo do material empregado por metro cúbico de concreto.

De uma maneira geral, utilizam-se duas massas unitárias na caracterização dos agregados: no estado solto (ABNT NBR 7251; AASHTO T 19); e no estado compactado (ABNT NBR 7810; AASHTO T 19). As normas nacionais usam recipientes distintos para determinar as mencionadas massas. Desta forma, no estudo em pauta, optou-se por empregar

a norma norte-americana, que simplifica o procedimento ao adotar um único documento (AASHTO T 19) para os dois parâmetros.

3.2.5 Resistência ao Desgaste por Abrasão

Os agregados do revestimento estão sujeitos a quebras ou abrasão ao longo do manuseio, da execução e do tráfego. Normas nacionais tratam de forma indireta da tenacidade e resistência abrasiva. Os parâmetros destas normas são convencionalmente usados como indicadores da qualidade relativa dos materiais, que compõem diversas Fontes de agregados de similar composição mineral. Apesar de não se ater a definições físicas do mecanismo de abrasão, a literatura normativa o qualifica como um fator de desempenho dos agregados graúdos.

De uma maneira geral, difundiu-se o ensaio na máquina “Los Angeles” como sendo um caracterizador da resistência ao desgaste de agregados. A resistência à abrasão “Los Angeles” seria o desgaste sofrido pelo agregado quando colocado nessa máquina juntamente com uma carga abrasiva, a uma velocidade de 30 a 33rpm. É expresso como a porcentagem em massa do material após o ensaio, relativo à massa do material inicial, que passa pela peneira de abertura de malha 1,70mm (Tyler No. 12).

Foi empregada na presente pesquisa a norma ASTM C 131-01 que contempla o método de ensaio para resistência à degradação de agregados graúdos de pequeno tamanho (inferiores a 37,5mm), por abrasão e impacto na máquina “Los Angeles”. A norma DNER ME 035 (1998) é similar ao documento supracitado.

3.2.6 Adesividade

É a propriedade que os agregados apresentam ao reter uma dada substância na sua superfície. Consiste em um fenômeno de caráter físico-químico, originado por forças de

atração eletrostáticas que são função da natureza da rocha e composição química do betume. Na rocha, as variações quanto à adesividade dependem da sua composição mineralógica que determina, por sua vez, as propriedades de superfície do agregado. Sabe-se que rochas básicas, como basalto, têm maior adesividade que rochas ácidas, como granito. Também a umidade e a presença de material pulverulento alteram essa propriedade, reduzindo-a.

A avaliação da adesividade pode ser feita qualitativamente apenas observando-se o deslocamento da película de ligante. Neste trabalho determinou-se a citada propriedade, baseado na norma brasileira, estabelecida na DNER ME 078 (1994), comumente chamada de Ensaio Riedel-Weber. Avaliou-se o deslocamento da película do ligante em água a temperatura de 70°C, onde qualquer sinal de deslocamento é considerado inapropriado.

Cabe ressaltar que não foi realizado qualquer procedimento de avaliação do agregado quanto à acidez ou alcalinidade. As determinações foram limitadas apenas a observação visual conforme prescreve a norma citada.

3.3 Misturas Asfálticas

As misturas asfálticas são compósitos formados pela combinação de agregados minerais, que se mantêm coesos pela ação de um aglutinante — o ligante asfáltico. Nesta pesquisa, no que tange ao tipo de mistura asfáltica, buscou-se estudar apenas as misturas densas do tipo concreto asfáltico (CA), uma vez que, para o caso de Manaus, quando se utilizam agregados graúdos, é a opção adotada. Como variante aos processos usuais de escolha da granulometria, foi empregado o Método de Bailey, que seleciona a composição da mistura conforme critério de compactidade dos elementos minerais.

As misturas CA são dosadas, em geral, de modo que a quantidade de ligante não seja muito elevada, sendo buscado um volume de vazios entre 3 e 5%, para camada de rolamento, e na faixa de 4 a 6%, para camada de ligação (*binder*), segundo especificação do DNIT

(2006). Em regra misturas com baixos volumes de vazios apresentam deformações significativas, não sendo estáveis ao tráfego (Bernucci *et al.*, 2007). Adotou-se a especificação Superpave que institui o volume de vazios em 4%, coerente com as normalizações brasileiras vigentes para camadas de rolamento e ligação.

Por sua conformação interna, as misturas densas são muito sensíveis à variação do teor de ligante. Teores muito altos são economicamente inviáveis e susceptíveis à exsudação, o que prejudica a macroestrutura e pode propiciar derrapagem pneu-revestimento. Por outro lado, baixos teores podem tornar as misturas muito frágeis, rompendo precocemente por fadiga (Cunha, 2004).

3.3.1 Método de Bailey para Seleção de Granulometria de Mistura

O processo de dosagem de misturas asfálticas inicia com a seleção da composição granulométrica dos agregados. Duas formações de curva granulométrica têm destaque na literatura, a saber: contínua (densa) e descontínua (Cunha, 2004).

No caso de uma composição densa as porcentagens de cada diâmetro de agregado se aproximam da curva de máxima densidade, conforme comentado anteriormente. Nesta condição, os grãos menores completam os vazios existentes entre os grãos maiores. Esse tipo de mistura tende a ser mais estável por fazer uso do contato entre os grãos que para conferem resistência. Todavia, há necessidade de se computar o espaço que será ocupado pelo ligante, bem como uma quantidade de vazios que não leve à exsudação do mesmo ou a perda de resistência às deformações permanentes, o que vem a ser bastante difícil de conciliar. Assim, em geral, as granulometrias se aproximam da conformação mais densa, de modo a poder responder os questionamentos mencionados.

Diferentemente, as misturas descontínuas não buscam estabilidade (resistência) no contato global entre todas as frações de agregados, segundo uma conformação densa de

componentes. Tais misturas fazem uso da resistência individual dos grãos maiores para compor um esqueleto rígido. A estabilidade passa a ser função do contato entre as partículas maiores e há menor influência da quantidade e/ou tipo de asfalto (Cunha, 2004).

Com relação às misturas densas, as descontínuas trazem a vantagem de obterem maior resistência às deformações permanentes, por conta da alta resistência ao cisalhamento gerada pelo atrito nas interfaces dos agregados graúdos (Frota *et al.*, 2007). Outra vantagem consiste na maior quantidade de asfalto e material de enchimento, podendo auxiliar na resistência ao desgaste da camada de revestimento (Cunha, 2004).

O Método de Bailey se insere no meio termo, entre as duas formas de composição mencionadas: busca a obtenção de um empacotamento denso das frações de agregados na mistura e, beneficia-se da resistência dos grãos maiores e do próprio intertravamento entre estes (Vavrik *et al.*, 2002). Para tal, parte de uma teoria bastante simples – os grãos menores devem ocupar os vazios entre os grãos maiores.

Pelo mencionado método o projetista deve, inicialmente, selecionar o grau de compactação da fração graúda dos agregados. Esta fração estabelecerá a parte fundamental da resistência mecânica da mistura como um todo, o que será dado pelo contato entre os grãos. Entre os espaços vazios do agregado graúdo será inserida a fração miúda, e nos espaços desta, o material de enchimento. Um ponto importante neste método é que não existem diâmetros fixos que controlem a classificação das frações mencionadas. Conforme o diâmetro máximo dos agregados, as frações podem se dividir de formas distintas.

Foi comentado no princípio desta explanação sobre agregados que as especificações do DNIT, assim como de diversos órgãos (ABNT, ASTM, AASHTO, dentre outros), estabelecem diâmetros limites para cada uma das frações (graúda, miúda, fina). No Método Bailey a definição destas frações dependem da própria conformação dos grãos no todo (Cunha, 2004).

Segundo Vavrik *et al.* (2002), agregados graúdos são partículas que, acomodadas em certo volume a certo grau de compactação, apresentam um volume de vazios onde podem ser inseridos grãos de menores tamanhos. Complementarmente, agregados miúdos são partículas que completam tais vazios. Destarte, não se podem definir previamente dimensões de controle para cada uma das frações. Assim parte-se, inicialmente, do tamanho nominal máximo das partículas (NMPS, *Nominal Maximum Particle Size*), que vem a ser, segundo a Superpave (1994), a abertura nominal da primeira peneira acima da qual mais de 10% do material é retido. Em seguida, estabelece-se a peneira de controle primário (PCS, *Primary Control Sieve*), que estabelecerá a divisão entre o material graúdo (dimensões superiores a esta peneira) e os demais. Essa peneira define-se como a mais próxima ao valor obtido pela [7.

$$PCS = 0,22 \cdot NMPS \quad [7]$$

A fração com dimensões maiores que a PCS estabelecerão a resistência da mistura respondendo pela estabilidade mecânica destas, que adicionada ao atrito, obtido pelo contato entre suas interfaces, indicará o comportamento mais bem sucedido, ou não, do conjunto. Todos os grãos menores estarão confinados nos vazios dos grãos maiores, de acordo com o estabelecido pela teoria do Método de Bailey. O valor 0,22, exposto na [7, obteve-se após análises do empacotamento de esferas segundo diversas acomodações, em duas e três dimensões, para uma faixa de 0,18 a 0,28 (Cunha, 2004; Vavrik *et al.*, 2002).

Dentro da fração graúda pode-se dividi-la em duas definidas pela Peneira Intermediária (HF, *Half Sieve*). Grãos de diâmetros superiores a esta peneira são aqueles que geram os vazios, enquanto as partículas menores que a citada peneira atuam preenchendo vazios dos anteriores, além de aumentar a distância entre eles.

Outro parâmetro importante para o método em análise vem a ser a compacidade dos materiais envolvidos na composição. Quanto maior o grau de compactação dos grãos de agregado menor o espaço disponível para a colocação da porção miúda. Deste modo, maior

compacidade implica um maior entrosamento das partículas maiores e, desta forma, podem-se obter melhores desempenhos quanto às deformações permanentes. Contudo, quanto maior a compacidade desejada, maior a quantidade de energia a ser adicionada ao sistema para obtê-la, podendo ocasionar quebra do material mais gráudo quando se trata de um agregado de menor resistência à abrasão.

Uma vez definido esse parâmetro pode-se determinar o volume de vazios na fração gráuda, utilizando-se um processo de cálculo, onde a densidade relativa real e a massa unitária são dados de entrada. Concluída essa etapa, tem-se o volume disponível para que os grãos menores ocupem seus espaços. Posteriormente, divide-se a fração menor que a PCS em outras duas frações, definidas pela peneira de controle secundário (*SCS, Secondary Control Sieve*), ou seja, o valor de abertura nominal mais próximo daquele obtido pela [8]:

$$SCS = 0,22 \cdot PCS \quad [8]$$

Os grãos maiores que a SCS ocupam os espaços vazios existentes entre aqueles que são maiores que os da PCS. As partículas menores serão divididas, por sua vez, em outras duas frações pela peneira de controle terciário (*TCS, Tertiary Control Sieve*), ou o valor de abertura nominal determinado pela [9]:

$$TCS = 0,22 \cdot SCS \quad [9]$$

As partículas de diâmetro maior que a TCS ocupam os espaços vazios entre aquelas que são maiores que a SCS. As menores, por outro lado, preenchem os espaços das primeiras. Esquemáticamente, pode-se observar o exposto pela Figura 19.

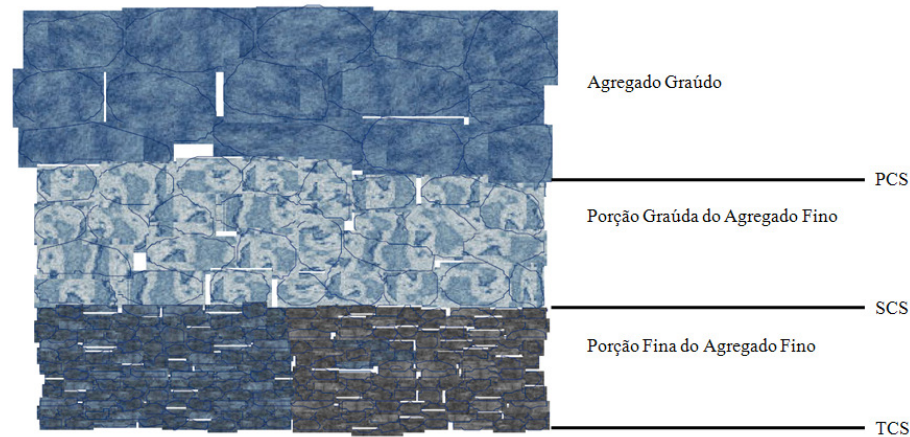


Figura 19 – Esquema da distribuição das frações de agregados.
 FONTE: Adaptado de Vavrik *et al.* (2002).

A partir desses volumes de vazios, dos valores de densidade relativa real, massa unitária e distribuição granulométrica define-se a composição de cada fração de agregados na mistura mineral.

3.3.2 Dosagem do Teor de Projeto

O procedimento de dosagem consiste na seleção das composições granulométricas das misturas a serem empregadas, formulando-se as porcentagens relativas a cada componente mineral, seguido de análise volumétrica para definição do teor de ligante que atenda as especificações vigentes ou aos desígnios do projetista. Trata-se de um procedimento tipicamente experimental, por tentativas.

No meio técnico costuma-se empregar a denominação “teor ótimo” do ensaio de compactação de solos, em que uma umidade ótima é definida como sendo aquela que produz o maior peso específico aparente seco. Todavia, no caso de misturas asfálticas, o processo de dosagem utiliza diversos índices e não apenas o peso específico, acarretando o valor de “teor ótimo” variar conforme o parâmetro adotado. A melhor denominação, portanto, seria “teor de projeto” e esta será empregada neste trabalho.

Dentre os diversos métodos de dosagem disponíveis na literatura técnica, esta pesquisa optou pelo Método Marshall, por ser o mais difundido no meio técnico, e por questões de

limitações da aparelhagem disponível na Universidade Federal do Amazonas. Das características básicas do ensaio, as normas brasileiras (DNER, 1995) fazem uso de 50 golpes, aplicados em cada fase, para representar o esforço de compactação dos equipamentos, representando a pressão de 686,5kPa (7kgf/cm²), transmitido pelos pneus, e 75 golpes para pressões de 686,5kPa a 1373,0kPa (14kg/cm²). São definidos, segundo esse método, critérios quanto às temperaturas de aquecimento dos agregados, da mistura e compactação, mas não se estabelece critério de frequência de aplicação dos golpes, embora seja um parâmetro importante. Para este trabalho foram moldados os corpos de prova a frequência de 75 golpes por face.

O procedimento se inicia com a determinação da granulometria e da densidade relativa real de cada um dos agregados empregados, bem como a densidade relativa real e a curva de densidade em relação à temperatura do ligante asfáltico. Em seguida, com as composições granulométricas de cada agregado faz-se a seleção da curva granulométrica da mistura, definindo-se proporções entre cada componente.

Com a curva de variação da viscosidade do ligante em função da temperatura, é possível definir as temperaturas a serem usadas durante a fase de moldagem dos corpos de prova. A norma recomenda que, no momento da mistura, o ligante esteja à temperatura respectiva a uma viscosidade de 75 a 150 SSF (segundos Saybolt-Furol), preferencialmente entre 75 e 95 SSF. Recomenda, ainda, que esta temperatura não seja inferior a 107°C ou superior a 177°C. O agregado deve ser aquecido a temperatura entre 10 a 15°C superior a do ligante, não ultrapassando 177°C. A temperatura de compactação é aquela referente a uma viscosidade (do ligante) entre 125 a 155 SSF.

Em seguida, segundo a experiência do projetista, é selecionado um teor de ligante (T%) o mais próximo possível daquele que leve ao parâmetro de projeto. Para este trabalho foram usados: o volume de vazios e o volume de vazios no agregado mineral. Outros quatro

teores são obtidos a partir de T%, sendo sugeridos: T% - 1%; T% - 0,5%; T% + 0,5%; T% + 1%. Para cada um dos teores devem ser moldados, no mínimo, três corpos-de-prova.

O processo de moldagem se inicia com o aquecimento dos componentes da mistura nas temperaturas definidas. Procede-se, então, a mistura dos agregados com o ligante, até que ocorra o total recobrimento destes e sua homogeneização, respeitando-se a temperatura de compactação. A mistura solta é colocada no molde cilíndrico, que deve estar previamente aquecido (90° a 150°C). Aplicam-se 10 golpes na mistura com espátula metálica com ponta arredondada, próximo a borda do molde e outros 15 no centro, visando adensamento da massa asfáltica. Ajusta-se a base do soquete ao topo da massa, de modo que o eixo deste esteja o mais vertical possível, sendo aplicada a quantidade de golpes definida (75 golpes para este trabalho), na primeira face. Inverte-se o corpo-de-prova, pondo a face inferior na posição superior, aplicando-se a mesma quantidade de golpes.

Após resfriamento da massa compactada à temperatura ambiente, procede-se a desmoldagem. Ato contínuo são medidas altura e diâmetro de cada corpo-de-prova, bem como a massa seca ao ar e submersa. Estas últimas, conjuntamente com a densidade da mistura no estado solto (de cada teor), serão empregadas para obtenção dos índices físicos, principalmente, volume de vazios (Vv), vazios no agregado mineral (VMA, *Voids in Mineral Aggregate*) e vazios cheios com betume (VFA, *Voids Filled with Asphalt*). Tem-se, então:

$$Vv = \frac{G_{mm} - G_{mb}}{G_{mm}} 100\% \quad [10]$$

$$VMA = 100 - \frac{G_{mb}}{G_{sb}} \frac{100}{100 + P_b} 100 \quad [11]$$

$$VFA = 100 \frac{VMA - Vv}{VMA} \quad [12]$$

Sendo: G_{mm} a densidade máxima da mistura no estado solto, G_{mb} a densidade aparente da mistura em estado compactado, obtidas conforme AASHTO T 166 ou AASHTO T 275

(caso de corpos de prova com absorção superior a 2%), G_{sb} a densidade relativa aparente da mistura de agregados e P_b o teor de ligante.

Nesta pesquisa utilizou-se o percentual de vazios preenchidos com ar na mistura compactada, como diretriz da dosagem. Seu valor foi fixado em 4%, sendo determinado o teor de ligante necessário para obtê-la e os demais índices calculados por meio de fórmulas de correlação, que serão tratadas a seguir. Consideraram-se, ainda, os limites de *VMA* adotados pelo DNIT (2006), conforme Tabela 7.

Tamanho Nominal Máximo		VMA Mínimo (%)
Série	Abertura (mm)	
1 1/2"	38,1	13
1"	25,4	14
3/4"	19,1	15
1/2"	12,7	16
3/8"	9,50	18

Tabela 7 – Limites de *VMA* para especificação do DNIT (2006).
Fonte: DNIT 031/06 ES

A partir do teor de projeto moldaram-se os corpos-de-prova para os ensaios mecânicos, com uma tolerância de $\pm 2,5\%$ para os índices físicos.

3.3.3 Considerações sobre a G_{mm} e G_{se}

O cálculo dos índices físicos e, por conseguinte, o processo de dosagem necessita da densidade relativa aparente da mistura em estado solto (G_{mm}). Este parâmetro pode ser obtido de modo teórico ou experimental.

O modo teórico consiste em calcular a média ponderada das densidades relativas efetiva (G_{se}) de cada componente da mistura, parâmetro definido pela razão entre o volume de material e o volume limitado pela película asfáltica, que não preenche completamente os vazios superficiais do agregado. Tradicionalmente usa-se o termo Densidade Máxima Teórica (DMT) para o parâmetro obtido conforme este padrão.

Contudo, a obtenção da densidade relativa efetiva dos agregados minerais é complexa. No Brasil as normas não apresentam esta preocupação, o que leva os projetistas a um questionamento constante: que parâmetro usar como alternativa?

Em geral, têm-se observado questionamentos pelo uso da média ponderada das densidades relativas aparentes dos agregados (G_{sb}). Todavia, não é possível determinar o citado parâmetro para todos os componentes da mistura de agregados. Para o material de enchimento, por exemplo, é comum utilizar-se apenas a densidade relativa real (G_{sa}). Para a DMT, também se considera a densidade relativa real do ligante. Assim, buscando-se coerência entre todos os parâmetros empregados, alguns preferem empregar a média ponderada das densidades relativas reais dos agregados (G_{sa}), como cita Marques (2001).

Quando são utilizados agregados pouco ou não-absorvivos (menos de 2% de potencial de absorção), o uso de densidade relativa real (G_{sa}) ou aparente (G_{sb}) para o cálculo de G_{mm} não é de relevância nos resultados. Isto porque, as duas grandezas (G_{sa} e G_{sb}) possuem valores muito próximos, resultando em pequenas diferenças nos valores calculados e, portanto, pouca influência no parâmetro. Pode-se, ainda, usar a média aritmética entre as duas grandezas, resultando em um valor bastante aproximado da densidade relativa efetiva (G_{se}).

Por outro lado, quando agregados absorvivos fazem parte da mistura, há de se atentar para alguns fatores. Os valores de densidade relativa real (G_{sa}) e aparente (G_{sb}) são bastante distintos para estes materiais. Logo, têm-se grandes variações no valor de G_{mm} quando se emprega tais parâmetros. Esta diferença pode resultar na escolha de um teor de projeto não condizente.

No caso de se empregar a densidade relativa real (G_{sa}), estaria se prevendo que o volume efetivo dos agregados é bem menor do que aquele que ocorre de fato resultando em maiores valores de densidade. Quando usado no cálculo do percentual de vazios preenchidos por ar ($V_v\%$), obter-se-á menores valores que a realidade. Como conseqüência um teor de

projeto maior que o necessário, correndo-se o risco de uma mistura suscetível às deformações permanentes, fluência plástica e exsudação.

Por outro lado, quando se emprega a densidade relativa aparente (G_{sb}), o volume efetivo é bem maior que o existente, obtendo-se valores menores de G_{mm} . A consequência é oposta a anterior: maiores valores de P_a e menores teores de projeto. As misturas obtidas mostraram carência de ligante, susceptíveis a perda de resistência por ação da umidade, aparecimento de agregados polidos, entre outros problemas.

Outro fator importante consiste no uso da média aritmética da densidade relativa real e aparente, como representativo da densidade relativa efetiva, podendo não caracterizar com fidelidade o que ocorre com o agregado. Os ensaios usados para determinar tais grandezas são realizados com água, que possui baixa viscosidade. Isto facilita o processo de absorção. Por outro lado, a densidade relativa efetiva leva em conta a absorção de ligante que, por ter maior viscosidade que a água, dar-se em menor escala. Então, a média pode apresentar valores ainda maiores alusivos aos que de fato ocorrem.

Assim, para esses agregados, a melhor opção não seria obter a G_{mm} por meio de cálculo ponderado, mas pela medição experimental da densidade da mistura. Quando encontrada desta forma essa grandeza denomina-se Densidade Máxima Medida (DMM). Neste estudo usar-se-á o Método Rice, regulamentado pela ASTM D 2041 e AASHTO T 209.

A técnica de dosagem pode ser realizada segundo duas formas distintas. A primeira executa-se o ensaio para cada teor de ligante. Contudo, uma vez que a recomendação é empregar ensaios em triplicata, dever-se-iam realizar 15 ensaios para uma dosagem com cinco teores distintos. Isto levaria a um processo moroso e que consumiria grande quantidade de material.

Na segunda forma, o ensaio em triplicata seria realizado apenas para o teor mais próximo possível, daquele previsto para ser o de projeto, obtendo-se a G_{mm} (DMM) para ele.

Do valor determinado, calcula-se a G_{se} da mistura de agregados. Sabendo-se que o potencial de absorção de ligante é uma constante para o material, a G_{se} também o será. Assim, pode-se usar o valor calculado para obter a G_{mm} ponderada (DMT) nos demais teores. Este processo contempla, por conseguinte, teoria e experimentação. Por opção, este será adotado nesta pesquisa. A densidade relativa efetiva pode ser calculada conforme:

$$G_{se} = \frac{P_{mm} - P_b}{\frac{P_{mm}}{DMM} - \frac{P_b}{G_b}} \quad [13]$$

Sendo: P_{mm} , a porcentagem da mistura (100%); G_b , a densidade real do ligante.

3.4 Ensaios Mecânicos

Neste tópico serão apresentados os principais aspectos relativos aos experimentos realizados para avaliação de desempenho mecânico das misturas asfálticas.

3.4.1 Resistência à Tração

O ensaio por resistência à tração por compressão diametral, na forma como é empregado no Brasil, foi desenvolvido pelo professor Fernando Luiz Lobo Carneiro (1953). Em seu método, originalmente utilizado para concreto, corpos-de-prova cilíndricos são submetidos a um carregamento aplicado em duas diretrizes diametralmente opostas, segundo um plano radial designado na Figura 20 como AA'.

Newman e Newman (1969) atestam que a RT obtida na forma indireta é inferior àquela registrada diretamente. Por outro lado, os trabalhos de Luong (1990) não corroboram os primeiros, afirmando que, para algumas misturas, a RT obtida diretamente é 50% inferior à indireta.

Hondros (1959) desenvolveu equações para determinar as tensões e deslocamentos no interior do corpo-de-prova admitindo a carga distribuída em frisos, similarmente à

metodologia do ensaio proposta por Lobo Carneiro. A notação das componentes estabelecidas por Hondros (1959) encontram-se na Figura 21, em que: a é a largura da seção carregada, r a distância radial do ponto à origem, R o raio do elemento circular, 2α o ângulo radial do friso, $p = \frac{P}{at}$ a carga aplicada como pressão, σ_r a tensão radial, σ_θ a tensão tangencial, e θ o deslocamento angular de um ponto ao eixo y .

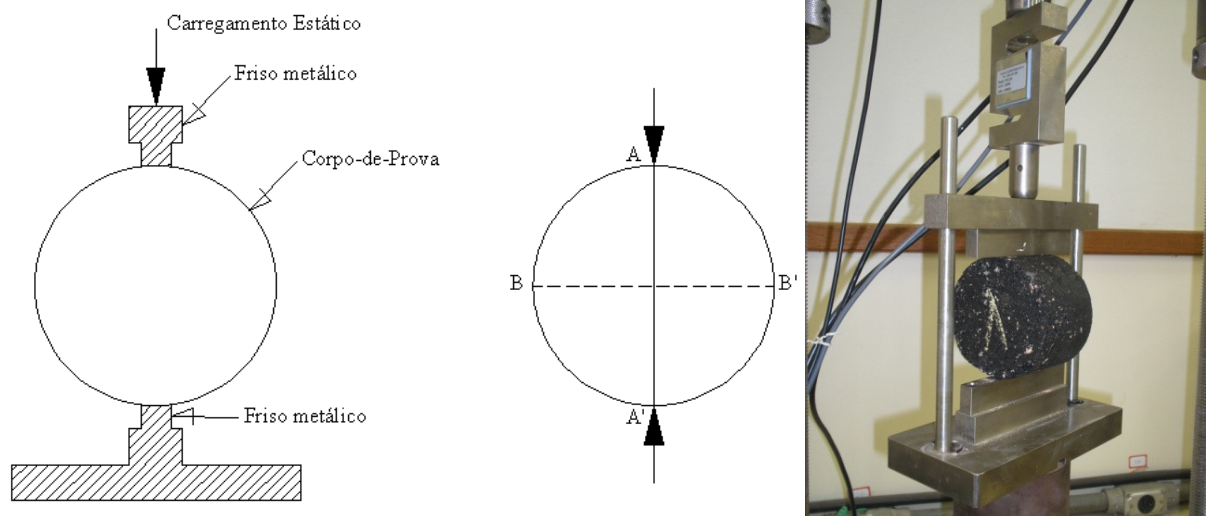


Figura 20 – Mecanismo do ensaio de resistência à tração por compressão diametral.
Fonte: Melo, 2006.

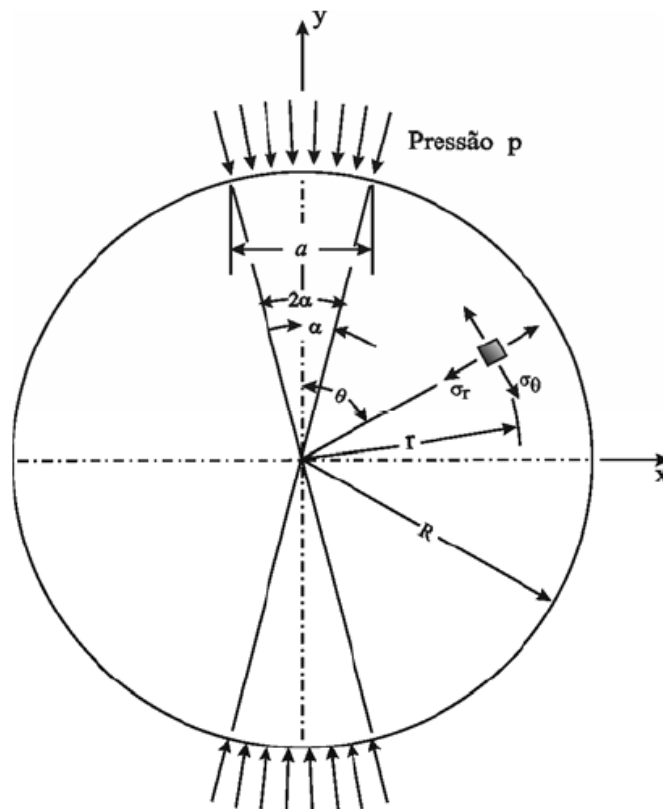


Figura 21 – Notação para componentes polares de tensão em elemento circular comprimido.
Fonte: Hondros (1959) *apud* Brito (2007).

As equações desenvolvidas foram, para o eixo vertical:

$$\sigma_{\theta y} = + \frac{2p}{\pi} \left[\frac{\left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \sin 2\alpha}{\frac{1 - 2r^2}{R^2 \cos 2\alpha} + \frac{r^4}{R^4}} - \tan^{-1} \frac{1 + \frac{r^2}{R^2}}{1 - \frac{r^2}{R^2}} \tan \alpha \right] \quad [14]$$

$$\sigma_{ry} = - \frac{2p}{\pi} \left[\frac{\left(\frac{1 - r^2}{R^2}\right) \sin 2\alpha}{\frac{1 - 2r^2}{R^2 \cos 2\alpha} + \frac{r^4}{R^4}} + \tan^{-1} \frac{1 + \frac{r^2}{R^2}}{1 - \frac{r^2}{R^2}} \tan \alpha \right] \quad [15]$$

$$\tau_{r\theta} = 0 \quad [16]$$

Para o eixo horizontal:

$$\sigma_{\theta x} = - \frac{2p}{\pi} \left[\frac{\left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \sin 2\alpha}{\frac{1 + 2r^2}{R^2 \cos 2\alpha} + \frac{r^4}{R^4}} + \tan^{-1} \frac{1 - \frac{r^2}{R^2}}{1 + \frac{r^2}{R^2}} \tan \alpha \right] \quad [17]$$

$$\sigma_{rx} = + \frac{2p}{\pi} \left[\frac{\left(1 - \frac{r^2}{R^2}\right) \sin 2\alpha}{\frac{1 + 2r^2}{R^2 \cos 2\alpha} + \frac{r^4}{R^4}} - \tan^{-1} \frac{1 - \frac{r^2}{R^2}}{1 + \frac{r^2}{R^2}} \tan \alpha \right] \quad [18]$$

$$\tau_{r\theta} = 0 \quad [19]$$

A tensão de tração (σ_t) para corpos-de-prova cilíndricos de 101,5mm de diâmetro solicitados por frisos de 12,7mm, dada pela [14 e [18, para a carga P_r de ruptura pode ser escrita como:

$$\sigma_t = + \frac{2P_r}{\pi at} (\sin 2\alpha - \alpha) \quad [20]$$

Onde: t, é a espessura do corpo-de-prova.

Falcão e Soares (2002) apresentaram considerações sobre a influência da seção do friso nos resultados dos ensaios de resistência à tração, demonstrando alguns fatores não apresentados pelas normas. Observou-se que, para ensaios realizados em misturas asfálticas e solo-cimento, o tamanho do friso é fator de influência, ou seja, quanto maior a razão entre a espessura do friso e o raio do corpo-de-prova, maior o valor de resistência, resultado que

mostra uma maior influência da componente viscosa ao longo do processo de compressão. As normas vigentes (DNER, 1994; ASTM, 2002) não consideram essa influência, admitindo-se como resistência à tração o valor obtido pela resolução de Frocht (1948), em que um corpo cilíndrico é sollicitado por cargas concentradas diametralmente opostas. Segundo esta solução, a distribuição de tensões é dada conforme a Figura 22.

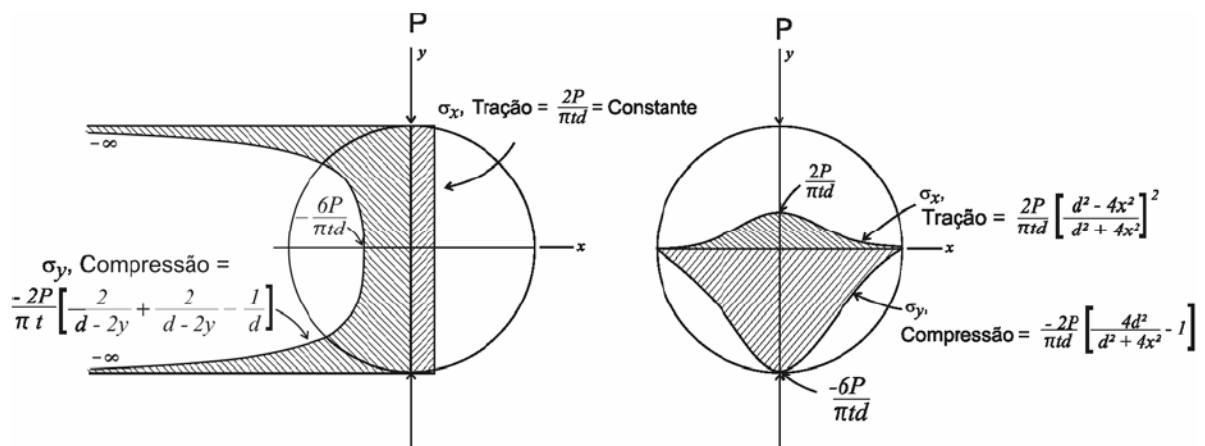


Figura 22 – Distribuição teórica de tensões nos planos diametraes admitindo a solução proposta por Frocht (1948).

Fonte: Yoder e Witzak (1975) *apud* Brito (2007).

Os documentos citados admitem como resistência à tração:

$$\sigma_t = \frac{2P_r}{\pi dt} \quad [21]$$

Onde d é o diâmetro do corpo-de-prova.

Apesar das diferenças teóricas, os valores calculados pela [20 ou [21 mostraram valores com diferenças não maiores que 3%, quando o friso de carga possuía largura menor que 10% do diâmetro do corpo-de-prova (Brito, 2007).

Ainda segundo Falcão e Soares (2002), a despeito dos valores serem muito próximos, o mecanismo de ruptura adotado pela [21 não é apropriado. Este mecanismo admite: que a tensão de tração no eixo vertical é constante ao longo do diâmetro; o trincamento ocorre ao longo do diâmetro vertical de forma uniforme; o ponto de ocorrência da tensão crítica é o mesmo da deformação crítica, que viria a ser o centro da seção transversal do corpo-de-prova.

Estes autores demonstram inicialmente que, para o uso dos frisos, a tensão de tração no eixo horizontal não é constante ao longo do mesmo (Figura 23), assim como, considerando a solução de Frocht (1948) e Hondros (1959), a deformação crítica não ocorre no centro do corpo-de-prova. Isto porque o mecanismo de ruptura real ocorre conforme um estado multiaxial de tensões, conferindo que o centro do corpo-de-prova não esteja submetido apenas a tensões de tração, mas também de compressão. Acrescentam que apenas para frisos cuja razão entre a largura do friso e o diâmetro do corpo-de-prova (a/d) seja igual 0,66 ou 0,76, a tensão de tração e deformação críticas ocorre no centro, considerando o estado plano de tensões e deformações. Os ensaios realizados com frisos de larguras diferentes demonstraram que, para as três medidas empregadas (friso normalizado, metade e dobro de sua medida), quanto maior a largura, maior o valor de RT.

Finalmente, os citados autores calcularam as relações entre a deformação máxima obtida pela compressão com o friso padrão e aquela alcançada pelos demais, considerando o coeficiente de Poisson 0,30 e o estado plano de deformações. Os resultados demonstraram que, para a temperatura de 10°C, não há influência da geometria do friso. Concluíram que a componente viscosa para esta temperatura não é tão significativa. Por outro lado, a 25°C, quanto maior a largura do friso, menor a razão obtida, retratando uma maior influência da parcela viscosa.

Neste trabalho buscar-se-á avaliar a influência desta parcela viscosa por meio da realização do ensaio a três diferentes temperaturas: 25°, 40° e 55°C. Por uma questão de limitação do equipamento (UTM-14) não foi possível realizar o ensaio a temperaturas mais baixas. Considerou-se o coeficiente de Poisson conforme relação de temperatura que será tratada mais adiante.

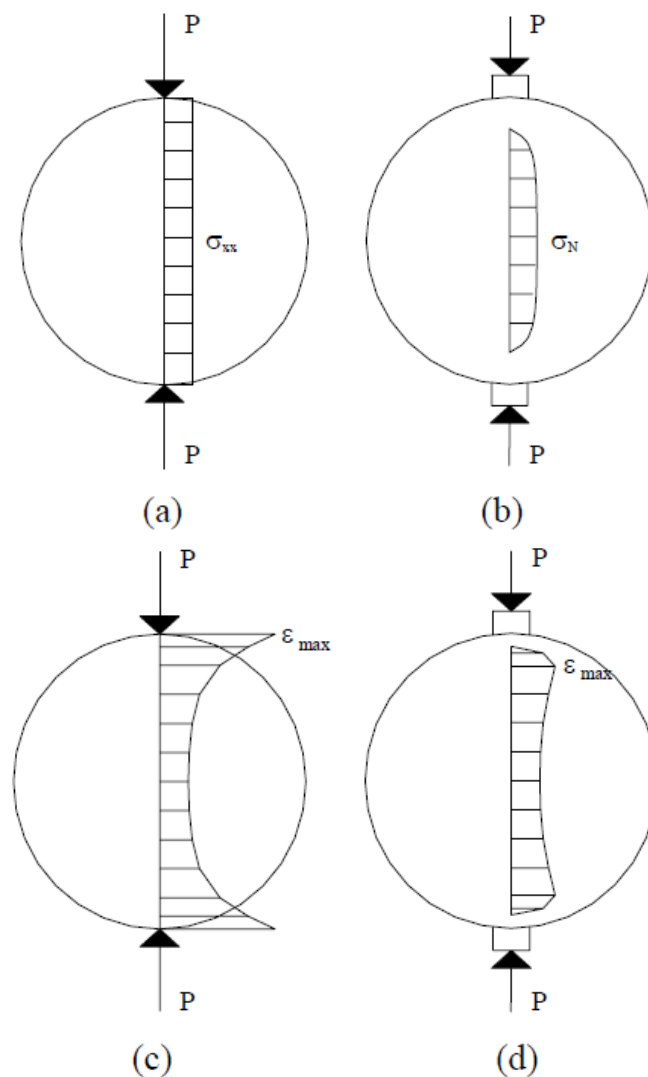


Figura 23 – Tensões de tração uniformes devido à carga concentrada (a); Tensões de tração não-uniformes devido à influência do friso (b); Deformações horizontais devido à carga concentrada (c); Deformações horizontais devido à influência do friso (d).

Fonte: Falcão e Soares, 2002.

Com relação à velocidade do carregamento do ensaio, Moura e Bernucci (2004) avaliaram compressões diametraes à 50mm/min e 1mm/min. A segunda velocidade demonstrou menor efeito de punção, apresentando deslocamentos verticais mais uniformes. A redução implicou, ainda, uma redução de 65% nos valores medidos de RT . Este resultado demonstra a importância da componente viscosa no comportamento de misturas asfálticas. Como última observação, os autores demonstraram relação não linear entre deslocamentos verticais e horizontais, fazendo-se necessário medir o coeficiente de Poisson ao longo do ensaio.

Nesta pesquisa, empregou-se friso rígido, com corda de 12,7mm e visando avaliar a influência da componente viscosa no comportamento das misturas foram aplicadas três diferentes velocidades de carregamento (0,8mm/s; 0,2mm/s; 0,05mm/s). Por conta da taxa limite de aquisição de pontos do equipamento empregado, não foi possível aplicação de velocidades maiores.

3.4.2 Perda de Resistência por Ação da Umidade

Em geral, quando se concebe uma camada de revestimento composta por misturas do tipo CA, alvo deste trabalho, é esperado que a mesma seja impermeável. Todavia, podem ocorrer falhas, em especial quando há polimento de agregados na seção superficial da camada ou na adesividade ligante-agregado, que possibilitem a inclusão de umidade. Esta ocorrência viria a acarretar queda no desempenho redução na vida de serviço.

Os ensaios que tratam deste tipo de questão não possuem uma correlação com desempenho em campo, apenas tratam de parâmetros indicativos da susceptibilidade de falhas, podendo trabalhar sobre a mistura compactada ou não, sendo adotada nesta pesquisa será empregada a primeira categoria por sua maior difusão no meio técnico nacional (Bernucci *et al.*, 2007). No Brasil é mais conhecido o Ensaio Lottman, estabelecido na AASHTO T 283, que recebeu o nome em homenagem ao engenheiro R.P. Lottman (NCHRP Project 4-08) que o desenvolveu durante a década de 1970 na Universidade de Idaho.

O método originalmente proposto trabalhava com amostras retiradas de campo, divididas em três grupos para ensaio, sendo todos avaliados segundo a resistência à tração indireta e Módulo de Resiliência por compressão diametral. O primeiro grupo era ensaiado tal qual recolhido da pista (virgem). O segundo grupo era submetido à saturação (100%) em vácuo de 660mmHg por 30min, seguido de duas horas de imersão à pressão atmosférica e 25°C. O terceiro grupo seguia o mesmo processo de saturação mas deveria sofrer ciclo de

congelamento a -18°C por 15h, seguido de banho quente a 60°C por 24h e outro banho de 2h à 25°C .

A metodologia original foi posteriormente modificada por D.G. Tunnicliff e R.E. Root. O método consiste em moldar corpos-de-prova (que podem ser do tipo Marshall) com 6 a 8% de vazios de ar ($V_v\%$). Para definição das condições em que se obtém este índice, faz-se moldagem de diversos corpos de prova com número de golpes distintos, geralmente variando entre 10 e 100. Em seguida define-se uma equação de regressão que relacione quantidade de golpes a porcentagem de vazios, onde obtêm-se o número de golpes concernente ao valor desejado. Seguidamente, moldam-se seis corpos-de-prova nas condições estabelecidas. Destes, três são separados, colocados em recipiente com água destilada suficiente para os recobrirem. Em seguida, aplica-se uma pressão de vácuo de 254 a 660 mmHg objetivando-se obter um grau de saturação de 55 a 80%. Após este procedimento, protege-se o corpo-de-prova com filme plástico e coloca-o em saco plástico, ao qual se adicionam 10 mL de água. Os sacos são submetidos a congelamento à -18°C por um período mínimo de 16 horas.

A razão de resistência à tração retida por ação da umidade induzida (RRT) é dada por:

$$RRT = \frac{RT_u}{RT} \quad [22]$$

Onde: RT a média da resistência à tração dos corpos-de-prova não condicionados, RT_u a média da resistência à tração dos corpos-de-prova condicionados.

A razão de Módulo de Resiliência retido por ação da umidade induzida (RMR) é dada por fórmula análoga:

$$RMR = \frac{MR_u}{MR} \quad [23]$$

Onde: MR a média do Módulo de Resiliência dos corpos-de-prova não condicionados, MR_u a média do Módulo de Resiliência dos corpos-de-prova condicionados.

Gouveia (2006) relata que o módulo de resiliência tem maior sensibilidade à ação da umidade induzida, sendo mais apropriado. Nos seus resultados para misturas asfálticas produzidas com gábro e basalto, as perdas de Módulo de Resiliência foram destacadamente maiores referentes àquelas apontadas pela resistência à tração. No caso da mistura com gábro ocorreram perdas no MR superiores ao limite de RMR 70%, comprometendo-a, enquanto o RRT não detectou valores de perda desta magnitude.

Ainda com relação ao trabalho citado acima, os valores foram calculados para os dois ciclos de condicionamento, sendo que razões acima de 70% implicaram misturas com boa adesividade em campo. Do primeiro ciclo de condicionamento (segundo grupo de amostras) foi capaz de se prever o comportamento das misturas para 2 a 4 anos de serviço. O segundo ciclo (terceiro grupo de amostras) prevê desempenho para 4 a 12 anos.

As diretrizes apresentadas na Superpave relatam modificações no método original, tendo sido publicadas na norma AASHTO T 283. Solaimanian *et al.*(2003) *apud* Neves Filho (2006) listam as variações no procedimento: as amostras poderiam ser moldadas em laboratório, com volume de vazios por volta de 7%; o grau de saturação deveria ser em torno de 70 a 80% com vácuo aplicado a magnitude e tempo coerentes para obter tal valor; realização apenas do ensaio de resistência à tração; e o segundo ciclo de condicionamento não seria realizado. Bernucci *et al.* (2007) apresentam como resultado satisfatório de resistência retida mínimo de 70% para misturas contínuas.

Nesta pesquisa, por conta das características peculiares de absorção dos agregados de RCD empregou-se a metodologia original. Buscando-se compreender a influência de cada uma das fases de condicionamento acima mencionadas, utilizaram-se quatro grupos distintos de corpos de prova. Todos eles foram submetidos processo de saturação a vácuo, sendo o primeiro grupo denominado S – NC – NA (saturado – não congelado – não aquecido). No segundo grupo procedeu-se ao congelamento (S – C – NA, de saturado – congelado – não

aquecido), e o terceiro, apenas o aquecimento (S – NC – A, de saturado – não congelado – aquecido). O último grupo foi submetido ao procedimento completo (S – C – A, de saturado – congelado – aquecido).

3.4.3 Módulo de Resiliência

O termo resiliência foi introduzido por Francis Hveem, entre as décadas de 1920 e 1930, em lugar de deformações elásticas uma vez que o pesquisador entendia que havia grande diferença nas deformações ocorridas nos pavimentos em relação àquelas que se acontecem em outros materiais elásticos utilizados pela Engenharia, como o concreto e o aço (Medina e Motta, 2005). A resiliência é, portanto, definida como sendo a capacidade de um material absorver energia quando deformado e recuperar essa energia após o descarregamento.

O módulo de resiliência, por outro lado, só viria a ser conceituado por Seed *et al.* (1962), com ensaios desenvolvidos tanto para concreto asfáltico como para agregados e solos (Brito, 2007). As análises iniciais buscavam obter um modelo de comportamento linear que empregasse o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (ν), que eram aproximações razoáveis do comportamento em campo.

No Brasil, as primeiras pesquisas com Módulo de Resiliência foram realizadas para solos na COPPE/UFRJ, a partir de 1977. A partir de 1980 a mesma instituição iniciou os trabalhos para misturas asfálticas. Nos dias atuais estes ensaios estão mais difundidos no meio técnico, embora ainda não de forma absoluta, encontrando certa resistência por conta de um tradicionalismo dos profissionais.

A mecânica dos sólidos define o módulo de elasticidade (E) como sendo a relação entre a tensão aplicada e a deformação a ela referente, nos limites do comportamento elástico linear. O Módulo de Resiliência segue este mesmo padrão, ficando o diferencial na forma

como os parâmetros são obtidos. Para o primeiro, o ensaio é realizado para um carregamento monotônico sob pequenos deslocamentos e, o segundo, para carregamentos cíclicos, a baixos níveis de tensão.

Quando se aplica um carregamento seguido de alívio em misturas asfálticas observa-se que nem toda a deformação é recuperada, existindo uma parcela que não retorna, o que não condiz com a Teoria da Elasticidade. Sabe-se que materiais dessa natureza não apresentam comportamento elástico, uma vez que a resposta a um carregamento não depende exclusivamente de sua intensidade ou direção, mas também do seu histórico, sua velocidade de aplicação e temperatura do material quando a ele foi submetido. Compósitos asfálticos são, em geral, melhor representados segundo teorias como a visco-elasticidade.

A deformação que não é completamente recuperada quando se procede ao alívio, origina deformações permanentes (plásticas). Contudo, as fontes analisadas relatam que, se a carga aplicada é baixa quando comparada à resistência do material, e repetida por um longo intervalo de tempo, a deformação é, então, quase completamente recuperável e proporcional ao carregamento podendo, assim, considerar-se o comportamento como sendo elástico (Huang, 1993; Medina e Motta, 2005). Na Figura 24, tem-se a reprodução do comportamento descrito.

Observa-se que, para as deformações iniciais, tem-se uma parcela relativamente alta de deformação permanente (plástica). À medida que a quantidade de ciclos realizados aumenta, estas deformações diminuem. O limite tende a deformações quase totalmente recuperáveis (elásticas). O Módulo de Resiliência é dado, então, pela razão entre a tensão de desvio aplicada e a deformação elástica resultante desta ([24]).

$$MR = \frac{\sigma_d}{\varepsilon_r} \quad [24]$$

Sendo: MR o Módulo de Resiliência do material, σ_d a tensão de desvio aplicada, ϵ_r a deformação recuperável (elástica).

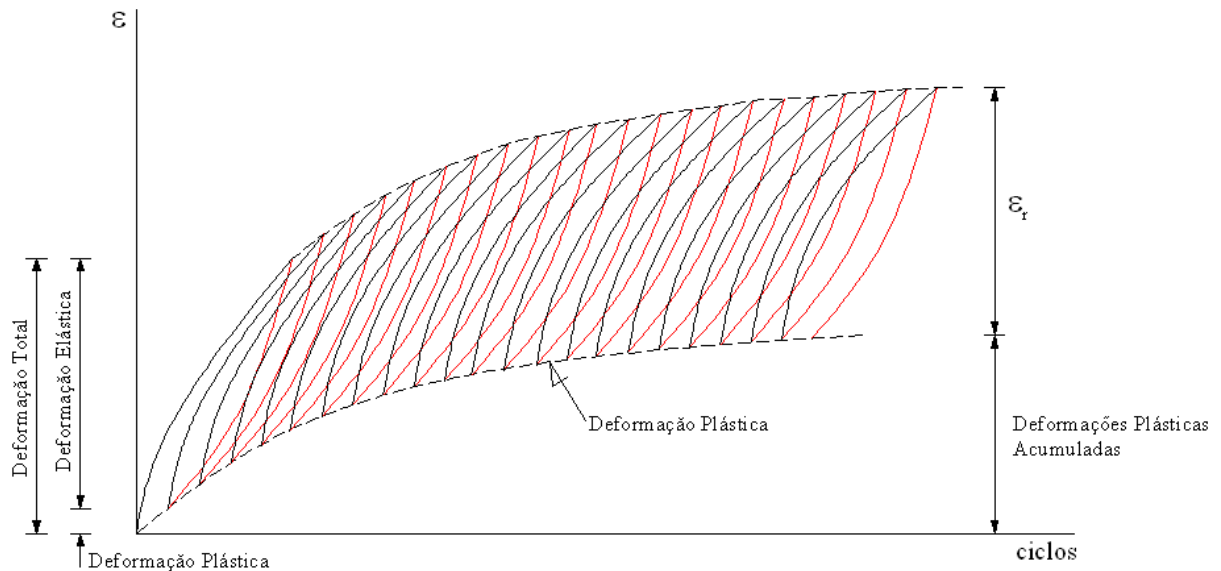


Figura 24 – Deformações sob Carregamento Cíclico.
Fonte: adaptada de Huang (1993).

Pinto *et al.* (2005) afirmam que o comportamento elástico linear de misturas asfálticas, conforme estabelecido acima, só é aceitável para níveis tensões de tração abaixo de 50% da resistência do material e para temperaturas inferiores a 35°C. Para Medina e Motta (2005), os limites aceitáveis seriam para níveis de tensão de tração abaixo de 40% da resistência de tração e temperaturas abaixo de 40°C. Roque e Buttlar (1992), diferentemente dos demais, afirmam que esses limites são de determinação complexa.

Nesta pesquisa optou-se por empregar o ensaio de compressão diametral para determinação do módulo de resiliência por ser o método mais difundido nacionalmente, também utilizando deduções para tração sob carga diametral. Trata da aplicação de um carregamento diametral vertical, que implica tensões de tração na seção diametral horizontal (Figura 20).

Para Wallace e Monismith (1980), a perfeita definição das propriedades resilientes necessita das deformações devidas aos seguintes incrementos: da tensão vertical, na direção

vertical e radial; da tensão radial, na direção vertical e radial; da tensão radial, em direção radial perpendicular ao acréscimo de tensão. Os autores concluem que, quando se realiza o ensaio triaxial dinâmico, obtém-se a deformação vertical devido ao incremento de carga vertical e, algumas vezes, a deformação radial para o mesmo incremento. Para ensaios diametrais, obtém-se uma composição razoável entre a deformação radial devido a um incremento de tensão radial e aquela devido a um incremento de tensão perpendicular.

Segundo análise do comportamento da camada de revestimento em campo, infere-se que a rigidez radial é quem responde pelo desempenho em um primeiro momento. Logo, ensaios realizados em corpos-de-prova verticais extraídos da camada têm mais representatividade quando realizados diametralmente ou à flexão em vigas (Brito, 2007).

Algumas vantagens são apontadas para obtenção do Módulo de Resiliência, bem como diversos outros parâmetros, por ensaios diametrais, todos citados em Brito (2007): 1) o ensaio é relativamente fácil de ser executado, com a vantagem de usar o mesmo equipamento e corpo-de-prova dos ensaios de compressão; 2) os corpos-de-prova podem ser obtidos facilmente pelos compactadores giratórios, que ainda tem a vantagem de simular a relação entre a direção de compactação e a direção de tração crítica de campo, ou por compactadores Marshall, bastante difundidos no Brasil; 3) a ruptura não é afetada pelas condições superficiais do corpo-de-prova, e ocorre em uma região de tração relativamente uniforme; 4) o fato do ensaio possuir uma boa repetibilidade, com pequena variação de resultados; 5) pode ser feito com carga estática ou dinâmica; 6) fornece diversos parâmetros distintos, e simula o estado de tensões nas fibras inferiores da camada de revestimento.

Por outro lado, Kim e Wen (2002) apontam algumas desvantagens desses ensaios: 1) ocorrem deformações permanentes junto aos frisos de carregamento, o que é indesejável para a avaliação do potencial de fissuração; 2) os ensaios só podem ser feitos, na maioria das

vezes, por conta de limitações dos programas dos equipamentos, sob tensão controlada; 3) a distribuição das deformações no centro da amostra é não-linear.

3.4.3.1 Montagem e Avaliação do Ensaio

A montagem dos ensaios para determinação do MR e RT (item anterior) são similares. A diferença, no caso do MR, fica por conta do aplicador de tensões, que deve possibilitar cargas cíclicas e pelos dispositivos de medição de deformações, que não eram necessários para o RT. Em geral, são empregados dois pares de dispositivos de medição de deslocamentos, do tipo LVDT (*Linear Variable Differential Transducers*), sendo um para deslocamento horizontal e outro para o vertical. Este segundo somente é usado quando se deseja medir o coeficiente de Poisson ao longo do ensaio.

Apresenta-se, a seguir, um esquema do carregamento do corpo-de-prova (Figura 25) e uma curva teórica de pulso de carga e deslocamento típico de um ensaio de Módulo de Resiliência (Figura 26). Em relação à Figura 25: P_{cicl} a carga máxima aplicada por ciclo, Δ_{R1} e Δ_{R2} as parcelas 1 e 2, respectivamente, do deslocamento recuperável (resiliente), Δ_R o deslocamento recuperável (resiliente) total, σ_c a tensão de compressão no centro do corpo-de-prova, σ_t a tensão de tração no centro do corpo-de-prova.

Com relação à dedução matemática da obtenção do Módulo de Resiliência têm-se diversas vertentes. A primeira delas apresenta o módulo calculado segundo a formulação de Frocht (1948). Para o autor, a deformação específica no diâmetro horizontal x (ϵ_x) é dada por:

$$\epsilon_x = + \frac{2P}{E\pi t d} \left[\frac{4d^4 - 16t^2 x^2}{(d^2 - 4x^2)^2} + (1 - \nu) \right] \quad [25]$$

Para a obtenção do deslocamento elástico total (Δ), integra-se a **Erro! Fonte de referência não encontrada.** para dx no intervalo $I = \left(-d/2, +d/2\right)$, obtendo-se:

$$E = \frac{P}{\Delta t} (\nu + 0,2734) \quad [26]$$

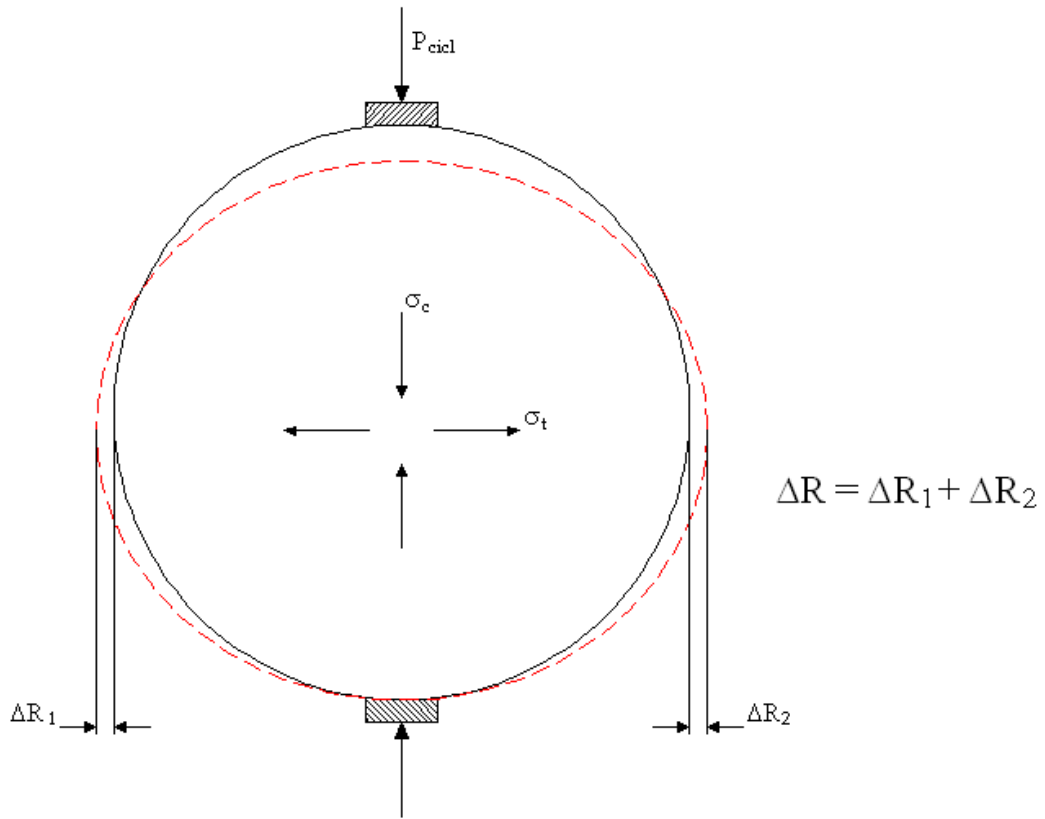


Figura 25 – Esquema de carregamento de corpo-de-prova em ensaio de Módulo de Resiliência por tração indireta.

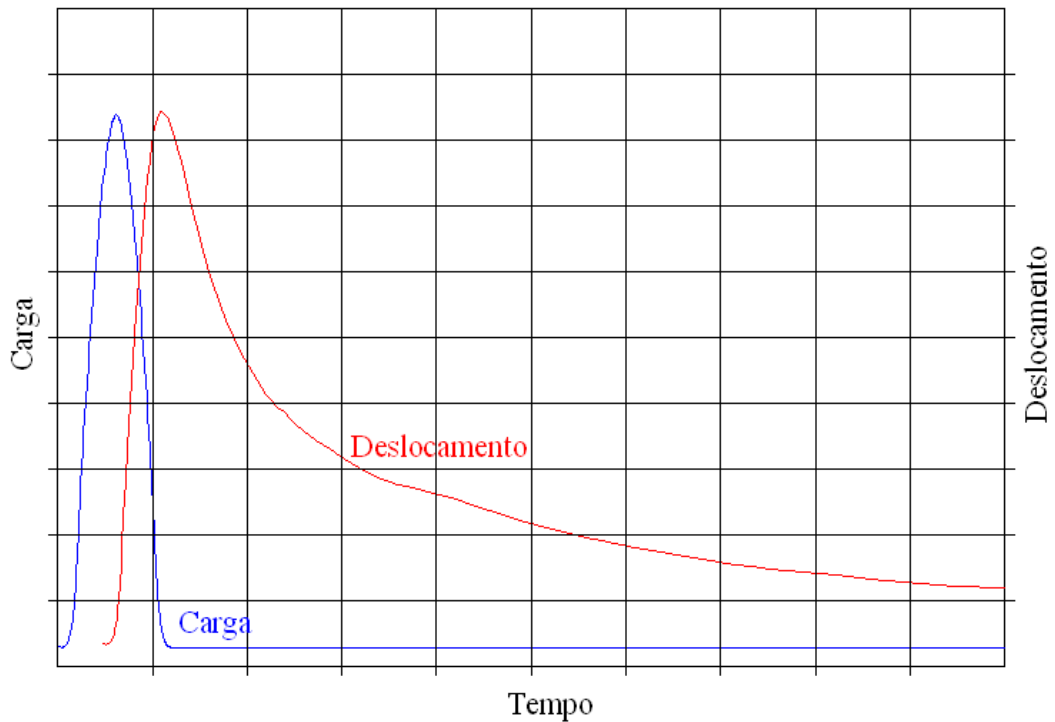


Figura 26 – Curva teórica de pulso de carga e deslocamento em ensaio de Módulo de Resiliência.

É importante recordar que a formulação de Frocht (1948) foi desenvolvida para solicitações por cargas concentradas, conforme abordado anteriormente. Para solicitações por frisos, ter-se-ia a formulação de Hondros (1959), em que a deformação de tração (ε_t) calcula-se por:

$$\varepsilon_t = \frac{X}{l} \frac{\left[\int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \frac{\sigma_{rx}}{P} dr - \nu \int_{-\frac{l}{2}}^{+\frac{l}{2}} \frac{\sigma_{\theta x}}{P} dr \right]}{\left[\int_{-R}^{+R} \frac{\sigma_{rx}}{P} dr - \nu \int_{-R}^{+R} \frac{\sigma_{\theta x}}{P} dr \right]} \quad [27]$$

O módulo de elasticidade no diâmetro horizontal (E):

$$E = \frac{P}{X} \left[\int_{-R}^{+R} \frac{\sigma_{rx}}{P} dr - \nu \int_{-R}^{+R} \frac{\sigma_{\theta x}}{P} dr \right] \quad [28]$$

E o coeficiente de Poisson (ν):

$$\nu = \frac{\left[\int_{-R}^{+R} \frac{\sigma_{ry}}{P} dr + R \int_{-R}^{+R} \sigma_{rx} dr \right]}{\left[R' \int_{-R}^{+R} \sigma_{\theta x} dr + \int_{-R}^{+R} \sigma_{\theta y} dr \right]} \quad [29]$$

Considera-se: X a deformação total a uma dada carga; l o comprimento sobre o qual a deformação é estimada; R' o coeficiente angular da linha de melhor ajuste entre a deformação vertical; Y é a deformação horizontal correspondente.

Anagnos e Kennedy (1972) propuseram simplificações nas equações de Hondros (1959), para corpos-de-prova de 101,5mm e frisos de 12,7mm:

$$\varepsilon_{t,\mu unit} = X_t \frac{0,1185\nu + 0,03896}{0,2494\nu + 0,0673} \quad [30]$$

$$E = \frac{S_h}{t} (0,9976\nu + 0,2692) \quad [31]$$

$$\nu = \frac{0,0673DR - 0,8954}{-0,2494DR - 0,0156} \quad [32]$$

Onde: X_t a deformação horizontal total, DR a taxa de deformação Y_t/X_t (coeficiente angular da reta de melhor ajuste entre a deformação vertical Y_t e a deformação horizontal correspondente, X_t , até a carga de ruptura $Prup$), S_h o módulo tangente horizontal P/X_t (coeficiente angular da linha de melhor ajuste entre a carga P e a deformação horizontal total X_t para cargas até a carga de ruptura).

A norma DNER ME 133/94 baseou-se no trabalho de Preussler (1983), e usa a mesma equação para obter o Módulo de Resiliência. Para o valor S_h usa a razão entre a carga máxima por ciclo e a deformação recuperável total (Δ).

Zhang *et al.* (1997) empregaram a formulação de Hondros (1959) e as equações de deformação derivadas da Lei de Hooke. Para o estado plano de tensões, as deformações são dadas por:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} (\sigma_{xx} - \nu\sigma_{yy}) \quad [33]$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} (\sigma_{yy} - \nu\sigma_{xx}) \quad [34]$$

E o deslocamento vertical e horizontal, segundo Zhang *et al.* (1997):

$$\Delta U_{2mR} = \frac{P}{Et} (I_1 - \nu I_2) \quad [35]$$

$$\Delta V_{2mR} = \frac{P}{Et} (I_4 - \nu I_3) \quad [36]$$

Onde: ε_{xx} e ε_{yy} as deformações nos eixos x e y , respectivamente, σ_{xx} e σ_{yy} as tensões nos eixos x e y , respectivamente, ΔU_{2mR} e ΔV_{2mR} as variações do diâmetro da seção nas direções x e y , respectivamente, I_1 a I_4 os coeficientes em função da relação $a/2R$ e m, n , conforme Zhang *et al.* (1997).

m,n	I ₁	I ₂	I ₃	I ₄
0,25	0,144357	-0,450802	0,155789	-0,488592
0,50	0,233936	-0,780056	0,307445	-1,069463
0,75	0,265925	-0,952670	0,430875	-1,934486
1,00	0,269895	-1,000000	0,062745	-3,587913

Tabela 8 – Valores das constantes I_{1,2,3,4} para as equações definidas por Zhang *et al.*(1997), para a/2R=1/8 (friso de 12,7mm, corpo-de-prova de 101,5mm de diâmetro).

Fonte: Zhang *et al.*(1997) *apud* Brito (2007).

Para o estado plano de deformações:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{1}{E} [\sigma_{xx} - \nu\sigma_{yy} - \nu^2(\sigma_{xx} + \sigma_{yy})] \quad [37]$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{1}{E} [\sigma_{yy} - \nu\sigma_{xx} - \nu^2(\sigma_{yy} + \sigma_{xx})] \quad [38]$$

E o deslocamento vertical e horizontal:

$$\Delta U_{2mR} = \frac{P}{Et} [I_1 - \nu I_2 - \nu^2(I_1 + I_2)] \quad [39]$$

$$\Delta V_{2mR} = \frac{P}{Et} [I_4 - \nu I_3 - \nu^2(I_4 + I_3)] \quad [40]$$

Segundo Brito (2007), as equações de Zhang *et al.* (1997) são válidas para cálculos em setores de diâmetro $2mR$, centralmente locado no eixo x , e de diâmetro $2nR$, no eixo y . Para estas condições tem-se $0 < m$ e $n > 1$. A Figura 27 apresenta um esquema do problema.

No ensaio realizado conforme ASTM D 4123 em que o friso possui 12,7mm, o diâmetro do corpo-de-prova é de 101,5mm, levando à relação $a/2R = 1/8$, medindo-se os deslocamentos entre os extremos do diâmetro, pode-se obter o Módulo de Resiliência:

$$E = \frac{P}{t\Delta U_{2R}} (0,27 + \nu) \quad [41]$$

$$\nu = -3,59 \frac{\Delta U_{2R}}{\Delta V_{2R}} - 0,27 \quad [42]$$

A [41] é a mesma empregada pela ASTM D 4123 e AASHTO TP 31, e só tem validade apenas para as condições em que foi calculada.

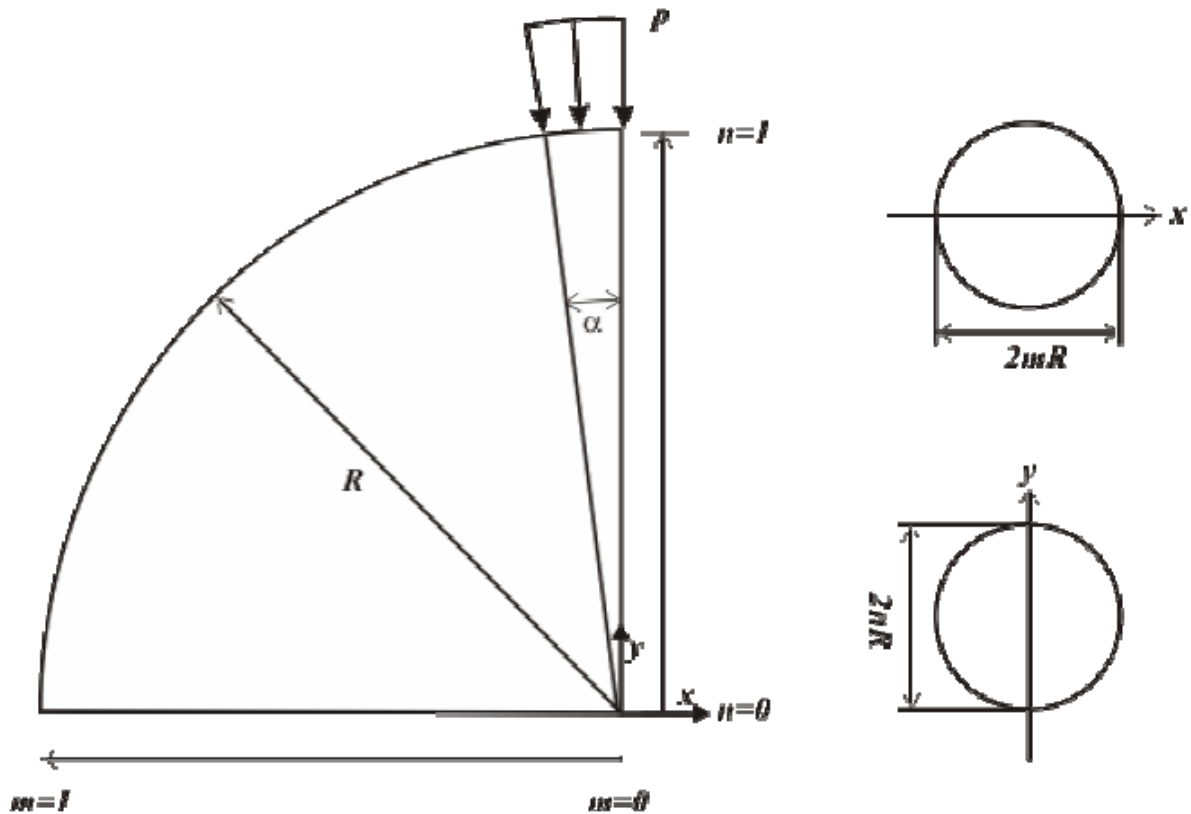


Figura 27 – Consideração de m , n nas equações de Zhang *et al.* (1997).
Fonte: Brito, 2007.

3.4.3.2 Características de Carregamento Aplicado

Com respeito à forma do pulso de carga aplicado, Huang (1993) cita que esta deve simular, de forma mais fiel possível o que ocorre em campo. Quando a carga de roda se encontra a certa distância do ponto de análise, a tensão devida à roda é nula. Esta tensão aumenta à medida que a carga se aproxima do ponto considerado, tornando-se máxima quando atinge o eixo normal ao ponto de análise. Barksdale (1971) afirma ser razoável considerar, segundo estas condições, que a forma do pulso de carga segue uma função do tipo *haversine* (Figura 28). Esta recomendação adota-se nas normas ASTM D 4123 e AASHTO TP 31.

Gonçalves (2002) e Azambuja *et al.* (2004) realizaram estudos com pavimentos em escala real, empregando o simulador linear de tráfego da Universidade Federal do Rio Grande do Sul e do Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem (UFRGS-DAER). Foram posicionados sensores sob os revestimentos asfálticos, de modo a medir a intensidade da carga vertical aplicada. Ao se confrontar os valores de tensão medidos pelos sensores e os valores obtidos pela função *haversine*, os autores observaram convergência satisfatória.

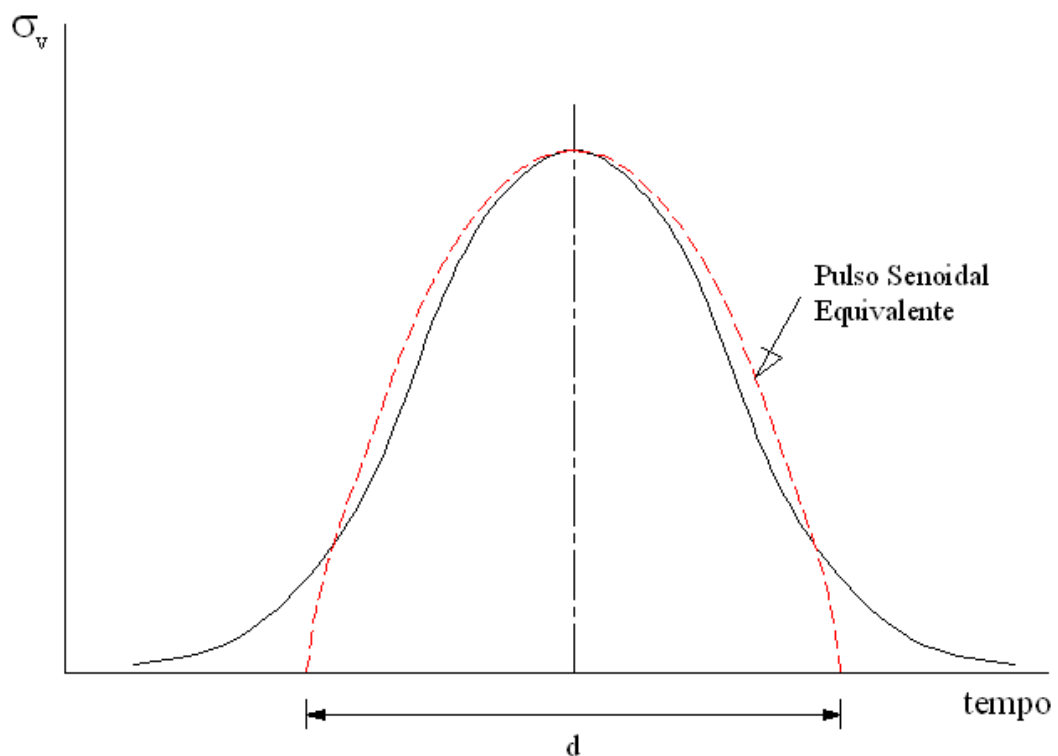


Figura 28 – Pulso de Carga de Geometria *Haversine*.
Fonte: Adaptada de Huang (1993).

Para a duração e a frequência do pulso de carga, Barksdale *et al.* (1971) propuseram, em sua pesquisa, relações entre a velocidade do veículo, a profundidade do ponto de análise e o tempo equivalente do pulso vertical (Figura 29). Este fator toma importância quando se entende a influência da fase viscosa do ligante asfáltico no comportamento da mistura, atribuindo dependência ao histórico de tensões atuantes, a velocidade de carregamento e a intensidade dos mesmos. Foram considerados para obtenção das relações um revestimento asfáltico com 100mm de espessura, base de brita com 380mm de espessura e subleito de solo

argiloso. Medina e Motta (2005) apresentaram estudo similar, visando orientação para aplicação de pulsos verticais em ensaios triaxiais dinâmicos (Figura 30).

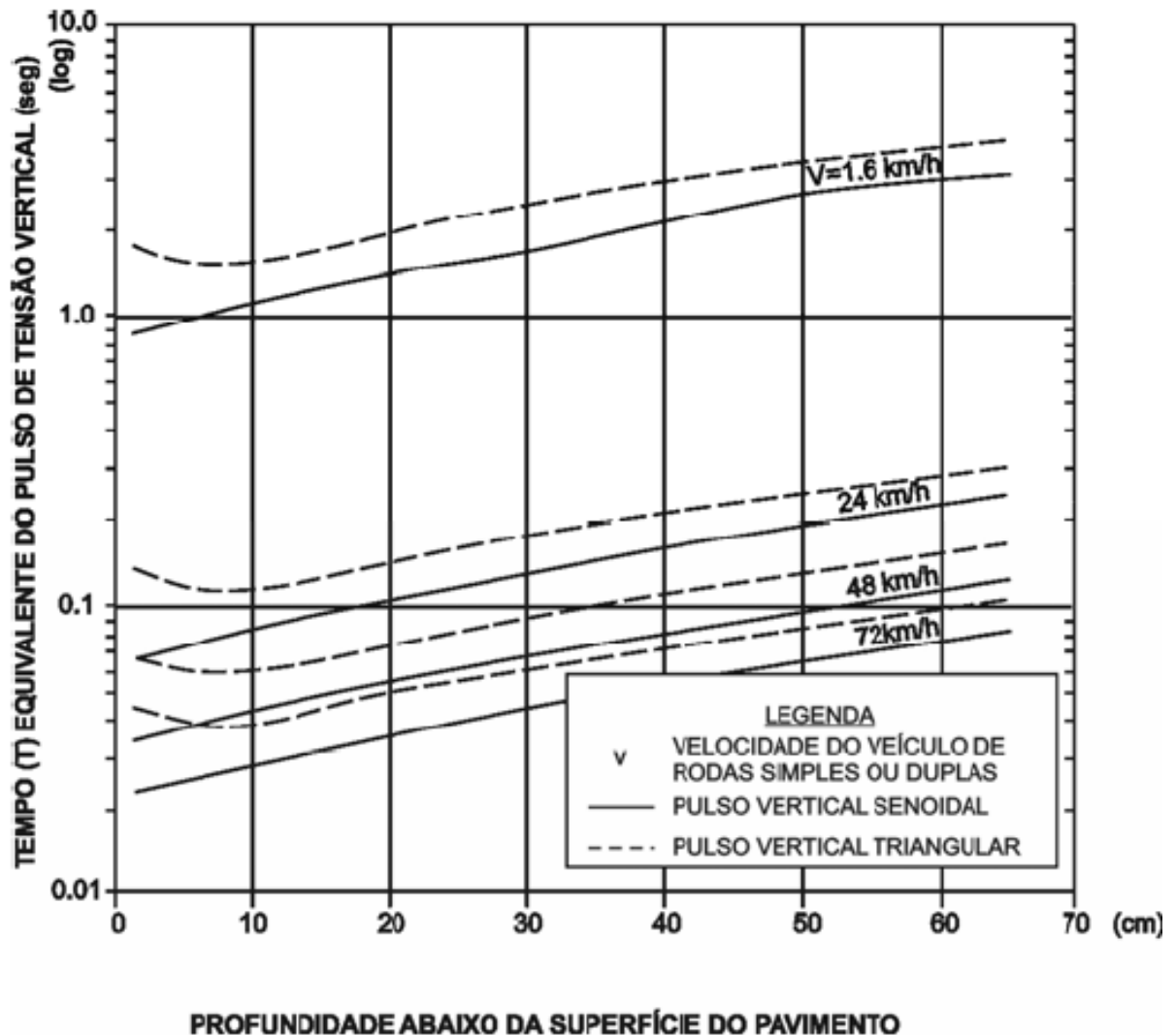


Figura 29 – Pulso de tensão vertical sob carga triangular e senoidal.
Fonte: Huang (1993) *apud* Brito (2007).

Observando-se as correlações dadas, para pavimentos com revestimento de 200mm de espessura e velocidades de tráfego próximas a 30km/h, o tempo de aplicação de carga de 0,1s é razoavelmente condizente. Este tempo é o mesmo estipulado pela maior parte das normas de determinação do Módulo de Resiliência, dentre elas a ASTM D 4123, AASHTO TP 31 e DNER ME 133. A velocidade é coerente para pavimentos urbanos, mas, para o caso de pavimentos rodoviários, o valor estaria em torno de 0,02s, o que seria fora dos limites da

maior parte dos equipamentos pneumáticos existentes. Logo, a literatura costuma atribuir 0,1s de carregamento mesmo para pavimentos rodoviários (Brito, 2007).

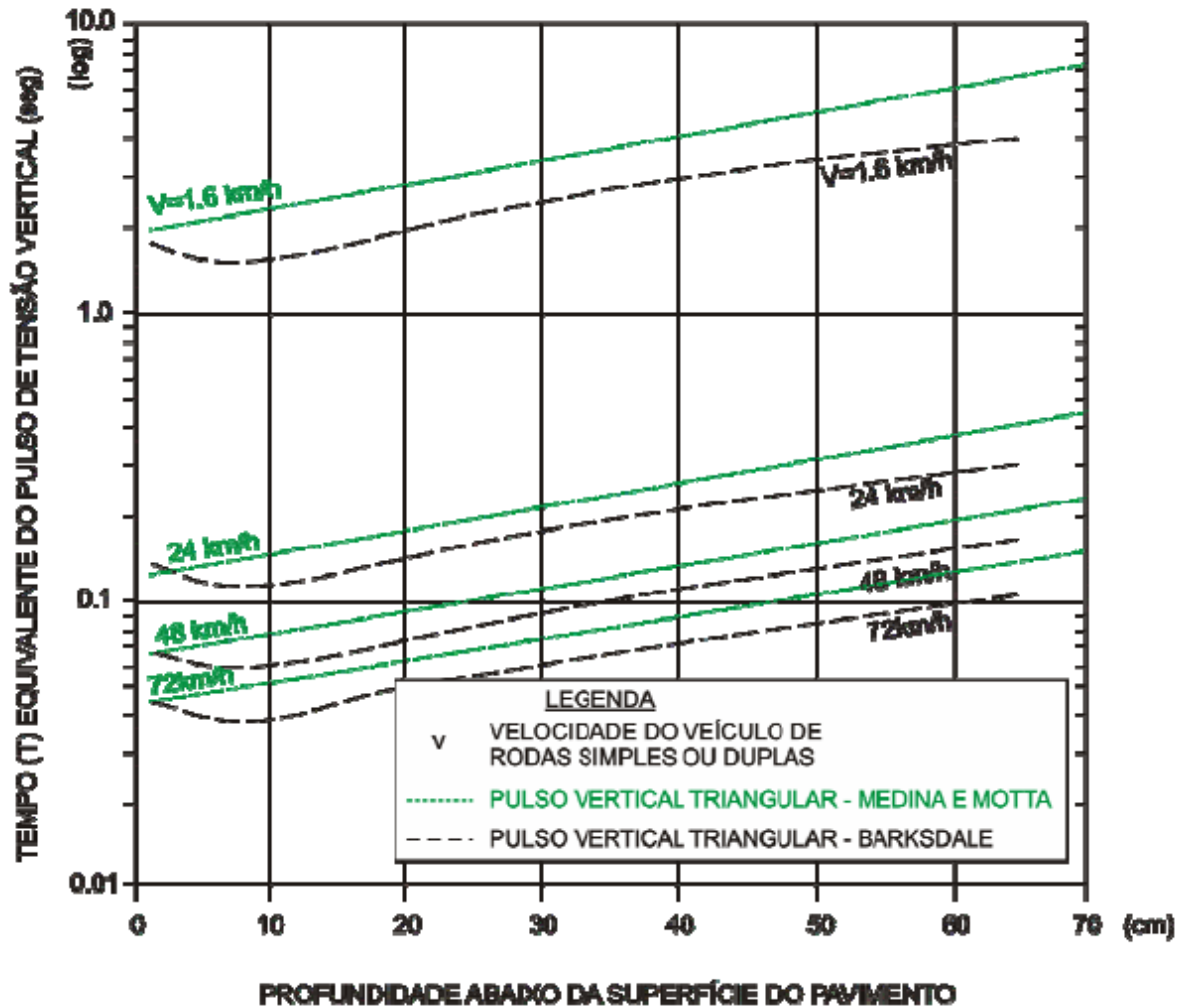


Figura 30 – Pulso de tensão vertical sob carga triangular e senoidal.
Fonte: Medina e Motta (2005) *apud* Brito (2007).

Widyatmoko (2002) realizou trabalhos avaliando o tempo de carregamento em relação à rigidez das misturas asfálticas, tendo observado que para tempos menores de carregamento obtêm-se maiores módulos. Já Raithby e Sterling (1970) avaliaram que para menores tempos de descanso menor a vida de fadiga de misturas asfálticas. Em se aumentando esse período, os efeitos de aumento de vida de fadiga atingem um limite, em torno de 0,4s, a partir do qual as variações são ínfimas.

Deacon (1965) observou que, a uma mesma frequência, para maiores tempos de carregamento (menores tempos de descanso) a vida de fadiga é menor. Bonnaure *et al.* (1982) observaram que o tempo de descanso aponta melhorias na vida de fadiga à medida de seu aumento, até um limite em que seu tempo é de 25 vezes o do carregamento e, para maiores temperaturas, o efeito é ainda mais acentuado.

Com relação à variação da deformabilidade em função da quantidade de ciclos vale apresentar os trabalhos de Preussler (1983), que observou correlações lineares entre a vida de fadiga e a diferença de tensões no centro do corpo-de-prova com a deformação específica resiliente.

No trabalho de Widyatmoto (2002) apresenta-se a importância de aplicarem-se ciclos condicionantes aos ensaios de determinação de módulo, como forma de oferecer um assentamento correto dos frisos sobre o corpo-de-prova e melhora a repetibilidade do ensaio. Sangata e Bassani (1999), contudo, alertam que o uso de quantidades maiores de ciclos condicionantes pode reduzir em 6,5 a 10% os resultados de módulo, concluindo que de 5 a 10 golpes seria suficiente.

Nesta pesquisa será utilizada a forma de carregamento *haversine*, com pulsos de 1Hz de frequência, duração da aplicação da carga de 0,1s. A magnitude dos picos de carga será definida com base na resistência a tração dos materiais e no menor valor que leva a um registro de deslocamento por parte do equipamento.

3.4.3.3 Considerações sobre o Coeficiente de Poisson e Temperatura de Ensaio

Dois fatores são particularmente importantes no cálculo do Módulo de Resiliência: o coeficiente de Poisson e a temperatura. O primeiro, conforme observado nas formulações citadas implica diretamente no cálculo. Segundo as normas, este parâmetro pode ser adotado e não medido ao longo do ensaio. Contudo, o valor a ser atribuído deve levar em conta algumas

condições, e não valores arbitrários. O segundo fator afeta as propriedades da parcela viscosa nas misturas asfálticas, atuando em sua rigidez, o que pode ser relatado segundo uma variação do próprio coeficiente de Poisson.

Marques (2004) sugere, quando da impossibilidade de medição do coeficiente de Poisson, os valores de 0,20, para a temperatura de 20°C, e 0,30, para a temperatura de 30°C. Barksdale *et al.* (1997) apresenta alguns limites para o coeficiente de Poisson, em relação à temperatura: para 5°C, $0,10 \leq \nu \leq 0,30$; para 25°C, $0,25 \leq \nu \leq 0,45$; para 40°C, $0,40 \leq \nu \leq 0,50$. Barksdale *et al.* (1997) admite, ainda, que pode ser vantajoso assumir um valor de coeficiente, uma vez que sua determinação pode ser influenciada pelo efeito de cisalhamento próximo aos frisos.

Neste trabalho o coeficiente de Poisson será obtido de duas formas distintas: a partir das referências teóricas abordadas acima e por meio de ensaio.

3.4.3.4 Cálculo das Deformações Resilientes

Por conta do comportamento visco-elastoplástico esboçado pelas misturas asfálticas espera-se que as deformações apresentem três fases, conforme Figura 31. Assim, a cada pulso de carga aplicado e pelos deslocamentos medidos deve ter destacados apenas a fase elástica, para o cálculo do Módulo de Resiliência.

Adedimila e Kennedy (1975) apresentaram trabalho onde separaram três deslocamentos distintos: o deslocamento resiliente instantâneo (V_{RI} e H_{RI}), que evidencia a parcela elástica; o deslocamento resiliente total (V_{RT} e H_{RT}), referente às parcelas elástica e viscosa; o deslocamento total (V_T e H_T), que mostra as parcelas elástica, viscosa e plástica. Não obstante, as determinações são bastante limitadas por conta do processo de obtenção gráfica dos deslocamentos. Normas como a ASTM D 4123 não apontam procedimentos específicos para cálculo destes parâmetros.

Com o advento dos processos computacionais, essa questão começou a ser contornada. Contudo, as normas têm apontado procedimentos distintos para consideração das fases que compõem o deslocamento. Uma vez que não há um padrão rígido para este procedimento, os resultados de Módulo de Resiliência serão, certamente, distintos dependendo da norma obedecida.

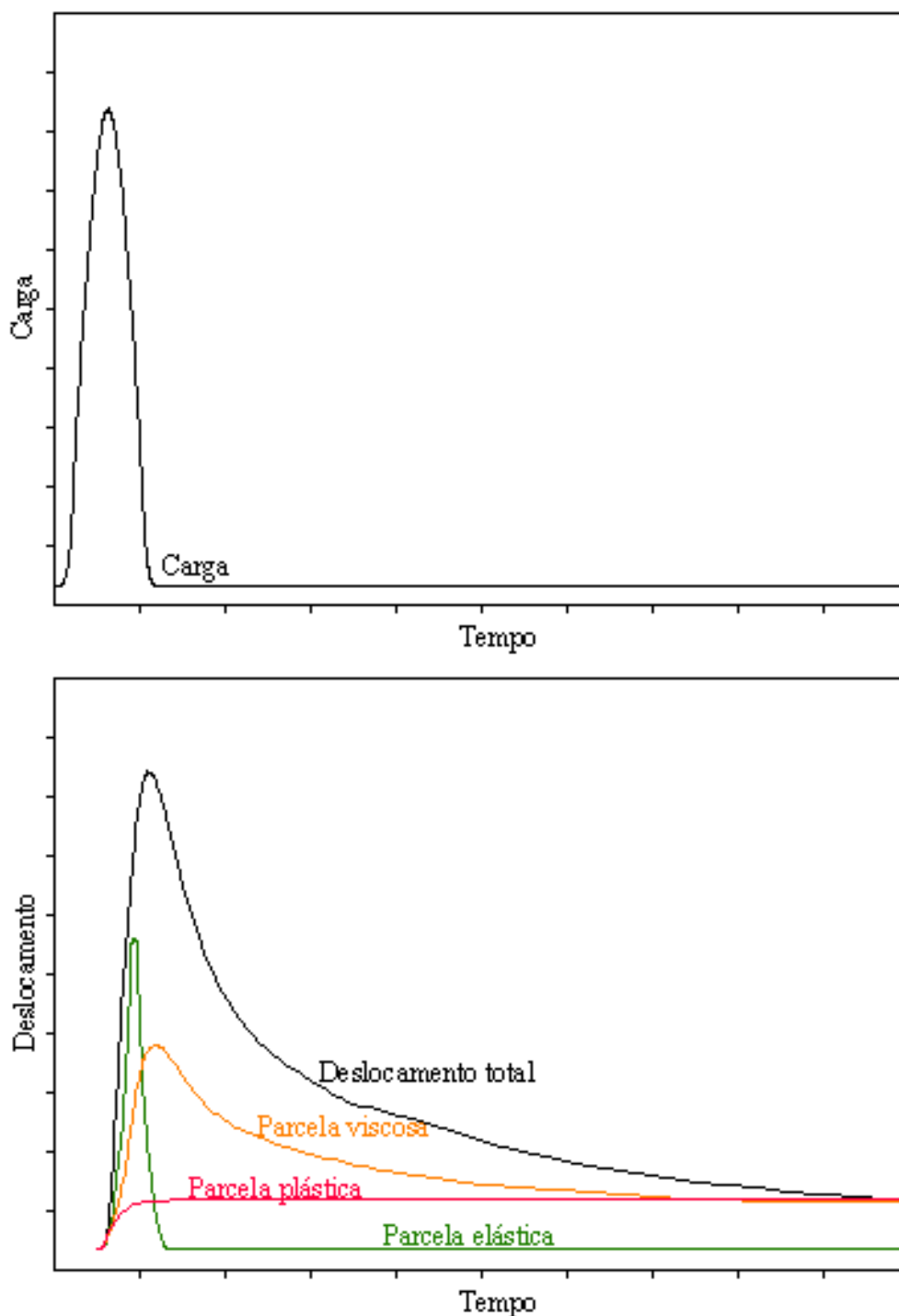


Figura 31 – Esquema teórico das componentes de um deslocamento em material visco-elastoplástico.
Fonte: Brito, 2007.

A norma AASHTO TP 31 emprega tempos pré-definidos para obtenção do deslocamento que podem ser visualizados na Tabela 9. Vale ressaltar que os pontos são para frequência de pulsos de 1Hz e 0,1s de carregamento e, uma vez que os encontrados, regridem-se duas retas: a primeira formada pelo conjunto de dados locados entre o ponto de máximo deslocamento e aquele que representa uma retomada de 75% do deslocamento total; a segunda formada pelos pontos relativos ao ponto t_{r2i} e t_{r2f} , que contemplam todos os pontos dos últimos 0,75s do pulso. O deslocamento resiliente é aquele dado pela distância vertical entre o deslocamento máximo e o de cruzamento da primeira reta com a curva experimental de deslocamento.

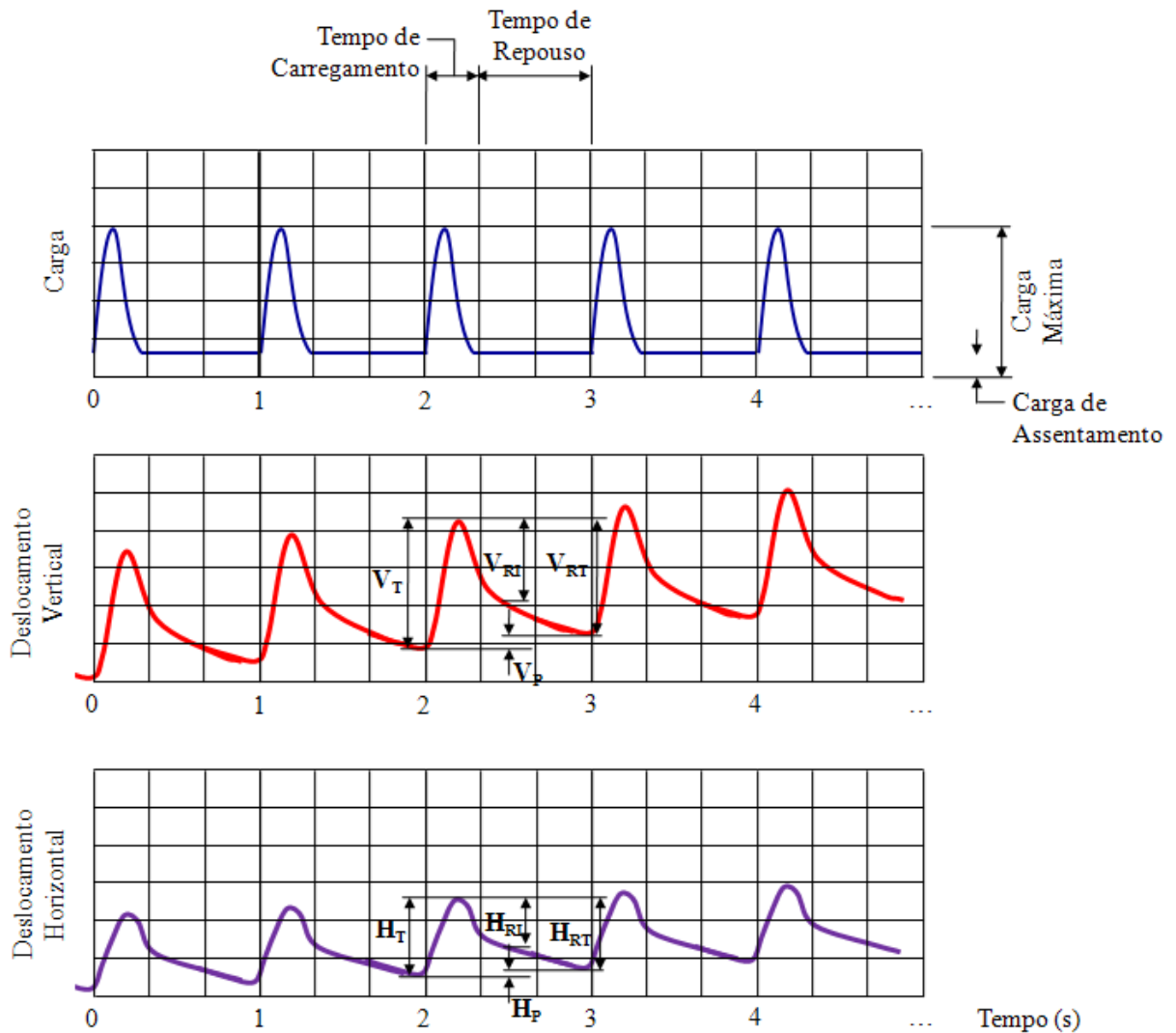


Figura 32 – Deslocamentos sugeridos por Adedimila e Kennedy (1975) *apud* Brito (2007).

AASHTO	
TP 31	
t_{r1i}	$t_m + t_{1ponto}$
t_{r1f}	$t_{75\% \text{ do desloc. total}}$
t_{r2i}	0,25s
t_{r2f}	1,00s

Tabela 9 – Tempos de referência para obtenção do deslocamento resiliente segundo AASHTO TP 31. Fonte: Brito, 2007.

3.4.3.5 Procedimentos de Ensaio

Os ensaios da dissertação em pauta foram realizados segundo a norma AASHTO TP 31. Trata-se de uma das normas mais detalhadas a respeito do tema disponível no meio técnico. Foi aprovada pela AASHTO em 1994 e publicada em 1996. A versão atual foi revisada em 2001.

Recomenda ensaios às temperaturas de 5°, 25° e 40°C, com frequência de carregamento de 1Hz. O pulso de carga é de geometria *haversine*, com duração de carregamento de 0,1s. O equipamento de realização de ensaio, bem como os aquisitores de dados, foram calibrados para cumprir rigidamente às especificações e realizar medições nos tempos necessários para obtenção fiel dos dados.

Com relação à medição de deslocamentos há recomendação de coleta tanto na direção horizontal como vertical. Os dispositivos de aquisição destes parâmetros são do tipo LVDT de ponta retrátil. Para os deslocamentos horizontais devem ser instalados dois medidores diametralmente opostos nas geratrizes laterais do corpo-de-prova. Para a obtenção do deslocamento vertical são instalados dois LVDT's em cada extremo do friso de aplicação de carga, de modo a medir a aproximação dos frisos.

A carga de ensaio deve ser relativa a 30%, 15% e 5% da resistência à tração (medida por ensaio de compressão diametral a 25°C), relativas a ensaios realizados a 5°, 25° e 40°C. O módulo é calculado pela média de 5 pulsos de carga, após realização de, pelo menos, 30

pulsos condicionantes. Para que o condicionamento seja considerado eficiente, 4 dos 5 pulsos devem apresentar deslocamento relativo a uma faixa de 15% do módulo médio dos 5 pulsos.

Devem ser obtidos dois módulos resilientes: o primeiro calculado por meio do deslocamento resiliente instantâneo; o segundo pelo deslocamento resiliente total. Também devem ser considerados os coeficientes de Poisson para cada um destes valores. O mecanismo de obtenção destes deslocamentos é o mencionado no tópico anterior.

3.4.4 Fluência por Compressão Uniaxial

Os ensaios de fluência por compressão diametral podem ser realizados de duas formas distintas, a saber: por compressão estática ou por compressão dinâmica. Tais ensaios podem servir de indicativo da susceptibilidade das misturas asfálticas às deformações permanentes (Greco, 2004).

Deformações permanentes da camada asfálticas são afundamentos longitudinais que ocorrem nas trilhas de roda devido à consolidação do material ou ao escorregamento lateral da mistura. Souza *et al.* (1991) *apud* Greco (2004) apontam alguns fatores (Tabela 10) que podem colaborar para aumentar ou reduzir a tendência à evolução destas deformações. Na presente dissertação, apenas a influência da textura superficial e forma do agregado, temperatura e repetição do carregamento serão avaliados.

Buscando métodos de correlacionar ensaios de laboratório com desempenho em campo, a Shell desenvolveu o ensaio de compressão uniaxial, ou ensaio de *creep* (Coelho, 1996). O método teria como grande vantagem, o fato de deter uma execução simples, que não demandava equipamentos muito robustos. Os resultados alcançados puderam levar a uma correlação empírica entre as propriedades reológicas do ligante e o comportamento viscoelastoplástico da mistura (Mahboub, 1990).

Hills (1973) foi responsável por desenvolver as bases teóricas do ensaio de *creep* estático, onde um corpo-de-prova cilíndrico é submetido a um carregamento constante segundo seu eixo longitudinal, sendo medidos os deslocamentos ao longo do tempo de atuação da carga. Para o desenvolvimento de sua teoria, o autor propôs que as misturas asfálticas seriam compostas por partículas de agregados envoltas em película de ligante, com vazios entre as partículas. Adotou a hipótese de que as deformações são devidas ao movimento relativo das partículas de agregado (deformação cisalhante que ocorre no ligante). Em segundo lugar, as tensões atuantes comprimiriam o ligante para os vazios. Desta forma, as deformações cisalhantes diminuiriam ao longo do ensaio (Greco, 2004).

	Fator	Variação	Efeito na resistência à deformação permanente
Agregado	Textura superficial	Liso a rugoso	Aumento
	Granulometria	Aberta a contínua	Aumento
	Forma	Redonda a angulosa	Aumento
	Tamanho	Aumento do tamanho máximo	Aumento
Ligante	Rigidez	Aumento	Aumento
Mistura	Quantidade de ligante	Aumento	Redução
	Volume de vazios	Aumento	Redução
	Vazios no agregado mineral	Aumento	Redução
	Método de compactação		
Condições de ensaio	Temperatura	Aumento	Redução
	Estado de tensão e deformação	Aumento da tensão de contato do pneu	Redução
	Repetição do carregamento	Aumento	Redução
	Água	Seco a molhado	Redução, se a mistura for sensível à água

Tabela 10 – Fatores interferentes na resistência das misturas às deformações permanentes.
 Fonte: Adaptado de Souza *et al.* (1991) *apud* Greco (2004)

Com respeito ao método de ensaio desenvolvido pela Shell e as correlações impetradas, Mohboub (1990) aponta que estas teriam algumas falhas conceituais. Em primeiro lugar usariam parâmetros pseudo-elásticos e adotaria a Lei de Hooke. No entanto, tais parâmetros só poderiam ser empregados para deformações elásticas, sendo que, ao longo do ensaio, as deformações são de natureza viscoelastoplástica. Por outro lado, as equações

empregariam um fator de majoração, não condizentes com a magnitude das deformações dinâmicas, que são menores que as deformações estáticas desenvolvidas ao longo do procedimento experimental. Por fim, o autor critica o fato de que a equação considera uma relação linear entre as deformações e o nível de tensão, o que não é observado na prática.

Em face disso Mohboub (1990) estabeleceu equações que permitiam correlacionar propriedades viscoplásticas com as condições de tensão ao longo do ensaio, permitindo que parâmetros medidos em laboratório pudessem ser convertidos em parâmetros de campo, onde o nível de tensões podem ser maiores que os ensaiados. Vale ressaltar que a pesquisa de Mohboub (1990) fazia uso do ensaio estático.

Tseng e Lytton (1986) *apud* Souza *et al.* (1991) fizeram uso do ensaio de *creep* dinâmico para obter correlação exponencial entre a deformação permanente e o número de ciclos de carga aplicados.

Van de Loo (1974) estudou correlações entre o ensaio de trilha de roda e o de *creep* estático, atribuindo as variações encontradas entre os resultados às diferenças intrínsecas existentes nas metodologias. Por um lado o ensaio de trilha de roda é confinado e dinâmico, enquanto o de *creep* é não-confinado e estático. Assim, o autor se voltou ao estudo dos carregamentos estáticos e dinâmicos em corpos de prova cilíndricos. Em suas observações, foi possível concluir que a razão entre a tensão aplicada e a deformação sofrida (módulo de fluência) diminuía à medida que o tempo de aplicação de carga (estática) diminuía. Por outro lado, enquanto aumentava o número de aplicações de cargas (dinâmica) o módulo reduziu.

Greco (2004) destacou que os estudos de Van de Loo (1974) foram realizados à temperatura de 20°C, muito baixa para os padrões de temperatura de serviço observados no Brasil, que estão em torno de 40°C. Para estas temperaturas a influência da parcela viscosa do ligante compromete o desempenho quando da ação de carregamentos estáticos, que são mais danosos nestas condições.

Little *et al.* (1993) estudaram *creep* estático visando relacionar as propriedades preponderantes no desempenho das misturas asfálticas. Segundo os autores, a principal propriedade interferente seria o volume de vazios, seguido de tipo de agregado, nível de tensão, temperatura do ensaio, tipo de asfalto e o teor do mesmo.

Com respeito ao nível de tensões aplicadas, Van de Loo (1974) realizou seus ensaios iniciais de *creep* estático considerando tensões realísticas. Admitindo uma pressão de enchimento dos pneus de 0,70MPa, que levariam a tensão atuante na faixa de 0,50MPa no interior da camada asfáltica, o autor ressaltou que não havia correlação entre o desempenho no ensaio de trilha de roda e o de *creep*. Reduzindo o nível de tensões aplicado foi observado que a correlação só era admissível em torno de 0,10MPa, muito abaixo daquela que ocorre em campo.

Segundo o autor, o fato ocorre uma vez que, apesar das tensões realísticas empregadas no ensaio dinâmico, estas solicitam a seção por um tempo muito curto, preservando as deformações permanentes dentro do limite linear do comportamento. Assim sendo, o ensaio de *creep* deveria ser realizado nas mesmas condições, ou seja, a baixos níveis de tensão.

Greco (2004) e Nascimento (2008) apontam os trabalhos de Mohamed e Yue (1994) que propõem para o ensaio de *creep* (estático e dinâmico), uma curva que correlacione o tempo de carregamento (ou número de ciclos de carregamento, para o caso do ensaio dinâmico) com a função fluência (ou a deformação axial permanente acumulada) seria dividida em três estágios (Figura 33). No primeiro deles, as deformações ocorrem rapidamente por conta do acúmulo de tensões na superfície irregular do corpo-de-prova ou, ainda, por conta da densificação do mesmo (Mohamed e Yue, 1994). Esta taxa inicial decresce drasticamente devido às mudanças microestruturais nas partículas da mistura, que se reorientam tornando a mesma mais rígida.

No segundo estágio, caracterizado pela relação linear entre o aumento das deformações acumuladas e o tempo (ou número de ciclos), os agregados encontram-se orientados de forma a resistir ao nível de tensões aplicado. Nestas condições as deformações são devido à fluência por cisalhamento (Mohamed e Yue, 1994). Segundo os autores, quanto maior a inclinação da curva neste estágio, maior a susceptibilidade da mistura às deformações permanentes.

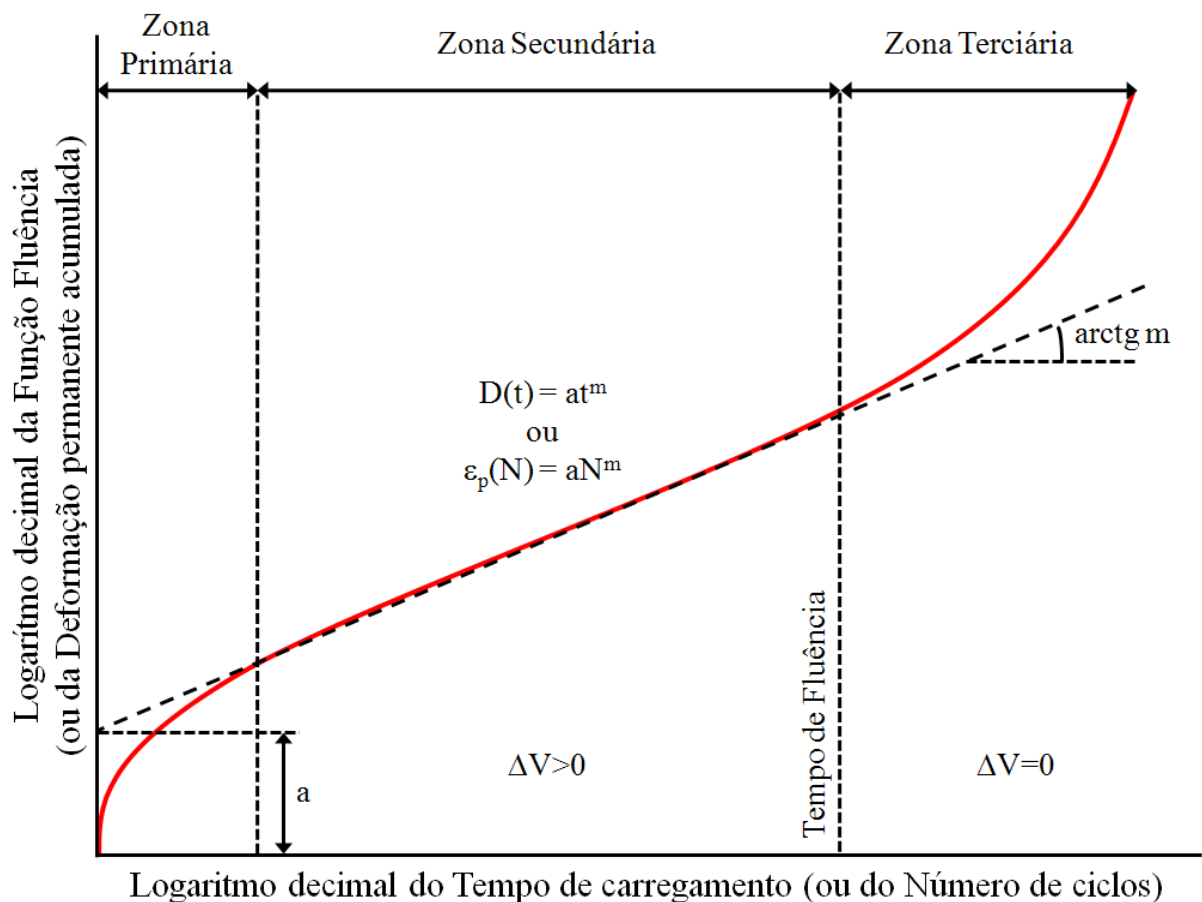


Figura 33 – Estágios característicos de ensaio de *creep*.
Fonte: Adaptado de Greco (2004) e Nascimento (2008).

Por fim, no terceiro estágio tem-se a ruptura do corpo-de-prova. No caso dos ensaios dinâmicos isto ocorre por conta da fadiga do material. Outros fatores apontados por Greco (2004) seriam falhas nos experimentos, como uso de corpos de prova não homogêneos ou com superfícies muito inclinadas, excentricidade das placas, etc. Little *et al.* (1993) apontam que, por mais que as correlações entre desempenho de campo e resultados alcançados em

ensaio de *creep* sejam questionáveis, é de se esperar que o terceiro estágio não seja atingido por uma mistura estável quando são aplicadas tensões e temperaturas similares às de campo.

Nascimento (2008) acrescenta, ainda, que as deformações na Zona Secundária ocorrem com um aumento no volume, enquanto que na terciária ocorre uma compressão isovolumétrica. O autor sugere a utilização de um modelo de regressão da função fluência segundo uma equação potencial que retrate o comportamento na Zona Secundária (Figura 33). Entretanto, os valores devem estar plotados como logaritmos decimais. Para o caso do ensaio estático:

$$D(t) = at^m \quad [43]$$

E dinâmico:

$$\varepsilon_t(N) = aN^m \quad [44]$$

Onde: $D(t)$ a função fluência, t o tempo de carregamento, $\varepsilon_t(N)$ a deformação permanente acumulada, N o número de ciclos de carregamento, a e m as constantes de regressão.

As duas constantes de regressão (a e m) indicam parâmetros de fluência que podem ser utilizadas para comparar duas misturas asfálticas. No caso do coeficiente a , mantido m invariável, para maiores valores tem-se a rigidez decrescendo e a deformação permanente crescente a uma dada temperatura. O mesmo ocorre com m , mantendo a invariável: quanto maior seu valor, maior a tendência de ocorrência de deformações permanentes.

Outro parâmetro citado em Nascimento (2008) é o tempo de fluência, definido como o ponto onde as deformações passam a ser isovolumétricas. A partir deste ponto, a mistura entra em falência estrutural e está no limiar da ruptura. O próprio autor relata que o uso deste último parâmetro tem apresentado melhores correlações com os resultados dos ensaios de trilha de roda do que os coeficientes a e m .

Para o caso do ensaio dinâmico, Bernucci *et al.* (2007) *apud* Nascimento (2008) empregam o módulo de *creep* (E_c), que vem a ser a razão entre a tensão aplicada em cada ciclo (σ) e a correspondente deformação plástica:

$$E_c(N) = \frac{\sigma}{\varepsilon_t(N)} \quad [45]$$

3.4.4.1 *Creep* Estático

O experimento de fluência por compressão uniaxial estática (*creep* estático) consiste em submeter um corpo-de-prova cilíndrico, posicionado entre duas placas rígidas (uma fixa outra móvel), a uma carga de compressão constante ao longo do tempo, segundo seu eixo longitudinal. Ao longo do ensaio são medidas as deformações em função do tempo, por meio de dispositivos do tipo LVDT. A temperatura é mantida constante durante o procedimento.

Little *et al.* (1993) concluíram que, com respeito ao segundo estágio da curva de *creep*, em escala log-log, para que a mistura não seja susceptível às deformações permanentes, a inclinação não deve ser superior 0,25. Também esclareceram que a deformação limite deve ser de 0,203 mm/mm, quando os experimentos representarem as condições de campo.

Nesta pesquisa, os ensaios foram realizados nas temperaturas de 5, 25, 45 e 55°C, com carregamento de 100 kPa, ao longo de 1000 s. As medições foram feitas nos tempos de 0,01, 0,1, 1, 10, 100 e 1000 s, de modo a alcançar curva bem definida em escala logarítmica.

3.4.4.2 *Creep* Dinâmico

O ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica (*creep* dinâmico) consiste em submeter um corpo-de-prova cilíndrico, posicionado entre duas placas rígidas (uma fixa outra móvel), a uma carga de compressão dinâmica ao longo do tempo, segundo seu eixo longitudinal. Durante os procedimentos são medidas as deformações não-recuperáveis

acumuladas em função da quantidade de ciclos, por meio de dispositivos do tipo LVDT, sendo a temperatura mantida constante.

No presente trabalho os parâmetros de carregamento dinâmico (frequência, forma e tempo da carga) serão os mesmos daqueles utilizados no ensaio de Módulo de Resiliência (Motta *et al.*, 1996; Ceratti *et al.*, 1996). As temperaturas de ensaio serão de 30°, 40° e 50°C, de modo a se obter a variação da susceptibilidade de deformação permanente por conta do aumento da temperatura.

Segundo Mohamed e Yue (1994), um aumento de 25 para 40°C aumenta em 10 vezes a inclinação da curva de segundo estágio (Figura 33). O mesmo autor observou, também, que para esta mesma variação de temperatura, a quantidade de ciclos necessários para início do terceiro estágio reduz em 10 vezes para a temperaturas mais altas.

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo são apresentados e discutidos os resultados referentes à caracterização dos materiais, a dosagem e aos ensaios mecânicos das misturas asfálticas. Também foram incluídas observações alusivas às determinações experimentais, assim como uma análise comparativa entre os dados obtidos nesta dissertação e aqueles oriundos da revisão bibliográfica, notadamente no que tange a materiais alternativos visando à pavimentação.

A literatura consultada mostrou poucos trabalhos usando o resíduo de construção e demolição (RCD) como agregado participante de misturas asfálticas. Assim, buscaram-se trabalhos empregando alguns materiais alternativos, como escória de aciaria (Castelo Branco, 2004) e agregado sintético de argila calcinada (Nascimento, 2004) além daqueles abordando agregados pétreos (Cunha, 2004; Gouveia, 2006; Nascimento, 2008).

4.1 Caracterização dos Materiais

Os materiais estudados compreendem o ligante asfáltico (CAP) e os agregados (graúdo, miúdo e o filer). Por uma questão didática, destacou-se a parte concernente aos agregados graúdos, visando uma melhor compreensão das principais peculiaridades do resíduo de construção e demolição (RCD), em comparação ao seixo rolado.

4.1.1 Ligante Asfáltico

Utilizou-se o ligante do tipo cimento asfáltico de petróleo (CAP), fornecido pela Refinaria Isaac Sabbá (REMAN/PETROBRAS), empregado comercialmente em Manaus sendo caracterizado pelos ensaios tradicionais e segundo a metodologia Superpave.

Relativo aos ensaios tradicionais, a Tabela 11 indica os resultados, permitindo a sua classificação pela especificação brasileira. O ensaio de Penetração realizado a 25°C obteve valor de 57.10^{-1} mm, o que classifica o material como CAP 50-70 (observar Tabela 5). Trata-

se de uma classe composta por um ligante reconhecidamente de baixa viscosidade, especialmente para a região, o que pode explicar parte do comportamento a ser observado nos ensaios de desempenho.

Características		Método	Especificação	Resultado	Unid.
Penetração		ASTM D 5	50 a 70	57	0,1mm
Ponto de Amolecimento		ASTM D36	46 mín	51,2	°C
Viscosidade Saybolt-Furol	135°C	ASTM E 102	141 mín	260	sSF
	150°C		50 mín	154,8	
	177°C		30 a 150	53,5	
Viscosidade Brookfield (SP21, 20rpm)	135°C	ASTM D 4402	274 mín	675	cP
	150°C		112 mín	334,7	
	177°C		57 a 285	128	
RTFOT	Penetração retida	ASTM D 5	55 mín	63,1	%
	Aumento do pt de amolecimento	ASTM D 36	8 máx	8	°C
	Ductilidade a 25°C	ASTM D 113	20 mín	29	Cm
	Varição em massa	ASTM D 2872	0,5 máx	0,04	%
Ductilidade a 25°C		ASTM D 113	60 mín	>100	Cm
Solubilidade no tricloroetileno		ASTM D 2042	99,5 mín	99,5	%massa
Ponto de fulgor		ASTM D 92	235 mín	328	°C
Índice de susceptibilidade térmica		ASTM X 018	-1,5 a 0,7	-0,6	N/A
Densidade relativa a 24°C		ASTM D 70	Anotar	0,996	N/A
Aquecimento a 177°C		ASTM X 215	NESP	NESP	N/A

Tabela 11 – Resultados dos ensaios tradicionais de caracterização do CAP.

FONTE: Laboratório da Refinaria Isaac Sabbá (REMAN)

O resultado referente ao Ponto de Amolecimento demonstra que o CAP ofertado pela REMAN se apresentará como fluido a partir de 51,2°C. Este resultado, apesar de estar acima do limite inferior imposto para a classe, aponta que o ligante mostrará: a) uma menor viscosidade para a faixa de temperatura em serviço, a época mais quente do ano em Manaus quando a temperatura pode chegar a 50°C; b) uma menor rigidez do mástico (conjunto ligante e fração mais fina de agregados – Souza, 2005), levando a resistência da mistura a depender mais diretamente do entrosamento dos agregados graúdos.

Os valores da Viscosidade Saybolt-Furol mostram-se dentro dos limites especificados, inclusive quando comparados com a Viscosidade Brookfield. Todavia, conforme comentado no Capítulo 3, os resultados deste ensaio não possuem relação com o desempenho em campo, sendo indicado para caracterizar a fase de manipulação do CAP (aquisição, transporte, usinagem).

Quanto ao efeito do envelhecimento a curto prazo, realizado em estufa RTFOT, os limites foram atendidos. Observa-se, do mesmo modo, a baixa quantidade de impurezas, denotado pela pequeníssima perda de massa (0,04%), corroborada pela solubilidade de 99,5% no tricloroetileno. Com respeito à Penetração, o envelhecimento refletiu uma perda de 36,9% (63,1% de retenção), implicando um aumento de rigidez significativa por conta da manipulação do material. Tal resultado já era esperado, uma vez que boa parte do envelhecimento acontece nos processos iniciais de fabricação da mistura (aquecimento e mistura do CAP), segundo Bernucci *et al.* (2007).

A ductilidade a 25°C, que era superior a 100 cm no material virgem, reduziu para 29 cm quando envelhecido (envelhecimento inicial), indicando uma perda de potencial elástico e aumento da fase plástica. Tal comportamento ocorre em função da oxidação do ligante asfáltico (Greco, 2004).

Quantos aos experimentos que tratam da segurança na manipulação do ligante, os resultados mostraram-se coerentes com o que estabelecem as normas da ANP (2005). Não foi observada formação de espuma durante o aquecimento e o ponto de fulgor (328°C) apresentou valor superior às temperaturas as quais estará submetido.

O índice de susceptibilidade térmica proporcionou resultado dentro dos limites preconizados e da faixa (-1,5 a 0) apontada por Bernucci *et al* (2007) como típica para os asfaltos empregados no Brasil. Por outro lado, o valor de -0,6 demonstrou um ligante pouco susceptível às variações climáticas, no tocante as alterações em suas propriedades, como a penetração e o ponto de amolecimento.

Os ensaios preconizados pela Superpave para caracterização do ligante asfáltico foram realizados no cimento asfáltico de petróleo utilizado segundo D'Antona (2009). O ensaio em reômetro de cisalhamento dinâmico (DSR) nas amostras virgens, envelhecidas nas estufas RTFOT e PAV encontram-se na Tabela 12.

		Amostra virgem			
		Temp. (°C)	G* (Pa)	δ (°)	G*/sen (δ) KPa
Deformação Permanente		58	7083	74,11	7,364
		64	3318	77,48	3,399
		70	1600	80,59	1,622
		76	801	83,41	0,806
		Amostra após RTFOT			
		Temp. (°C)	G* (Pa)	δ (°)	G*/sen (δ) KPa
Deformação Permanente		64	7242	66,64	7,889
		70	3852	69,62	4,110
		76	1994	72,76	2,088
		Amostra após RTFOT e PAV			
		Temp. (°C)	G* (kPa)	δ (°)	G*.sen (δ) MPa
Fadiga		31	1644	41,15	1,082
		28	2566	39,67	1,638
		25	3957	38,07	2,440
		22	6001	38,07	3,562
		19	9102	34,61	5,169

Tabela 12 – Resultado DSR: deformação permanente e fadiga.
 FONTE: D'Antona (2009).

Os resultados demonstram, conforme o que consta em Leite (1999), uma queda no ângulo de fase com o envelhecimento a curto prazo (amostra após RTFOT) e, a curto e longo prazo (após RTFOT e PAV), relativo à amostra virgem. Tem-se, ainda, significativo aumento do módulo dinâmico na mesma seqüência, demonstrando que a amostra apresentou um aumento da fase elástica à medida que envelheceu.

Do ensaio de deformação permanente têm-se as temperaturas superiores limites de operação do ligante asfáltico. A Superpave estabelece que a temperatura máxima que o ligante deve atingir em campo, sem apresentar falhas quanto à deformação permanente, é aquela relativa a um valor mínimo de $G^*/\text{sen}(\delta)$ igual a 1,1kPa e 2,2kPa para a amostra virgem e envelhecida em RTFOT, respectivamente. Observa-se que a primeira temperatura, acima dos limites citados, é de 70°C para ambas as condições. Para esta temperatura, a Figura 34 analisa as componentes viscosa e elástica do módulo de cisalhamento dinâmico na condição de envelhecimento a curto prazo.

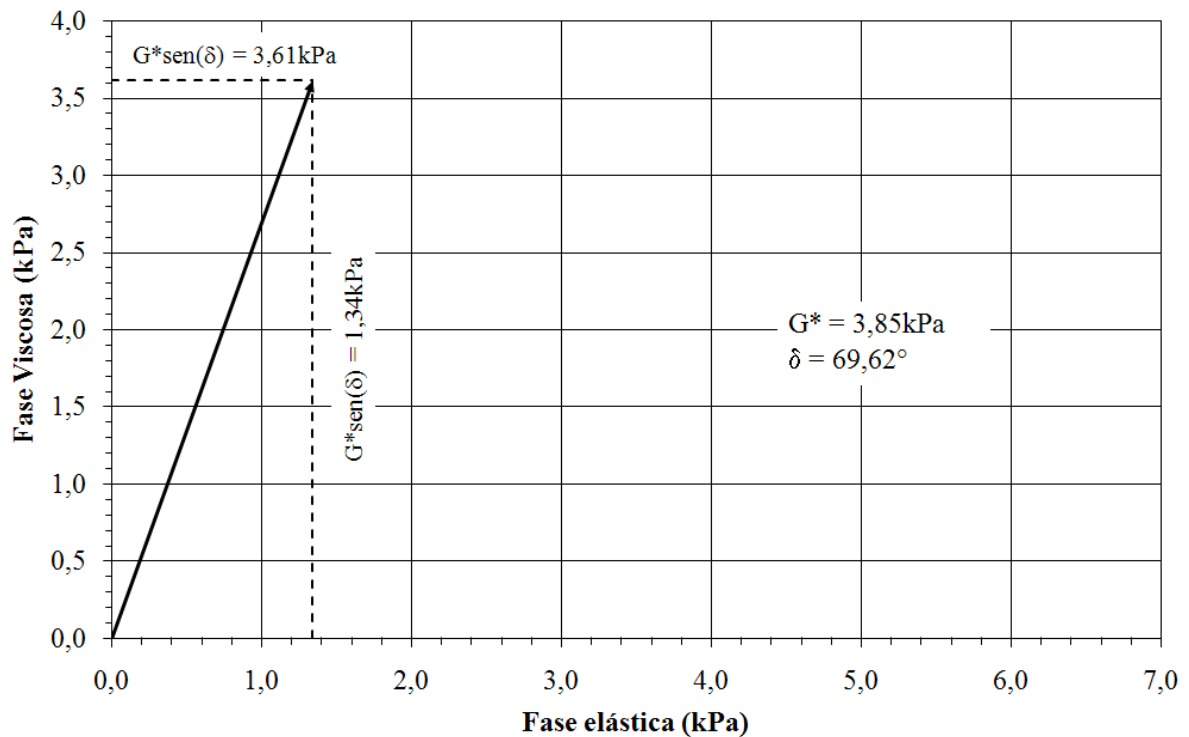


Figura 34 – Componentes viscosa e elástica do módulo de cisalhamento dinâmico a 70°C.

O vetor definido na Figura 34 demonstra que após sofrer o envelhecimento a cruto prazo na estufa RTFOT, o ligante apresentou predominância da fase viscosa. Em campo pode implicar em um comportamento mais dependente do histórico dos carregamentos e uma maior tendência a apresentar deformações permanentes.

Para os ensaios de fadiga, as especificações buscam a temperatura para qual se obtém o parâmetro $G^*/\sin(\delta)$ com valor de 5,0kPa. Os resultados apontaram que, para 19°C, o parâmetro é atingido, sendo um valor coerente aqueles observados em Leite (1999).

No ensaio de fluência em viga (BBR) analisa-se o comportamento do ligante nas temperaturas mais baixas e sua susceptibilidade ao rompimento. Esta informação teve objetivo apenas de complementar a classificação do asfalto, uma vez que não tem sentido este tipo de análise para as condições climáticas locais. Quanto à especificação da rigidez, esta não deve exceder 300MPa após 60 ciclos de aplicação de carga, bem como sua taxa de variação com o tempo deve ser superior 0,300 para 60 segundos, em amostras analisadas após

envelhecimento a curto e longo prazo. Na Tabela 13 observam-se os resultados obtidos por D'Antona (2009), denotando que o desempenho requerido ocorre até -16°C.

Temperatura	Tempo (s)	S (MPa)	Diferença (%)	M
-6	60	71,1	0,141	0,301

Tabela 13 – Resultado ensaio BBR.

FONTE: D'Antona (2009).

Dos valores observados nas tabelas Tabela 12 e Tabela 13 é possível obter a classificação do ligante fornecido pela REMAN onde também podem ser visualizados os valores requeridos para Manaus (Leite, 1999).

Resumo dos Critérios Superpave		Sugerido	Amostra Reman
Segurança, Manuseio e Perda ao aquecimento			
Viscosidade a 135°C	≤ 3 Pa.s	≤ 3 Pa.s	0,6
Variação em massa, %	≤ 1%	≤ 1%	+0,091
Critérios de Desempenho			
Altas Temperaturas			
G*/sen δ (virgem)	≥ 1,0 kPa	64	70
G*/sen δ (pós RTFOT)	≥ 2,2 kPa	64	70
Intermediárias Temperaturas			
G*.sen δ (pós PAV)	≥ 5,0 MPa	-	22
Baixas Temperaturas			
S(60s) e m(60s) (pós PAV)	≤ 300 Mpa e ≥ 0,300	12	-16
Classificação	-	PG 64+2	PG 70-16

Tabela 14 – Resumo da classificação Superpave do ligante.

FONTE: D'Antona (2009).

Do exposto, tem-se que o ligante para esta pesquisa pode ser classificado segundo a Superpave como PG 70-16. Este é coerente com revestimentos que são submetidos a temperaturas não superiores a 70°C nem inferiores a -16°C, o que estaria dentro do preconizado para Manaus. Logo, pode se inferir que o material mostra-se adequado.

4.1.2 Agregados

4.1.2.1 Agregados Graúdos

O resíduo de construção e demolição (RCD) foi adquirido do único fornecedor existente em Manaus, tendo sido oriundo de resíduo estrutural, porquanto se rejeitou o

material proveniente de argamassa. Esta escolha fundamentou-se na experiência adquirida pelo autor, apontada em Frota *et al.* (2005).

Os ensaios de caracterização iniciaram-se com as análises da composição granulométrica, sendo esta indicada na Tabela 15, que apresenta a composição para a série de peneiras empregada no Método de Bailey (Vavrick *et al.*, 2002). Na Figura 35 é possível observar a curva granulométrica dos dois materiais pesquisados, bem como a curva de máxima densidade para o tamanho nominal máximo da partícula (NMPS). Segundo a NBR 6502 (1995) o RCD apresenta cerca de 96% de material com dimensões compatíveis com pedregulho (84% médio e 12% fino), enquanto o seixo contém 80% de pedregulho (57% médio e 23% fino). Logo, a fração areia é mais presente no agregado natural.

Abertura Peneira (mm)	% em Massa Passando	
	RCD	Seixo
38,5	100%	100%
25,0	100%	100%
19,5	100%	100%
12,5	58%	88%
9,5	42%	64%
4,75	8%	35%
2,36	4%	23%
1,18	3%	14%
0,600	3%	7%
0,300	2%	2%
0,150	1%	1%
0,075	1%	0%
NMPS (mm)	19,5	19,5
MPS (mm)	25,0	25,0

Tabela 15 – Composição granulométrica do RCD e seixo.

Comparando os valores constantes na Tabela 15 e Figura 35 nota-se que, apesar dos dois agregados apresentarem os mesmos valores de tamanho nominal máximo (NMPS de 19,5mm), as curvas demonstram conformações bastante distintas. Por um lado, o resíduo apresenta pequena parcela de material menor que 4,75mm, ou seja, poucas partículas miúdas na faixa de areia, mostrando uma configuração típica de granulometria aberta, não

enquadrável em faixas de brita graduada. Desta feita, as partículas menores não completam de forma eficiente os vazios existentes entre as partículas maiores, indicando maior contato entre estas partículas, responsáveis pela resistência da mistura mineral.

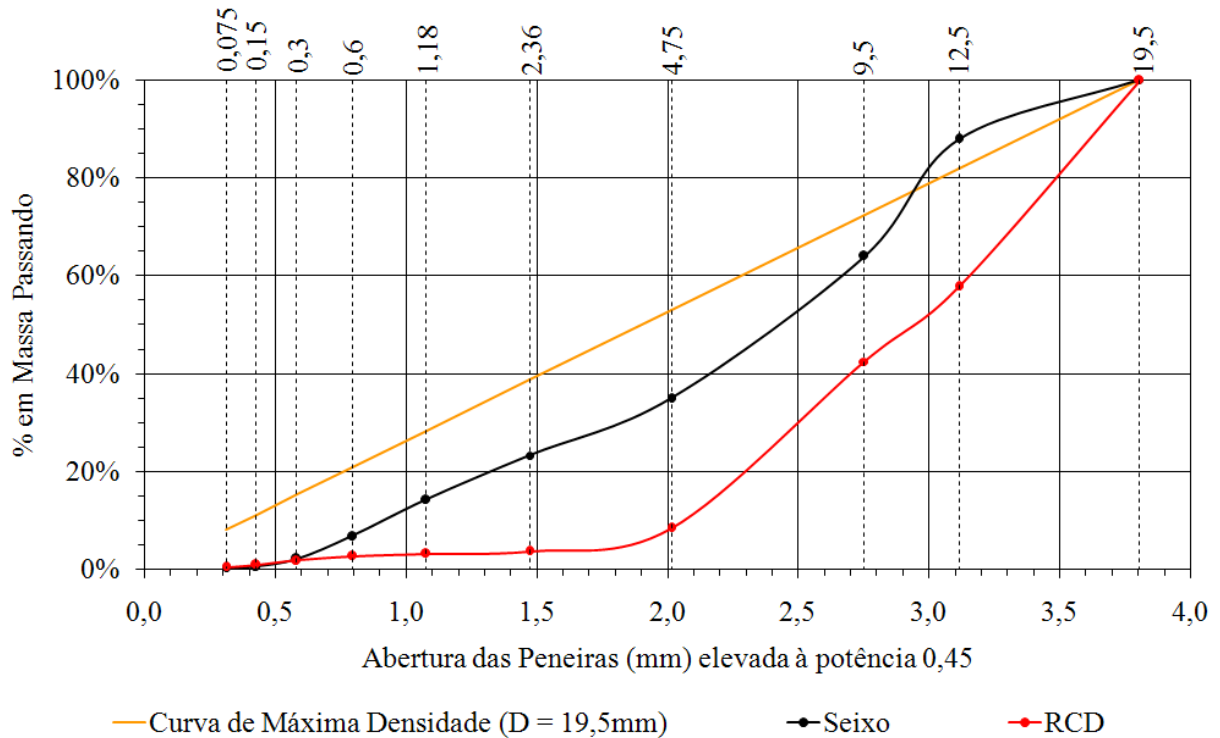


Figura 35 – Curva granulométrica do RCD e seixo.

O material aluvionar, por sua vez, apresenta uma composição mais densa, onde a redução no tamanho das partículas ocorre suavemente, com grãos distribuídos de forma mais uniforme ao longo das frações. Pode-se perceber uma maior quantidade de material miúdo, que completa os espaços vazios entre as partículas maiores, levando a menores volumes de vazios.

Com base nessas observações adotou-se o fracionamento do seixo, eliminando-se todo o material passante na peneira de 4,75mm de abertura de malha. Na Figura 36 apresentam-se as curvas granulométricas do material fracionado e da curva original. A retirada daquela fração tornou a composição uniforme, tendo a maior parte dos grãos distribuídos entre 12,5 e 9,50mm, obtendo-se uma conformação que possibilitou maior contato das partículas maiores.

Nestas condições, as misturas dosadas com RCD e Seixo fracionado passaram a apresentar, como característica comum, o maior entrosamento entre as partículas maiores.

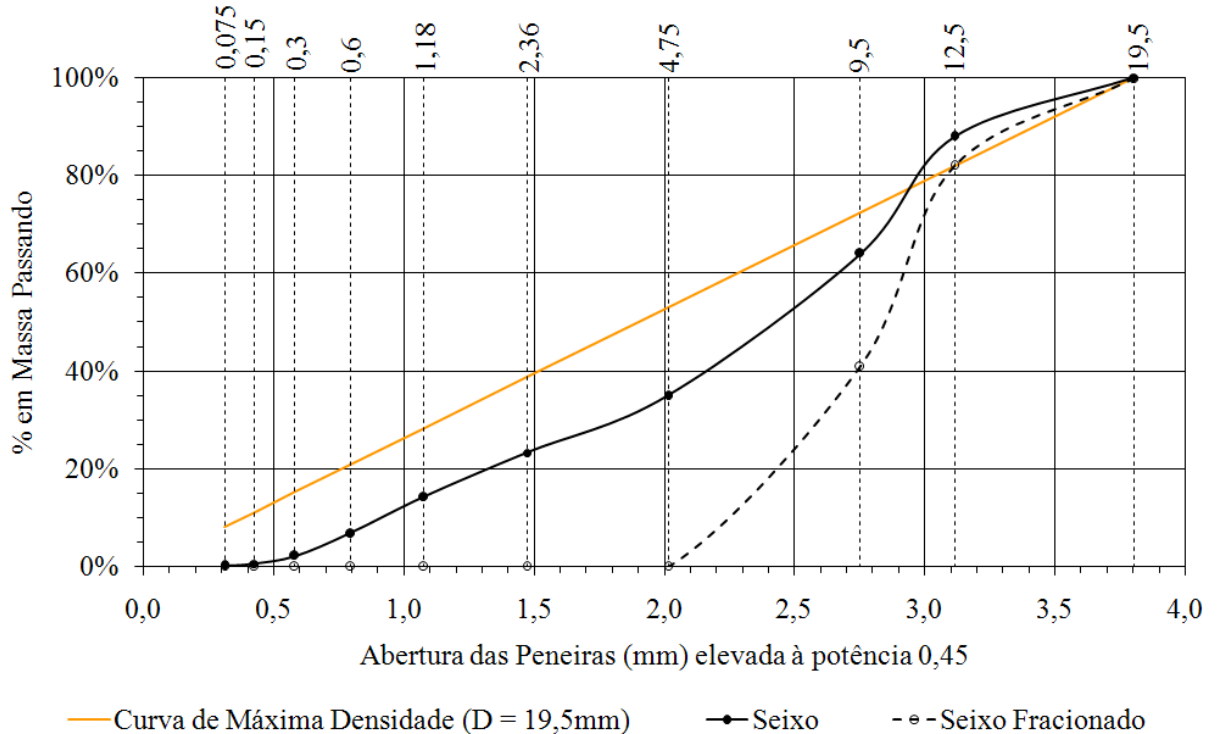


Figura 36 – Curva granulométrica do seixo fracionado.

A continuação dos resultados de caracterização apresenta-se na Tabela 16, destacando-se que apenas a massa unitária indicou resultado distinto para o seixo fracionado, enquanto os demais parâmetros mostraram diferenças irrisórias entre os dois materiais.

		Unidade	Método	RCD	Seixo	Seixo Fracionado
Densidade Relativa	Real	-	AASHTO	2,541		2,642
	Aparente	-	T 85	2,052		2,639
Massa Unitária	Solta	kg/m ³	AASHTO	1.149,9	1.726,2	1.594,9
	Compacta			T 19	1.278,6	1.966,7
Volume de vazios	Solta	%		42,9%	33,3%	38,4%
	Compacta			36,5%	24,0%	31,0%
Superfície Específica		m ² /N		0,052	0,109	0,025
Absorção		%	AASHTO T 85	9,2%		0,1%
Desgaste por Abrasão "Los Angeles"		%	ASTM C 131	40%		35%
Adesividade		-	DNER ME 078	Não Satisfatória		Satisfatória

Tabela 16 – Resumo da caracterização do RCD e seixo.

Ainda, respectivo à Tabela 16, observa-se que a densidade relativa real do RCD situa-se próxima àquela obtida para o seixo, com uma diferença de apenas 4%. Uma vez que este parâmetro referencia o material formador do grão, pode-se inferir que a maior parte do agregado alternativo é composta por partículas com densidade relativa próxima à do mineral que compõe o seixo. Tal conclusão é válida tendo em vista que foi empregado um RCD de origem estrutural, composto basicamente por concreto de cimento Portland.

O material alternativo, em geral, é uma mistura de agregados minerais de origem natural como areia, seixo e aglomerante, geralmente o cimento Portland que, para os materiais regionais, possuem densidades superiores a 2,60. Assim, o menor valor da densidade relativa real determinada para o RCD (2,541) pode refletir uma estrutura porosa no interior do material, formada por vazios impermeáveis à água e que estariam minorando o valor do parâmetro. Tais afirmativas são corroboradas pelo valor de densidade relativa aparente do RCD (2,052), cerca de 19% mais baixo que a densidade relativa real. O fato indica que, conforme mencionado na Revisão Bibliográfica, a estrutura da partícula do agregado reciclado é composta por grande quantidade de vazios, não apenas internamente (vazios impermeáveis) como também próximos à superfície (vazios permeáveis). Esta grande diferença é confirmada quando se constata o valor do potencial de absorção de água pelo RCD, mensurado em 9,2%, sendo coerente com outros materiais alternativos, como escória de aciaria (Castelo Branco, 2004) e agregados sintéticos de argila calcinada (ASAC; Nascimento, 2004).

O seixo rolado, por outro lado, trata-se de um material de origem natural, composto por uma estrutura mineral compacta, pouco fraturado, apresentando valores similares de densidade relativa real e aparente, refletindo no valor irrisório da absorção. Nas figuras Figura 37 e Figura 38 têm-se comparativos entre os valores de densidade, absorção e abrasão para os

dois agregados graúdos aqui estudados e, de alguns materiais constantes nas referências bibliográficas.

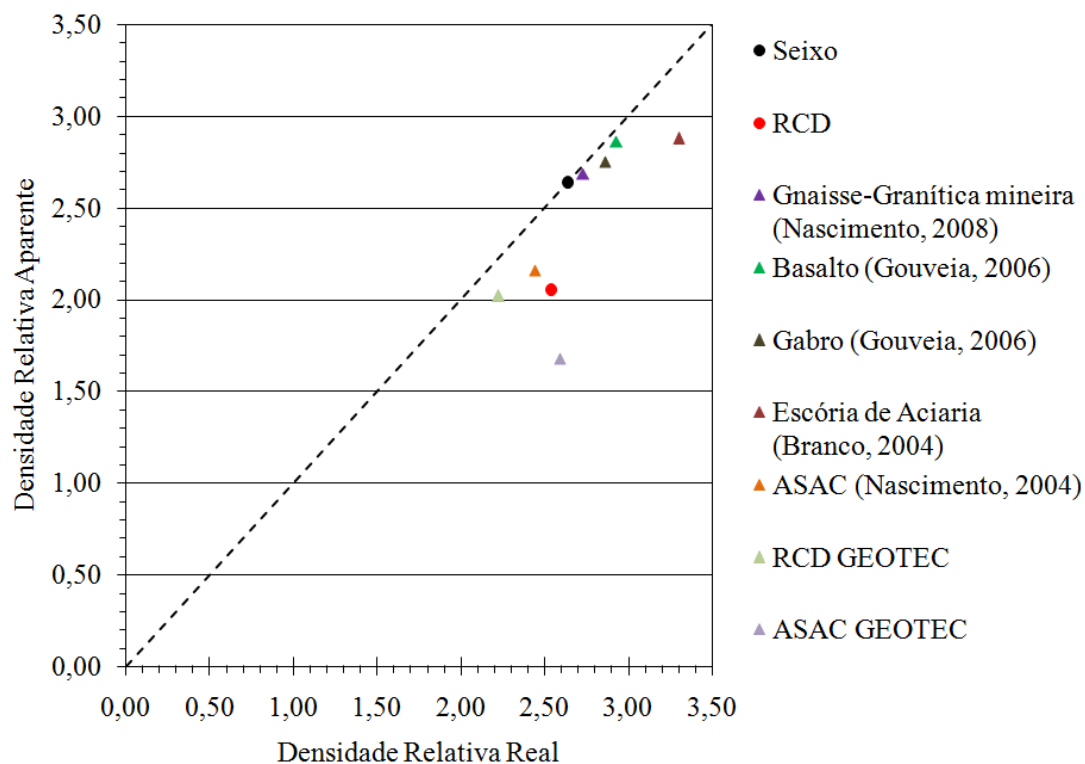


Figura 37 – Comparativo entre densidade relativa real e aparente de alguns materiais referenciais.

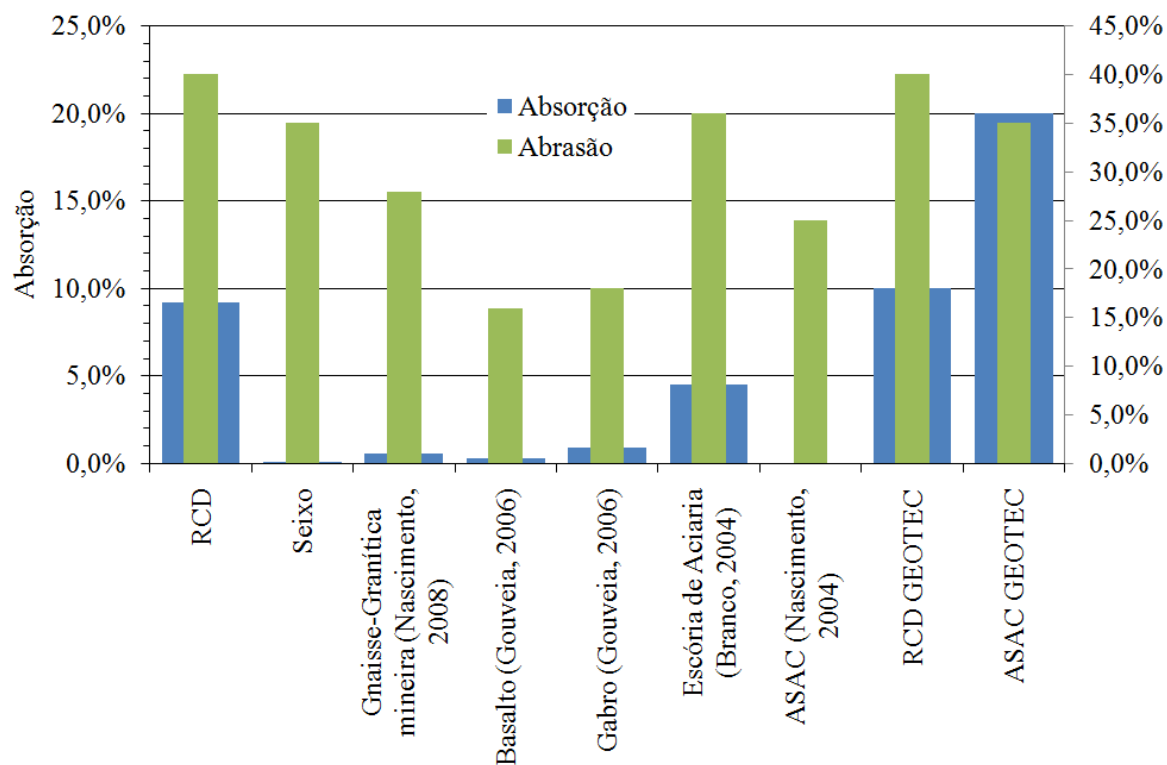


Figura 38 – Comparativo entre absorção e abrasão "Los Angeles" de alguns materiais referenciais.

Na reta pontilhada da Figura 37 têm-se a divisão do diedro gráfico, onde próximo a ela os materiais possuem densidades relativas reais e aparentes muito próximas, condizente com agregados de origem natural, sendo confirmado pelos pontos alusivos ao seixo, gnaisse-granítica (Nascimento, 2008), gablo e basalto (Gouveia, 2006). Por outro lado, a escória de aciaria (Castelo Branco, 2004) e o agregado sintético de argila calcinada – ASAC (Nascimento, 2004), mostra pontos mais deslocados para posições abaixo da reta, inferindo menores densidades relativas aparentes, podendo evidenciar uma estrutura mais porosa desses materiais.

Quando se comparam os valores da Figura 37 com as absorções (Figura 38) nota-se concordância da densidade refletindo a porosidade da estrutura do grão e, por conseguinte, o potencial de absorção. Castelo Branco (2004), ao estudar a escória de aciaria, um resíduo da indústria do aço, encontrou valores de absorção em torno de 4,5%, inferindo aspecto comum entre o RCD e este outro resíduo. Os trabalhos de Frota *et. al* (2003; 2004; 2005; 2006) apontam uma média em torno de 10% para os RCDs estudados. Nascimento (2004), por outro lado, não referencia o valor de absorção para o ASAC.

Pelo exposto, é possível prever que a dosagem das misturas asfálticas com RCD deverão ser submetidas a um processo mais acurado de análise, tendo em vista seu alto potencial de absorção. Certamente seu teor de ligante de projeto se mostrará maior que os relativos ao das misturas com seixo, tendo em vista que parte do ligante, que seria empregado para preencher vazios e recobrir os agregados, será incorporado aos poros mais superficiais de suas partículas.

Ainda concernente a Tabela 16, a massa unitária demonstrou, também, a estrutura porosa presente no material alternativo, onde os baixos valores determinados remetem a um material mais leve que o agregado natural. É importante observar o volume de vazios na condição solta e compacta, sempre maiores que o do seixo, tanto em sua configuração natural

como na fracionada, indicando uma menor trabalhabilidade da mistura mineral com RCD, assim como, uma maior dificuldade de compactação. Tal fato era aguardado, tendo em vista a configuração irregular das partículas do material. Em contrapartida, o seixo apresentou uma pequena quantidade de vazios em sua configuração natural, por conta da grande parcela de material miúdo preenchendo os espaços entre as partículas maiores, corroborando a afirmação dos parágrafos anteriores. Para o seixo fracionado, retirou-se a parcela menor que 4,75mm, reduzindo a massa unitária e acrescentando o volume de vazios, logo gerando uma conformação menos densa. Comparando-se, ainda, o volume de vazios do RCD com o seixo fracionado observa-se que, mesmo tendo composições similares, o valor deste parâmetro para o seixo é destacadamente menor. Fato que pode ser explicado pela geometria predominantemente esférica, com cantos arredondados e poucas, ou mesmo nenhuma, fratura levando a uma maior compacidade do material aluvionar.

Essa configuração geométrica dos agregados permite uma justaposição das partículas dentro do esqueleto estrutural da mistura para menores energias de compactação, o que reflete a maior trabalhabilidade destes compósitos, tanto no concreto de cimento como no concreto asfáltico (Bauer, 1994; Bernucci *et al.*, 2008). A Figura 39 permite uma melhor observação do que se deseja afirmar.

Note-se, na Figura 39, que os pontos de contato no seixo são dados por meio das tangentes entre duas partículas adjacentes. Assim, o atrito entre estas é menor, especialmente por conta da superfície lisa do material. Logo, para se alterar uma conformação inicial no conjunto do agregado aluvionar (compactação) é necessário pequeno acréscimo de energia ao sistema. Por outro lado, o RCD possui uma superfície de contato maior e mais rugosa, o que leva necessidade de maiores esforços de compactação para se obter um mesmo volume de vazios que o do seixo.

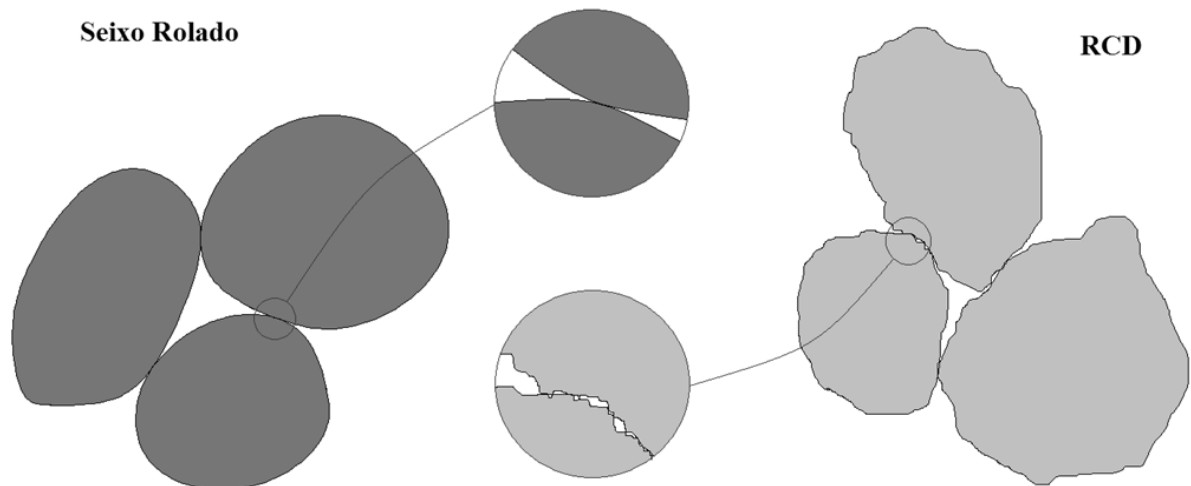


Figura 39 – Detalhe esquemático das áreas de contato de grãos de seixo e RCD.
 FONTE: Frota *et al.*, 2007.

Observando os valores de superfície específica, tem-se que o RCD apresentou valor superior somente em relação ao seixo fracionado. O agregado aluvionar em sua conformação original mostrou um alto valor, pela grande quantidade de material miúdo (menor que 4,75mm). Uma vez que esta fração foi retirada (seixo fracionado), houve uma queda de 77%, reiterando a afirmativa de que a porção de menores diâmetros aumenta a superfície específica do agregado, conforme tratado no Capítulo 3.

Sabendo-se que maiores superfícies implicam em maior percentual de ligante necessário para recobrir os grãos, supõe-se que o consumo de ligante será, igualmente, maior quando a mistura asfáltica tiver em sua composição o material alternativo. Lembra-se que o maior consumo de ligante referente aos compósitos com o agregado reciclado já era previsto, por conta do seu maior potencial de absorção.

Com respeito ao desgaste por abrasão “Los Angeles”, o RCD apresentou o maior valor relativo ao seixo. Contudo, respeitando-se o limite de 40% estabelecido pela norma nacional (DNIT, 2004), se observou pela revisão da bibliografia que este fato não foi preponderante para o comportamento mecânico das misturas asfálticas estudadas por Frota *et al* (2003).

Também Fernandes (2004) obteve altos valores de desgaste para o RCD, oriundo dos estados do Rio de Janeiro e Belo Horizonte. O resíduo fluminense, por exemplo, composto

por mais de 90% de material estrutural, foi avaliado segundo a granulometria das Britas 0 e 1, mostrando desgastes na faixa de 59% a 66%, respectivamente. No caso do resíduo belo-horizontino, de origem mista (menos de 90% de origem estrutural), para uma granulometria similar à brita corrida, obtiveram-se valores entre 52% e 55%. Tal material destinava-se a subcamadas de pavimentos (base, sub-base e reforço) que exigem valores de desgaste até 55%, um pouco mais modesto que o exigido para camadas de rolamento (50%). Apesar disso, os valores de módulo de resiliência para o agregado reciclado foram similares aos determinados para as britas convencionais.

Motta (1999), pesquisando o resíduo de construção e demolição oriundo de Brasília, obteve desgaste em torno de 49%. Carneiro *et al.* (2001), por outro lado, alcançou médias de 45% para o RCD proveniente de Salvador. Pelo exposto, o resíduo empregado no presente estudo mostrou-se em melhores condições de desgaste comparativamente aos resultados bibliográficos citados. Castelo Branco (2004), por sua vez, ao avaliar a escória de aciaria, obteve resultados em torno de 34% a 38%, embora trabalhado com um resíduo que apresentou valor igual a 73%. O RCD oriundo de Manaus indicou resultado análogo ao desse material natural do processamento do aço.

4.1.2.2 Agregado Miúdo e Material de Enchimento

Conforme mencionado no princípio deste capítulo, selecionou-se areia residual para compor as misturas asfálticas como agregado miúdo e o cimento Portland como material de enchimento, por se tratarem dos elementos geralmente empregados nas misturas asfálticas regionais. Desta feita, as análises comparativas do trabalho em pauta estarão vinculadas unicamente aos agregados graúdos. Os resultados relativos à areia constam nas tabelas Tabela 17 e Tabela 18, e na Figura 40, de onde percebe-se: a predominância de areia média no agregado miúdo (cerca de 69% do material entre 0,6mm e 0,2mm), uma fração grossa

secundária (em torno de 20% entre 2,0mm e 0,6mm) e a distribuição dos grãos com uma certa uniformidade, embora boa parte da curva esteja abaixo da densidade máxima.

Os valores de densidade real e aparente, absorção e massa unitária (Tabela 16) são coerentes com as características de areias mencionadas no meio técnico (Bauer, 1999; Frazão, 2007). Quanto à superfície específica, igual a 0,709 m²/N apresenta valor típico para agregados miúdos, também referenciando um maior consumo de ligante por esta parcela da mistura mineral.

Abertura Peneira (mm)	% em Massa Passando
4,75	100%
2,36	99%
1,18	95%
0,600	78%
0,300	36%
0,150	9%
0,075	3%
NMPS	1,18
MPS	2,36

Tabela 17 – Composição granulométrica da areia.

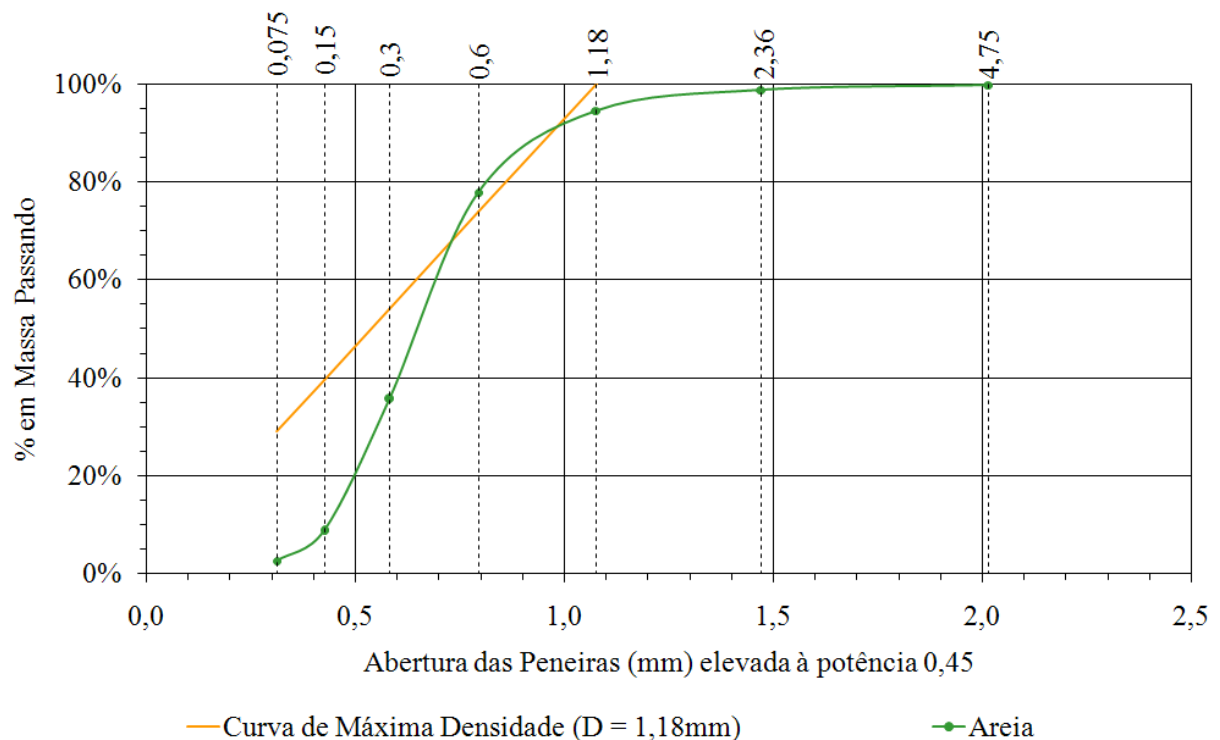


Figura 40 – Curva granulométrica da areia.

	Unidade	Método	Areia
Densidade Relativa	Real	AASHTO	2,664
	Aparente	T 84	2,649
Massa Unitária Compacta	kg/m ³	AASHTO T 19	1.733,0
Volume de vazios Compacto	%		33,3%
Superfície Específica	m ² /N		0,709
Absorção	%	AASHTO T 84	0,1%

Tabela 18 – Resumo da caracterização da areia.

Relativo ao cimento Portland empregou-se exclusivamente a fração passante na peneira de 0,075mm de abertura, cuja densidade relativa real, ensaiada por meio do frasco de Le Chatellier, resultou um valor de 3,130, coerente com os resultados encontrados na bibliografia (Bauer, 1999, Frazão, 2007).

4.2 Misturas Asfálticas

Por uma questão didática, o processo de dosagem das misturas asfálticas será tratado em duas etapas. Inicialmente, serão abordados os aspectos relativos à seleção da composição granulométrica da mistura mineral, com base no que estabelece o Método de Bailey. Posteriormente, tratar-se-ão os resultados alusivos à definição do teor de projeto e observações consideradas relevantes.

Nesta pesquisa serão analisadas duas misturas asfálticas, distinguidas apenas no tocante aos agregados graúdos: seixo, alternativa regional ao agregado pétreo, e resíduo de construção e demolição (RCD), material alternativo. Ademais, ambas terão o ligante CAP 50-70, areia residual (agregado miúdo) e o cimento Portland (material de enchimento).

4.2.1 Seleção da Composição Granulométrica

Buscou-se, ao empregar o Método de Bailey, introduzir na Região e nos trabalhos do Grupo de Geotecnia (GEOTEC) da Universidade Federal do Amazonas uma alternativa aos

processos usuais de seleção da composição granulométrica de misturas asfálticas. O mencionado método, conforme comentado mostrou-se mais racional do que os processos tradicionais, que se alicerçam demasiadamente na experiência do profissional. O trabalho de Cunha (2004), Gouveia (2004) e Nascimento (2008) discutem os procedimentos teóricos que embasam o citado método, apresentado em Vavrick *et al* (2002).

Uma vez determinadas as densidades relativas (real e aparente), massas unitárias e composições granulométricas de cada agregado, inicia-se uma rotina para seleção da fração dos materiais na mistura mineral. Os dois parâmetros constituem-se como dados iniciais e dependem da escolha do projetista: grau de compactação dos agregados graúdos e teor de finos.

O primeiro parâmetro, o grau de compactação, indica a energia a ser utilizada na compactação da mistura asfáltica, ou seja, o volume de vazios que haverá entre os grãos maiores e, por conseqüência, o grau de intertravamento das partículas. Para misturas do tipo CA, de graduação grossa (*coarse-graded mixes*), seleciona-se um grau de compactação que indique uma massa unitária (dos agregados graúdos) maior que sua massa unitária em estado solto e menor do que no estado compactado.

Os valores da massa unitária compactada do RCD e do seixo, natural e fracionado, (vide Tabela 16), foram 11,2%, 13,9% e 12,0% superiores às massas unitárias soltas, respectivamente. Conforme Vavrick *et al* (2002) a massa unitária selecionada não deve ser superior a 5% do valor no estado solto, por conta da possibilidade de desintegração do material, nem 5% inferior, para não permitir distanciamento excessivo entre as partículas maiores. Assim, os limites estariam entre 95% e 105% de grau de compactação. Neste trabalho considerou-se o limite inferior em 100% por se entender que menores graus de compactação são prejudiciais ao estudo de intertravamento entre os grãos, tendo sido escolhido 103% por se tratar de um valor intermediário.

Os valores de massa unitária selecionada (CUW, *Chosen Unit Weight*) e os vazios no agregado graúdo a elas referentes encontram-se na Tabela 19, bem como a porcentagem inicial de cada componente na mistura (não incluindo o cimento). Vale mencionar que, no caso da areia, o método pressupõe que a sua massa unitária é a compactada, não sendo necessária a análise anterior desta fração. Nas condições estabelecidas, a areia contribui com 732,7kg/m³ na massa unitária da mistura com RCD e 654,2kg/m³ no caso do seixo.

		Unidade	RCD	Seixo	
				Natural	Fracionado
CUW		kg/m ³	1.184,4	1.778,0	1.642,7
Volume de vazios		%	42,3	32,6	37,8
Fração Inicial na Mistura	Graúdos	%	61,8	75,9	71,5
	Areia	%	38,2	24,1	28,5

Tabela 19 – Massa unitária selecionada e volume de vazios nos agregados graúdos, e porcentagem inicial dos componentes minerais (excetuando cimento).

Em seguida, a análise prossegue com a definição das peneiras de controle. A Tabela 20 apresenta os valores relativos à granulometria dos agregados graúdos utilizados na pesquisa. Na Figura 41, é possível observar a divisão das frações de agregado nas curvas granulométricas. A peneira definida como Peneira Intermediária (HS, *Half Sieve*) estabelece o limite das partículas interceptoras na fração graúda, as quais se alojam nos vazios daquelas que tem dimensões maiores que a HS, reduzindo o contato entre estas.

		Unidade	RCD	Seixo	
				Natural	Fracionado
NMPS			19,1	19,1	19,1
HS			9,5	9,5	9,5
PCS		mm	4,75	4,75	4,75
SCS			1,18	1,18	1,18
TCS			0,300	0,300	0,300

Tabela 20 – Peneiras de controle para os agregados graúdos.

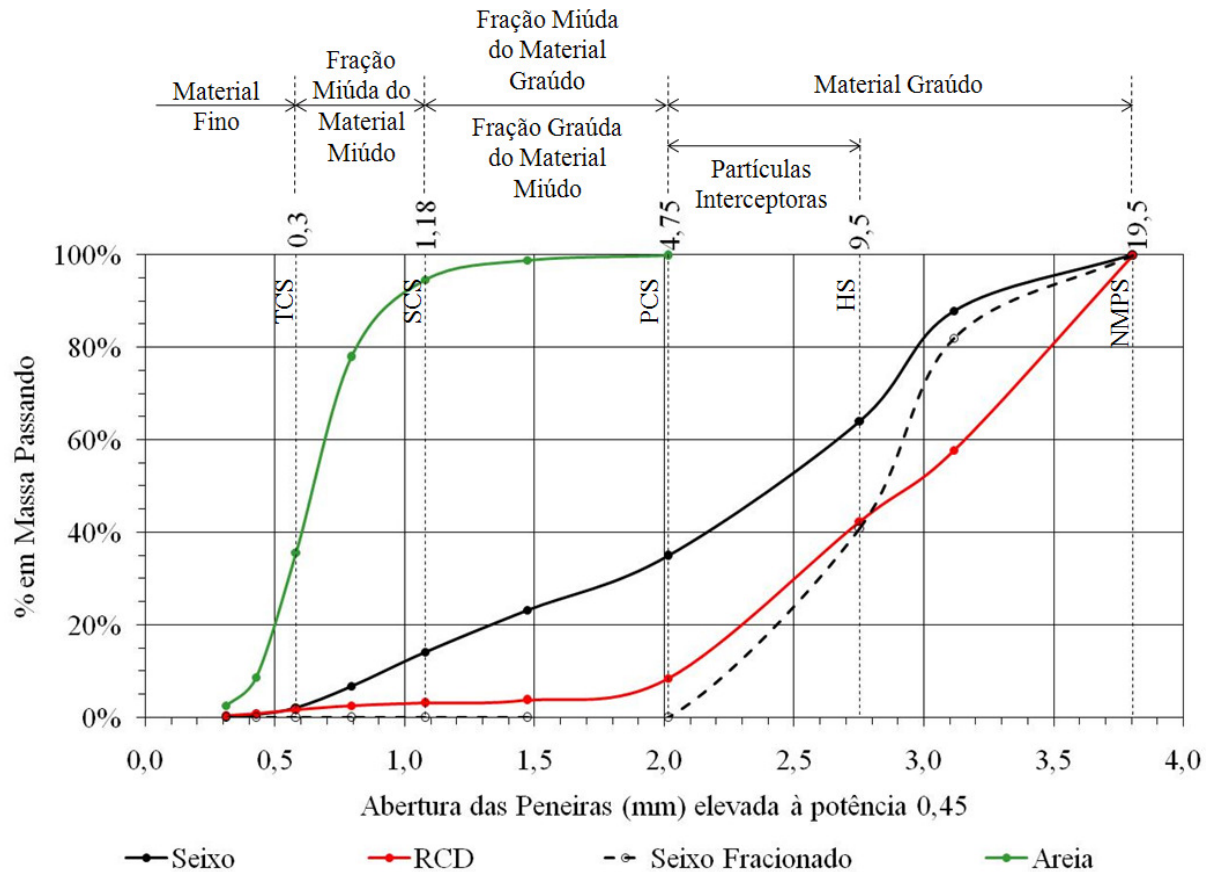


Figura 41 – Frações granulométricas dos agregados.

Com os valores obtidos das peneiras define-se: o percentual de material graúdo do RCD e do seixo (natural e fracionado), a participação destes no material miúdo, bem como a do material miúdo no graúdo e nos finos. Tais valores encontram-se na Tabela 21, e possibilitam corrigir as frações iniciais nas misturas, constantes na Tabela 19.

Fração	RCD	Seixo	
		Natural	Frac.
Material Graúdo	91,6%	65,1%	100%
Partículas Interceptoras (Relação ao Graúdo Total)	34,0% (37,1%)	29,1% (44,7%)	40,9% (40,9%)
Contribuição do Material Graúdo no Material Miúdo	8,4%	34,9%	0%
Contribuição da Areia no Material Graúdo		0,2%	

Tabela 21 – Contribuição de cada agregado graúdo nas porções granulométricas.

Da Tabela 21 é possível observar que o seixo nas condições naturais foi o material com menor quantidade de parcela graúda (65,1%) e o que teve o maior montante (29,1%) de partículas interceptoras – aquelas que possuem os menores diâmetros dentro da fração mais

grossa impedindo o contato direto entre os grãos maiores. Pode-se inferir que, além de possuir uma pequena quantidade de partículas de maiores dimensões, estas não conseguem um maior contato, o que pode vir a prejudicar o desempenho mecânico do esqueleto estrutural da mistura. O resultado complementa o que fora mencionado na caracterização dos materiais, quando fora citado que o seixo apresenta maior compacidade em relação ao RCD. Ao que se percebe agora, apesar desta condição, a maior concentração de partículas miúdas separa os grãos maiores. Por outro lado, mesmo quando o seixo é fracionado, o percentual de partículas interceptoras ainda é maior que o do RCD.

Com relação à contribuição dos materiais graúdos para a fração miúda, o seixo em estado natural se destaca, com 34,9%. O valor é superior aquele que fora designado na Tabela 19 como quantidade de areia necessária a preencher os vazios no agregado graúdo, ensejando um excesso de partículas menores que a PCS. Isto dificulta o prosseguimento da definição da composição da mistura com o material em condição natural. Por conta disto, os procedimentos a seguir suprimiram a mistura com seixo não-fracionado. Portanto, deste ponto do trabalho em diante, sempre que for mencionado o agregado “seixo”, estar-se-á referindo ao agregado fracionado comentado nos parágrafos anteriores, exceto se houver citação contrária.

Da Tabela 21 também é possível observar a ínfima contribuição da areia na porção graúda. O fato era previsível tendo em vista que a mesma é composta quase que em sua totalidade por grãos de tamanho médio (entre 0,6 e 0,2mm). Maior parte deste material irá compor o preenchimento dos vazios dos agregados graúdos (RCD e seixo).

Na Tabela 22 têm-se os valores percentuais de cada fração na mistura, bem como a correção das composições iniciais. Cumpre ressaltar que a mistura com seixo após fracionamento não necessita de correções, tendo em vista não possuir fração miúda (menor que a PCS). Esta correção tem por objetivo considerar frações de agregados graúdos menores que a PCS (parte miúda da fração graúda), como parte do agregado miúdo, e as frações de

agregados miúdos maiores que a PCS (parte graúda da fração miúda), incorporada no agregado graúdo.

		RCD	Seixo
Contribuição do Material Graúdo no Material Miúdo		5,2%	0,0%
Contribuição da Areia no Material Graúdo		0,1%	
Fração Corrigida na	Graúdos	66,9%	71,5%
Mistura Mineral	Areia	33,1%	28,5%

Tabela 22 – Percentual de cada fração de agregados graúdos e miúdos na mistura mineral e correção da composição inicial.

A partir dos valores corrigidos de cada fração, procedeu-se à análise do material fino. Nesta fase foi repetido o procedimento anterior, obtendo-se a contribuição dos agregados graúdos e miúdos nos grãos inferiores a 0,075mm. Neste ponto é importante definir o segundo parâmetro de seleção de granulometria, que vem a ser o percentual de finos. Em geral, por questões econômicas, o valor encontra-se entre 3,5% e 6%, tendo sido escolhido o valor de 4% para esta pesquisa, visando um percentual economicamente atrativo. Na Tabela 23 tem-se os valores da contribuição de cada fração para a parcela inferior a 0,075mm.

		RCD	Seixo
Contribuição do Material Graúdo no Material Fino (em relação à mistura mineral)		0,5% (0,3%)	0,0% (0,0%)
Contribuição da Areia no Material Fino (em relação à mistura mineral)		2,6% (0,9%)	2,6% (0,7%)
Fração do cimento necessária em relação à mistura mineral		2,8%	3,3%
Fração de areia corrigida em relação à mistura mineral		30,3%	25,3%

Tabela 23 – Percentual de contribuição de agregados graúdos e miúdos na fração fina (menor que 0,075mm) e correção do teor de finos e areia.

Note-se que a quantidade de cimento a ser empregada não é igual ao teor de finos desejado na mistura, porque o Método de Bailey considera a contribuição de cada agregado para esta fração. Uma vez que o seixo fracionado não possui grãos de dimensão fina (menor que 0,075mm), todo o cálculo foi realizado com base apenas na areia. O RCD, por outro lado, apresenta uma pequena porcentagem de material passando na peneira de 0,075mm de

abertura, colaborando como material de enchimento. Estas considerações minoram o percentual de cimento considerado, e vem a contribuir para a correção do percentual de areia.

Desta forma, concluiu-se o processo com a composição final das misturas, esboçadas na Tabela 24, conjuntamente com os parâmetros definidos por Vavrik *et al.* (2002) para controle da dosagem. Das figuras Figura 42 a Figura 44 é possível observar a curva granulométrica relativa às mesmas.

Misturas	Agregados				Parâmetros de Controle		
	RCD	Seixo	Areia	Cimento	CA (60 – 75%)	FA _C (35 – 50%)	FA _F (35 – 50%)
RCD	66,9%		30,3%	2,8%	59,2%	86,8%	44,1%
Seixo		71,5%	25,3%	3,3%	69,3%	95,4%	45,1%

Tabela 24 – Composição final das misturas e parâmetros de controle.

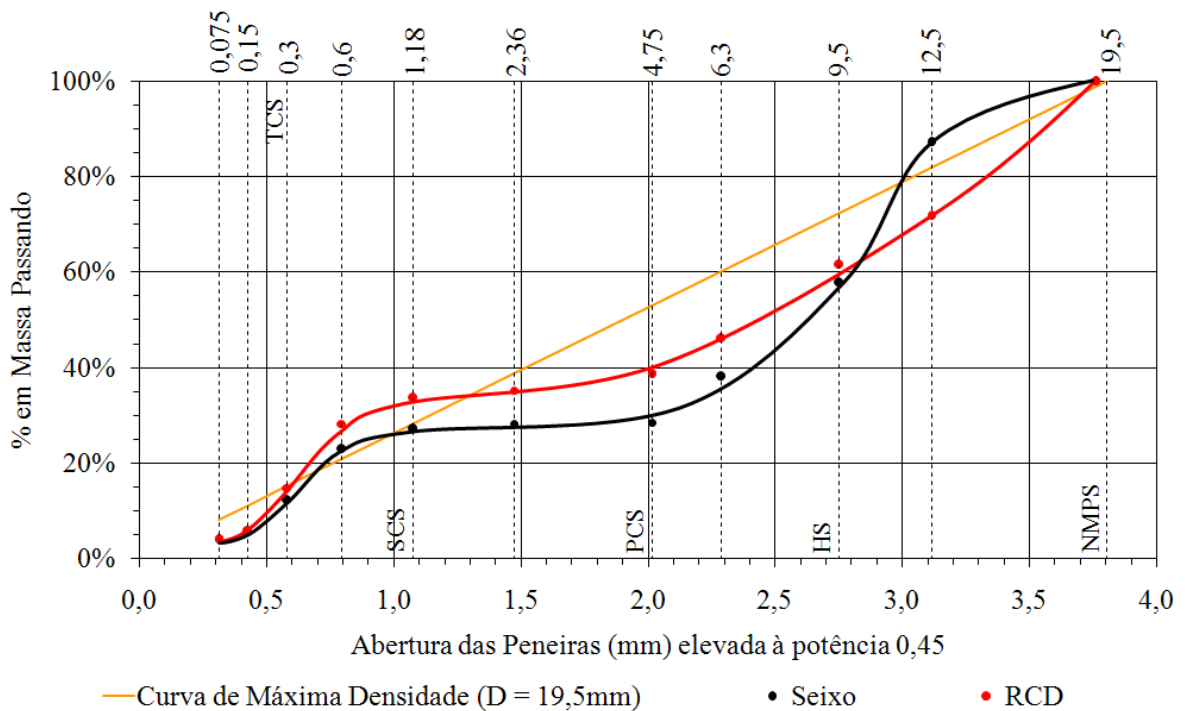


Figura 42 – Curva granulométrica das misturas segundo as peneiras de controle do Método de Bailey e Curva de Máxima Densidade para NMPS 19,5mm.

A Figura 42 revela um comportamento atípico dentre todas as curvas granulométricas observadas na bibliografia relativa aos materiais alternativos consultada neste trabalho. Há uma parcela do material graúdo passando acima da linha de máxima densidade seguida de uma parcela sob a referida linha das misturas. A parcela mais miúda aponta a mesma situação.

Isto reflete a composição irregular de RCD, seixo e areia frente aos materiais apresentados pelas Fontes consultadas, revelando uma granulometria bastante variável ao longo das frações.

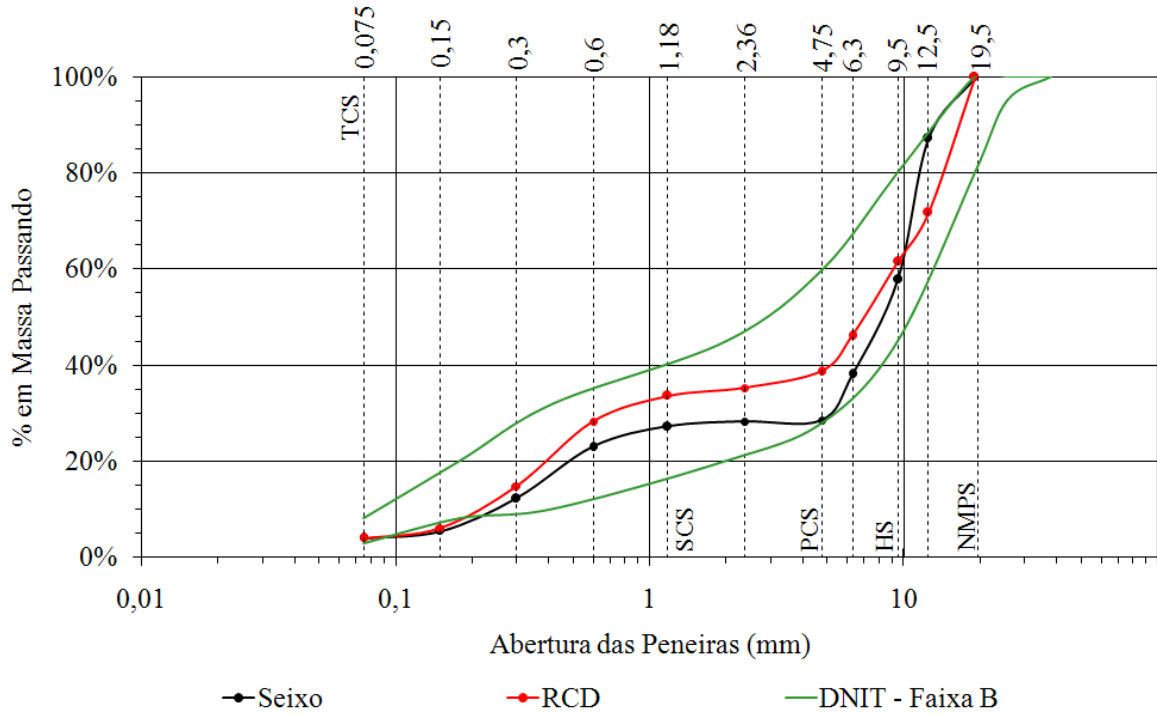


Figura 43 – Curva granulométrica das misturas enquadradas na Faixa B do DNIT.

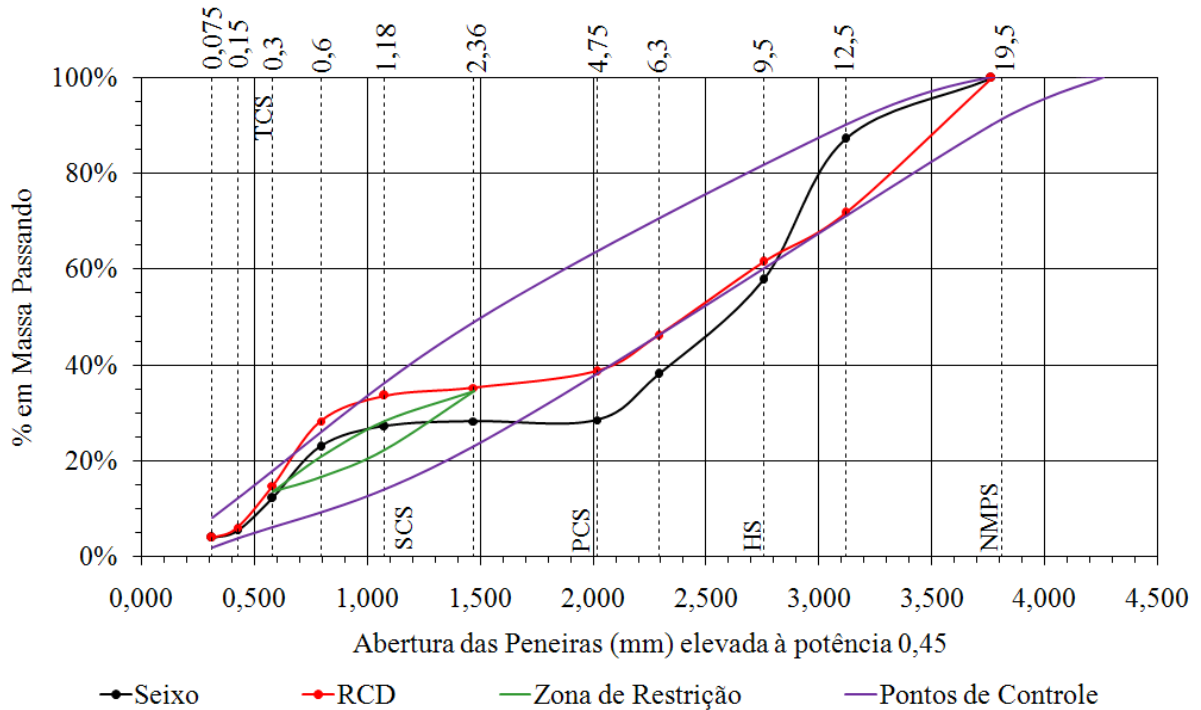


Figura 44 – Curva granulométrica das misturas enquadradas na Superpave NMPS 19,5mm.

A Figura 43 mostra que as misturas enquadradas na Faixa B do DNIT (2004), revela uma condição para uso em camada de ligação (*binder*) e rolamento. A Figura 44 indica que apenas a mistura com RCD pode ser enquadrada nas especificações Superpave para o diâmetro nominal.

Analisando-se inicialmente a razão de agregado graúdo (CA, *Coarse Aggregate*), que possibilita avaliar o empacotamento da fração graúda de material mineral e a sua conseqüente parcela de vazios, tem-se: a mistura com Seixo proporcionou um valor intermediário dentro do limite estabelecido, demonstrando não haver problemas quanto ao empacotamento de agregado ou aos vazios existentes entre eles; a mistura com RCD apresentou um valor muito baixo, próximo ao limite inferior. Isto indica, por exemplo, a possibilidade de que esta mistura pudesse apresentar problemas com segregação de material graúdo.

Por sua vez, a razão de fração miúda de agregado graúdo (FA_C , *Fine in Coarse Aggregate*) deteve valores muito maiores que o limite superior estabelecido para ambas as misturas. O fato se deve a uma parcela muito grande de material miúdo originário da areia natural dentro da mistura. Tipicamente, vem representado por um patamar na curva granulométrica da mistura, exatamente no ponto onde há carência de material que levaria a uma redução deste valor. Tal patamar pode ser observado nas duas misturas, entre as peneiras de 4,75 e 1,18mm de abertura, tanto para RCD como para Seixo. O resultado poderia ser contornado para o agregado aluvionar por meio de uma nova tentativa de fracionamento, que viesse a incluir a parcela acima referida. Todavia, uma vez que isso não seria possível para o RCD, optou-se por manter as duas misturas com a mesma carência, de modo a obter curvas granulométricas similares para as misturas.

Nascimento (2008) se deparou com problema idêntico quando empregou brita de gnaiss-granítica mineira com NMPS 19,0mm (análogo ao que ora é abordado), mas em menores proporções. Aquele autor obteve fator FA_C de 0,53, fora do limite, mas não tão

distante quanto os desta pesquisa. Na ocasião o autor cita que valores acima de 0,50 podem significar misturas não adequadas do ponto de vista estrutural.

Por fim, o parâmetro de razão da fração miúda de agregado miúdo (FA_F , *Fine in Fine Aggregate*) apresentou valores dentro dos limites estabelecidos para ambas às misturas. Uma vez que os valores estão abaixo de 50%, infere-se um bom empacotamento da parcela miúda nas misturas estudadas.

No que tange à curva granulométrica, observa-se que as duas misturas possuem a maior parte de seu traçado abaixo da curva de máxima densidade. Isto implica que a densidade das mesmas é menor que aquela que seria obtida caso o empacotamento de todos os elementos fosse perfeito. Todavia, pode ser uma vantagem, por não tornar a mistura excessivamente rígida, susceptível ao trincamento por fadiga.

4.2.2 Dosagens

Por meio do Método Rice (AASHTO T 209), foi possível determinar a densidade máxima medida (DMM), a densidade relativa efetiva da mistura dos agregados (G_{se} , conforme [13]) e o teor de ligante absorvido (P_{ba}). Os dados constam na Tabela 25. A citada tabela mostra também quanto de água foi absorvida pela mistura no procedimento (A_w). Na Figura 46 tem-se um comparativo entre os valores de densidade relativa real (G_{sa}), aparente (G_{sb}) e efetiva (G_{se}) das duas misturas minerais. Os valores de DMM são comparados, na Figura 45, com aqueles obtidos por alguns autores referenciados neste trabalho.

	Teor de Ligante	DMM	G_{se}	P_{ba}	A_w
RCD	7%	2,107	2,301	1,47%	2,0%
Seixo	4%	2,490	2,656	0,01%	0,0%

Tabela 25 – Densidade máxima das misturas em estado solto, densidade relativa efetiva das misturas de agregados, absorção de ligante e absorção de água.

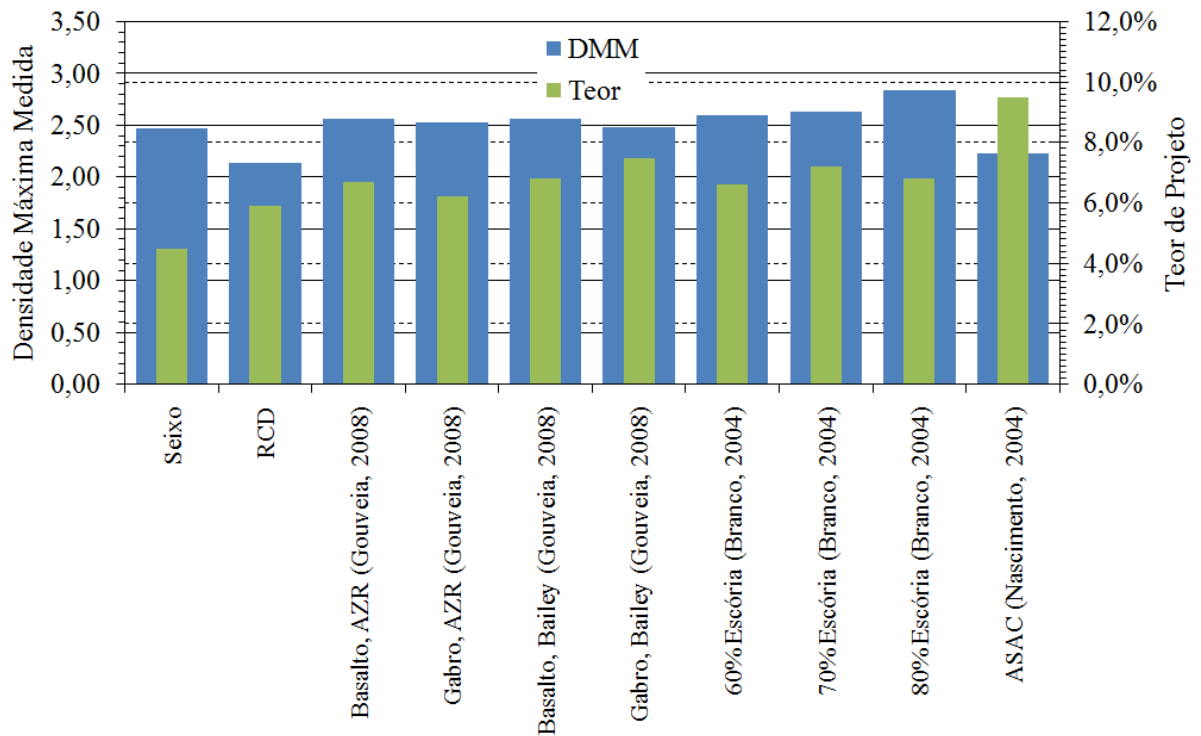


Figura 45 – Valores de Densidade Máxima Medida da mistura solta de algumas referências.

Pela mencionada tabela, observa-se a confirmação do que foi previsto na seção de caracterização de agregados relacionado ao RCD: ocorreu absorção de ligante pelo resíduo, embora o valor não seja tão alto como observado pelo ensaio AASHTO T 85 (tratado no item de caracterização de agregados). Isto porque o procedimento é realizado com água, que possui menor viscosidade que o ligante asfáltico, sendo perfeitamente aceitável a diferença dos valores de absorção da água e do asfalto. Há de se mencionar, ainda, que o RCD é exposto ao ligante à alta temperatura por um tempo muito curto quando comparado ao tempo de exposição à água. Possivelmente, se o procedimento de mistura agregado-ligante fosse realizado em um tempo maior o valor de absorção mostraria resultado mais destacado, apesar de não se aproximar significativamente do potencial de absorção de água. O valor de 1,47% de absorção de ligante é expressivo quando se pensa na pequena quantidade de ligante usada. Este valor pode mostrar-se significativo nos resultados, caso o processo de dosagem não viesse a considerá-lo.

Gouveia (2006) apresentou resultados de absorção de asfalto pelo gábro (1%) e basalto (0,2%). O primeiro material obteve 1,67% de potencial de absorção de água e o segundo, 1,14%, ensaiados conforme AASHTO T 85 e T 84. Os resultados demonstraram que a absorção da água e do asfalto ocorre segundo mecanismos bem distintos e que as condições superficiais (poros, atividade química, adesividade, etc) são essenciais para a determinação do percentual de ligante que será incorporado ao agregado. No caso do gábro, a relação da absorção de ligante e água ($R_{b/w}$) situa-se em torno de 60%.

Castelo Branco (2004) observou uma absorção de 2,9% de ligante para a escória de aciaria, tendo empregado o CAP 50/60, que é similar ao empregado neste trabalho. O valor infere cuidado uma vez que este potencial é quase 64% do potencial de absorção de água. O ASAC produzido por Nascimento (2004) apresentava o mesmo valor (2,9%) e uma relação $R_{b/w}$ de 41%. No caso do RCD, o valor desta relação (18%) foi bem abaixo daquele apresentado pela maior parte dos agregados alternativos apresentados pelas Fontes citadas. Portanto, mesmo o RCD mostrando uma absorção pela água bastante pronunciada, pelo asfalto a escala é bem menor, verificando-se que as características da superfície desses agregados oriundos de resíduo de construção não são capazes de englobar quantidades de ligante tão altas quanto a escória ou o ASAC, por exemplo.

Conforme tratado no Capítulo 3, o fato do ligante não penetrar em todos os vazios, leva a uma significativa redução da densidade relativa efetiva em relação à real. A afirmação é corroborada pelos valores esboçados na Figura 46. Note-se que, para o caso do RCD, o valor da densidade relativa efetiva está numericamente mais próximo da densidade relativa aparente. Cabe ressaltar, ainda, o baixo valor de densidade da mistura composta por RCD, refletindo em uma menor massa de material para ocupar certo volume. Assim, é de se prever maior consumo de seixo comparado ao agregado alternativo ao longo dos procedimentos desta pesquisa.

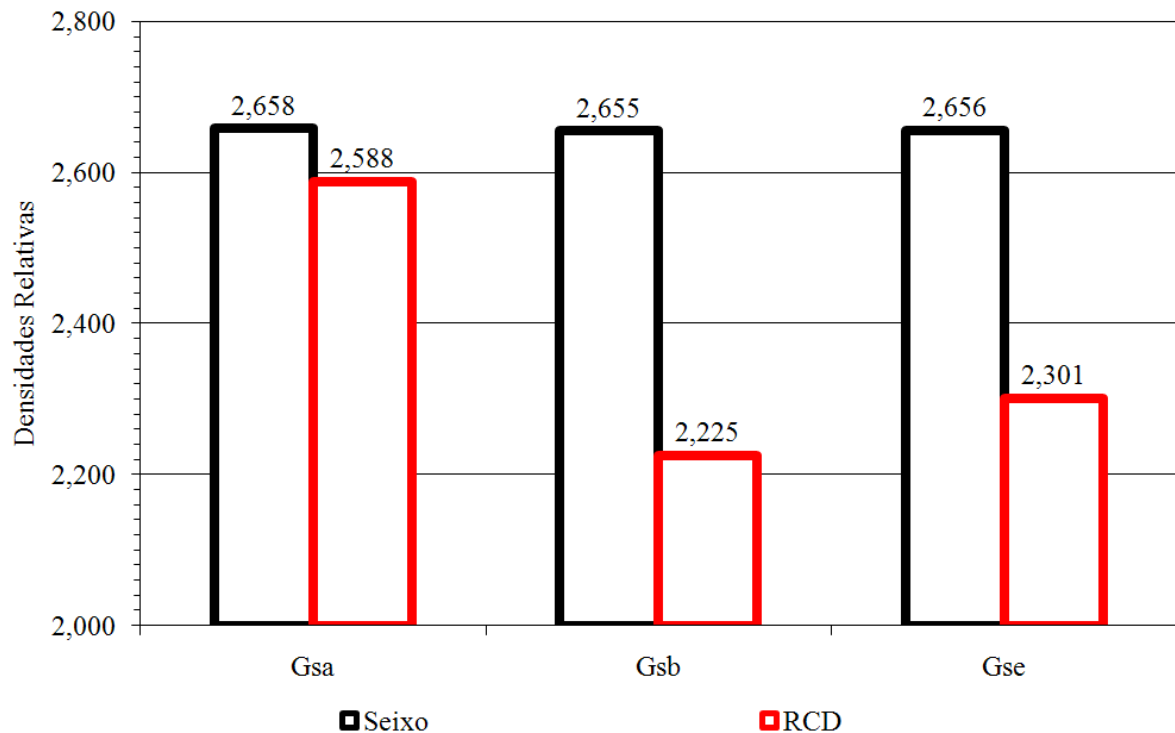


Figura 46 – Comparativo das densidades relativas real (G_{sa}), aparente (G_{sb}) e efetiva (G_{se}) das misturas minerais.

Por fim, observou-se, mesmo com o recobrimento das partículas de RCD pelo ligante, a ocorrência de absorção de água durante o processo de aplicação do vácuo. O ocorrido demonstra o que se notou ao longo da caracterização dos agregados: o material reciclado apresentou uma adesividade não satisfatória ao ligante. Pode-se explicar uma das causas pela fragilidade da estrutura superficial das partículas do resíduo, que pode vir a fragmentar-se, formando uma camada de material fino sobre os grãos maiores. Tal camada prejudica a aderência do ligante na superfície do agregado. Pode-se sanar tal problema por meio da retirada das frações mais finas do material e através de processo de lavagem anterior ao uso. Outra possibilidade seria, conforme já mencionado, o uso de produtos destinados a aumentar a adesividade entre o asfalto e o RCD. Todavia, nesta pesquisa, tal tipo de investigação não ocorreu.

Dando prosseguimento, uma vez que a densidade relativa efetiva da mistura de agregados foi determinada, calculou-se a densidade máxima da mistura em cada ponto de dosagem, por meio da média ponderada entre a G_{se} e a densidade real do ligante, sendo aqui

denominada densidade máxima teórica (DMT). Admitiu-se constante o potencial de absorção de ligante, independentemente da quantidade de asfalto adicionada. A Figura 47 apresenta o gráfico de variação da DMT com o teor de ligante.

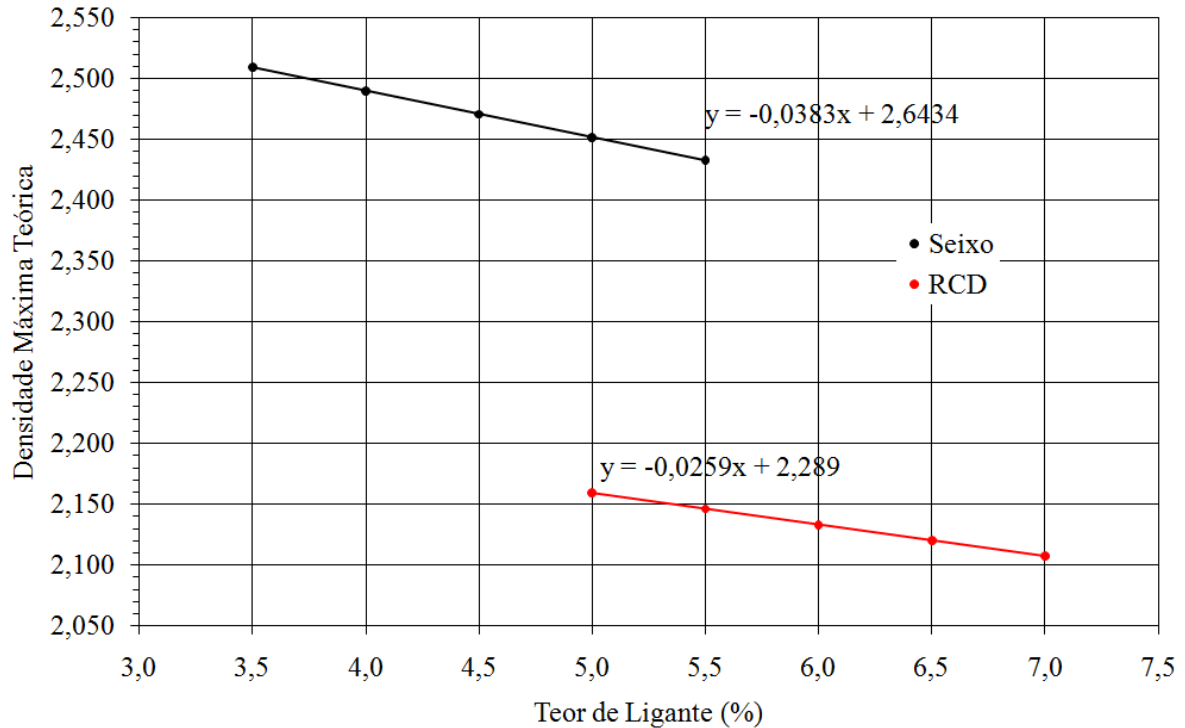


Figura 47 – Teor de asfalto x DMT.

As inclinações nos citados gráficos das figuras retratam a influência da densidade do CAP na mistura: no caso da mistura com RCD, uma vez que a densidade efetiva dos agregados é baixa, há uma menor redução por conta da densidade do ligante; por outro lado, em relação à mistura com Seixo, esta diferença é maior, levando a uma inclinação mais acentuada no gráfico da Figura 47.

Definidas as densidades de cada teor, moldaram-se três corpos de prova para cada um dos pontos. Destes corpos de prova obtiveram-se os índices físicos: volume de vazios (Vv, Figura 48), vazios no agregado mineral (VMA, Figura 49) e vazios cheios com ligante (VFA, Figura 50).

Observa-se que, relativo ao volume de vazios, a mistura com RCD é mais sensível à variação do teor de ligante, uma vez que a redução no V_v é mais abrupta à medida que aumenta o teor de ligante (Figura 48). O fato se deve ao seixo rolado ter maior compacidade em relação ao RCD e, portanto, mesmo para as menores quantidades de ligante, os agregados já adquirem um empacotamento favorável. Assim, para a mistura com seixo, a adição do ligante vem a colaborar ainda mais com a redução de vazios, preenchendo-os. No caso do RCD, o ligante contribuiria de forma mais eficiente com a própria compacidade da mistura.

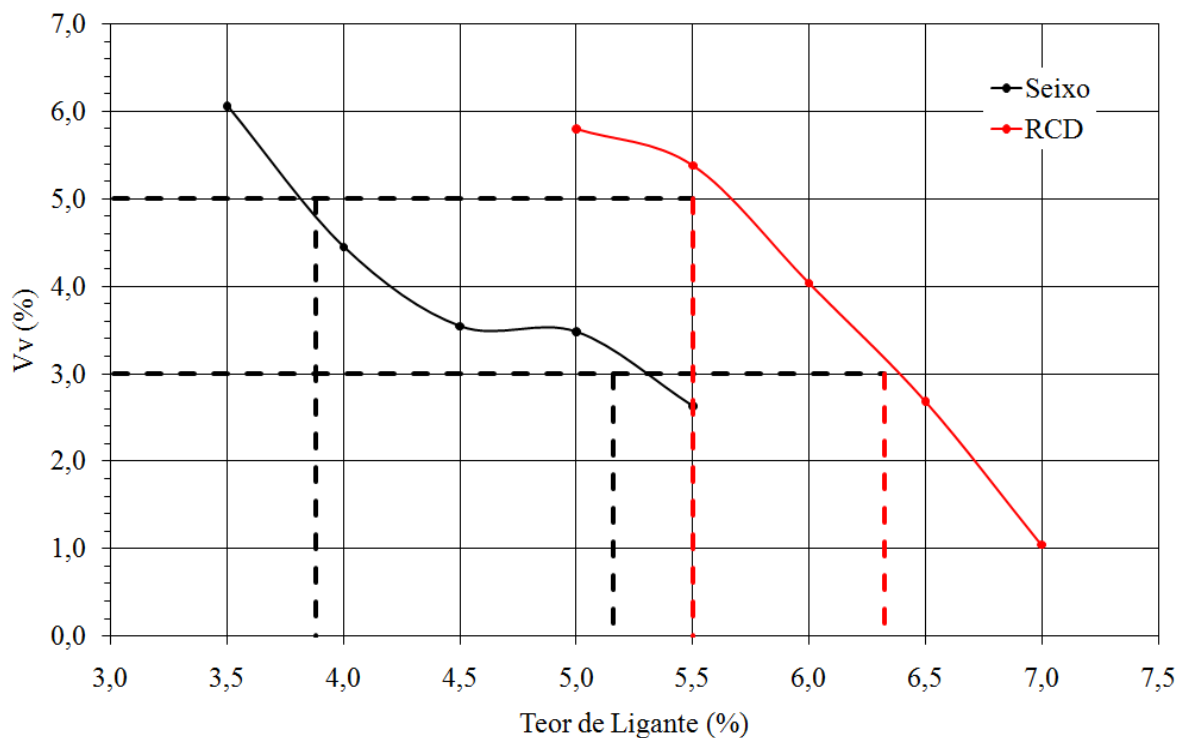


Figura 48 – Teor de asfalto x Volume de vazios ($V_v\%$).

A citada afirmação pode ser comprovada pela Figura 49. Nota-se que os vazios no agregado mineral (VMA) aumentam à medida que se acrescenta CAP à mistura com Seixo. Significa que a adição do ligante reduz vazios na mistura, mas aumenta entre o material mineral, reduzindo a interconectividade das partículas. No caso do RCD ocorre o contrário: o gráfico esboça uma tênue redução do VMA, explicitando que há, de fato, um aumento da compacidade com o aumento do teor de ligante.

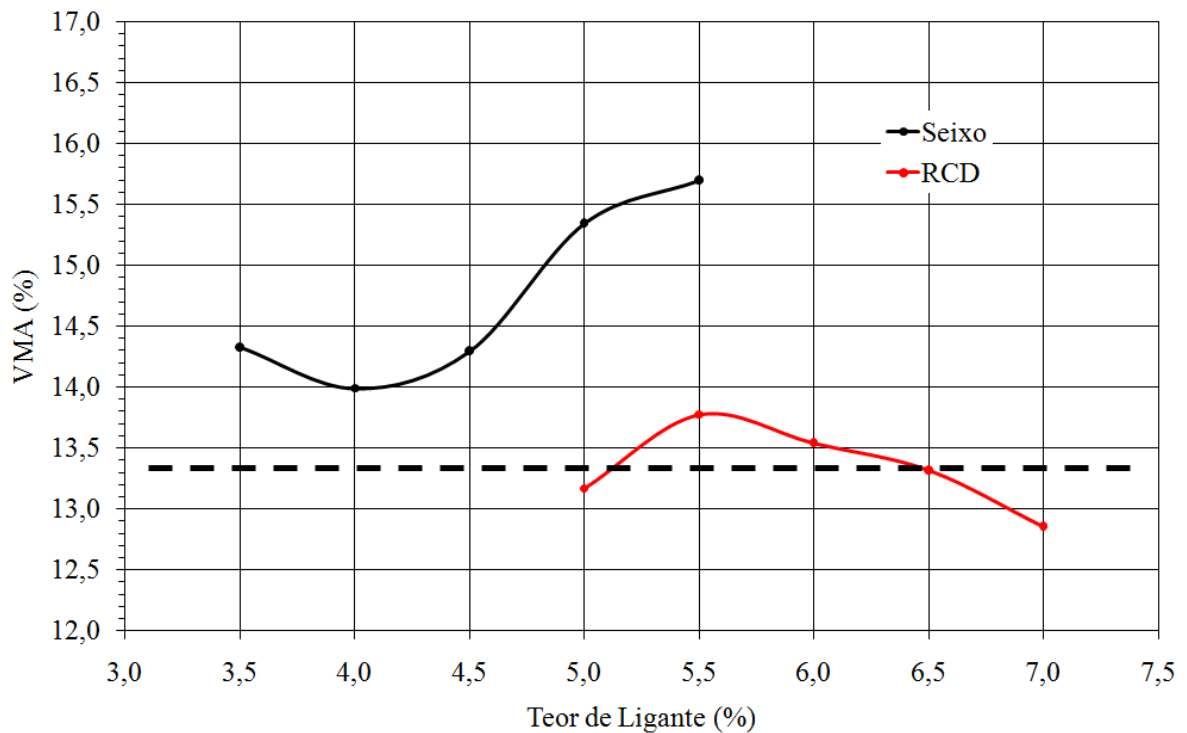


Figura 49 – Teor de asfalto x Vazios no agregado mineral (VMA%).

Com respeito ao VFA (Figura 50), em ambos os casos houve um aumento, perfeitamente previsível, tendo em vista ser função do ligante preencher vazios entre os agregados. Para a mistura com RCD, o aumento mostrou-se mais pronunciável, corroborando o mencionado quando da análise da Figura 48, onde se afirmou que a mistura com RCD teria mais sensibilidade ao aumento do ligante no que tange aos seus índices físicos. Logo, a redução do volume de vazios foi mais acentuada dado o aumento do VFA também o ser. A influência no VMA não se apresentou tão evidente, tendo-se em vista que a variação da curva foi muito tênue em relação ao VFA.

Uma vez estabelecidos os limites dos parâmetros de dosagem (V_v , VMA e VFA), selecionou-se o teor de projeto, constante na Figura 51. Buscou-se uma proximidade nos índices físicos das duas misturas, de modo a reduzir as análises mecânicas apenas às características dos agregados graúdos.

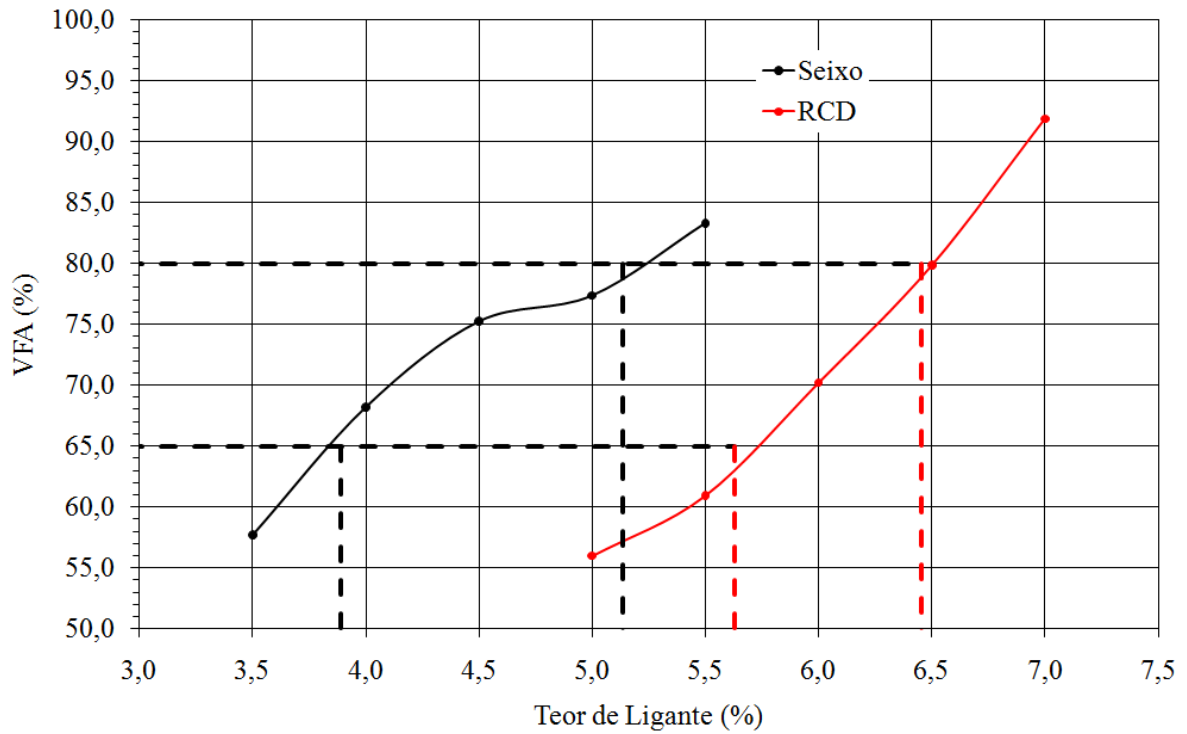


Figura 50 – Teor de asfalto x Vazios cheios com asfalto (VFA%).

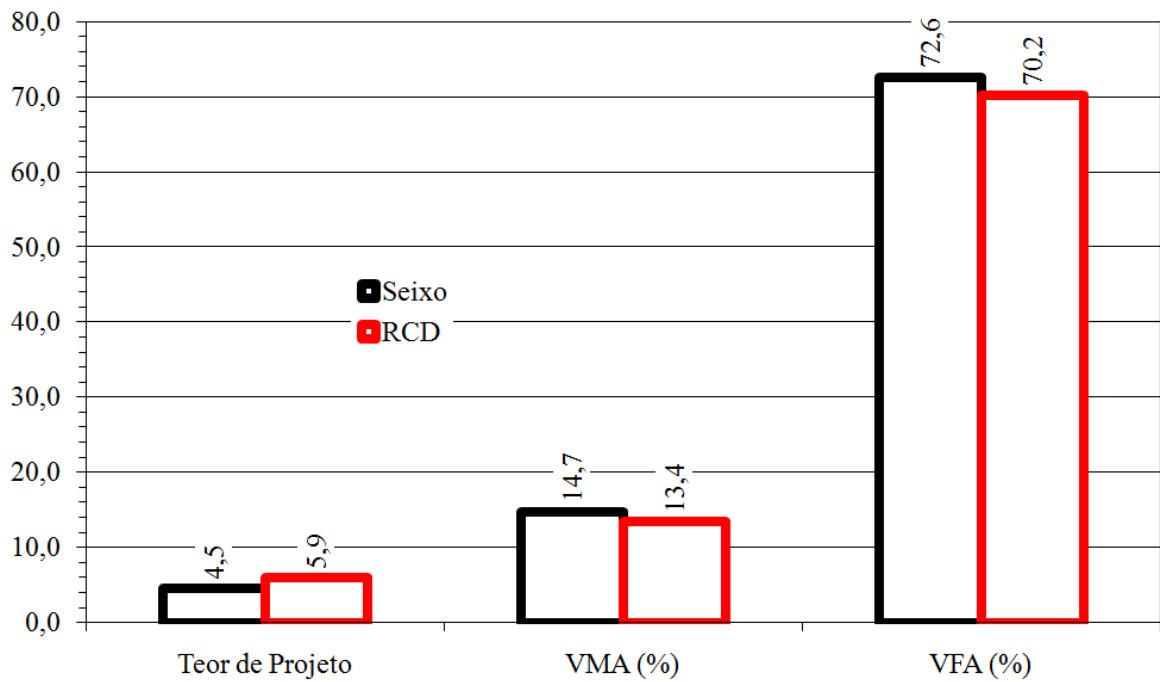


Figura 51 – Teores de Projeto e Índices Físicos para Vv de 4%.

Um fato a ser comentado com relação à dosagem com RCD, segundo o Método de Bailey, diz respeito ao menor teor de projeto em relação aqueles observados nos trabalhos de Frota *et al.* (2003; 2004; 2005; 2006; 2007), os quais empregaram misturas do tipo CA.

Certamente que tal resultado ocorreu por conta do menor percentual de areia e cimento Portland na mistura Bailey, uma vez que estes dois materiais apresentam grande superfície específica. Mesmo com a fração miúda e fina dos agregados de RCD compondo a mistura, teve-se muito mais material graúdo, o que reduziu significativamente o teor de projeto.

Os procedimentos de moldagem dos corpos de prova demonstraram algumas dificuldades de manipulação das duas misturas dosadas conforme o Método de Bailey. Primeiramente a grande quantidade de material graúdo diminuiu significativamente a trabalhabilidade da massa asfáltica, especialmente com RCD. Em segundo lugar, alguns corpos de prova apresentaram problemas de segregação. Também foi percebida uma grande exposição de agregados graúdos no corpo de prova moldado, o que pode implicar problemas em campo como agregados polidos ou arrancamento de agregados.

4.2.3 Comentários à cerca do Procedimento de Dosagem de Misturas com RCD

O processo de dosagem das misturas asfálticas contendo resíduos de construção e demolição apresentou algumas peculiaridades não observadas quando dos procedimentos realizados para o seixo rolado. Contudo, boa parte destas observações foi corroborada por outros autores que fizeram uso de misturas asfálticas com materiais alternativos. A seguir, serão discutidos alguns destes aspectos.

Inicialmente constatou-se que o RCD constitui-se de um agregado bastante heterogêneo. A análise já havia sido contemplada em outros trabalhos realizados com o mesmo agregado. Ângulo (2000) já demonstrava a necessidade de uma pré-seleção dos materiais a serem empregados na produção do agregado a partir desses resíduos, o que fora corroborado por Frota *et al.* (2005) ao enfatizar que, em misturas asfálticas, agregados advindos de alvenaria poderiam prejudicar o processo de dosagem por conta da maior absorção dos grãos e da maior variabilidade nos resultados de caracterização. A análise dos

referidos autores (*opus cit.*) confirmam o estudo de Frota *et al.* (2003), que aponta o uso de agregados oriundos de resíduo de concreto estrutural para o emprego em misturas asfálticas.

Esta dificuldade também foi citada em Fernandes (2004) ao trabalhar com o RCD do Rio de Janeiro e Belo Horizonte, embasando a necessidade de um controle apurado na origem dos lotes de agregado reciclado. Quando se trata de misturas asfálticas, esta variabilidade deve ser ainda mais atentada, visto que pequenas variações na origem dos materiais podem culminar em grande diferença no comportamento mecânico.

Igualmente, autores que utilizaram outros agregados alternativos encontraram dificuldades similares. Castelo Branco (2004), por exemplo, cita que ao longo de seus procedimentos de dosagem necessitou-se moldar sessenta corpos-de-prova para obtenção dos índices físicos de misturas asfálticas com escória de aciaria, enquanto que o usual seriam apenas quinze. A autora aponta que havia grande diferença de estrutura dos agregados de escória, mesmo naqueles pertencentes a um mesmo lote. Enquanto alguns detinham estrutura vítrea, outros apontavam grande porosidade. Assim, teve-se a necessidade de ampliar a quantidade de ensaios realizados visando à obtenção de menores desvios padrões nos resultados e, ainda, a dosagem de uma nova mistura contendo material manualmente selecionado. No trabalho em pauta não se observou uma variação tão grande que implicasse nesta mesma necessidade, muito embora a quantidade de RCD fosse maior relativa aquela empregada nas pesquisas realizadas por Frota *et al.* (2003; 2004; 2005; 2007 e 2008).

No que tange ao uso do ensaio de determinação da densidade máxima da mistura em estado solto (DMM), Castelo Branco (2004) também constatou diferenças entre os valores ensaiados e os calculados por fórmula. Todavia, para os trabalhos dessa autora, os maiores valores foram determinados pela DMM, enquanto nesta pesquisa os maiores valores foram

obtidos pela DMT. Contudo, Castelo Branco (2004) não aponta os possíveis fatores responsáveis por esta diferença.

Neste estudo também foi observada a influência da absorção de ligante por parte do agregado alternativo. Uma vez que se trata de um material de estrutura bastante porosa, ocorre assimilação de asfalto nas seções internas o qual não mais participará da redução de vazios nos agregados minerais. Assim, os teores de ligante nas misturas com RCD são mais altos do que os das misturas similares com agregados convencionais. Castelo Branco (2004) chegou à mesma conclusão no caso do uso da escória de aciaria, porquanto o material poroso assimilou 2,9% de CAP. A autora menciona a necessidade de se reavaliar a metodologia de dosagem quando fazem parte agregados alternativos, baseado nestas diferenças observadas.

4.3 Ensaios Mecânicos em Misturas Asfálticas

Neste tópico serão apresentados os resultados e as discussões acerca do comportamento mecânico das misturas asfálticas. Conforme estabelecido no capítulo anterior, foram realizados experimentos relativos à: resistência à tração por compressão diametral, perda de resistência por umidade induzida (Lottman), Módulo de Resiliência por compressão diametral, fluência por compressão uniaxial estática e dinâmica.

4.3.1 Resistência à Tração

A Tabela 26 e Figura 52 apresentam um resumo dos resultados. Por limitações de carregamento máximo do equipamento empregado, não foi possível a realização do ensaio às temperaturas inferiores a 25°C.

Dos resultados apresentados a primeira conclusão é que, independentemente da velocidade de carregamento e da temperatura, comparando as duas misturas em condições

similares, sempre indicam a maiores valores para a mistura composta pelo RCD. A conclusão demonstra a vantagem da mistura com material alternativo.

		3mm/min		12mm/min		48mm/min	
		RT (MPa)	Desvio Padrão (Mpa)	RT (MPa)	Desvio Padrão (Mpa)	RT (MPa)	Desvio Padrão (Mpa)
Seixo	25°C	0,224	0,000	0,381	0,021	0,533	0,052
	40°C	0,100	0,003	0,128	0,013	0,244	0,011
	55°C	0,040	0,003	0,058	0,000	0,103	0,002
RCD	25°C	0,429	0,011	0,602	0,012	0,795	0,028
	40°C	0,158	0,017	0,215	0,010	0,303	0,011
	55°C	0,083	0,003	0,085	0,002	0,135	0,003

Tabela 26 – Resistência à tração das misturas e desvios.

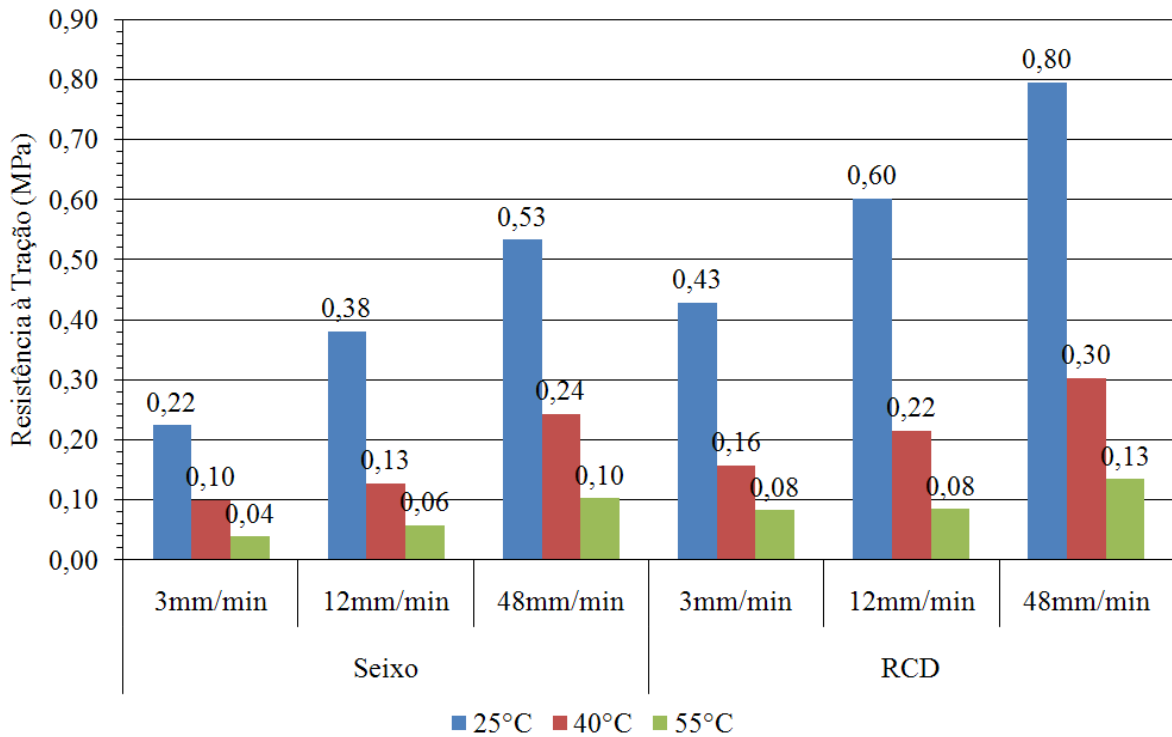


Figura 52 – Resistência à tração das misturas.

A 25°C é possível observar que a maior diferença da RT entre as mistura ocorre para uma velocidade de 3mm/min, quando mistura com RCD possui um valor de resistência 95% mais alto que aquela com Seixo. À medida que esta velocidade aumenta pode-se observar uma redução nesta diferença, sendo de 58% para 12mm/min e de 51% para 48mm/min. A 40°C ocorre algo similar: para 3mm/min a diferença é de 60%, passando a 69% à 12mm/min, e a 25% à 48mm/min. Por fim, a 55°C a tendência foi tão evidente como no primeiro caso:

100% para 3mm/min, passando a 33%, a 12mm/min, e 30%, a 48mm/min. As observações demonstram que, para os carregamentos mais rápidos, existe tendência de redução da diferença entre as duas resistências, muito embora o RCD esteja sempre esboçando vantagem.

Por outro lado, fixando a velocidade de carregamento e variando a temperatura, tem-se que a 3mm/min as diferenças aumentam na ordem 40°C, 25°C e 50°C, sendo inversa ao que ocorreu a 12mm/min, onde a temperatura mais alta apontou a menor variação de valores. A 48mm/min a ordem também é diferente: 40°C, 50°C e 25°C. Tais resultados evidenciaram mais discrepância para as menores velocidades.

Pelo exposto, pode-se concluir que: a) a temperatura, para uma mesma velocidade de carregamento, não parece ser um fator gerador de tendência de comportamento, ao analisar-se simplesmente as diferenças entre os valores; b) quando se trata da variação de velocidade, um aumento desta denota aproximação de comportamentos; c) para velocidades maiores, obteve-se similaridades no comportamento das duas misturas.

Admitido-se a existência de parcela elástica, viscoelástica e plástica, pode-se supor que, nas velocidades mais altas, a parcela viscoelástica seria a responsável pela aproximação, dado que, dentro da mistura asfáltica, o componente atrelado a tal comportamento (o mastique) é similar nas duas misturas. Porquanto, nas menores velocidades, o desempenho é mais dependente da fase elástica, que sofre grande influência dos agregados minerais, notadamente os graúdos, implicando vantagem das características do RCD.

Também se analisaram as variações da resistência à tração em relação à velocidade de carregamento dentro de cada mistura (Figura 53). Diferentemente do que fora realizado anteriormente, não foi avaliada a variação entre dois pontos individuais, mas sim a relação entre todos os pontos, de modo a se alcançar uma relação linear entre eles. Empregou-se escala logarítmica nas abscissas de modo a obter um maior espaçamento entre os valores. Este

recurso possibilitou que a regressão dos pontos plotados fosse aproximadamente uma reta, permitindo que o estudo ora sugerido fosse atrelado ao coeficiente angular das retas.

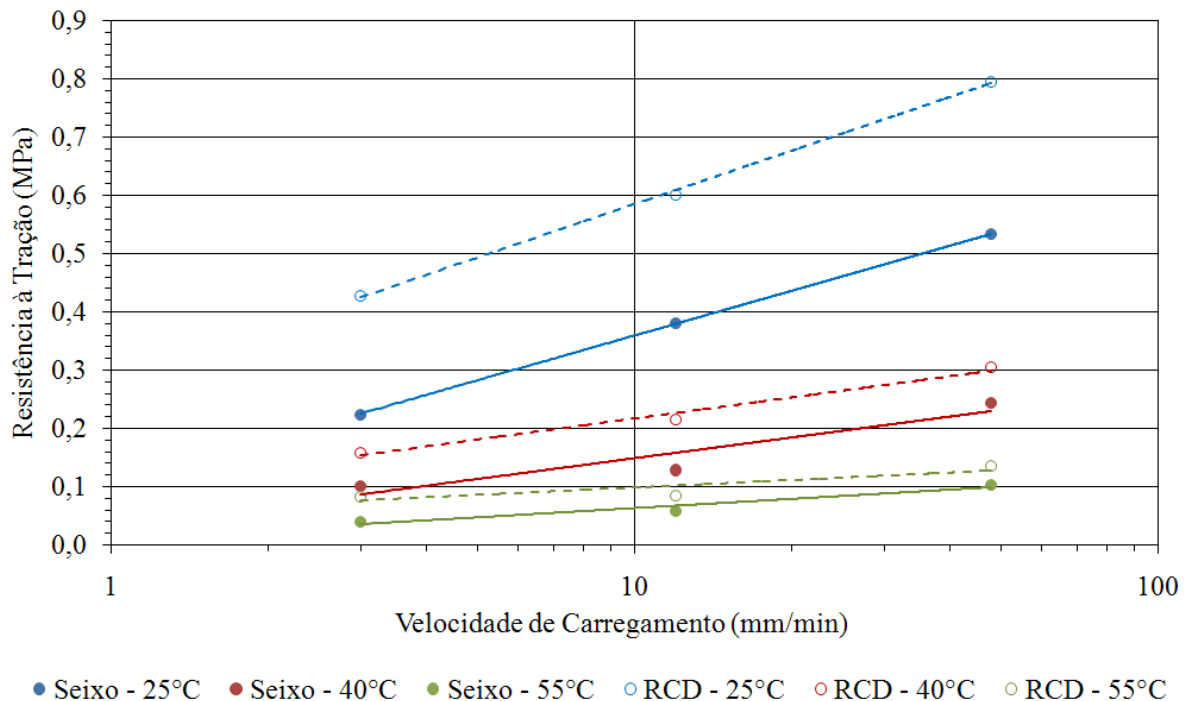


Figura 53 – Variação da Resistência à Tração em relação à velocidade de carregamento.

Dos gráficos constantes na Figura 53 nota-se que os coeficientes angulares reduzem à medida que a temperatura aumenta. Logo, para as maiores temperaturas, a velocidade de carregamento pode não ser fator preponderante na variação do parâmetro de resistência dessas misturas. Lembrando-se que, para o aumento da temperatura, tem-se uma redução da viscosidade do ligante, quando suas características semi-sólidas passam a esboçar comportamento mais próximo aos fluidos viscosos. Em conseqüência, a fase viscosa da mistura passa a ter maior participação no comportamento da mistura.

Também é possível observar uma redução na distância relativa entre as retas de RCD e Seixo à medida do aumento da temperatura. Todavia, esta afirmativa deve ser analisada com cuidado, tendo em vista a diferente magnitude dos valores de resistência referentes a cada situação. Enquanto a resistência é muito alta nas temperaturas mais baixas, torna-se muito

pequena nas temperaturas mais altas. Deste modo, pode ser mais interessante avaliar a diferença entre as áreas sob os gráficos em vez da distância entre eles.

Para 25°C, a diferença entre as áreas é de 37%, em relação ao gráfico do RCD. O valor é de 30% e 34% para 40°C e 50°C, respectivamente. Logo, como não se trata de valores significativos, não se pode constatar relevância entre as diferenças relativas entre as áreas sob os gráficos quando ocorre aumento de temperatura, muito embora a distância entre as retas reduza numericamente.

O que se pode concluir é que as distâncias entre as retas reduzem à medida do aumento da temperatura, com a mistura RCD sempre apresentando valores de resistência à tração mais altos que a de Seixo, conforme denotam as áreas sob os gráficos da Figura 53.

Analise-se, agora, a Figura 54 onde se tem gráficos similares aos anteriores, mas comparando-se velocidades de carregamento iguais e uma variação da temperatura. Neste caso não se fez necessário uso de escala logarítmica nas abscissas.

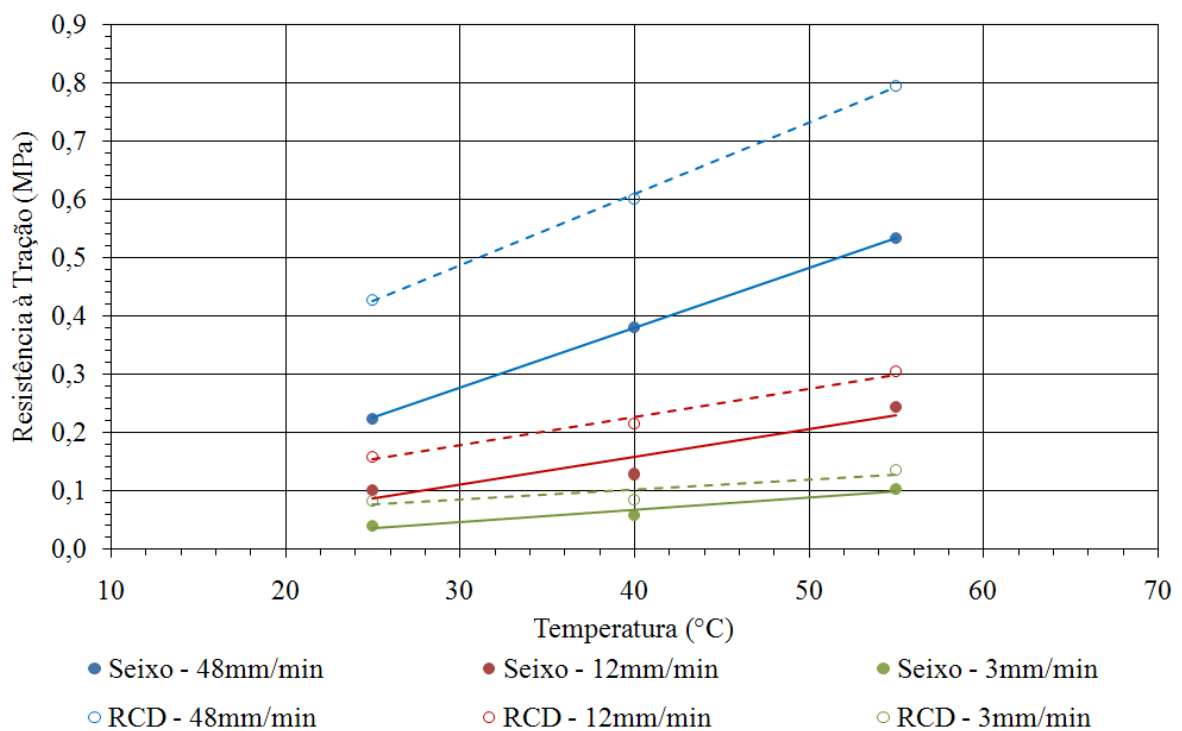


Figura 54 – Variação da Resistência à Tração em relação à temperatura.

Todas as observações anteriores foram corroboradas. Os coeficientes angulares das retas de RCD e Seixo são similares a uma mesma velocidade de carregamento. Logo, como na Figura 53, este parâmetro não demonstra mudança evidente de desempenho entre as duas misturas. Ao mesmo tempo, constatou-se a redução desses coeficientes angulares à medida que se reduziu a velocidade de carregamento, implicando que, para as menores velocidades, não houve influência da temperatura para a variação da resistência à tração.

Assim como no caso anterior, nestes gráficos (Figura 54) é igualmente perceptível diminuição da distância entre as retas para uma redução da temperatura, embora não implique em mesma consequência na área sob o gráfico. Neste caso, a razão entre a área sob cada um dos gráficos continuam próximas de 35%, sendo mais uma vez relativo ao RCD: 38%, 31% e 36% para 48, 12 e 3mm/min, respectivamente. Ou seja, para menores velocidades de carregamento obtêm-se valores mais próximos de resistência entre RCD e Seixo, entretanto não sugerindo que tais valores venham a se igualar.

Desses resultados, podem-se obter algumas conclusões. A primeira é que, para as maiores temperaturas e as menores velocidades de carregamento, ocorre menor influência de uma parcela comum às duas misturas, visto a aproximação das resistências quando nas condições mencionadas. Nas duas misturas, conforme elucidado na dosagem, o mástico é praticamente o mesmo (ligante asfáltico, areia e cimento Portland). Não se pode afirmar que o mástico não influencie no comportamento às temperaturas mais altas, dada a menor viscosidade do ligante nestas condições. Logo, a resistência da mistura pode estar comprometida pelo fator viscosidade. A única conclusão segura é que, para as velocidades mais altas e as temperaturas mais baixas, as misturas com RCD apresentaram evidente superioridade. Porém, não é possível concluir, diante desses dados, a real influência das fases no comportamento.

Outra conclusão foi que, embora ocorra uma aproximação dos valores de resistência para as maiores temperaturas e as menores velocidades, não se prevê uma igualdade de desempenho. Isto porque a diferença relativa entre as áreas sob os gráficos se mantém praticamente constante. Em outras palavras, sempre haverá vantagem para a mistura com RCD.

Finalmente, na Figura 55 confrontam-se os valores de RT a 25°C ensaiados à velocidade de 48mm/min. Nesta é possível verificar que o parâmetro para o RCD é superior apenas às misturas com escória de aciaria dosadas por Castelo Branco (2004). Com relação aos outros autores, o valor mostrou-se bem abaixo daqueles alusivos aos agregados de origem natural. A mistura com seixo demonstrou valor ainda mais baixo, sendo menor que a metade da maioria dos valores citados nas referências.

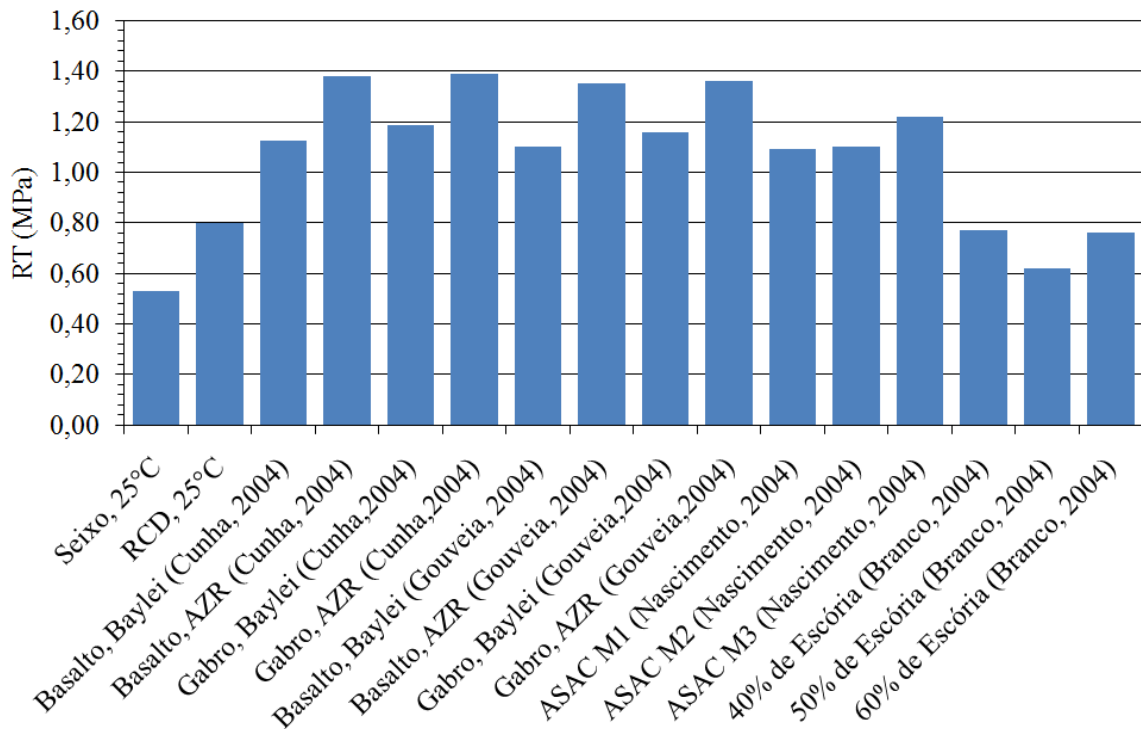


Figura 55 – Comparativo dos valores de RT com algumas referências.

4.3.2 Perda de Resistência por Umidade Induzida

A realização do ensaio de perda de resistência por ação da umidade induzida iniciou-se com a obtenção da curva de compactação para as duas misturas (Castelo Branco, 2004). Esta curva foi determinada pelos índices físicos calculados (notadamente o volume de vazios, $V_v\%$) para três corpos-de-prova moldados, segundo diferentes números de golpes do compactador Marshall. O procedimento é similar ao adotado por Castelo Branco (2004) para corpos de prova com 40% de escória de aciaria como agregado graúdo.

Na Figura 56 são plotados os valores dos volumes de vazios relativos ao número de golpes aplicados em uma das faces do corpo de prova. Cumpre lembrar que a quantidade real de golpes de corpo-de-prova é o dobro do indicado no gráfico.

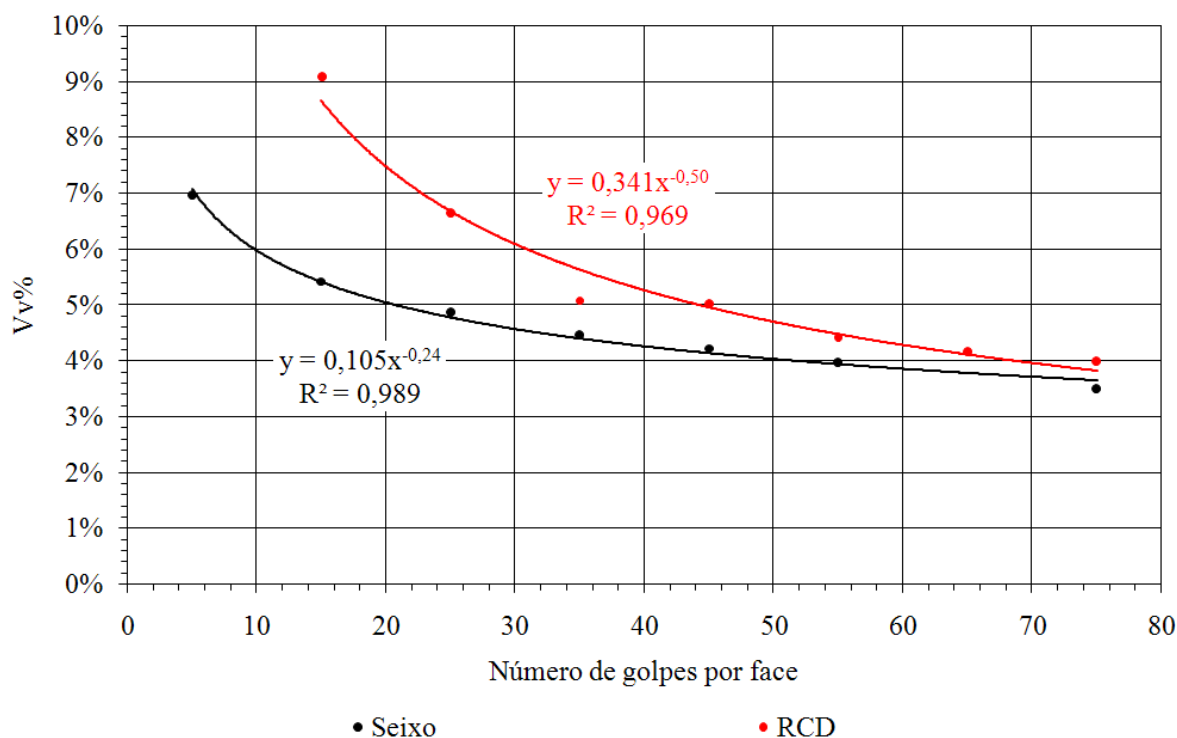


Figura 56 – Curvas de Compactação das misturas.

Nota-se, pela supracitada figura, que a mistura com Seixo necessitou de menor número de golpes para obter os menores valores de volume de vazios, indicando de forma mais evidente a maior trabalhabilidade desta mistura, tendo em vista a maior compacidade

apontada na caracterização da mesma. Por conta da forma esférica e textura superficial lisa, tem-se um empacotamento mais eficiente dos agregados de Seixo, no que tange ao valor de vazios. Ou seja, a quantidade de energia necessária visando o empacotamento que leve à quantidade de vazios desejada em projeto é menor em relação ao RCD.

Em campo aquele resultado indica uma maior preocupação dos executores ao aplicar um revestimento asfáltico contendo RCD. Uma vez que a trabalhabilidade e, em consequência, a compacidade seja menor, há de se realizar um controle de campo mais apurado, visando à obtenção do grau de compactação. Contudo, estes cuidados são similares àqueles requeridos por outros agregados de características similares, como a brita de granito, por exemplo.

Dos resultados contidos na Figura 56, tem-se, para um volume de vazios de 7% (definido como o valor a ser empregado nos corpos de prova do ensaio final), são necessários 5 golpes por face para a mistura com Seixo, e 22 golpes para o RCD. Estes valores corroboram o que fora comentado nos parágrafos acima. Castelo Branco (2004) trabalhando com uma mistura contendo 40% de escória de aciaria obteve número igual a 15 para o mesmo volume de vazios. O valor é mais baixo que o de RCD, denotando menor compacidade do material aqui avaliado em relação a este outro agregado alternativo.

Na Tabela 27 e Figura 57 apresentam-se os resultados da RT segundo o tipo de condicionamento.

Condição de Ensaio	Seixo			RCD		
	RT (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	RRT em relação a NS NC NA (%)	RT (MPa)	Desvio Padrão (MPa)	RRT em relação a NS NC NA (%)
NS NC NA	0,47	0,016	100,0%	0,63	0,028	100,0%
S NC NA	0,47	0,002	99,0%	0,61	0,015	96,7%
S C NA	0,46	0,002	96,9%	0,60	0,053	95,0%
S NC A	0,43	0,026	92,0%	0,59	0,016	94,0%
S C A	0,43	0,083	91,2%	0,39	0,034	62,1%

Tabela 27 – Variação da RT segundo o tipo de condicionamento no Ensaio Lottman.

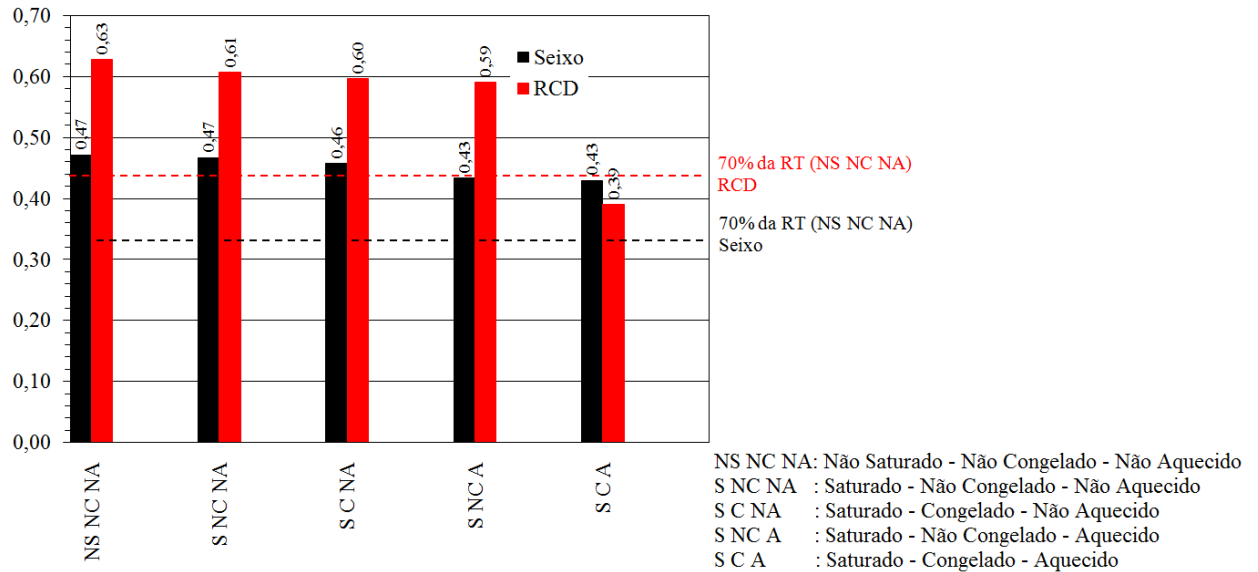


Figura 57 – Resultados do Ensaio Lottman e limites de redução da RT.

O valor de 70% estabelecido como limite da resistência retida após condicionamento (relativo a 30% de perda) é coerente com o estabelecido em Hicks (1991). Nota-se, que a mistura com seixo apresentou menores variações por conta dos condicionamentos realizados. Observa-se, ainda, que: a) os valores para a condição S NC NA, ou seja, para os corpos-de-prova apenas saturados, a perda de resistência é de apenas 1%, podendo ser atribuída até a uma variação de condições de ensaio, e não a uma perda de resistência; b) o RCD esboçou um baixo valor, embora maior que o referente ao Seixo.

Os resultados encontrados mostraram pequenos valores, implicando que a simples saturação do corpo-de-prova não foi suficiente para comprometer a resistência do material. Até mesmo para o RCD, onde o processo de saturação introduz condições distintas na estrutura interna, não houve perda significativa. Estas condições distintas têm a ver com o fato de que o processo de saturação da mistura com RCD conduz não apenas à saturação de vazios, uma vez que o ensaio de dosagem demonstrou que o próprio agregado satura por conta do vácuo aplicado. No Seixo, por outro lado, o processo de saturação não acontece na estrutura interna do agregado em presença de água.

Com relação ao congelamento (S C NA), as perdas indicaram maiores valores para a mistura com RCD. Contudo, a perda relativa à condição de saturação foi maior para o Seixo. O processo de saturação provocou uma perda duas vezes maior que a observada para a condição S NC NA, sendo menor para o caso do resíduo de construção. Note-se que, os dois valores ainda estão abaixo do limite de 70%, apontando que o congelamento não comprometeu a totalidade da mistura, mesmo para o RCD.

Com relação à condição de aquecimento (S NC A) houve maior perda de resistência para as duas misturas em relação à condição virgem (NS NC NA) e aos dois condicionamentos tratados anteriormente. Porém, diferentemente do que vinha ocorrendo, o aquecimento foi mais prejudicial à mistura com Seixo do que àquela contendo RCD. Isto pode se dever ao aquecimento, que poderia contribuir de duas formas ao comportamento: a) aquecendo o mástico, envelhecendo-o, o que acarretaria na redução da viscosidade do ligante e um enrijecimento da mistura, fato que não deveria reduzir a resistência da mistura à tração; b) deslocamento da película de ligante, o que é mais evidente na mistura com RCD, pelo que pode ser observado no tópico de caracterização de agregados; c) a dilatação das partículas e seu fraturamento, embora a temperatura seja baixa para um efeito acentuado desta natureza.

Assim, os métodos ora empregados não são suficientemente seguros para afirmar qual o processo que leva a uma perda de resistência mais significativa no RCD comparado ao Seixo. Contudo, observou-se que a mistura com o material natural tem maior sensibilidade à ação da temperatura. Em campo esse processo pode ser mais elucidativo que o congelamento no que tange às condições de operação das vias em Manaus, onde as altas temperaturas afetam sobremaneira o comportamento mecânico dos revestimentos.

Nenhum dos condicionamentos isolados levou a valores de perda de resistência acima do limite imposto de 70%. Não obstante, quando todos os procedimentos são aplicados

conjuntamente, ou seja, o ensaio realizou-se em sua forma completa (S C A), os resultados demonstram dois aspectos bem distintos para as duas misturas.

No caso do Seixo, a mistura apresentou perda dentro dos limites. O valor observado foi um pouco maior relativo ao obtido para a condição saturada e aquecida (S NC A). Nota-se, que o aquecimento tem maior influência no resultado comparado ao congelamento ou a saturação. Logo, o mecanismo de perda de resistência por umidade induzida estaria mais atrelado ao período de 24h a 60°C. Mesmo assim, a perda não sinaliza um risco além do aceitável para uso da mistura em campo.

Para o RCD, por outro lado, não demonstrou o mesmo resultado. A mistura apresentou perda significativa, tendo um valor acima do limite recomendado. Em uma análise mais profunda, nota-se que o efeito da saturação, congelamento e aquecimento isoladamente, não comprometem a estrutura da mistura, logo não reduzindo de forma comprometedora sua resistência.

Concluindo, quando se trata de uma condição combinada, contendo os três processos, o efeito conjunto é bastante significativo. O mecanismo de degradação referente a cada um dos processos, quando ocorrem seguidamente, tendem a degradar a estrutura da mistura asfáltica, levando a um resultado negativo. O que se pode relatar, nada obstante, seria a relevância técnica para resultado em campo: adotar todos os procedimentos, quando se trata de caracterizar uma mistura para uso em um local de clima tropical úmido.

Gouveia (2006) avaliou o parâmetro para as misturas com gabro, obtendo RRT de 94% e, para o basalto, 109%. A autora empregou apenas o ciclo completo de condicionamento supra mencionado, inclusive com as fases de envelhecimento em curto prazo preconizadas para o processo completo de ensaio (não empregado neste trabalho). Realizou, ainda, uma complementação do estudo empregando o módulo de resiliência retido (RMR) citado por ela como mais elucidativo das perdas tendo em vista se tratar de um

parâmetro mais sensível à ação da umidade induzida. Ao empregar o RMR, a autora detectou uma perda de resistência na mistura com gabro superior ao limite de 70%, apresentando como hipótese para o comportamento o valor baixo de equivalente de areia do agregado (75%), o que denota uma grande quantidade de partículas finas aderida à superfície dos grãos. O resultado foi corroborado pelos ensaios de adesividade que esboçaram deslocamento de película de ligante. Estes resultados seguem a mesma linha de raciocínio anteriormente esclarecida nesta pesquisa para o caso do RCD.

Castelo Branco (2004) utilizou duas misturas distintas com 40% de escória de aciaria. A primeira com CAP-20 original e outra com adição de 1% de dope. Os resultados demonstraram que, em quaisquer condições as misturas detiam RRT superior a 80%, mesmo após o ciclo completo de condicionamento, não sendo encontrada diferença significativa para as misturas com adição do aditivo, sendo detectada, inclusive, redução da RT tanto para os corpos de prova virgens como nos condicionados.

Nascimento (2004) apresentou um estudo similar com ASAC. O autor encontrou problemas com adesividade e adotou o método de ensaio Lottman para avaliação da melhoria que seria obtida caso adiciona-se 0,5% de dope ao asfalto (CAP-20, que tem especificação similar ao CAP 50-70 utilizado nesta pesquisa). Os ensaios preliminares de adesividade demonstraram que o percentual de aditivo (0,5%) era suficiente para evitar o deslocamento da película asfáltica. Contudo, mesmo na mistura com dope a RRT foi de 50%, bastante próxima daquela sem o aditivo. Logo, para o ASAC confeccionado pelo autor, o dope não foi suficiente para melhorar o comportamento da mistura quanto à umidade.

Reitera-se que a iteração dope-asfalto-agregados é bastante particularizada para as condições químicas dos mesmos. Logo, os resultados obtidos por Castelo Branco (2004) e Nascimento (2005) podem não ser corroborados para uma análise com RCD. O último autor salienta que foi observada grande presença de sílica no ASAC, o que pode ter contribuído

para o resultado negativo. Apenas uma análise química (algo não empregado neste trabalho) poderia apontar novos horizontes para este comparativo.

4.3.3 Módulo de Resiliência

A análise deste ensaio será realizada em três momentos distintos. Primeiramente serão tratados aspectos ligados unicamente aos deslocamentos medidos ao longo do procedimento. Em seguida serão tratados aspectos relativos aos coeficientes de Poisson e, por fim, o Módulo de Resiliência.

4.3.3.1 Montagem do Ensaio

O condicionamento dos corpos de prova com relação à temperatura de ensaio realizou-se da mesma forma relatada para o ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral. Nada obstante, por se tratar de um procedimento não destrutivo, apenas quatro corpos eram selecionados para cada uma das misturas, cada um deles ensaiado segundo dois diâmetros perpendiculares entre si, em cada uma das temperaturas estabelecidas.

Com respeito ao pórtico de carregamento, utilizou-se o mesmo do ensaio acima citado. Todavia, para este ensaio, foram empregados dois pares de dispositivos tipo LVDT: um para a medição dos deslocamentos horizontais, outro para os deslocamentos verticais.

Os deslocamentos horizontais foram medidos por LVDT's com curso de 0,12mm, diametralmente opostos, presos por meio de pórtico de suporte que, por sua vez, era preso ao corpo-de-prova por meio da aplicação de pressão em dois pontos localizados no diâmetro horizontal de cada face. Os deslocamentos verticais foram realizados por LVDT's de 5,0mm de curso, presos ao pórtico de carregamento, de modo a medir o deslocamento do friso móvel. Por limitações técnicas não foi possível o emprego de LVDT's colados às faces do corpo-de-prova.

O programa responsável pela interface máquina-usuário era o UTS002 v1.18, fornecido pela IPC Global. Por conta da gama de dados que esta pesquisa buscava calcular, fez-se uso do programa apenas para coleta e gravação em arquivo de texto. Todo o tratamento destes dados ocorreu por meio de programas gráficos. Para a aquisição do maior número possível de dados, programou-se a aquisição de um conjunto de dados (deslocamentos, carga, temperatura, tempo) a cada 10ms.

Com relação às cargas aplicadas nos ensaios, respeitou-se o preconizado pela norma AASHTO TP 31. Contudo, uma vez que se utilizaram temperaturas diferentes das três constantes nesta (5°, 25° e 40°C), fez-se necessário realizar regressão linear a partir destas três previamente estabelecidas. A equação obtida encontra-se na Figura 58. Em cada ensaio foram aplicados 300 pulsos de carga, e os parâmetros a serem avaliados foram obtidos da média daqueles observados nos pulsos 100, 200 e 300.

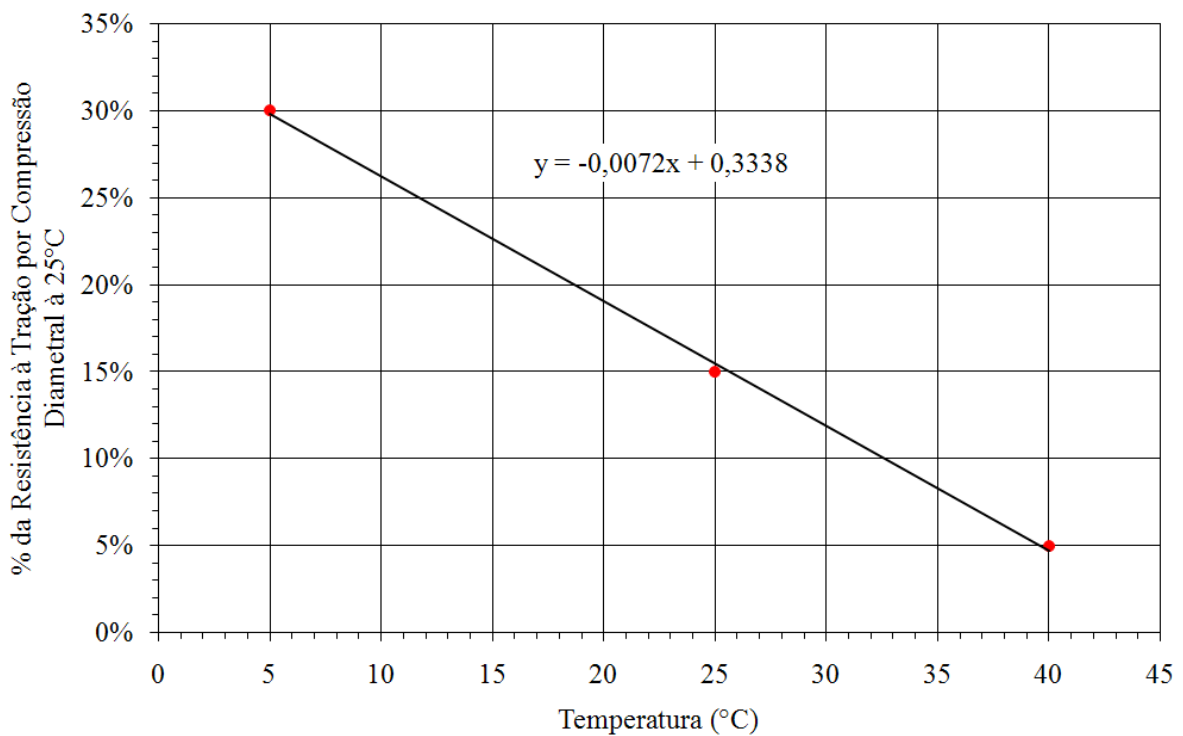


Figura 58 – Carga relativa ao ensaio de determinação do Módulo de Resiliência.

4.3.3.2 Deslocamentos Medidos

Para cada corpo-de-prova ensaiado, o conjunto de dados era tratado de modo a obter medição de deslocamentos resilientes instantâneas (DRI) e totais (DRT) que foram determinadas conforme protocolo AASHTO (Brito, 2007). A DRT era tomada como o deslocamento recuperado entre o pico de deformação registrado no pulso e a média aritmética dos últimos 25 pontos registrados neste pulso. Vale ressaltar que, conforme relatado no Capítulo 4, as DRT's, na forma como são obtidas, possuem todas as componentes de deslocamento (elástica, viscoelástica e plástica), enquanto as DRI's buscam registrar apenas a elástica.

Para as medições das DRI, são realizadas regressões conforme o protocolo da AASHTO, duas retas em dois trechos distintos da curva de recuperação do deslocamento. A primeira reta é regredida da nuvem de pontos formada entre o ponto de pico de deslocamento ($t_{1,i}$) e aquele atinente a 75% do deslocamento total ($t_{1,f}$). A segunda reta é regredida a partir do ponto referente ao tempo de 0,25s de pulso ($t_{2,i}$) e aquele relativo a 1,00s de pulso ($t_{2,f}$). Toma-se o ponto onde ocorre a interseção das duas retas e, então, a diferença em relação ao pico de deslocamento leva ao DRI (Figura 59).

Desta feita, serão avaliados os deslocamentos medidos com base no processo aqui denominado por ASTM. As figuras a seguir mostram os deslocamentos horizontais e verticais medidos para cada uma das temperaturas.

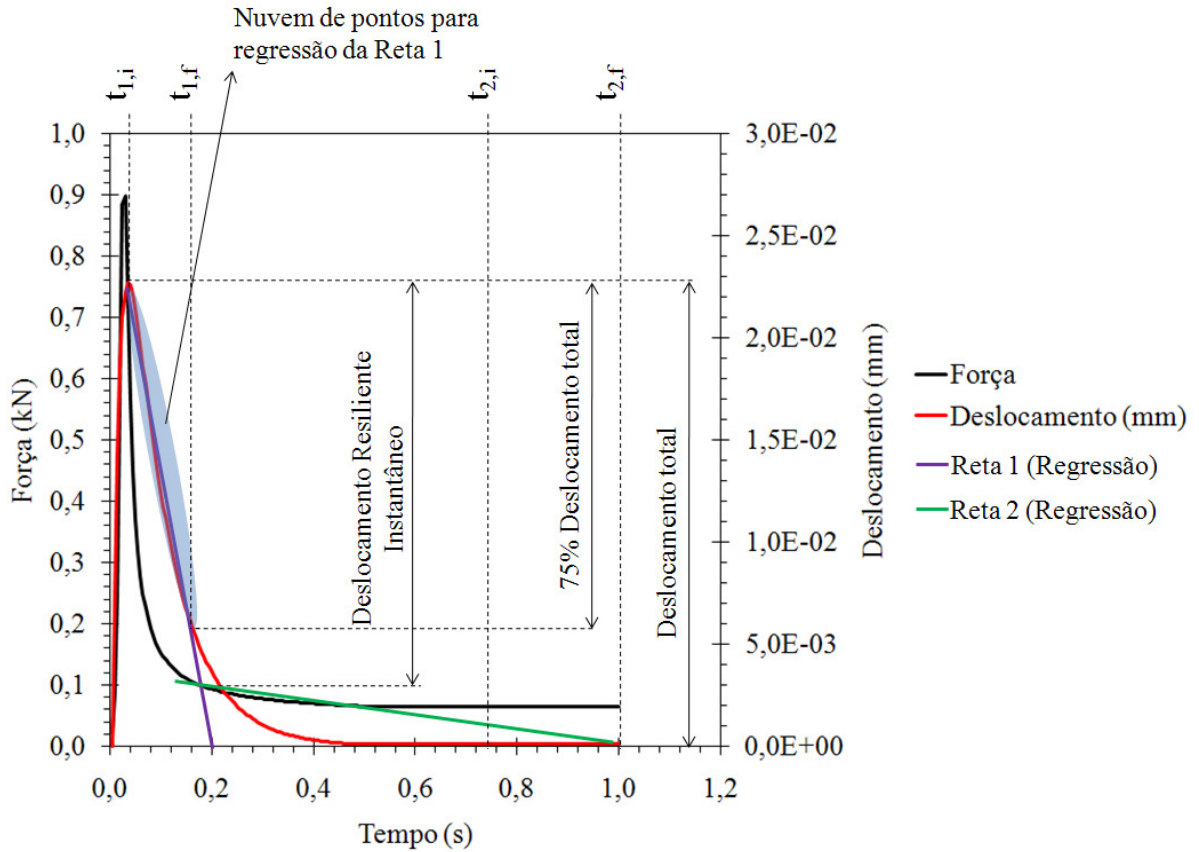


Figura 59 – Esquema de medição de deslocamento resiliente instantâneo segundo AASHTO.

Da análise das Figura 60 a Figura 66 verifica-se que a mistura RCD apresenta deslocamentos de maior magnitude que a mistura com seixo, independentemente da temperatura considerada. Contudo, à medida que a temperatura aumenta, as deformações resilientes instantâneas (DRI) na mistura com resíduo possuem valores mais próximos às da mistura com seixo. Há de se recordar que, por um lado, o RCD foi submetido a maiores níveis de tensão, uma vez que esta mistura detinha maior valor de resistência à tração, que é o dado essencial para definição da carga de ensaio de Módulo de Resiliência.

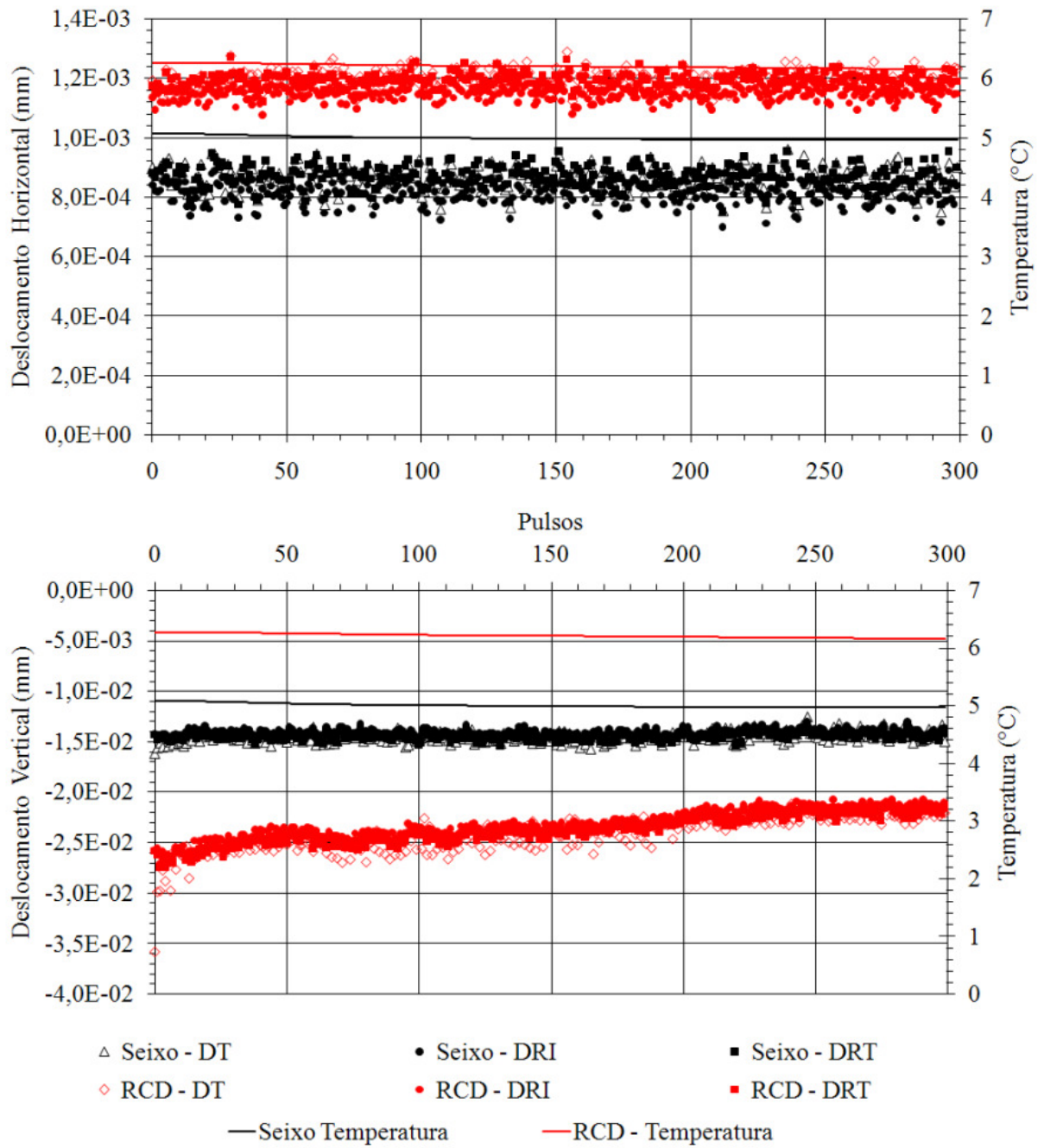


Figura 60 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 5°C.

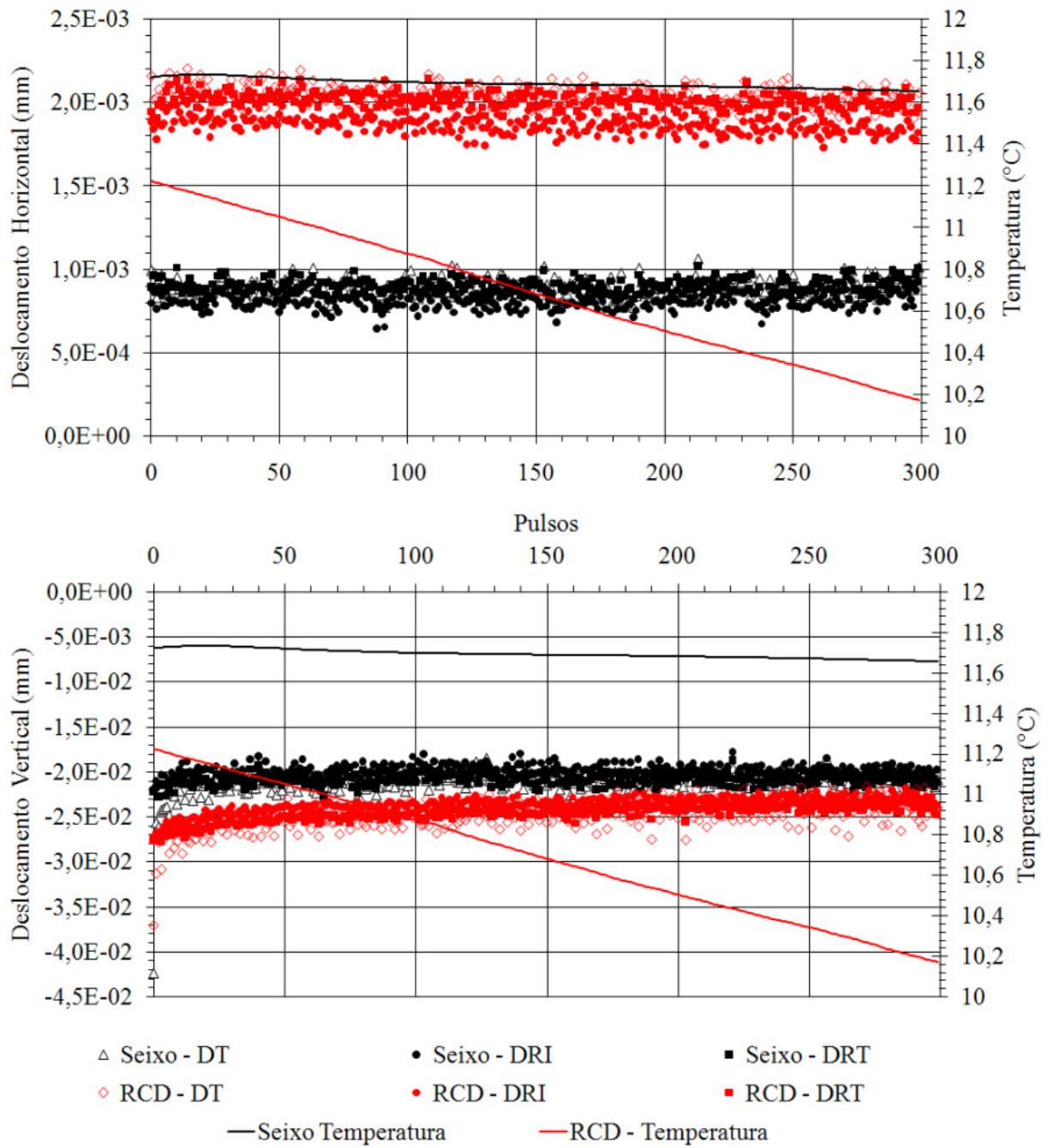


Figura 61 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 10°C.

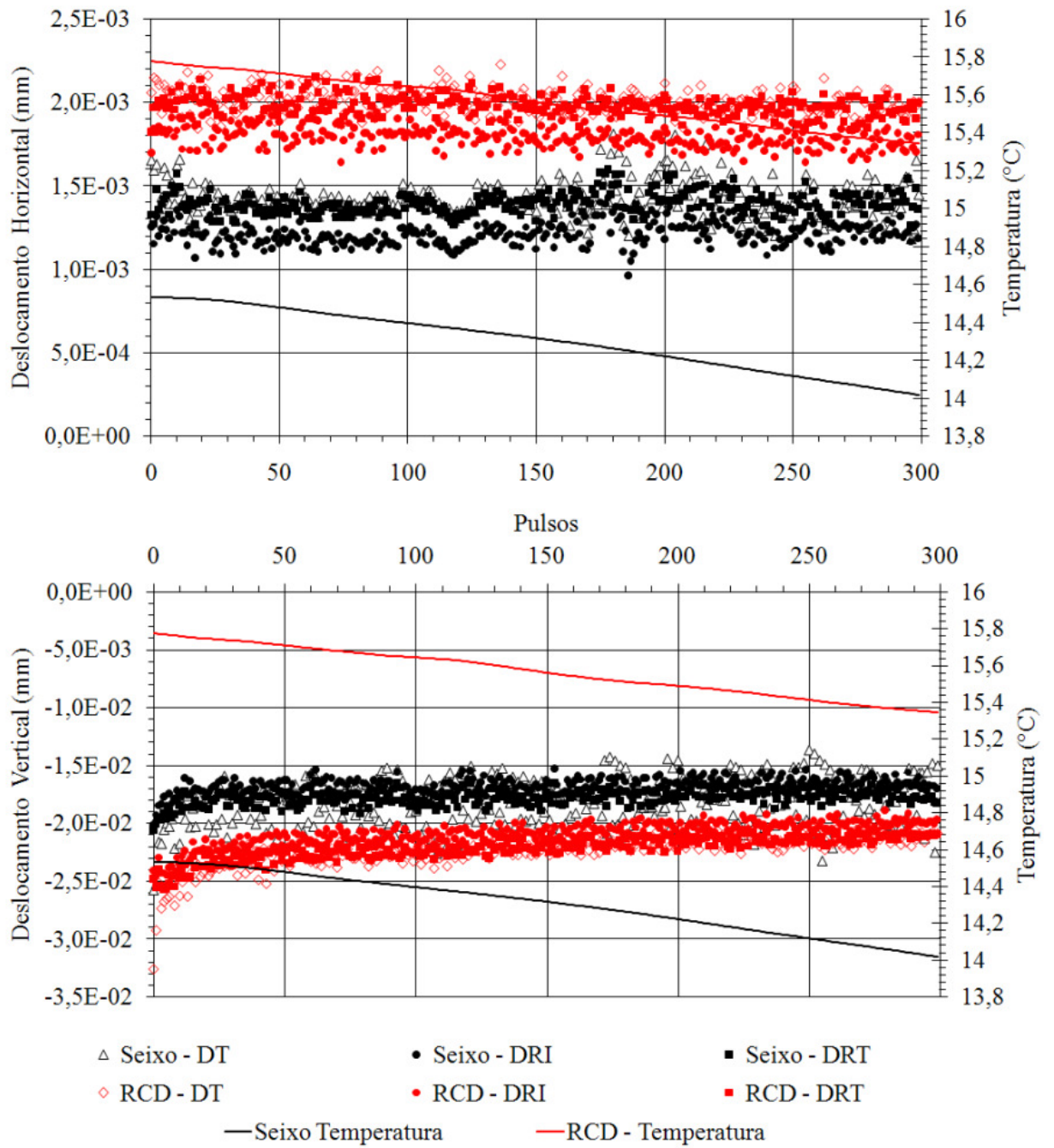


Figura 62 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 15°C.

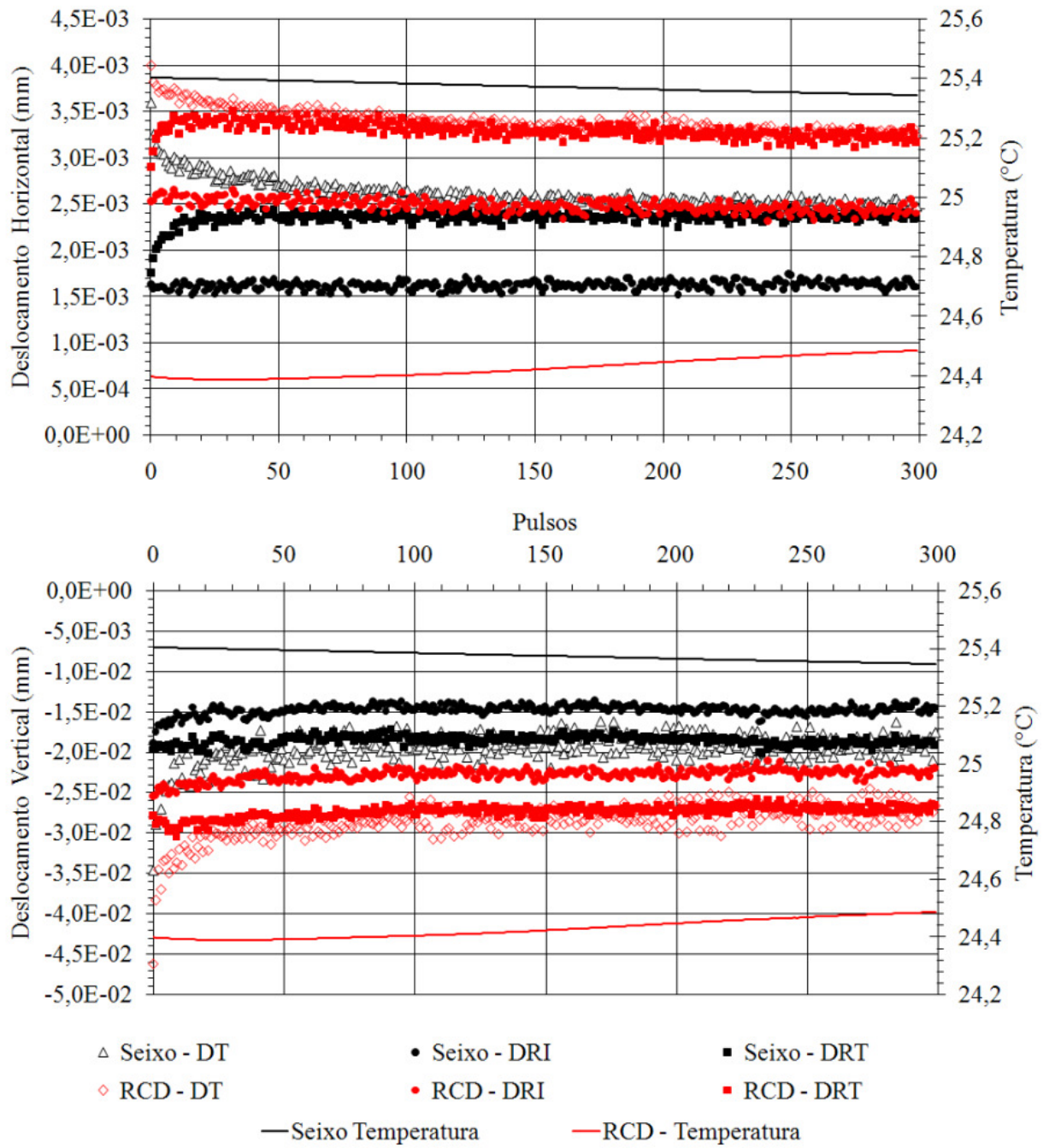


Figura 63 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 25°C.

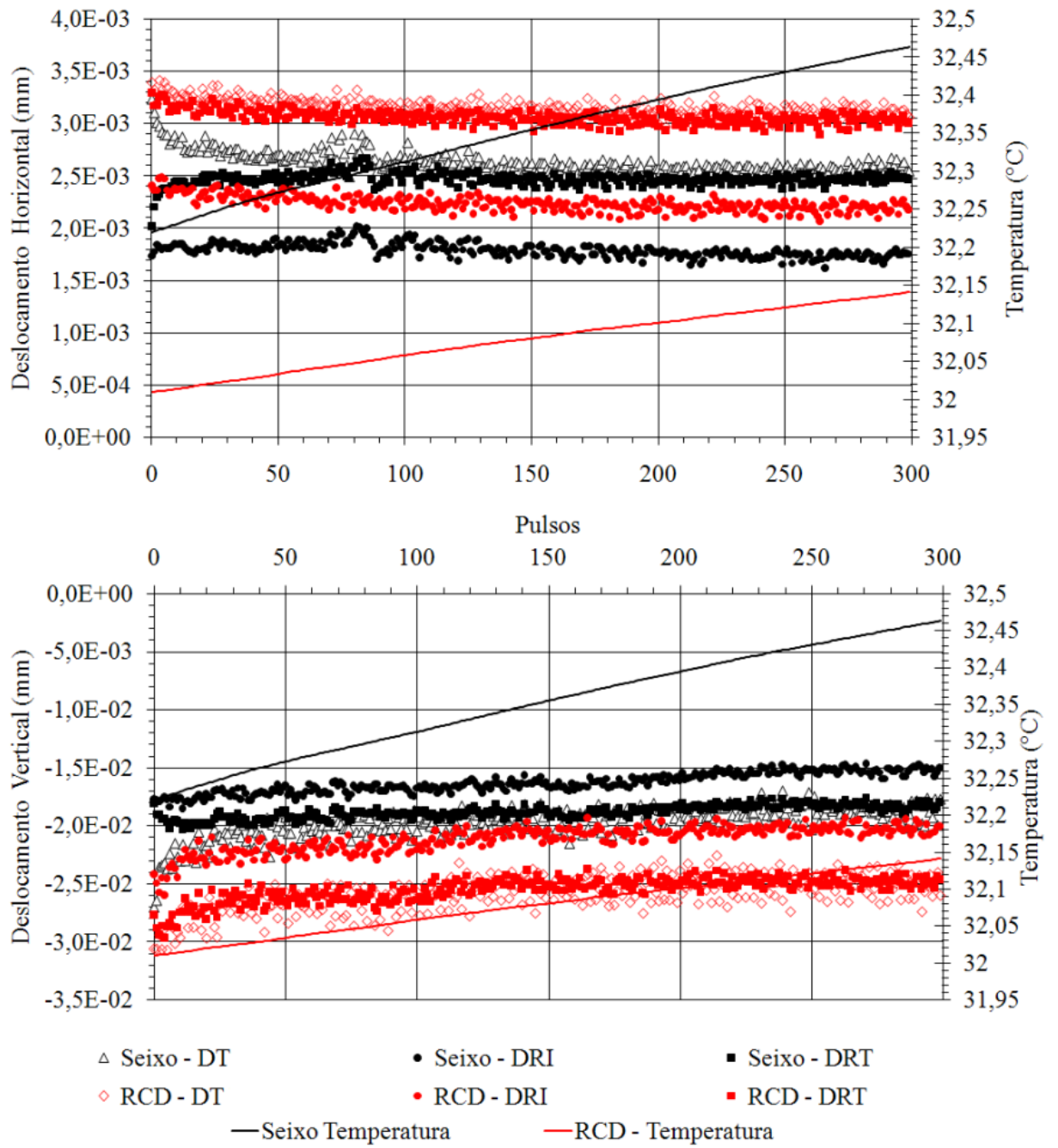


Figura 64 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 30°C.

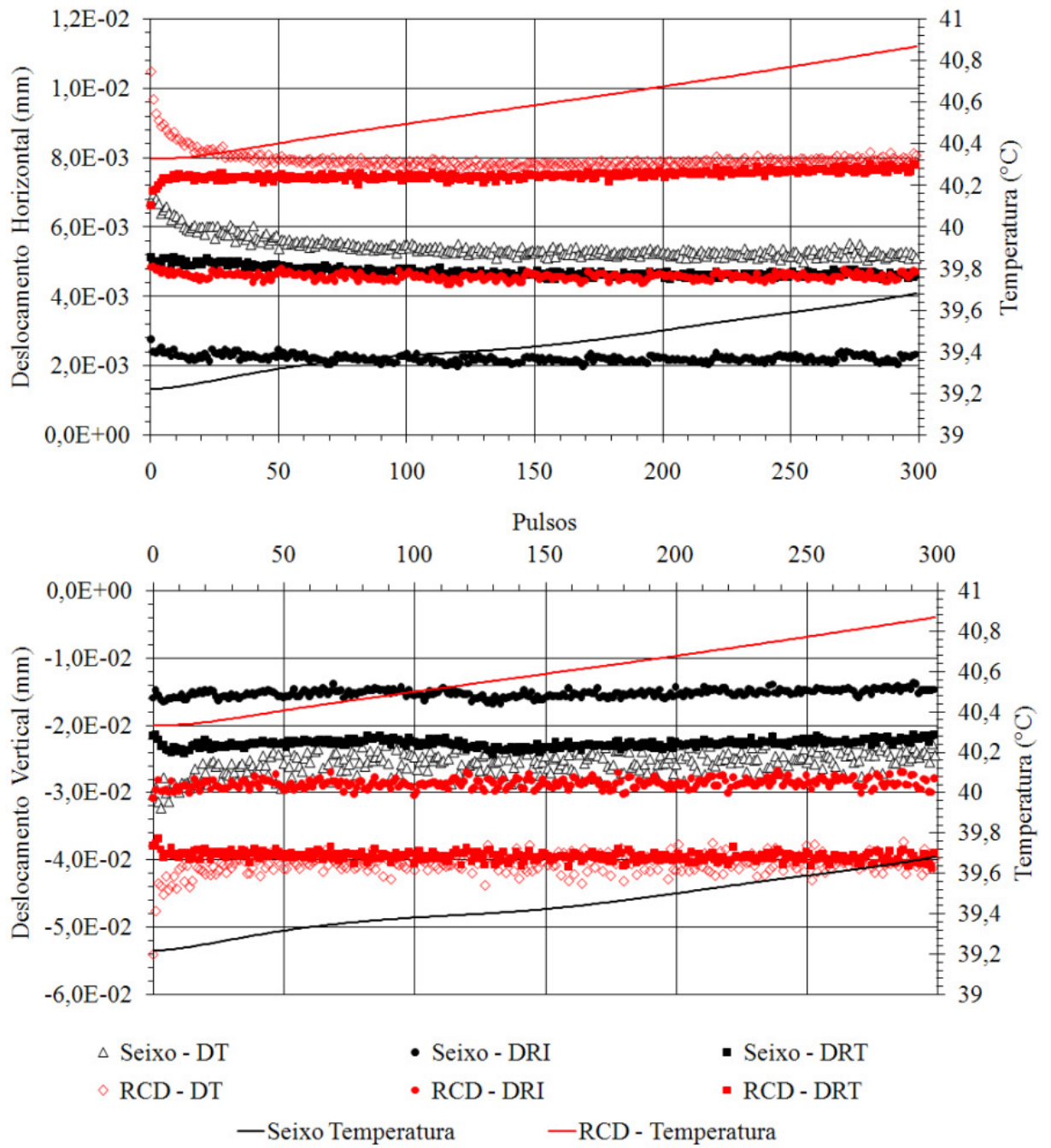


Figura 65 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 40°C.

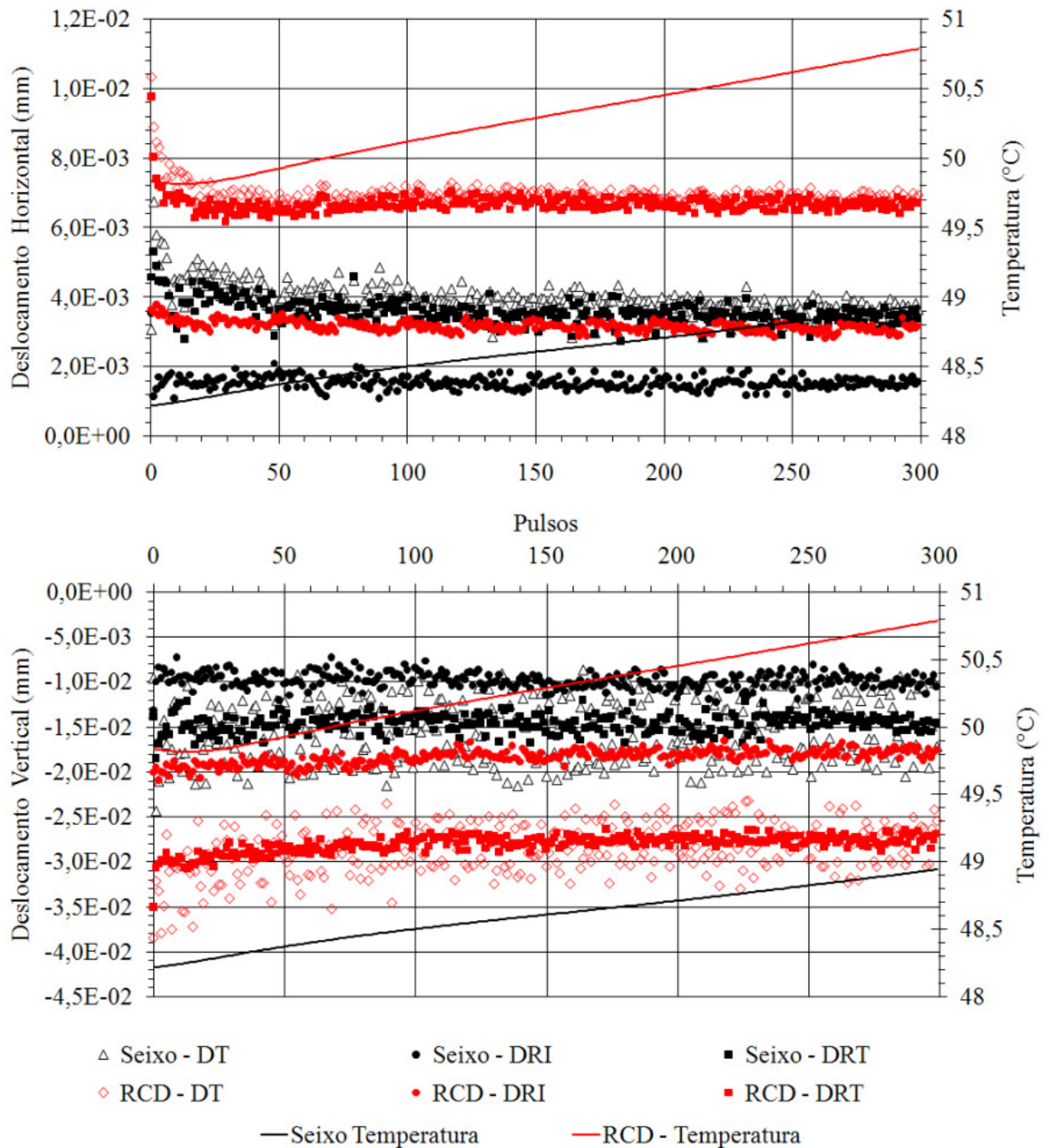


Figura 66 – Deslocamentos medidos para as misturas segundo AASHTO, à 50°C.

Também é perceptível o aumento da magnitude das deformações à medida que a temperatura de ensaio aumenta. Contudo, este aumento é mais evidente no caso do eixo horizontal, o que já demonstra a dependência do coeficiente de Poisson com a temperatura. Uma vez que diminui a razão entre deformações verticais e horizontais, pode-se prever aumento do coeficiente com o aumento da temperatura.

No caso da natureza dos deslocamentos, nota-se que os resilientes instantâneos (DRI) têm valores praticamente constantes, em ambas as misturas, ao longo do ensaio. As oscilações são sempre em torno de um valor médio. As deformações resilientes totais (DRT) também são praticamente constantes em todo o ensaio, para todas as temperaturas. Isto é uma conclusão importante por validar a medição destas duas deformações para o cálculo do coeficiente de Poisson e o Módulo de Resiliência, tendo em vista que são valores aparentemente independentes da quantidade de pulsos aplicados ao corpo-de-prova.

As Figura 60 a Figura 66 revelam que os deslocamentos totais, resilientes instantâneos e resilientes totais são semelhantes, até 15°C. Nos ensaios realizados a partir de 25°C foi possível observar uma diferenciação entre DRI e DRT e DT – estes dois últimos continuavam muito próximos um do outro, implicando que os deslocamentos medidos até 15°C, ou seja, para as temperaturas de trabalho mais baixas, maior parte do comportamento do material tende ao regime elástico. A partir de 25°C torna-se perceptível a diferenciação entre as três naturezas de deslocamentos medidos. Esta diferença se intensifica à medida que a temperatura aumenta. Desta forma, este método possibilitou uma melhor diferenciação nas três fases de deslocamento considerada neste trabalho.

Por outro lado, as deformações totais (DT) apresentam valores decrescentes para os primeiros ciclos (até o 25º), o que é seguido de uma estabilização em torno de uma média. Uma vez que as componentes elástica (esboçada na DRI) e viscoelástica (esboçada como parte da DRT) são praticamente constantes, os valores iniciais compreendem a componente plástica das deformações, que são irrecuperáveis. Assim, a parte inicial compreende as deformações plásticas acumuladas. Também em tais deformações há de se notar o aumento em magnitude à medida dos incrementos de temperatura. Logo, nas maiores temperaturas, as misturas denotam presença de maior fase plástica. Desta forma, confirma-se o que era esperado que houvesse maiores deformações plásticas nessas condições.

Outra questão a ser abordada é que a diferença entre as parcelas de deslocamentos (resilientes instantâneos, totais e resilientes totais) são sensivelmente maiores no RCD, embora ocorra uma aproximação em relação aos valores do seixo à medida do crescimento da temperatura. Pode-se esboçar que, nas menores temperaturas, a fase elástica da mistura com seixo era maior que na mistura com RCD. Contudo, esta evidência só poderia ser comprovada por meio de ensaios mais elaborados, como o de módulo dinâmico. O que esta pesquisa tem demonstrado são apenas evidências.

Analisa-se, na Figura 67, a razão entre a média dos deslocamentos resilientes instantâneos (DRI) medidos na vertical e na horizontal, para cada temperatura de ensaio. Foram consideradas razões maiores para as temperaturas de 5°, 10° e 15°C, com um decréscimo bastante evidente nesta ordem, seguido de outro, mais tênue, para as demais temperaturas. Optou-se por plotar os valores de logaritmo da temperatura (em graus Celsius) e da razão estudada, o que possibilitou aproximar o modelo de regressão ao linear. Contudo, por conta da natureza dos dados (em logaritmo) é perceptível a tendência de que os deslocamentos na horizontal foram mínimos, em relação aos verticais, para temperaturas menores que 5°C. Pela Figura 67 pode-se observar que os deslocamentos resilientes instantâneos medidos no eixo vertical e no horizontal é possível perceber maiores valores para o Seixo e pouca diferença na sensibilidade da variação entre as duas misturas.

Na Figura 68 verifica-se a variação da razão entre as deformações resilientes totais e instantâneas com o aumento da temperatura. O modelo estatístico exponencial atendeu de forma mais eficaz, implicando que, para as menores temperaturas, há tendência de que as razões se estabilizem, sendo condizente com a teoria, uma vez que, nessas condições, as deformações variam pouco em magnitude. Por outro lado, a razão se destaca nas temperaturas mais altas, também condizente com a teoria, tendo em vista que, nestas condições, há maior participação da parcela viscoelástica, por conta da redução da viscosidade do ligante.

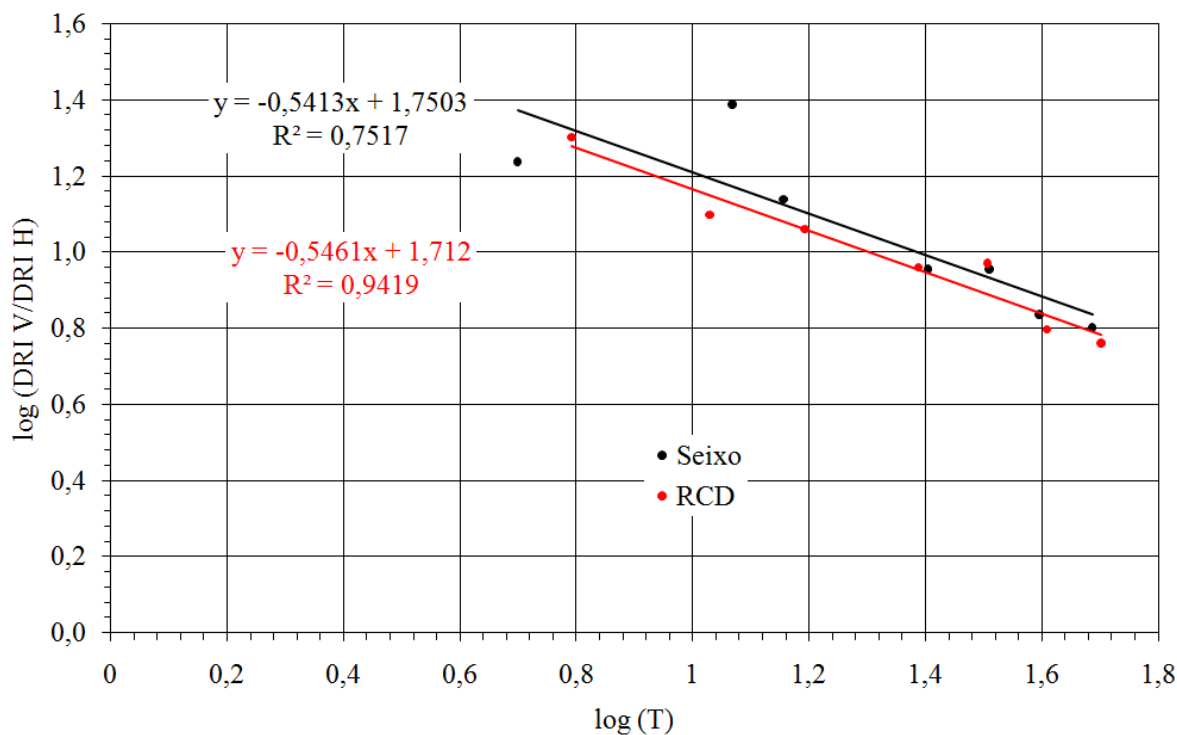


Figura 67 – Relação entre os deslocamentos resilientes instantâneos verticais e horizontais segundo AASHTO.

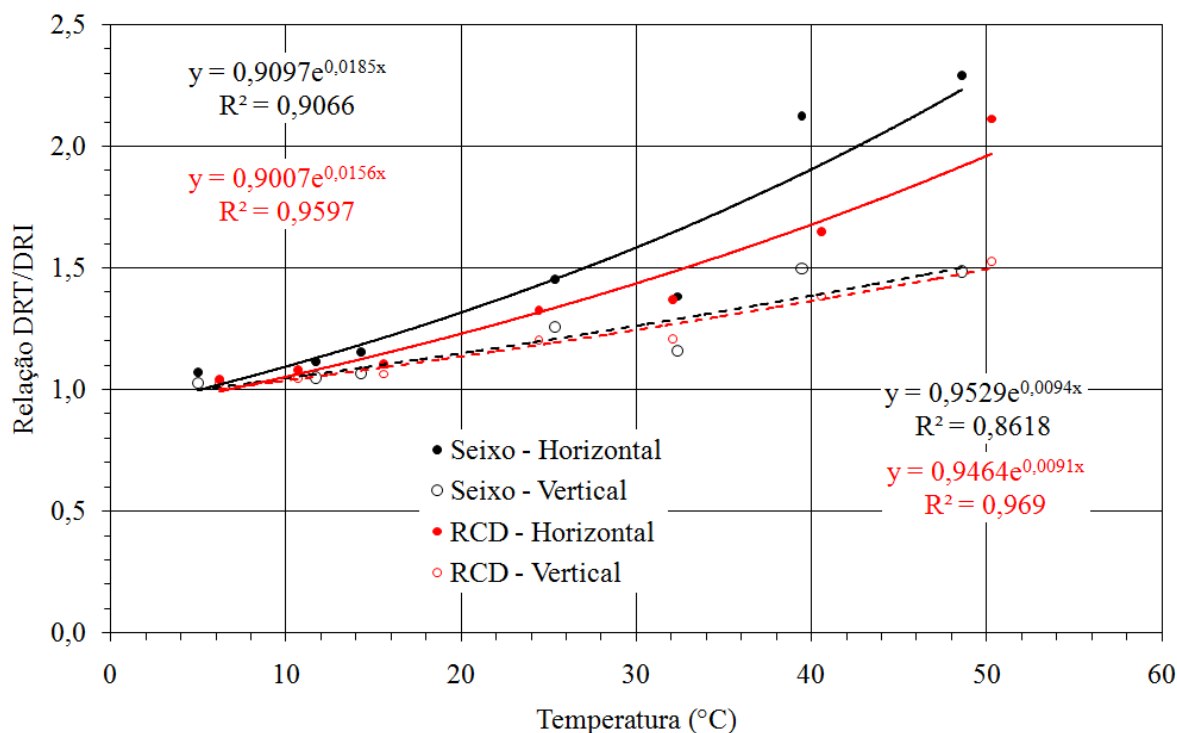


Figura 68 – Relação entre os deslocamentos resilientes instantâneos segundo AASHTO e o deslocamento resiliente total.

A Figura 68 evidencia a superioridade das razões entre as deformações verticais em relação às horizontais, quando a temperatura é mais alta. Isto implica que as primeiras absorvem a maior parte do deslocamento de natureza viscoelástica. Para o eixo horizontal, a

curva tem um crescimento bastante tênue em relação à variável independente, fato não observado no eixo vertical. Nota-se, ainda, que a mistura com RCD tem uma sensibilidade maior à temperatura, tendo em vista a superioridade dos valores de coeficiente obtidos pelas regressões. Isto implica que a variação das componentes com a temperatura é mais perceptível na mistura com material alternativo.

Ocorre, também, uma pequena diferenciação entre as relações calculadas para a mistura com Seixo e RCD no eixo vertical, tratando-se de evidência de aumento da fase plástica neste eixo para esta mistura, mais acentuado referente à mistura com material alternativo. As demais conclusões são similares.

Finalmente, a Figura 69, apresenta a razão entre os deslocamentos totais e os deslocamentos resilientes instantâneos. Portanto, como nos gráficos da Figura 68, o modelo exponencial melhor representou os resultados, permanecendo válida, para este caso, a justificativa anteriormente abordada. Acrescenta-se que não só a componente viscoelástica possa vir a aumentar com a temperatura, mas também a plástica. Esta observação corrobora aquilo que foi apontado como evidência nas primeiras análises de deslocamentos. Para essa relação, mais uma vez o eixo vertical obtém maiores valores e maior sensibilidade à variação da temperatura. Assim, ainda neste caso, nota-se que há maior absorção das deformações plásticas no eixo vertical. Diferentemente da Figura 67, contudo, as relações agora não têm diferença de sensibilidade evidente entre as misturas com RCD e Seixo, fato claro pelos coeficientes de regressão bastante similares.

Estas duas últimas figuras demonstram que as componentes viscoelástica e plástica tem forte tendência a sofrer aumento quando a temperatura de trabalho aumenta. Deve-se reiterar que o protocolo também confirmou que a mistura contendo seixo tem maior susceptibilidade a estas variações que a mistura com RCD. Este aspecto positivo para a mistura com material alternativo denota menor tendência de a mesma apresentar deformações

permanentes em campo. Todavia, estas afirmativas serão mais bem avaliadas quando dos ensaios de fluência por compressão axial.

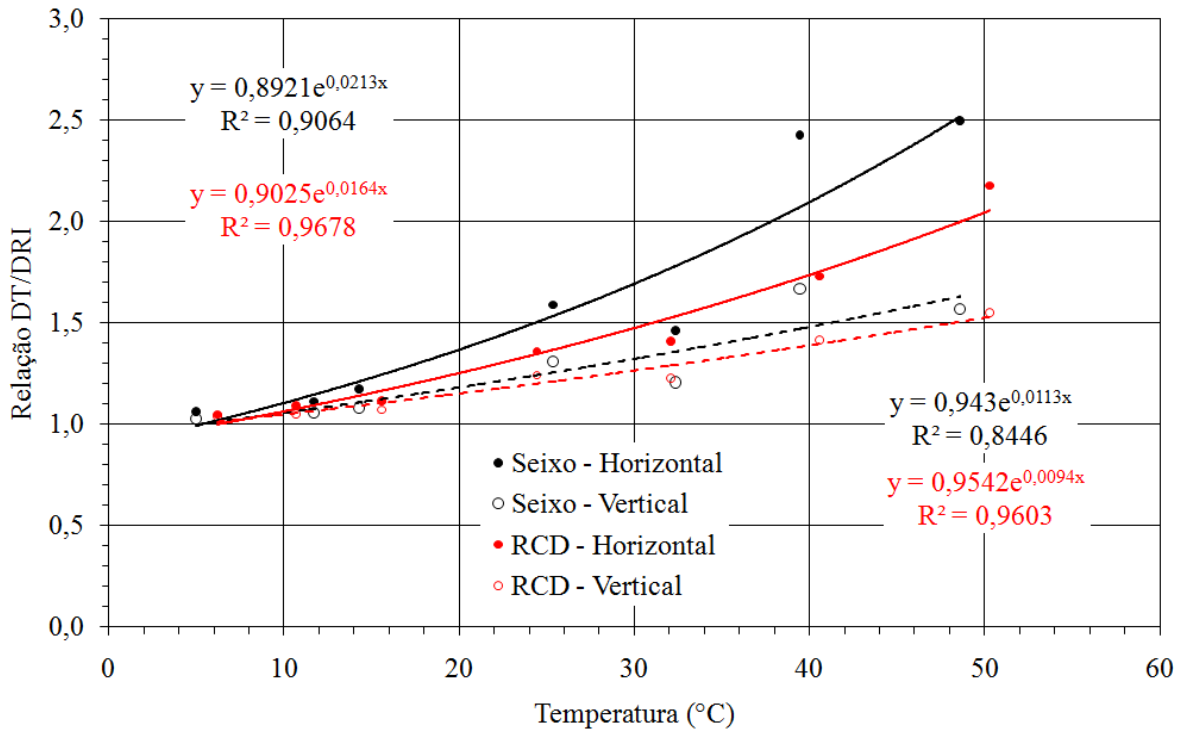


Figura 69 – Relação entre os deslocamentos resilientes instantâneos segundo AASHTO e o deslocamento total.

Por fim, analisando-se os deslocamentos totais (DT) e resilientes totais (DRT), que possuem protocolo único de determinação, nos eixos horizontal e vertical (Figura 70), a regressão dos dados demonstra proximidade das razões calculadas. Além disso, a sensibilidade de variação é praticamente a mesma para RCD e Seixo. Isto demonstra que as componentes totais (com duas ou três componentes de comportamento) têm desempenho bem similar nas duas misturas, no caso da distribuição dos deslocamentos em relação aos eixos. O mesmo não ocorre quando os valores de deslocamentos são relacionados entre si (Figura 71).

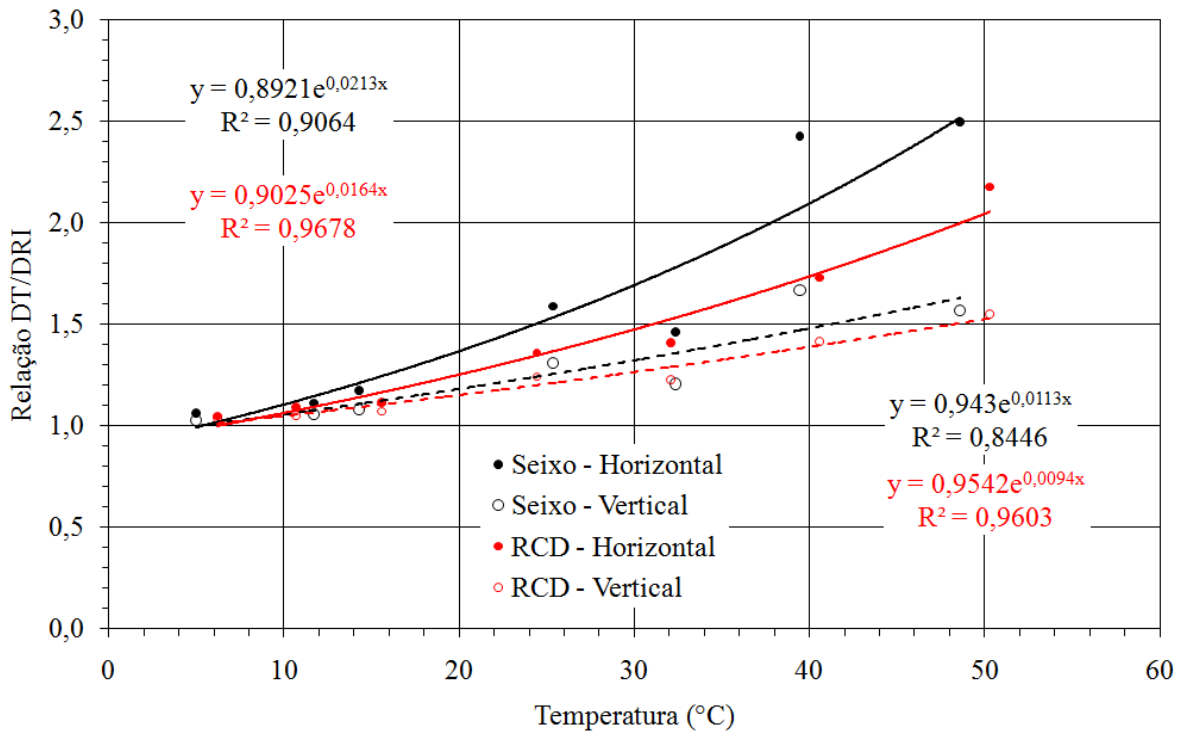


Figura 70 – Relação entre os deslocamentos totais e resilientes totais, verticais e horizontais.

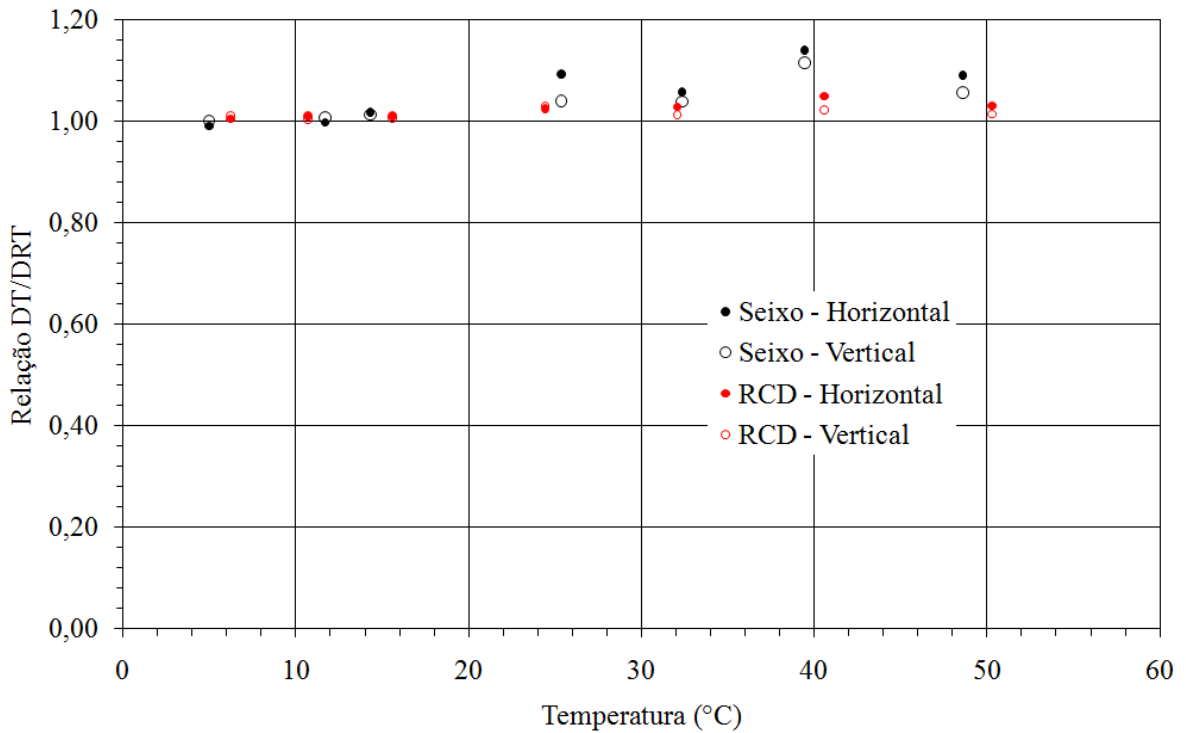


Figura 71 – Relação entre os deslocamentos totais e resilientes totais, verticais e horizontais.

No caso das relações entre os deslocamentos totais e resilientes totais não houve variação evidente com respeito à mudança de temperatura. Ressalta-se haver uma pequena oscilação em relação à unidade. Isto demonstra que, quando comparadas uma as outras, não se

tem diferenças evidentes. Todavia, os valores estão sempre acima da unidade, o que demonstra haver uma parcela plástica de deslocamento bastante reduzida em relação às demais (elástica e viscoelástica). Uma vez que os cálculos foram realizados para os valores gráficos após a estabilização, ou seja, para além do 25º ciclo, implica que o condicionamento alcançou o objetivo de estabilizar a parcela plástica dos deslocamentos, eliminando-as tanto quanto possível.

4.3.3.3 Determinação do Coeficiente de Poisson e Valores Admitidos

Marques (2004) e Barksdale *et al.* (1997) propuseram valores de coeficiente de Poisson de misturas asfálticas em ensaios realizados sob algumas faixas de temperaturas. O primeiro autor estabeleceu valores exatos para as temperaturas de 5°, 25° e 40°C, enquanto o segundo estabeleceu intervalos de variação desse parâmetro às mesmas temperaturas.

No gráfico na Figura 72 é possível observar as retas regredidas pelos valores estabelecidos por cada autor. Pela proximidade dos dados, esta pesquisa baseou-se nos valores médios estabelecidos por ambos. Sempre que, neste trabalho, os coeficientes se referirem aos valores relacionados pelos autores, será empregada a denominação “Referencial Teórico”.

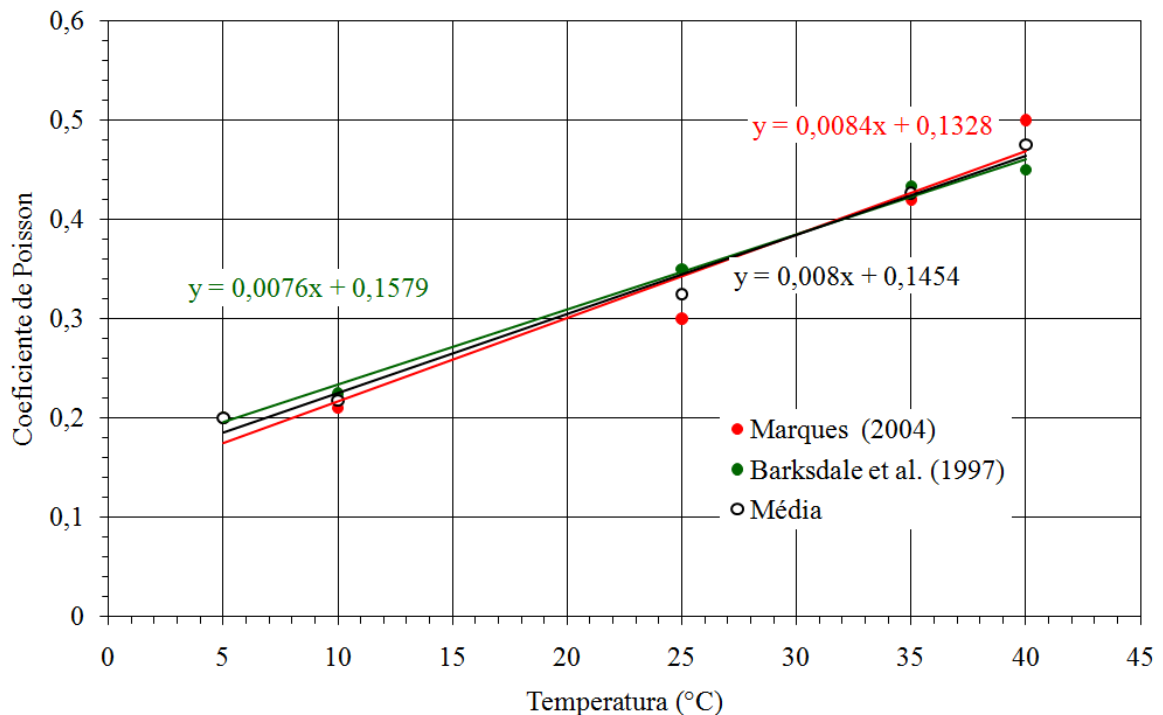


Figura 72 – Coeficiente de Poisson segundo Marques (2004) e Barksdale *et al.* (1997).

Os dados apresentados pelos autores demonstram haver um limite teórico para os valores obtidos pela relação linear dos dados. Isto porque o coeficiente de Poisson, para materiais considerados elásticos isotrópicos, tem valor definido no intervalo $0,0 \leq \nu \leq 0,50$, o que não seria obedecido para temperaturas superiores a $44,3^{\circ}\text{C}$. Com base no relatado, os ensaios prosseguiram para temperaturas de 50°C , de modo a se averiguar tal limite.

Na Tabela 28 e Figura 73 têm-se os valores medidos a partir dos deslocamentos resilientes instantâneos colhidos pelo protocolo AASHTO. Na tabela, os valores em negrito foram empregados na referida figura. Os demais valores foram desprezados por não condizerem com o limite teórico do coeficiente. Nota-se que os ensaios não revelaram valores coerentes do parâmetro para as temperaturas de 5° e 10°C , no caso da mistura contendo Seixo, e 5°C para a mistura com RCD, devido aos deslocamentos horizontais medidos para estas condições serem muito pequenos, o que pode ter levado a uma difícil leitura por parte dos LVDT's selecionados para realizar as medições nesta direção. Possivelmente o uso de dispositivos de menor curso e maior sensibilidade poderia favorecer esse resultado.

Temperatura ($^{\circ}\text{C}$)		Coeficiente de Poisson		Regressão $\nu = AT + B$		
Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	A	B	R ²
Seixo						
5,0	0,01	-0,065	0,0123	0,0098	-0,136	0,9621
11,7	0,02	-0,118	0,0103			
14,2	0,16	0,001	0,0178			
25,4	0,02	0,134	0,0122			
32,4	0,06	0,141	0,0079			
39,5	0,12	0,274	0,0210			
48,7	0,18	0,338	0,0553			
RCD						
6,2	0,03	-0,082	0,0087	0,0091	-0,095	0,9204
10,5	0,29	0,019	0,0064			
15,5	0,13	0,052	0,0072			
24,4	0,03	0,135	0,0111			
32,1	0,03	0,118	0,0098			
40,7	0,15	0,311	0,0119			
50,4	0,28	0,379	0,0162			

Tabela 28 – Coeficientes de Poisson medidos a partir da deformação resiliente instantânea, conforme AASHTO.

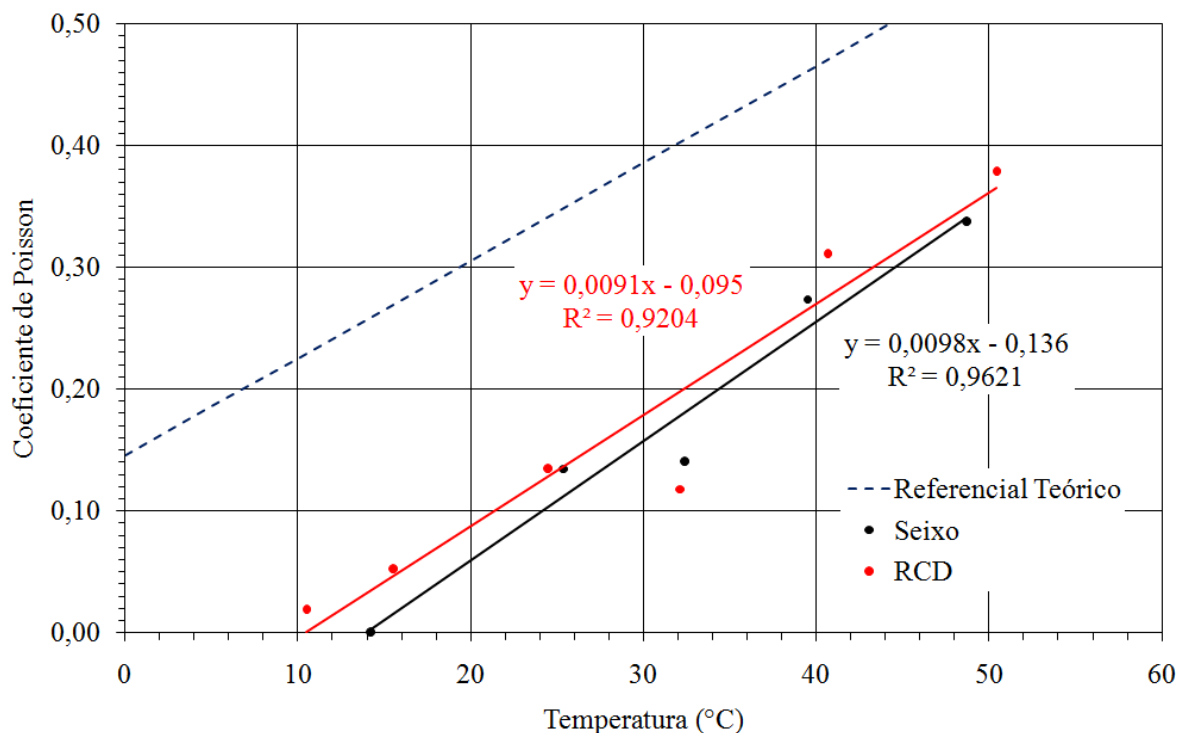


Figura 73 – Coeficientes de Poisson medidos a partir da deformação resiliente instantânea, conforme AASHTO.

Os valores de coeficiente medidos, quando comparados ao referencial teórico adotado, demonstram ser bem mais baixos. Para as duas misturas, os valores encontrados são menores que o referencial, independentemente da temperatura considerada. Esta diferença implica que as deformações absorvidas na direção perpendicular aquela em que o esforço ocorre é bem menor que o previsto pela teoria. As duas misturas deformam menos na direção horizontal do que as suposições realizadas pelos autores que originaram a referência. Assim, é previsível que os módulos resilientes calculados a partir dos coeficientes referenciados sejam superiores aqueles referentes aos coeficientes medidos.

Os valores medidos permitem, ainda, obter uma gama de valores acima de 40°C, embora não tenha o mesmo sucesso para temperaturas abaixo de 10°C. Contudo, este fato pode estar relacionado aos limites dos dispositivos empregados para medição de deslocamentos.

Com relação ao comparativo entre as duas misturas, os valores de coeficiente de Poisson medidos por este método se mostraram sempre superiores na mistura RCD. Contudo,

por conta do menor coeficiente angular da reta, esta mistura apresentou menor variação do parâmetro com a mudança de temperatura, o que é um aspecto positivo para o comportamento em campo.

Finalmente, a normalização (AASHTO TP 31) recomenda o cálculo do coeficiente de Poisson para os deslocamentos resilientes totais. Uma vez que estes deslocamentos consideram a parcela viscoelástica, os valores obtidos devem ser maiores que os calculados pelo deslocamento resiliente instantâneo. Esta afirmação pode ser confirmada na Tabela 29 e Figura 74.

As observações realizadas para estes dados são bastante diferentes daquelas que foram feitas para a DRI. Não foi possível definir valores coerentes para temperaturas superiores a 50°C. Os valores de coeficiente de Poisson, mesmo assim, são mais baixos que os referenciais, muito embora estejam bem mais próximos que anteriormente quando são consideradas as temperaturas mais altas, em especial para o caso da mistura com Seixo.

Temperatura (°C)		Coeficiente de Poisson		Regressão $v = AT + B$		
Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	A	B	R ²
Seixo						
5,0	0,01	-0,054	0,0094	0,0166	-0,2329	0,8853
11,7	0,02	-0,108	0,0069			
14,2	0,16	0,024	0,0197			
25,4	0,02	0,196	0,0070			
32,4	0,06	0,214	0,0071			
39,5	0,12	0,485	0,0076			
48,7	0,18	0,576	0,0257			
RCD						
6,2	0,03	-0,080	0,0095	0,0116	-0,1157	0,8709
10,5	0,29	0,027	0,0053			
15,5	0,13	0,066	0,0071			
24,4	0,03	0,171	0,0099			
32,1	0,03	0,169	0,0115			
40,7	0,15	0,417	0,0123			
50,4	0,28	0,609	0,0125			

Tabela 29 – Coeficientes de Poisson medidos a partir da deformação resiliente total.

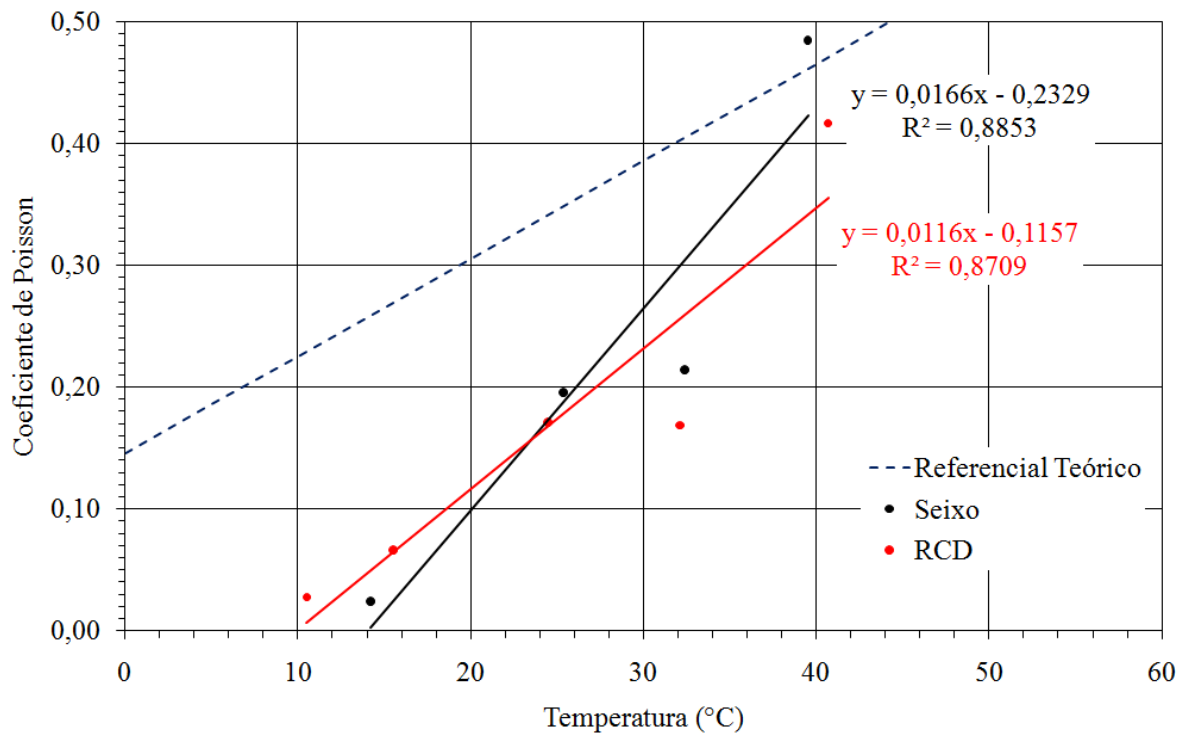


Figura 74 – Coeficientes de Poisson medidos a partir da deformação resiliente total.

Pelo que se pode observar para o parâmetro medido, essa mistura apresentou grande susceptibilidade à variação de temperatura, conforme mostra a Figura 74, podendo ser corroborada pelo valor de coeficiente angular (Tabela 29). Note-se que este coeficiente é mais alto que o anteriormente calculado.

As conclusões vêm demonstrando que a mistura composta com Seixo apresenta grande dependência de comportamento mecânico em relação à temperatura. Tal susceptibilidade, em campo, pode referenciar um comportamento instável, confirmado pelas referências citadas quando da Revisão Bibliográfica.

Uma vez que o coeficiente de Poisson assume valores muito altos para altas temperaturas de serviço, infere-se que a mistura com material aluvionar pode vir a ser muito deformável nestas condições. Contudo, um diagnóstico mais completo deste comportamento só pode ser realizado quando for calculado o Módulo de Resiliência e quando os resultados de ensaio de fluência por compressão uniaxial forem avaliados.

Segundo uma análise crítica dos resultados, cumpre observar os valores de desvio obtidos para o parâmetro. Ressalta-se que foi observado resultado similar nas referências empregadas para esta pesquisa (Barksdale *et al.*, 1997; Marques, 2004; Brito, 2007), com todos os autores relatando as dificuldades de se obterem valores que não variem significativamente em relação à média.

Adiciona-se a sugestão prévia de que sejam usados para determinações desta natureza LVDT's com cursos coerentes para cada situação de ensaio. Outra sugestão está presente em Brito (2007) e vale ser reiterada, que é a utilização de LVDT's colados à face do corpo-de-prova próximos ao centro do mesmo, por permitir medir deslocamentos mais apropriadamente referendados ao comportamento mecânico considerado pelo ensaio, o que também fora citado por Soares e Falcão (2002). Por limitações técnicas, isto não foi possível nesta pesquisa.

4.3.3.4 Módulo de Resiliência

Neste ponto serão discutidos os resultados de Módulo de Resiliência das misturas ensaiadas. Cumpre informar que o parâmetro foi calculado segundo dois diferentes valores de coeficiente de Poisson: 1) atribuído pelos referenciais teóricos adotados (condição experimental); 2) segundo os valores gerados pelo ensaio (condição de referência). Por orientação normativa, cada uma das duas condições supracitadas foi calculada segundo o protocolo de obtenção dos deslocamentos resilientes instantâneos e, em seguida, ao deslocamento resiliente total.

Seguem-se as tabelas Tabela 30 e Tabela 31, onde se tem os valores de MR medidos a partir do coeficiente de Poisson atribuídos e medidos, respectivamente, bem como os valores de coeficientes de regressão linear do modelo de variação do parâmetro com a temperatura. Cabe mencionar que o modelo linear levou a uma aproximação bastante aceitável com o observado nos ensaios e é coerente com as referências analisadas.

Temperatura (°C)		Módulo de Resiliência (MPa)		Regressão $E_r = AT + B$		
Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	A	B	R ²
Seixo						
5,0	0,01	11997,3	587,73	-241,32	10.116	0,9432
11,7	0,02	10775,9	563,21			
14,2	0,16	7172,4	377,33			
25,4	0,02	3063,1	91,58			
32,4	0,06	2422,9	58,11			
39,5	0,12	900,8	38,55			
48,7	0,18	490,3	46,67			
RCD						
6,2	0,03	8082,4	122,15	-142,93	6.801,2	0,9653
10,5	0,29	5322,1	126,74			
15,5	0,13	4753,5	111,25			
24,4	0,03	2800,8	67,12			
32,1	0,03	2597,2	73,21			
40,7	0,15	918,8	16,19			
50,4	0,28	516,1	12,55			

Tabela 30 – Módulo de Resiliência obtido a partir das deformações resilientes instantâneas segundo AASHTO e coeficiente de Poisson atribuído.

Temperatura (°C)		Módulo de Resiliência (MPa)		Regressão $E_r = AT + B$		
Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	A	B	R ²
Seixo						
5,0	0,01	5458,0	143,20	-94,779	4.630,6	0,9506
11,7	0,02	2990,5	109,45			
14,2	0,16	3577,0	99,70			
25,4	0,02	2020,9	40,81			
32,4	0,06	1353,5	34,84			
39,5	0,12	674,0	14,70			
48,7	0,18	343,6	36,26			
RCD						
6,2	0,03	3064,4	138,15	-69,779	3.723,1	0,9757
10,5	0,29	3047,2	57,03			
15,5	0,13	2804,6	86,84			
24,4	0,03	1832,5	39,57			
32,1	0,03	1390,4	45,58			
40,7	0,15	732,4	12,99			
50,4	0,28	412,2	7,58			

Tabela 31 – Módulo de Resiliência obtido a partir das deformações resilientes instantâneas segundo AASHTO e coeficiente de Poisson medido.

Já na Figura 75, têm-se estes dados plotados em gráfico, permitindo uma melhor visualização dos mesmos. A observação dessas tabelas e figura leva a algumas conclusões importantes no que tange aos valores dos coeficientes angulares das retas regredidas. A

inclinação destas retas, numericamente representada pelo coeficiente angular (A), indica a sensibilidade da mistura à variação do parâmetro em relação à temperatura de serviço.

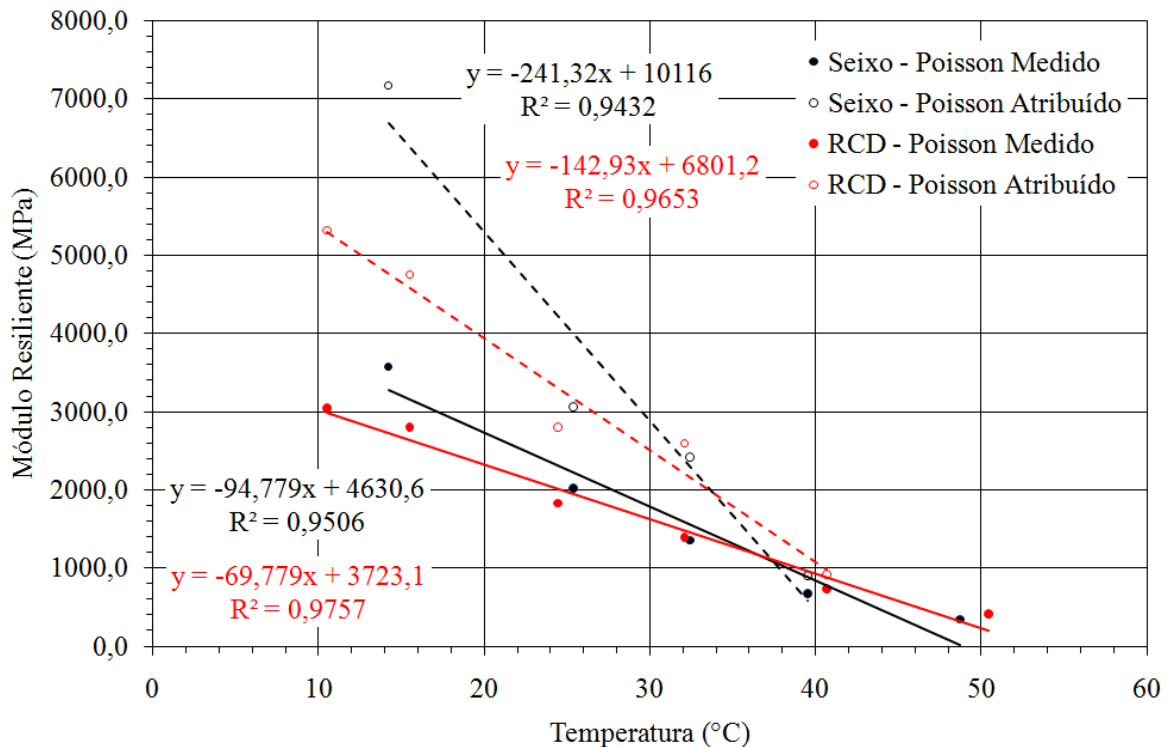


Figura 75 – Módulo de Resiliência calculado a partir das deformações resilientes instantâneas, segundo AASHTO.

Comparando as condições de referência e experimental, dentro de uma mesma mistura, observa-se grande variação na inclinação das retas regredidas. Esta diferença de inclinação é mais marcante que aquela apresentada no item anterior entre o Referencial Teórico do coeficiente de Poisson e os valores medidos conforme o protocolo definido. Logo, no que tange ao módulo, as duas condições indicam grande diferença no comportamento, assim como uma diferença significativa nos valores do parâmetro.

Tanto para o seixo como para o RCD, a condição de referência esboçou maior susceptibilidade em relação à temperatura. Muito embora os valores de módulo por elas obtidos sejam mais altos, a variação do parâmetro é menos acentuada que na condição experimental. Esta diferença é mais evidente para o Seixo. Para esta mistura, há uma

tendência de que os valores da condição de referência sejam menores que os da condição experimental para temperaturas acima de 40°C.

Esta grande variação pode se dever ao efeito multiplicador das sensibilidades embutidas no cálculo dos módulos. Para a condição de referência a variação do coeficiente de Poisson é mais alta que para a experimental, conforme foi tratado no item anterior. Esta variação não é acompanhada pelas deformações, que é mais sutil, afetando os resultados da [41]. No parâmetro, a menor suscetibilidade do denominador da citada equação em relação à variação do numerador pode ter sido fundamental no comportamento observado. No caso da condição de referência, as variações de numerador e denominador são similares, tendo em vista advirem de mesmas medições.

Comparando apenas as misturas entre si, as conclusões são similares para as duas condições. Em ambas, a mistura com Seixo tem maior módulo apenas para as temperaturas baixas. O módulo se iguala entre 30° e 35°C, quando a mistura com RCD apresenta maior rigidez. As diferenças são menores para os módulos alcançados pela condição experimental, aproximando-se do observado no item anterior.

Finalmente, têm-se os MR calculados com os deslocamentos resilientes totais. Ressalta-se que, segundo foi observado no Capítulo 4, estes deslocamentos são compostos pela fase elástica e viscoelástica.

Temperatura (°C)		Módulo de Resiliência (MPa)		Regressão $E_r = AT + B$		
Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	A	B	R ²
Seixo						
5,0	0,01	11121,4	492,59	-221,9	8,824,4	0,9131
11,7	0,02	9680,7	385,39			
14,2	0,16	6235,7	386,05			
25,4	0,02	2122,3	40,10			
32,4	0,06	1763,8	28,10			
39,5	0,12	437,3	6,51			
48,7	0,18	222,0	12,16			
RCD						
6,2	0,03	7765,3	126,09	-144,99	6.340,2	0,9568
10,5	0,29	4943,9	93,23			
15,5	0,13	4296,9	90,02			
24,4	0,03	2127,1	42,00			
32,1	0,03	1902,0	37,65			
40,7	0,15	562,5	16,45			
50,4	0,28	248,7	5,23			

Tabela 32 – Módulo de Resiliência obtido a partir das deformações resilientes totais e coeficiente de Poisson atribuído.

Temperatura (°C)		Módulo de Resiliência (MPa)		Regressão $E_r = AT + B$		
Média	Desvio Padrão	Média	Desvio Padrão	A	B	R ²
Seixo						
5,0	0,01	5291,5	152,60	-112,56	4.778,8	0,9663
11,7	0,02	2851,0	81,27			
14,2	0,16	3354,4	96,59			
25,4	0,02	1596,8	29,04			
32,4	0,06	1160,2	18,35			
39,5	0,12	455,3	8,82			
48,7	0,18	237,3	14,73			
RCD						
6,2	0,03	2990,0	120,87	-81,731	3.768,9	0,9781
10,5	0,29	2912,3	57,71			
15,5	0,13	2654,0	82,05			
24,4	0,03	1528,2	26,96			
32,1	0,03	1149,1	24,04			
40,7	0,15	528,4	13,94			
50,4	0,28	269,3	3,99			

Tabela 33 – Módulo de Resiliência obtido a partir das deformações resilientes totais e coeficiente de Poisson medido.

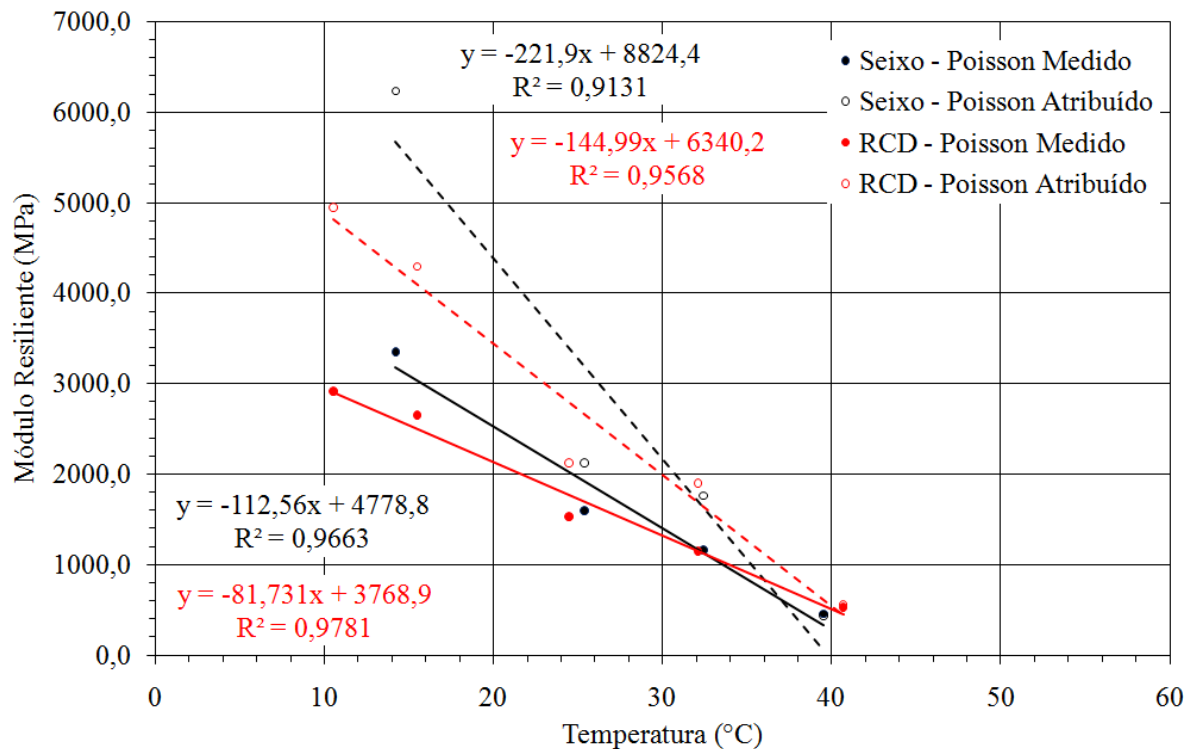


Figura 76 – Módulo de Resiliência calculado a partir das deformações resilientes totais.

4.3.3.5 Considerações Finais para o Ensaio

Do conjunto de dados analisados foi possível observar a importância da textura e da forma dos agregados graúdos no que tange ao comportamento nas temperaturas mais altas de serviço.

Para as menores temperaturas, o Seixo demonstrou desempenho bastante superior ao RCD, o que seria previsível tendo em vista que, nestas temperaturas, a maior viscosidade do ligante e a própria consistência da mistura leva a um comportamento que privilegia a compactidade. Dado a forma arredondada do Seixo, essa compactidade é mais evidente nesta mistura, valendo ressaltar o que fora observado quando da dosagem das misturas em que os menores índices de vazio nos agregados minerais do material aluvionar.

Contudo, quando a temperatura aumenta, a viscosidade do ligante reduz e torna a mistura de consistência menos sólida, aumentando a componente tempo-dependente de deslocamento bem como a própria deformabilidade da mistura. Nestas condições, um

agregado graúdo que possibilite ao esqueleto estrutural maior atrito leva a maiores resistências ao cisalhamento e, por conseguinte, maior estabilidade. Nestas condições foi perceptível a vantagem do RCD em relação ao Seixo.

Para as deformações medidas, embora o RCD tenha maiores deformações, as componentes plástica e viscoelástica têm aumento mais pronunciado no Seixo. O resultado se reflete em coeficientes de Poisson e módulos resilientes mais sensíveis à variação da temperatura nas misturas com material aluvionar.

Para o caso de Manaus, as temperaturas de serviço mais críticas durante o dia são superiores à 40°C, necessitando de misturas em que a resistência ao cisalhamento seja mais altas nestas condições. Portanto, o RCD se enquadra melhor a este quadro, denotando um comportamento mais estável, permitindo maior segurança para as operações e maior previsibilidade das especificações de projeto em relação ao comportamento de campo.

Já fora evidenciado que a mistura com RCD tem tendência a ser mais rígida que o Seixo, o que pode levar a uma possível tendência à ruptura por fadiga. Contudo, uma vez que o seixo demonstra maior susceptibilidade às deformações permanentes, o RCD pode ser uma opção mais viável para vislumbrar maior vida útil do revestimento.

Com respeito ao uso de coeficientes de Poisson obtidos de fontes teóricas, há que se considerarem dois pontos. Primeiramente o parâmetro é bastante sensível às condições de ensaio, principalmente aquelas vinculadas às questões de erros sistemáticos do processo. Logo, pequenos erros de medição podem resultar em grandes variações de valores, até por conta da pequena magnitude do parâmetro. Caso não se disponha de elementos seguros de medição, pode ser preferível empregar referenciais teóricos.

Os valores de MR calculados com base nos coeficientes atribuídos foram mais altos e mais sensíveis que aqueles obtidos pelo parâmetro calculado ao longo do ensaio. Para as temperaturas mais altas, os valores foram bem mais próximos que nas temperaturas mais

baixas. A diferença entre os dois foi significativa, esboçando a importância de se empregar parâmetros ensaiados. Com tamanha diferença lança-se a importância para a escolha do parâmetro mais representativo para uso em projeto. Esta escolha deve levar em consideração a segurança dos valores medidos ou o reflexo da realidade. Neste ponto é de se ressaltar a importância do conhecimento do projetista no que tange à obtenção dos parâmetros por ele empregados.

Com relação aos valores de MR obtidos, na Figura 77 apresentam-se os valores ensaiados a 25°C, calculados a partir das deformações totais e o coeficiente de Poisson atribuído pelos referenciais teóricos para as duas misturas dosadas nesta pesquisa, comparados aqueles citados em algumas referências adotadas nesta pesquisa.

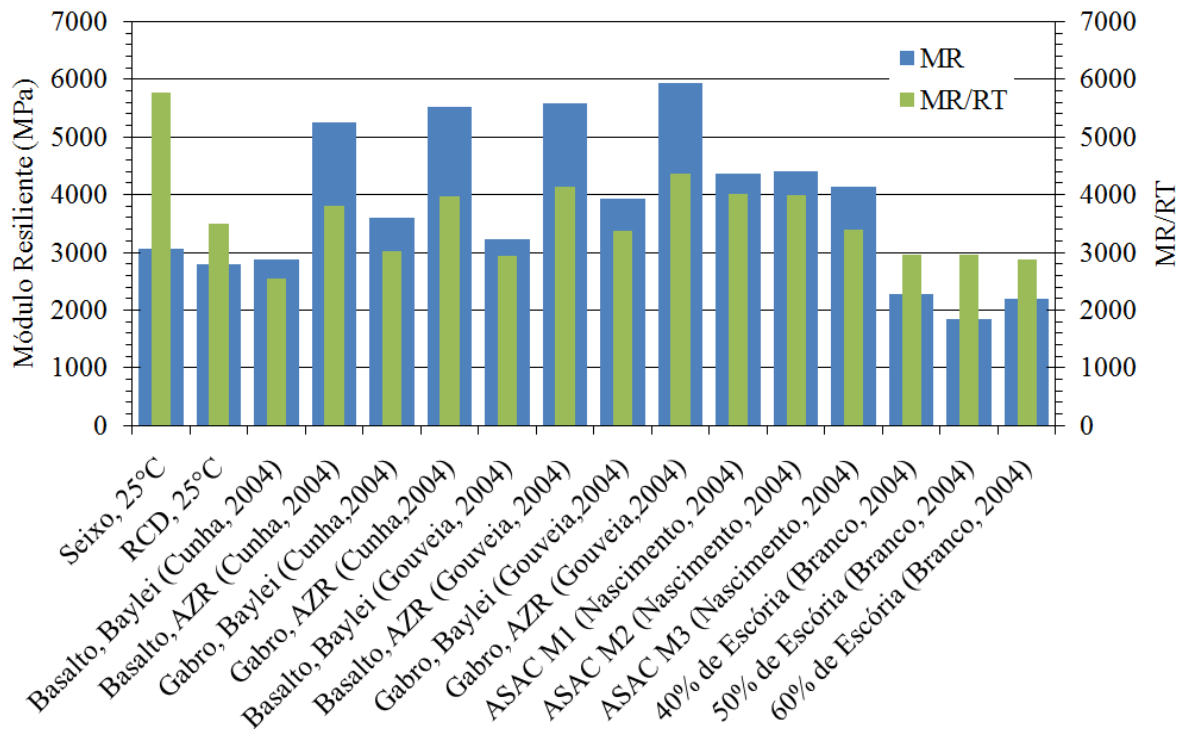


Figura 77 – Comparativo do Módulo de Resiliência com os valores disponíveis na literatura.

O MR da mistura com RCD foi dos mais baixos dentre os apontados pelas referências. Seu valor ficou próximo ao das misturas com basalto de Cunha (2004) e Gouveia (2006) com faixa obtida conforme Método de Baylei, mais alto que as três misturas com escória de aciaria

referenciadas em Castelo Branco (2004). Quanto à relação MR/RT, contudo, seu valor foi intermediário às em comparação às citadas referências.

4.3.4 Fluência por Compressão Uniaxial

Analisaram-se, inicialmente, os dados obtidos pelos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática. Nas Figura 78 a Figura 81 são mostrados os valores de *creep*, ou a função fluência, em relação ao tempo de ensaio. Conforme estabelecido, as abscissas são plotadas segundo escala logarítmica visando uniformizar os espaçamentos dos dados horizontalmente. Optou-se, ainda, por empregar a escala vertical como logarítmica visando constituir a ordem de grandeza de variação dos dados de forma mais clara.

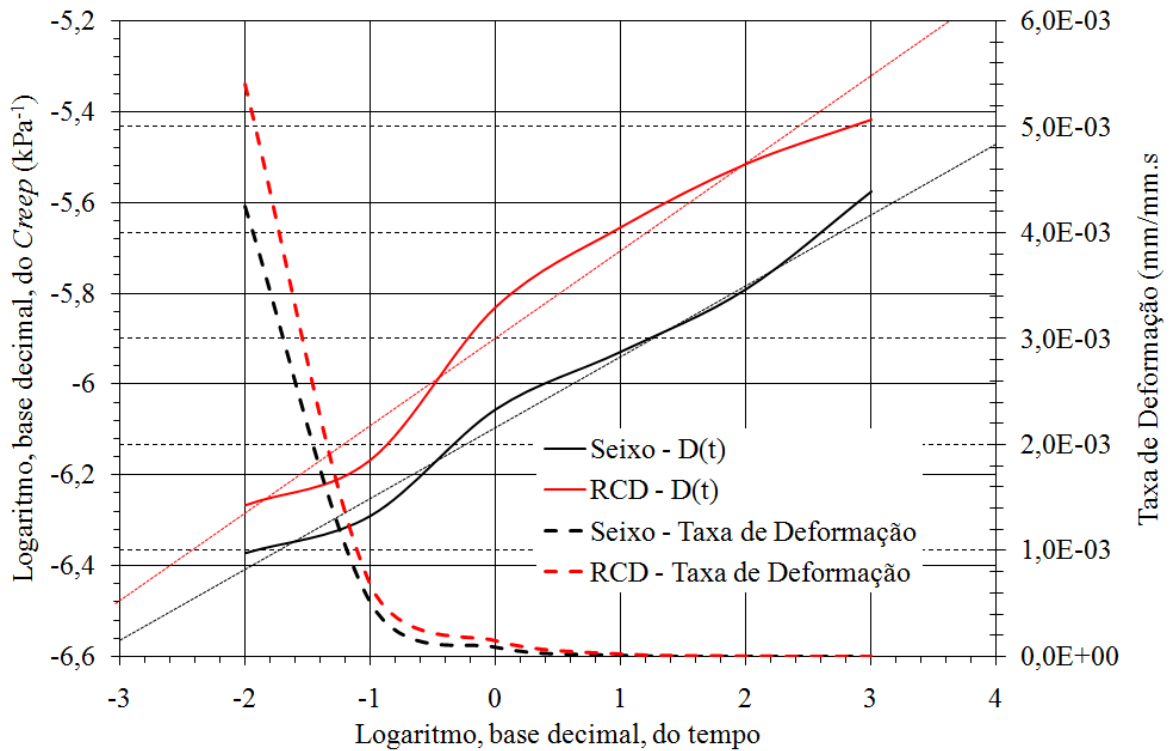


Figura 78 – Curva de *Creep* Estático e Taxa de Deformação, à 5°C.

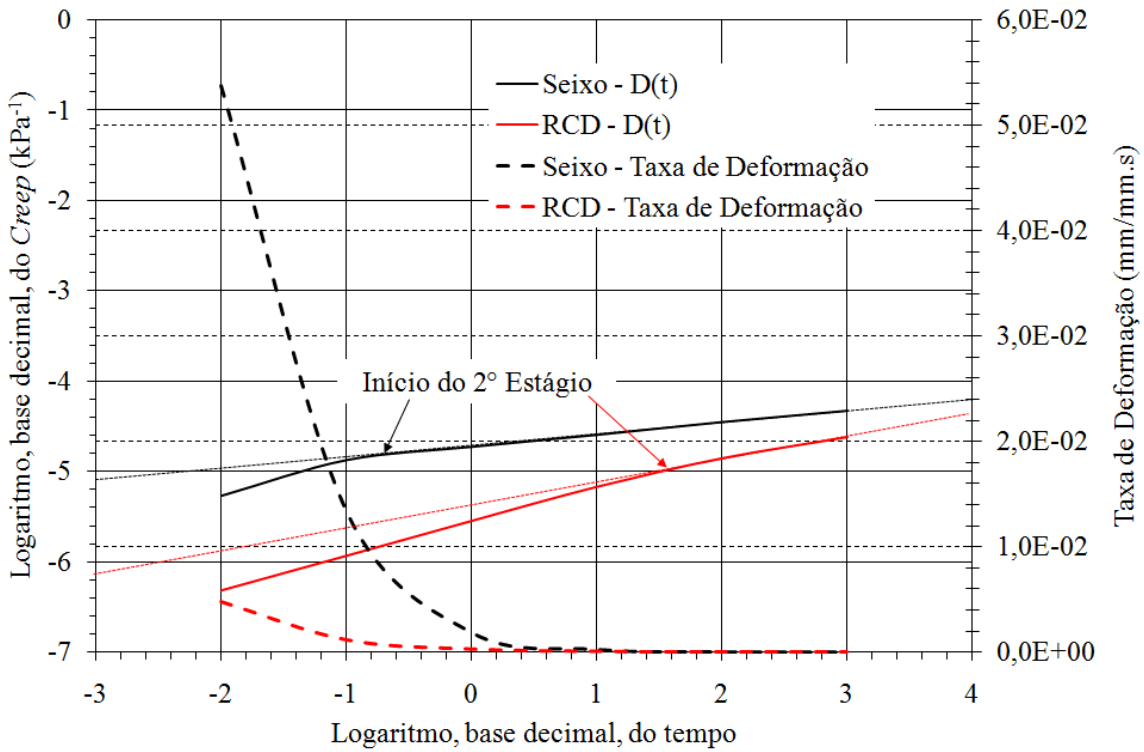


Figura 79 – Curva de *Creep* Estático e Taxa de Deformação, à 25°C.

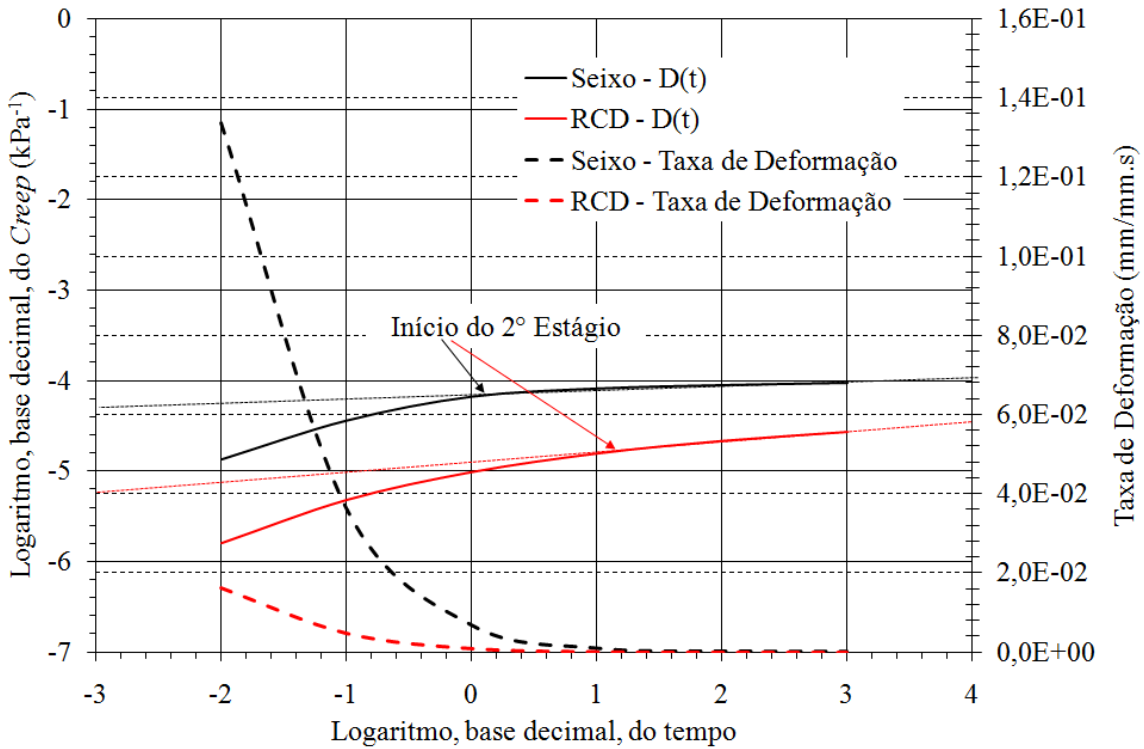


Figura 80 – Curva de *Creep* Estático e Taxa de Deformação, à 45°C.

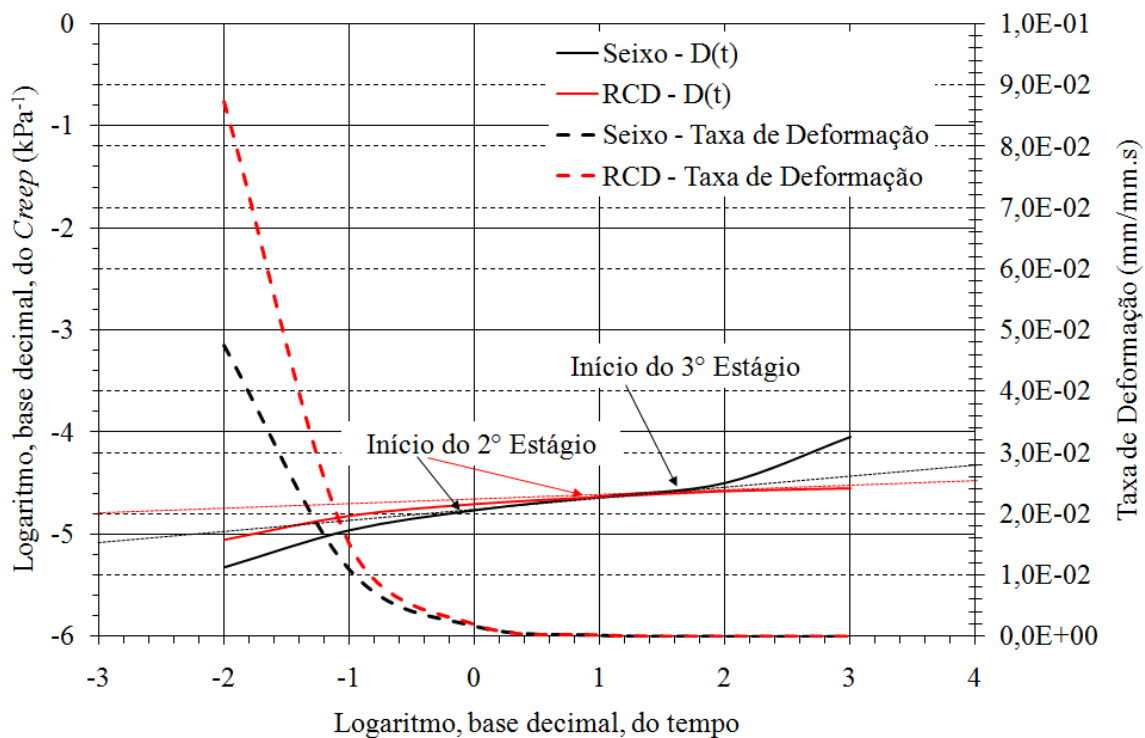


Figura 81 – Curva de *Creep* Estático e Taxa de Deformação, à 55°C.

O gráfico da Figura 78 detém menores deformações ao longo do tempo para a mistura com Seixo à temperatura de 5°C. O comportamento se inverte para as temperaturas seguintes, onde as deformações da mistura com seixo, para este tipo de carregamento, são maiores que as da mistura com RCD, antes de se estabelecer a temperatura ambiente.

Para a temperatura mais baixa de ensaio, 5°C (Figura 78), as deformações evoluem dentro de uma mesma ordem de grandeza, e as demais, dentro de duas ordens. Implica, do exposto, que as maiores temperaturas levam não apenas em maiores deformações, mas também em maior variação dos valores ao longo do tempo de ensaio. Trata-se de um reflexo do aumento da fase viscoelástica influenciando o comportamento nas temperaturas mais altas.

Outro fator a ser observado é a diferença entre as deformações obtidas para as duas misturas, que se reduz com o aumento da temperatura de ensaio. À medida que a temperatura aumenta, o comportamento das misturas se aproxima o que pode estar vinculado à similaridade dos mastiques de ambas, que vem a ser o fator mais evidente na parcela viscoelástica.

Todavia, a partir de 45°C, a mistura contendo Seixo se destaca por apresentar um crescimento não linear das deformações. O gráfico das misturas nesta fase mostra que a mesma estaria entrando na falência estrutural, onde as deformações aumentam em demasiado para pequenos incrementos de tempo. Esta conclusão é importante por ser condizente com todas as observações realizadas anteriormente com respeito ao comportamento desta mistura para as temperaturas mais altas. Por outro lado, a mistura com RCD mostrou-se estável mesmo para as temperaturas mais altas de ensaio. Isto revela que, embora o mastique venha a aproximar os comportamentos com o aumento da temperatura, características do esqueleto estrutural da mistura são importantes para manter a estabilidade da mesma nas condições menos favoráveis.

Em seguida, foram analisados os dados obtidos pelos ensaios de fluência por compressão uniaxial dinâmica (*creep* dinâmico). Nas Figura 82 a Figura 84 têm-se os valores de deformações permanentes acumuladas em relação aos ciclos aplicados, bem como a taxa de deformação medida ao longo dos ensaios.

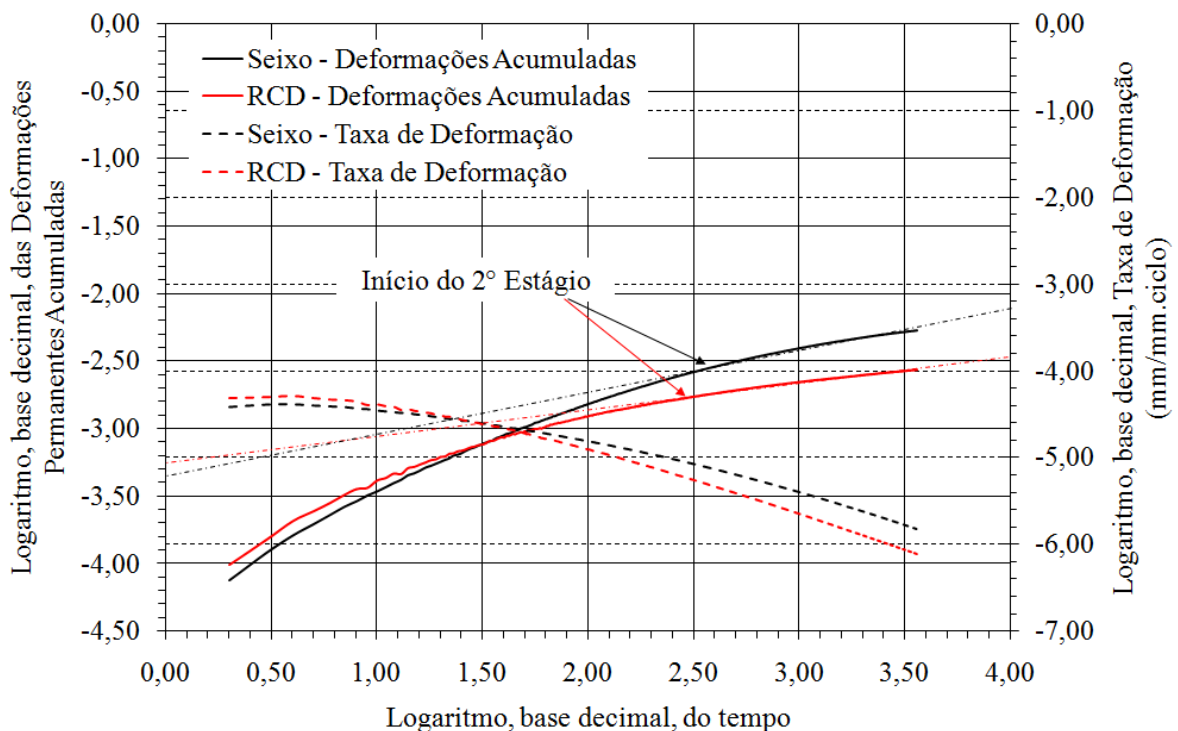


Figura 82 – Curva de Deformações Permanentes Acumuladas e Taxa de Deformação, à 30°C.

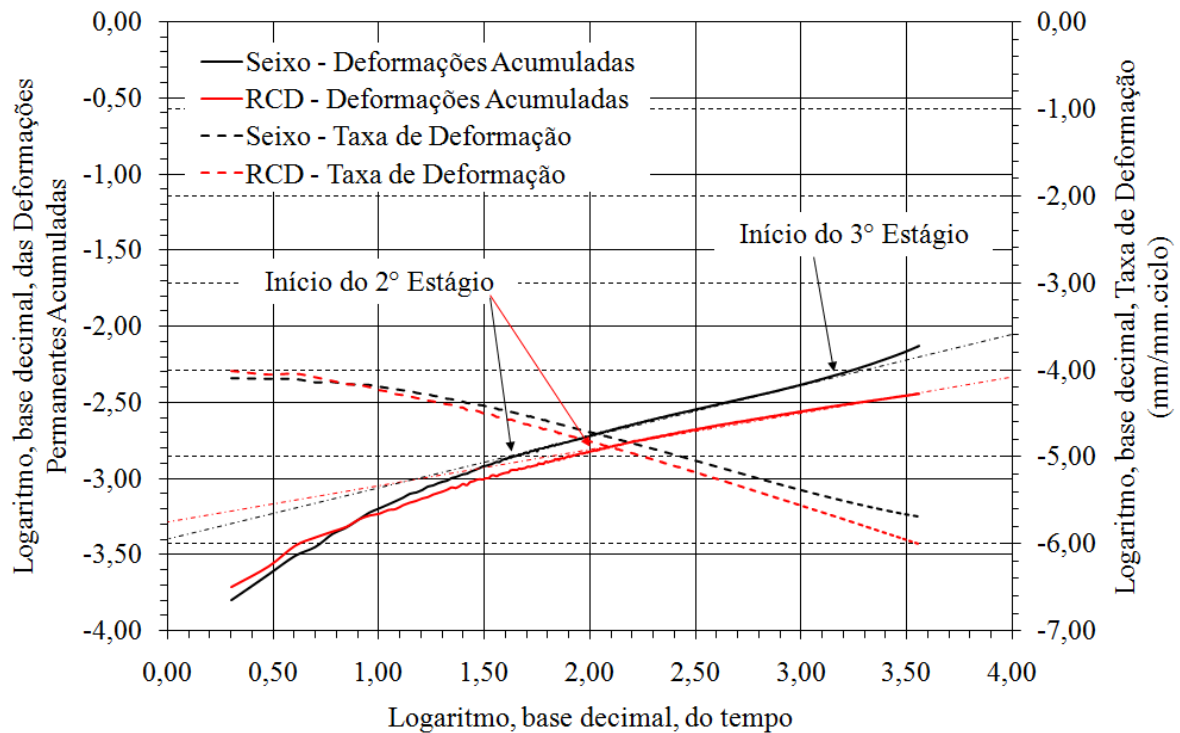


Figura 83 – Curva de Deformações Permanentes Acumuladas e Taxa de Deformação, à 40°C.

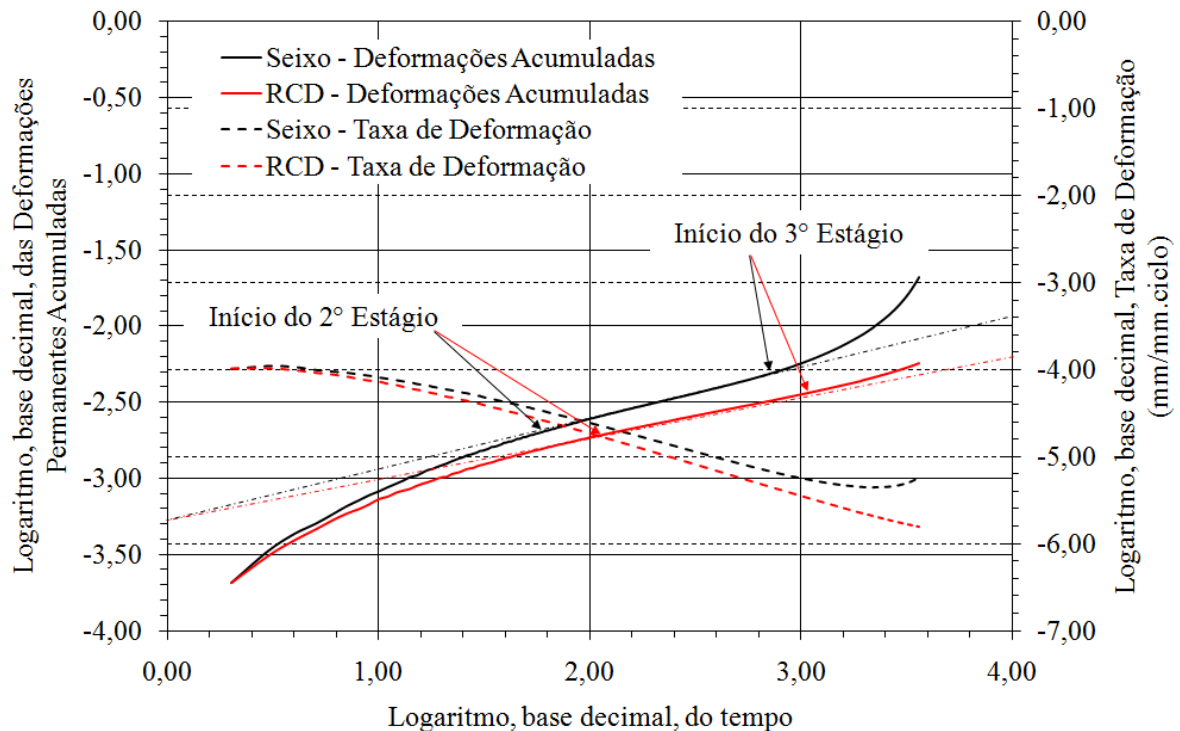


Figura 84 – Curva de Deformações Permanentes Acumuladas e Taxa de Deformação, à 50°C.

Nos gráficos foram empregados os logaritmos dos valores calculados nos ensaios, segundo três eixos coordenados. Esta opção possibilitou um maior espaçamento entre os dados de cada ciclo de modo a evidenciar o instante em que as variações das etapas de

comportamento ocorrem. Para facilitar esta visualização, as curvas contendo as deformações permanentes possuem retas (nas figuras citadas, com duplo pontilhado e traço mais fino), que representam o segundo estágio (ver tópico relacionado ao ensaio no capítulo anterior). Tais retas foram estendidas em direção aos dois eixos verticais, apenas como recurso para facilitar a sua observação.

As retas de apoio possibilitaram a definição de pontos onde inicia o segundo estágio, ou seja, onde as deformações são por conta do cisalhamento das partículas, bem como onde este termina. Neste ponto inicia a fase de falência da estrutura, onde o acúmulo das deformações tende a não se estabilizar, aumentando significativamente para poucas repetições.

Para as temperaturas de 30° e 40°C os gráficos das figuras revelam que a mistura contendo Seixo apresenta menores acúmulos de deformações permanentes para os pulsos iniciais. No caso da temperatura de 30°C (Figura 82), esta vantagem dura apenas 30 ciclos (1,5 na escala do gráfico), e pouco menos que 10 ciclos (próximo a 1 na escala do gráfico), para 40°C. A 50°C, as deformações da mistura com material aluvionar já são sensivelmente maiores nos primeiros pulsos.

O estágio inicial de deformações corresponde aos efeitos de redução das distâncias relativas entre as partículas e a um rearranjo espacial das mesmas. Logo, misturas com maior grau de compactação tendem a esboçar menores deformações neste momento, o que vem a ser o caso da mistura com Seixo, conforme foi relatado durante a caracterização desta. Por outro lado, a maior quantidade de vazios entre os agregados minerais (VAM) da mistura com RCD, bem como a menor compactação do mesmo, devido às suas características superficiais, leva a mistura a deter maiores deformações para os primeiros ciclos.

Observa-se ainda que, à medida que a temperatura aumenta, este efeito de compactação tem sua relevância reduzida. Isto porque a mudança de consistência do

mastique, para um estado mais viscoso, tende a normalizar as deformações iniciais nas duas misturas. Uma vez que a compacidade perde importância no comportamento, as características superficiais dos grãos tomam evidência. Como há maior contato entre as partículas, o atrito entre elas passa a ser o fator de maior relevância no comportamento e, neste aspecto, o RCD leva vantagem em relação ao Seixo.

Este estágio, nas curvas de taxa de deformação, coincide com os valores mais altos das curvas. Como esperado, estas curvas demonstram menores taxas iniciais para o Seixo, seguida de uma inversão, quando o RCD passa a esboçar menores taxas.

Analisa-se, em seguida, os fatores observados para o segundo estágio das deformações acumuladas. Este estágio representa as deformações devidas ao cisalhamento entre as partículas. Note-se que, à medida que a temperatura aumenta, as misturas atingem este estágio para uma menor quantidade de ciclos. Este ponto de início pode ser visualizado nos gráficos pelo primeiro ponto onde a reta de apoio traçada cruza a curva de deformações. Quanto maior a temperatura de ensaio, maiores as deformações sofridas, como pode ser observado pela própria escala gráfica. As maiores deformações sofridas implicam em maiores esforços entre as partículas, o que leva à fadiga do material, uma vez que os grãos passam a transmitir maior parcela das tensões para o mastique.

Para a temperatura de 30°C a mistura com Seixo atinge o segundo estágio para uma maior quantidade de ciclos que aquela com RCD. Para as demais temperaturas, ocorre o contrário. Atingir antes este momento do comportamento implica em esboçar acúmulos iniciais maiores e uma estabilização mais precoce. Esta estabilização diz respeito ao posicionamento dos agregados no esqueleto estrutural, de modo que, deste instante em diante, as deformações sejam devida aos efeitos de cisalhamento.

Para as maiores temperaturas, as grandes deformações iniciais levam a este estágio ser atingido mais cedo, assim como reduz o período de duração do mesmo. Neste caso, o Seixo

demonstrou desvantagem em relação ao RCD. Uma vez que o agregado alternativo necessitou de quantidade maior de ciclos para entrar neste segundo estágio, infere-se que sua estrutura resiste mais aos deslocamentos iniciais. Em outras palavras, mesmo esboçando maiores deformações iniciais, estas são advindas de uma estrutura possivelmente mais coesa.

Outro aspecto vinculado às retas do segundo estágio diz respeito ao coeficiente angular das retas. Quanto maior este coeficiente, menos estável aos carregamentos a mistura é, uma vez que são acumuladas mais deformações para um menor número de ciclos. Neste caso, os gráficos demonstram que a mistura com RCD apresenta sempre menores coeficientes angulares, tendendo a apresentar menores acúmulos de deformação ao longo de sua vida útil.

Ademais, o fim deste estágio implica o fim da vida útil da mistura. No momento em que a mesma adentra no terceiro estágio, inicia-se sua ruptura, ou seja, sua falência estrutural. Este momento é representado pelo primeiro ponto a partir do qual a reta de apoio se distancia da curva de deformações. Este momento também pode ser visualizado pelo aparecimento de ponto de inflexão nas curvas de taxa de deformação. Este ponto é um mínimo, a partir do qual a curva entra em uma seqüência de valores crescentes, ou seja, maiores deformações para uma menor quantidade de ciclos.

Para a temperatura de 30°C, as duas misturas não entram no terceiro estágio de deformações. Ou seja, nesta temperatura as duas apresentam estabilidade suficiente para não iniciar a ruptura dentro da quantidade de ciclos relativos ao ensaio. Não há, portanto, fadiga do material dentro de 3600 ciclos referentes ao estado de carregamento considerado. Esta condição é diferenciada para as demais temperaturas, especialmente no caso do Seixo. Para a mistura com agregado aluvionar a temperatura de 40°C é suficiente para ocorrer início da fadiga. Note-se que, pelo gráfico da Figura 83, a mistura com Seixo tem inflexão da curva de deformações próxima ao milésimo ciclo (na terceira unidade da escala horizontal). A curvatura desta curva, contudo, é bastante tênue, revelando que pode ser aplicada maior

quantidade de ciclos até que se iniciem deformações de maiores magnitudes. Contudo, o material já revela variação de comportamento.

Para 50°C, a mesma mistura inicia o terceiro estágio já com 560 ciclos (próximo a 2,75 unidades na escala horizontal). Diferentemente da curva a 40°C, contudo, já há evidência de ruptura tendo em vista o elevado valor de coeficiente da reta tangente ao gráfico no último ciclo de carregamento. Constata-se a afirmação por conta da curva de taxas de deformações ter entrado no seu ramo crescente. A mistura com RCD entra neste terceiro estágio apenas a partir de 50°C, mas nas mesmas condições do Seixo a 40°C.

Estas conclusões evidenciam a maior estabilidade da mistura com RCD em relação à variação da temperatura. Os ensaios de *creep* estático demonstraram menor tempo-dependência das deformações ao longo do tempo para aumentos de temperatura nas misturas com RCD. Corroborando os ensaios de *creep* dinâmico apontaram menores deformações permanentes acumuladas e menores susceptibilidades destas à temperatura. Em outras palavras, a mistura com RCD apresenta estabilidade estrutural evidente quando confrontada às condições mais adversas de operação.

5 CONCLUSÕES

O presente trabalho demonstrou ao longo de seu desenvolvimento as características do RCD enquanto material para construção de pavimentos. Conforme citado na Revisão Bibliográfica, o uso deste tipo de agregado reciclado está em voga no meio científico figurando como opção na gestão ambiental dos resíduos produzidos pela Construção Civil.

No caso do município de Manaus a opção pode ser atrativa também sob o aspecto técnico, pela escassez de material pétreo na região, sendo o principal objetivo desta pesquisa a validação do RCD como agregado graúdo, levando em consideração as características do material e o seu comportamento mecânico da mistura asfáltica.

A seguir, serão apresentadas as conclusões obtidas ao longo do desenvolvimento desta dissertação.

5.1 Caracterização dos Materiais

Pelos ensaios de caracterização do ligante asfáltico foi possível caracterizá-lo como CAP 50-70, seguindo as especificações tradicionalmente pelo DNIT. Os valores dos parâmetros colhidos apontam um cimento de baixa viscosidade, que entra em estado fluido à temperatura de 51,2°C. Esta característica implica em uma grande perda de resistência no masticado para as condições habituais de operação dos revestimentos em Manaus.

- 1) No que tange à susceptibilidade térmica, o CAP obteve índice de -0,6, um valor que o distingue como pouco susceptível às variações climáticas no tocante às alterações de suas características. Assim, trata-se de um cimento que tende a não variar significativamente suas propriedades, como penetração e ponto de amolecimento, por conta de efeitos de temperatura ao longo de sua vida útil.

- 2) A caracterização segundo o estabelecido na Superpave levou a enquadrá-lo como PG 70-16. Esta classificação implica em um ligante apropriado para ser usado em pavimentos onde a temperatura não será inferior a -22°C , nem superior a 70°C . O primeiro parâmetro não tem relevância para regiões de clima quente e úmido. O segundo, por outro lado, indica que o material pode ser empregado para as condições de trabalho dos revestimentos de Manaus, que operam até cerca de 50°C na superfície nos dias mais quentes do ano. Há de se observar discrepância em relação ao resultado de ponto de amolecimento.

Esses processos iniciais de identificação e caracterização foram importantes ao longo da pesquisa ao possibilitarem um entendimento das condições de consistência do mastiche nas temperaturas em que os ensaios foram realizados. Especialmente por que foram realizadas experimentações a temperaturas iguais e superiores à 50°C , com ligante já em estado fluido, segundo a caracterização realizada.

Com relação à origem do RCD empregado, pode-se concluir grande influência do fato do mesmo ser obtido pela britagem de resíduos estruturais. O tamanho nominal máximo apresentou o mesmo valor do Seixo, com 19,5mm, mas a distribuição granulométrica não similar obrigou a uma prévia caracterização fracionada do material aluvionar. Observou-se uma distribuição aberta, com pouco material de dimensões menores que 4,75mm. O Seixo, por outro lado, mostrou grande percentual de material mais fino que esta dimensão. O fracionamento consistiu em retirar toda a parcela menor que este diâmetro, o que levou a uma distribuição granulométrica mais próxima do resíduo de construção.

Esse recurso foi importante, pois definiu volume de vazios mais próximos entre as duas misturas, embora o Seixo tenha indicado vantagens. Esta menor compactidade do RCD revelou maiores dificuldades de operação da mistura asfáltica, ou seja, menor trabalhabilidade. Contudo, apresentou um intertravamento entre a parcela graúda mais efetivo

quando confrontado ao seixo. Este fato teve grande reflexo no comportamento mecânico das misturas asfálticas com o material alternativo.

- 3) As densidades relativas do RCD revelaram um material de estrutura interna bastante porosa, com a densidade aparente 19% menor que a densidade real. Apesar disso, o segundo parâmetro esboçou valor apenas 4% menor que a obtida para o Seixo, revelando que os materiais componentes do resíduo de construção mostraram densidades bastante próximas do agregado aluvionar. A conclusão discutida a respeito da estrutura interna dos grãos de RCD foi corroborada pelo resultado de 9,2% relativo ao ensaio de potencial de absorção, definido em 9,2%, valor bastante alto, especialmente quando comparado a um material como o seixo que tem absorção desprezível. Esta propriedade só poderia ser alta para casos em que a estrutura do material seja rica em poros interconectados. Este resultado, por sua vez, se refletiu em uma baixa resistência à abrasão dos grãos (40%), mas não impeditiva diante dos limites constantes nas especificações.
- 4) Quanto à massa unitária, o agregado alternativo revelou-se um agregado mais leve que o Seixo, e com um volume de vazios maior, coerente com o determinado em relação à densidade relativa aparente. Nada obstante, a condição fracionada do agregado natural aproximou a estrutura compacta de ambas misturas, além de mostrar índices de vazios bastante próximos.
- 5) Outro resultado importante alusivo à caracterização do material alternativo foi o deslocamento da película asfáltica pela água durante o ensaio de adesividade. Demonstrou uma prévia susceptibilidade à ação da umidade por parte do RCD, o que foi confirmado nos ensaios segundo Método Lottman. Contudo, o uso de aditivos, como cal e dopes, pode contribuir para um melhor desempenho do agregado alternativo.

5.2 Método de Bailey em Dosagem das Misturas Asfálticas

Com respeito ao uso do Método de Bailey para seleção da composição granulométrica das misturas, observou-se a vantagem da sua utilização na fase da dosagem. Os parâmetros obtidos permitiram obter as vantagens de um maior contato entre os agregados graúdos, demonstrado nos resultados dos ensaios mecânicos concernentes às misturas asfálticas empregadas, além de:

- 1) Observando-se, ainda, o agregado de resíduo, este confirmou um maior volume de vazios nos agregados, mesmo quando se procedeu ao fracionamento do seixo. Assim, pelas características de forma e textura superficial, a compacidade apresentou-se menor no material alternativo, implicando menor trabalhabilidade dessa mistura.
- 2) O resíduo também desenhava uma menor quantidade de partículas interceptadoras dentro do esqueleto estrutural, mesmo em relação ao seixo fracionado, referenciando melhor inter-conectividade entre os grãos maiores do agregado, o que foi importante no desempenho da mistura, conferindo maior resistência ao cisalhamento interno por conta do atrito entre essas partículas.
- 3) Outra vantagem do RCD observada ao longo do processo de seleção diz respeito à distribuição granulométrica. O seixo é um material transportado tornando seus grãos bastante reduzidos. Particularmente este tipo de material aluvionar de pequenas dimensões é comum na Região Amazônica. Estas características obrigaram o uso do processo de fracionamento por conta da grande quantidade de material menor que 4,75mm de diâmetro.
- 4) Com relação aos parâmetros empregados no Método de Bailey, observaram-se algumas peculiaridades na mistura com RCD, no que tange ao valor de razão de agregado graúdo (CA). O valor obtido mostrou-se baixo, muito próximo ao limite

inferior, o que pode levar a mistura com o material alternativo a ter problemas com respeito à segregação da parcela graúda ao longo da aplicação em campo.

- 5) Também determinou-se um valor da razão da fração miúda de agregado graúdo (FA_c) muito maior que o limite recomendado, para as duas misturas dosadas. Contudo, este valor se refere às características dos materiais empregados, em especial à areia, que não possuía parcela significativa de material entre as peneiras de 4,75 e 1,18mm. Logo, por se tratar de uma condição inerente ao material local não se buscou alterar esta configuração.
- 6) Com relação às características das curvas granulométricas ambas as misturas apresentaram-se abaixo da curva de máxima densidade. Esta condição é positiva sob o ponto de vista de não levar a misturas rígidas, susceptíveis à ruptura por fadiga. Particularmente, para a mistura com RCD esta configuração mostrou-se importante, pois os ensaios mecânicos demonstraram maiores resistências para a mistura contendo este material.
- 7) Ao longo do processo de dosagem o resíduo apresentou algumas peculiaridades importantes em relação ao seixo, concernente a sua dosagem que demanda maior atenção: confirmada a absorção de ligante pelo agregado alternativo, o que implicou em maior consumo de ligante para estas misturas. Outro fator importante referiu-se à baixa densidade relativa aparente das misturas estudadas, que implicando em uma menor quantidade de RCD para ocupar um mesmo volume que o seixo. Igualmente observou-se absorção pela água mesmo com os grãos recobertos com ligante. Isto corrobora o aspecto negativo de deslocamento da película asfáltica salientada no ensaio de adesividade e na influência ocorrida no mecanismo de degradação quando realizado o ensaio de perda de resistência por umidade induzida. Esse deslocamento foi atribuído à baixa resistência à abrasão

por parte do RCD. A manipulação e o processo de compactação demonstraram, também, desagregação superficial de material fino que, recobrando as partículas, dificultam a interação entre os grãos e o ligante.

- 8) Foi observado, ainda, que a mistura com RCD demanda maior percentual de ligante para obter volume de vazios similares ao seixo, bem como se apresentou mais sensível à variação deste índice com a adição progressiva de ligante. A primeira observação já era aguardada e encontra sua principal justificativa na maior absorção por parte do material alternativo.
- 9) Pelos demais índices físicos (vazios no agregado mineral – VMA, e vazios cheios de asfalto – VFA), nota-se que a adição de ligante trabalha de forma distinta nas duas misturas. Enquanto no Seixo há uma condição de maior compacidade, com poucos vazios, a adição de ligante vem a completar os vazios já existentes, incorrendo em separação dos agregados minerais, confirmado pelo aumento do VMA. O RCD, por outro lado, tem menor compacidade, e a adição de ligante colaborou com aumento da coesão dos grãos e afetou diretamente no aumento da proximidade dos mesmos, o que foi confirmado pela redução do VMA.
- 10) O Método de Bailey, finalmente, implicou em menor consumo de ligante nas misturas com resíduo quando comparado a outros métodos observados nas referências. O fato se deve a uma menor quantidade de componentes de grande superfície específica, como areia e cimento, revelando as seguintes vantagens: reduzir o consumo de insumos tradicionalmente onerosos, como cimento Portland e CAP; maior quantidade de material graúdo colabora com significativo aumento da resistência mecânica.

5.3 Ensaio Mecânicos

Nos ensaios de desempenho mecânico observou-se um comportamento mais positivo para o RCD quando se trata de susceptibilidade à variação da temperatura. Em todos os experimentos o material implicou em maiores resistências nas temperaturas mais altas de ensaio, bem como um comportamento menos dependente deste parâmetro.

Para a Resistência à Tração a mistura com RCD apresentou resistência destacadamente maior em todas as temperaturas e para todas as velocidades de carregamento empregadas. Contudo, os maiores valores não implicaram em menor variação concernente à mistura com seixo, ou seja, as duas misturas indicaram similar comportamento relativo às mudanças de temperatura e velocidade, embora os valores observados com o RCD sejam superiores. Constatou-se que o aumento da temperatura e a redução da velocidade implicaram em valores de resistência mais próximos. Entretanto, ao se analisarem a aproximação das áreas sob os gráficos notou-se que, mesmo para os valores se aproximando, as misturas com RCD terão sempre uma resistência maior.

Concluiu-se que, se por um lado o fato das duas misturas terem o mesmo mastique poderia levar a um comportamento similar, para um aumento de temperatura e redução de velocidade do carregamento, porém as diferenças entre as características dos agregados graúdos dariam vantagem para o RCD, tais como: a forma irregular dos grãos e a superfície rugosa dos mesmos, que tendem a um maior atrito interno, acrescentando resistência ao cisalhamento.

Durante o ensaio de perda de resistência por umidade induzida, segundo Método Lottman, observou-se necessidade de maior energia de compactação a ser aplicada na mistura com RCD para obter índices físicos similares ao Seixo. Esta constatação infere maiores esforços em campo para aplicação de misturas com o material alternativo. Adicione-se a este fato a questão de que há maior consumo de ligante para esta mistura, conferindo um custo

adicional à sua aplicação que deve ser considerado, embora os custos relativos à aquisição do RCD sejam menores, como observado na Revisão Bibliográfica.

O ensaio Lottman também demonstrou uma maior variação de resistência por conta dos processos de condicionamento na mistura com RCD. Todavia, apenas a condição completa de ensaio, onde se realizou ciclos de saturação, congelamento e aquecimento, produziu perda superior aos limites recomendados. Este resultado deve esboçar críticas frente à metodologia completa proposta, tendo em vista as condições de clima tropical locais. O ponto essencial é que, para o ciclo de saturação a perda foi de apenas 3%, esboçando que, apesar de sua capacidade absorviva, são os demais ciclos os responsáveis pela perda de resistência e, apenas, quando ocorrem conjuntamente. Igualmente, inferiu-se que, isoladamente, o processo de aquecimento foi menos comprometedor na mistura com RCD relativamente à mistura com Seixo, o que remete a uma menor susceptibilidade da mistura à variação da temperatura, mesmo em condições de saturação do agregado.

Os deslocamentos horizontais e verticais medidos ao longo dos ensaios de determinação do Módulo de Resiliência corroboraram algumas das conclusões acima, demonstrando a maior estabilidade da mistura com RCD. Contudo, esta mistura apresentou maiores deslocamentos para todas as temperaturas de ensaio. Este comparativo deve ser realizado de forma cuidadosa uma vez que as cargas empregadas nos ensaios são distintas, sendo o RCD submetido a cargas mais altas que o Seixo, por conta de sua maior resistência à tração. Assim, mesmo com uma carga maior solicitante, as deformações não foram discrepantes, e já se podia prever a superioridade desta mistura quanto ao módulo.

Alguns indícios também foram obtidos nas medições. Dentre eles, pôde-se supor uma maior fase elástica da mistura com Seixo para as menores temperaturas, fato devido às condições estruturais do esqueleto. Por conta da baixa temperatura, o mastique apresentou sua

consistência mais sólida, que somada à compacidade da mistura, levaram a um comportamento destacado em relação ao RCD.

Com respeito aos coeficientes de Poisson medidos, os valores experimentais mostraram-se bem mais baixos que aqueles adotados pelos referenciais teóricos. A pesquisa apontou um risco de se obterem módulos resilientes superestimados das misturas, o que pode incorrer em problemas no momento do dimensionamento da camada de revestimento pelos métodos mecanísticos. Por outro lado, o parâmetro se mostrou bastante sensível aos dispositivos de medição. A mistura com resíduo apresentou menor susceptibilidade à temperatura no que tange à variação dos coeficientes de Poisson. Acima da temperatura ambiente, a mistura com RCD indicou uma menor porção do deslocamento vertical para a direção horizontal.

Com relação aos Módulos Resilientes confirmou-se superioridade quando calculado com base em coeficientes de Poisson atribuídos pelos valores teóricos, bem como estes resultaram em módulos mais variáveis em relação à temperatura. No caso das diferenças entre os módulos calculados para a mistura com Seixo e RCD, estas foram menores com coeficientes de Poisson ensaiados.

Da comparação entre as misturas, confirmou-se uma menor sensibilidade de variação dos valores em relação à temperatura para a mistura com RCD. Foram obtidos valores de módulo maiores na mistura com material aluvionar para temperaturas inferiores a uma faixa entre 30° a 35°C. Para Manaus, onde as temperaturas típicas de serviço de pavimentos são superiores a 30°C ao longo do ano, tem-se uma superioridade do RCD, por atribuir módulos mais expressivos quando se trata das condições de operação.

Os ensaios de fluência por compressão uniaxial (*creep*) apresentaram conclusões similares ao do MR. No ensaio à carga estática a mistura com RCD apresentou maiores deformações ao longo do tempo apenas para temperatura de 5°C. Para temperaturas maiores

seu desempenho é superior. As magnitudes das deformações, contudo, evoluem dentro de ordens de grandeza compatíveis, não esboçando diferenças destacadas, exceto para 55°C. Nesta temperatura, a mistura com Seixo esboça deformações crescentes ao final do ensaio, referenciando entrada no estágio de ruptura.

Para o ensaio à carga dinâmica, as deformações plásticas acumuladas são sempre maiores na mistura com Seixo. Para ensaio realizado a 40°C, esta mistura já migra para um comportamento dentro do estágio de ruptura, o que se torna bastante evidente a 50°C. A mistura com RCD, contudo, tem estabilidade comprometida apenas no ensaio a 50°C. Logo, as deformações permanentes serão estabilizadas dentro das temperaturas usuais de operação dos pavimentos de Manaus.

Os ensaios mecânicos, portanto, demonstram de forma clara como as misturas com RCD apresentam-se como opção técnica bastante satisfatória em substituição ao Seixo como agregado graúdo nas misturas asfálticas utilizadas em Manaus. O agregado alternativo demonstrou repetidamente se enquadrar nas condições de operação dos revestimentos asfálticos do município manauara. Nas temperaturas altas, as quais se encontram submetidos, denotam misturas que não dependam excessivamente deste fator em seu comportamento.

Nessas condições, o RCD tem larga vantagem. Em todos os ensaios seu desempenho foi bastante superior ao Seixo nas altas temperaturas. Em alguns casos o desempenho mostrou-se sempre mais destacado, como na resistência à tração, ou para temperaturas acima de 35°C, como no Módulo de Resiliência. Entretanto, onde as características do agregado são mais importantes, como no caso das temperaturas mais altas, o agregado alternativo mostrou-se mais vantajoso.

A essas características atribuem-se a forma irregular do RCD e sua textura superficial rugosa. Estes dois fatores mostraram-se importantes para o comportamento, atribuindo maior resistência ao cisalhamento por conta do atrito interno entre as partículas. Embora detenha

menor compacidade em relação ao seixo, esta se mostrou importante apenas a temperaturas baixas, nas quais a mistura com material natural esboçou, em alguns casos, melhor desempenho. Nada obstante, por seu comportamento bastante negativo nas altas temperaturas, apresenta-se o RCD como opção para tais condições.

5.4 Sugestões para Trabalhos Futuros

O presente trabalho apontou contribuições para o estado da arte quando utilizou o RCD como partícipe de misturas asfálticas e, particularmente, na caracterização de misturas regionais. Obtiveram-se parâmetros mecânicos até então não demonstrados para materiais locais. Todavia, para a consolidação deste material alternativo, sugere-se

- 1) No tocante à caracterização do RCD, sugere-se obtê-la pelo ensaio em aparelho Treton. Outra opção seria realizar a caracterização incluindo o estudo da variação da granulometria com o esforço de compactação empregado. Uma vez que o material apresentou quebra de grãos por conta de impactos mecânicos, deve-se observar a variação da granulometria da mistura após compactação. Esta questão pode implicar em alterações da granulometria de projeto da mistura, bem como emprega grande quantidade de agregado graúdo, como no caso do Método de Bailey.
- 2) Utilizar melhoradores de adesividade visando melhorar o desempenho da mistura com RCD quanto à susceptibilidade à umidade. Sugere-se, ainda, aproximar a metodologia de dosagem àquilo que se tem realizado no meio técnico no tocante ao envelhecimento de ligante, em especial em curto prazo.
- 3) Envelhecer as misturas em curto prazo, conforme sugere a metodologia AASHTO. Consiste em, depois de realizada a mistura de agregados com o ligante, manter a mistura em estufa, em estado solto, na temperatura de compactação, durante duas

horas. Este período simula o envelhecimento que ocorre no ligante durante o processo de mistura, transporte e espalhamento em campo. No caso do RCD, por seu alto potencial de absorção, há possibilidade de se obter um teor de ligante de projeto que preveja esta condição. Passando mais tempo em contato com o agregado em condições de menor viscosidade, é previsível uma maior absorção, afetando diretamente na dosagem.

- 4) Empregar-se misturas compactadas por amassamento por meio de compactador giratório em vez do tradicional Marshall. Uma vez que este último equipamento utiliza impacto, há um maior comprometimento do material, bem como o fato de não estar vinculado aos modelos de compactação empregados em campo.
- 5) Obtenção do módulo dinâmico e vida de fadiga das misturas asfálticas com RCD. O ensaio de módulo dinâmico teria como importância: atrelar a pesquisa a novos métodos divulgados no meio científico; possibilitar uma determinação mais evidente das fases elástica e viscosa da mistura asfáltica.
- 6) Construção de trechos experimentais, onde se podem obter as peculiaridades de emprego em campo da mistura alternativa, bem como a realização de estudos onde se obtenham parâmetros de correlação laboratório-campo. Também carecem dados de campo nas pesquisas realizadas em Manaus, o que acarretaria uma grande contribuição ao estudo de Pavimentos locais.

REFERÊNCIAS

ADEDIMILA, A.S.; KENNEDY, T.W. Fatigue and Resilient Characteristics of Asphalt Mixtures by Repeated-Load Tensile Test. Research Report 183-5, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, 1975.

AGÊNCIA NACIONAL DO PETRÓLEO, GÁS NATURAL E BIOCMBUSTÍVEIS (2005). Resolução No. 19, de 11 de julho de 2005. ANP, Rio de Janeiro, 2005.

ALAVREDA, P.; DOMÍNGUEZ, J.; GONZALO, E. La construcción sostenible: El estado de la cuestión. Informes de la Construcción, v.49, n.451, p. 41-47, 1997.

AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS. Specif gravity and absorption of fine aggregate, T 84. Washington, DC, 1975.

_____. Specif Gravity and Absorption of Coarse Aggregate, T 85. Washington, DC, 1978.

_____. Sieve Analysis of Fine and Coarse Aggregates, T 27. Washington, DC, 1984.

_____. Bulk Specific Gravity of Compacted Bituminous Mixtures Using Saturated Surface-Dry Specimens, T 166. Washington, DC, 2005.

_____. Bulk specific gravity of compacted hot mix asphalt (HMA) using paraffin-coated specimens, T 275. Washington, DC, 2007.

_____. Determining resilient modulus of bituminous mixtures by indirect tension, TP 31. Washington, DC, 1996.

_____. Resistance of compacted bituminous mixture to moisture induced damage, T 283. Washington, DC, 1989.

_____. Standard Practice for Unit Weight and Voids in Aggregate, T 19. Washington, DC, 1997.

_____. Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures, T 209. Washington, DC.

AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS. Ductility of bituminous materials, D 113. Washington, DC, 1999.

_____. Effect of heat and air on a moving film of asphalt (rolling thin-film oven test), D 2872. Washington, DC, 1997.

_____. Flash and fire points by Cleveland open cup tester, D 92. Washington, DC, 2005.

_____. Indirect tension test for resilient modulus of bituminous mixtures, D 4123. Washington, DC, 2002.

_____. Softening point of bitumen: ring-and-ball apparatus, D 36. Washington, DC, 1995.

_____. Solubility of asphalt materials in trichloroethylene, D 2042. Washington, DC, 2001.

_____. Standard test method for resistance to degradation of small-size coarse aggregate by abrasion and impact in the Los Angeles machine, C 131. Washington, DC, 2001.

_____. Standard test method for penetration of bituminous materials, D 5. Washington, DC, 1997.

_____. Standard test method for Saybolt-Furol viscosity of bituminous materials at high temperatures, E 102. Washington, DC, 2003.

_____. Theoretical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Paving Mixtures, D 2041. Washington, DC, 2003.

_____. Viscosity determination of asphalt at elevated temperatures using a rotational viscosimeter, D 4402. Washington, DC, 2002.

ANAGNOS, J.N.; KENNEDY, T.W. Practical Method of Conducting the Indirect Tensile Test. Research Report 98-10, Center for Highway Research, The University of Texas at Austin, 1972.

ÂNGULO, S. C. Variabilidade de agregados graúdos de resíduos de construção e demolição reciclados. 2000. 155p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

ÂNGULO, S.C. Caracterização de Agregados de Resíduos de Construção e Demolição Reciclados e a Influência de Suas Características no Comportamento de Concretos. 2005. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. Agregado em estado compactado seco: Determinação da massa unitária, NBR 7.810. Rio de Janeiro, 1983.

_____. Agregado em estado solto seco: Determinação da massa unitária, NBR 7.251. Rio de Janeiro, 1982.

_____. Agregados: Determinação da composição granulométrica, NBR 7.217. Rio de Janeiro, 1987.

_____. Solos e Rochas, NBR 6.502. Rio de Janeiro, 1995.

AZAMBUJA, D.; THEISEN, K.; BRITO, L.A.T.; CRUZ, L.; CERATTI, J.A.P.; NÚÑEZ, W.P. Comparação entre Respostas Estruturais de Pavimentos Medidas in situ e Estimadas pela Teoria da Elasticidade. In: JORNADAS SUL-AMERICANAS DE INGENIERIA ESTRUCTURAL, XXXI, 2004, Mendoza. Anais. JSAIE, 2004.

BARBALHO, C.R.S; MORAES, S.O. Guia para Normalização de Trabalhos Técnicos Científicos: Versão Final. Universidade Federal do Amazonas. Manaus, 2003. 103p.

BARKSDALE, R.D. Compressive stress pulse times in flexible pavements for use in dynamic testing. Highway Research Record 345, Highway Research Board, Washington, DC, 1971.

BARKSDALE, R.D.; ALBA, J.; KHOSLA, N.P.; KIM, R.; RAHMAN, M.S. Laboratory determination of resilient modulus for flexible pavements design. Project 1-28, Final Report, Georgia Tech Project E20-634, USA, 1997.

BARRIT, J. The evolution of recycled aggregates for concrete. Concrete Engineering International, Autumn, p. 58-60, 2006.

BASTOS FILHO, A.I.R. Reciclagem da parte mineral do resíduo de construção civil e demolição como agregado na confecção de concreto de cimento portland (CP) de uso não-estrutural : uma alternativa ao uso indiscriminado do seixo rolado no município de Manaus. 2005. 60p. Monografia (Pós-graduação em Engenharia de Produção) - Faculdade de Tecnologia, Universidade Federal do Amazonas, Manaus.

BAUER, L.A.F. Materiais de Construção. 5. ed. Rio de Janeiro: LTC, 1994. 435p. v. 1.

BERNNERT, T.; PAPP JR., W.J.; MAHER, A.; GUCUNSKI, N. Utilization of Construction and Demolition Debris Under Traffic-Type Loading in Base and Subbase Applications. Transportation Research Record, Washington, n.1714, p. 33-39, 2000.

BERNUCCI, L.B.; MOTTA, L.M.G.; CERATTI, J.A.P.; SOARES, J.B. Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros. 1ª. Ed. ABEDA e Petrobras, Rio de Janeiro, 2007.

BODI, J.; BRITO FILHO, J.A.; ALMEIDA, S. Utilização de Entulho de Construção Civil Reciclado na Pavimentação Urbana. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 29, 1995, Cuiabá. Anais. Rio de Janeiro: ABPv, 1995. p.409-436.

BONNAURE, F.P.; HUIBERS, A.H.J.J.; BOONDERS, A. A laboratory investigation of the influence of rest periods on the fatigue characterization of bituminous mixes. Proceedings of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 51, Kansas City, 1982.

BRASIL. Constituição (1988). Constituição da República Federativa do Brasil: promulgada em 5 de outubro de 1988. Organização do texto: Juarez de Oliveira. 4. ed. São Paulo: Saraiva, 1990. 168 p. (Série Legislação Brasileira).

BRITO, L.A.T. Avaliação e Análise Paramétrica do Ensaio de Compressão Diametral Sob Cargas Repetidas em Misturas Asfálticas. 2007. Dissertação (Mestrado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

BROVIAK, P. Managing C&D debris. Public Works, February, p. 29-31, 2005.

CABRAL, A. E. B. Modelagem de propriedades mecânicas e de durabilidades de concretos produzidos com agregados reciclados, considerando-se a variabilidade da composição do RCD. 2007. 280p. Tese (Doutorado em Ciências da Engenharia Ambiental) – Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

CARNEIRO, A. P.; BURGOS, P. C.; ALBERTE, E. P. Uso do agregado reciclado em camadas de base e sub-base de pavimentos. In: CASSA, J. C. S. et al. (org.) Reciclagem de entulho para a produção de materiais de construção: Projeto Entulho Bom. Salvador: EDUFBA, 2001b, p. 188-227.

CARNEIRO, A. P.; QUADROS, B. E.; OLIVEIRA, A. M. Características do entulho e do agregado reciclado. In: CASSA, J. C. S. et al. (org.) Reciclagem de entulho para a produção de materiais de construção: Projeto Entulho Bom. Salvador: EDUFBA, 2001a, p. 142-187.

CARNEIRO, A.P.; BURGOS, P.C.; ALBERTE, E.P.V. Uso de Agregado Reciclado em Camadas de Base e Sub-base de Pavimentos. Projeto Entulho Bom. Salvador: EDUFBA/Caixa Econômica Federal, 2001. Pg 190-227.

CARNEIRO, F.L. Um Novo Método para Determinação da Resistência á Tração dos Concretos. In: REUNIÃO DA ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 5, Rio de Janeiro, 1943. Comunicação: Instituto Nacional de Tecnologia. Rio de Janeiro, 1943.

CASTELO BRANCO, V.T.F. Caracterização de misturas asfálticas com o uso de escória de aciaria como agregado. 2004. Dissertação (Mestrado) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro.

CASTRO NETO, A.M. Proposta de Dosagem de Concreto Betuminoso Reciclado à Quente. Dissertação (Mestrado): Escola Politécnica, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2000.

CERATTI, J.A.; RUWER, P.M.; OLIVEIRA, J.A. Estudo do comportamento mecânico de concreto asfáltico com ligante modificado com polímero. In: ENCONTRO DE ASFALTO, 13, 1996. Anais. São Paulo: IBP, p. 290-303.

CHINI, A.R.; KUO, S.; ARMAGHANI, J.M.; DUXBURY, J.P. Test of Recycled Concrete Aggregate in Accelerated Test Track. Journal of Transportation Engineering. Reston, Virginia, v. 127, n.6, p. 486-492, 2001.

COELHO, V. Contribuição ao estudo das deformações permanentes, nas condições do Brasil, em camadas de concreto asfáltico de pavimentação. 1996. 281p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

CONSELHO NACIONAL DO MEIO AMBIENTE. Resolução CONAMA No. 307, de 5 de julho de 2002. Disponível em: <<http://www.mma.gov.br/port/conama/res/res02/res30702.html>>. Acesso em: 30 de junho de 2006.

COPPEAD. Índices de Transporte Rodoviário. Instituto de Pós-Graduação e Pesquisa em Administração, Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.

CUNHA, M.B. Avaliação do Método Baylei de seleção granulométrica de agregados para misturas asfálticas. 2004. Dissertação (Mestrado em Engenharia dos Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, São Carlos.

D'ANTONA, D.M.G. Estudo de misturas asfálticas com ligante modificado por polímero EVA e Resíduo da Construção Civil para as vias urbanas de Manaus. 2009. 148p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Amazonas, Manaus.

DEPARTAMENTO NACIONAL DA PRODUÇÃO MINERAL. Projeto Argila Manaus: Relatório Final. v.1. Manaus, 1972.

_____. Sumário Mineral 2005. DNPM, Brasília, 2005.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM. Agregado graúdo para concreto de cimento, EM 037. Rio de Janeiro, 1997.

_____. Agregado graúdo: Adesividade a ligante betuminoso, ME 078. Rio de Janeiro, 1994.

_____. Agregados: Determinação da abrasão Los Angeles, ME 054. Rio de Janeiro, 1998.

_____. Material finamente pulverizado: Determinação da massa específica real, ME 085. Rio de Janeiro, 1994.

_____. Misturas betuminosas: Determinação do módulo de resiliência, ME 133. Rio de Janeiro, 1994.

_____. Misturas betuminosas: Determinação da resistência à tração por compressão diametral, ME 138. Rio de Janeiro, 1994.

_____. Misturas betuminosas a quente: Ensaio Marshall, ME 043. Rio de Janeiro, 1995.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES. Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfáltico: Especificação de Serviço, ES 031. Rio de Janeiro, 2006.

DEPARTAMENTO NACIONAL DA PRODUÇÃO MINERAL. Sumário Mineral 2005. DNPM, 2005.

DHIR, R.; PAINE, K.; DYER, T. Recycling construction and demolition wastes in concrete. Concrete, March, p. 25-28, 2004.

EUN, S.; REINHART, D. R.; COOPER, C. D.; TOWNSED, T. G.; FAOUR, A. Hydrogen sulfide flux measurements from construction and demolition debris (C&D) landfills. *Waste Management*, v. 27, p 220-227, 2007.

EUROPEAN COMMISSION (EC). Management of construction and demolition waste. 2000. Disponível em: <http://europa.eu.int/comm/enterprise/environment>. Acessado em: 13 de julho de 2002. (DG ENV E.3).

FALCÃO, M.F.B.; SOARES, J.B. Considerações Sobre o Ensaio de Compressão Diametral no Estudo de Materiais de Pavimentação. In: CONGRESSO DE ENSINO E PESQUISA EM TRANSPORTES, XVI, Natal, 2002. Anais. Rio de Janeiro: ANPET, 2002. v.1, p. 169-181.

FEDERAL HIGHWAY ADMINISTRATION. FHWA-RD-97-148: User Guidelines for Waste and Byproduct Materials in Pavement Construction. Department of Transportation. Washington, 1997.

FERNANDES FILHO, L. A. Geologia, mineralogia, geoquímica dos lateritos de Manaus-Amazonas. 1996. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal do Pará, Belém.

FERNANDES, C.G. Caracterização Mecânica de Agregados Reciclados de Resíduos de Construção e Demolição dos Municípios do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para Uso em Pavimentação. 2004. Dissertação (Mestrado) - Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande.

FREITAS, R.D. Efeitos da Adição do Resíduo de Gesso da Construção Civil nas Propriedades Mecânicas do CAUQ. 2010. Dissertação (Mestrado) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro.

FREITAS, C.S.; CORREIA, R.F.; FRANÇA, K.P.; SANTANA, F.G.; LEITE, M.B. Diagnóstico do descarte clandestino de resíduos de construção e demolição em Feira de Santana/BA: Estudo Piloto. In: SEMINÁRIO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL. Anais. São Paulo: IBRACON, CT-206, 2003.

FROCHT, M.M. Photoelasticity. v.2. John Wiley & Sons, Inc. New York, 1948.

FROTA, C. A. ; MELO, D. M. ; NUNES, F. R. G. . Análise da Influência da Capacidade de Absorção do Resíduo Processado da Construção Civil na Determinação de Índices Físicos de Misturas Asfálticas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 36, 2004, Curitiba. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: ABPv, 2005a.

_____. Estudo de *Creep* de Misturas Asfálticas com Resíduo Processado da Construção Civil. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 36, 2004, Curitiba. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: ABPv, 2005b.

FROTA, C.A.; MELO, D.M.; SILVA, C.L.; NUNES, F.R.G. Avaliação do Atrito em Misturas Asfálticas Utilizando Resíduos de Construções e Demolições em Manaus-AM. In: JORNADAS LUSO-BRASILEIRAS DE PAVIMENTOS, VI, 2007, Porto. Anais (CD-ROM). Porto: FEUP, 2007c. Trabalho aceito para publicação.

FROTA, C.A.; MELO, D.M.; SILVA, C.L.; SANTOS, M.G.R. Avaliação da Substituição do Seixo Rolado por Agregados Alternativos em Misturas Asfálticas para Manaus. In: JORNADAS LUSO-BRASILEIRAS DE PAVIMENTOS, VI, 2007, Porto. Anais (CD-ROM). Porto: FEUP, 2007b. Trabalho aceito para publicação.

FROTA, C.A.; ALENCAR, C.L.S.; SILVA, C.P.L. Influência do Tipo de Agregado na Qualidade Técnica de Misturas Asfálticas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35, 2004, Rio de Janeiro. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: ABPv, 2004a.

_____. Influência do Tipo de Agregado na Qualidade Técnica de Misturas Asfálticas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35, 2004, Rio de Janeiro. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: ABPv, 2004b.

FROTA, C.A.; BENTO, A.H. Mapeamento Geotécnico da Área Urbana de Manaus em seu Aspecto Ambiental.. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999, Rio de Janeiro. Anais. Rio de Janeiro: ABGE/ABMS, 1999. v. 1. p. 71-77.

FROTA, C.A.; MELO, D.M.; DANTONA, D.M. Influência da Temperatura nas Misturas Asfálticas com Resíduos de Construção e Demolição. In: JORNADAS LUSO-BRASILEIRAS DE PAVIMENTOS, VI, 2007, Porto. Anais (CD-ROM). Porto: FEUP, 2007d. Trabalho aceito para publicação.

FROTA, C.A.; MELO, D.M.; NUNES, F.R.G. Análise do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas com Resíduo Processado da Construção Civil. In: JORNADAS LUSO-BRASILEIRAS DE PAVIMENTOS, V, 2006, Recife. Anais (CD-ROM). São Paulo: Andit, 2006.

FROTA, C.A.; MELO, D.M.; SILVA, C.L.; DANTONA, D.M.; NUNES, F.R.G.; SANTOS, M.G.R. Estudo da Resistência à Tração de Misturas Confeccionadas com Agregados Reciclados. In: CONGRESSO DE INFRA-ESTRUTURA DE TRANSPORTES, 2007, São Paulo. Congresso de Infra-Estrutura de Transportes, 2007a.

FROTA, C.A.; NUNES, F.R.G. Estudo da Cal de Carbureto como Filler em Misturas Asfálticas. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 12, 2003, Aracaju. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: ABPv, 2003c.

FROTA, C.A.; NUNES, F.R.G.; MENTA, C.O. Utilização de Entulho Reciclado em Misturas Asfálticas para a Região de Manaus-Am. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 12, 2003, Aracaju. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: ABPv, 2003a.

FROTA, C.A.; NUNES, F.R.G.; SANTOS, M.G.R.; CANTANHEDE, B.P. Utilização de Agregados de Resíduos da Construção Civil como Substituto do Agregado Natural para Estabilização do Solo Argiloso Superficial de Manaus. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, V, 2003, Porto Alegre. Anais (CD-ROM), Rio de Janeiro: ABMS, 2003b.

FROTA, C.A.; NUNES, F.R.G.; SILVA, C.L.; MELO, D.M.; SANTOS, M.G.R. Desempenho Mecânico de Mistura Asfálticas Confeccionadas com Agregados Sintéticos de Argila Calcinada. *Cerâmica*, v. 53, p. 255-262, 2007b.

FROTA, C.A.; SILVA, C.P.L. Estudo de Misturas Betuminosas com Entulho Reciclado, Fracionado e Não Fracionado. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35, 2004, Rio de Janeiro. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: ABPv, 2004c.

GONÇALVES, F.J.P. Estudo Experimental do Desempenho de Pavimentos Flexíveis a Partir de Instrumentação de Ensaios Acelerados. 2002. Tese (Doutorado) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GOODE, J. F.; LUFSEY, L. A. A new graphical chart for evaluating aggregate gradations. In: THE ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS, v.31, p.176-207. Proceedings, 1962.

GOUVEIA, L.T. Contribuições ao estudo da influência de propriedades de agregados no comportamento de misturas asfálticas densas. 2006. 309p. Tese (Doutorado em Infra-Estrutura de Transportes) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

GRECO J. A. S. Avaliação da Influência de alguns fatores nas propriedades mecânicas de misturas asfálticas densas, à luz da técnica de planejamento e análise de experimentos fatoriais fracionários assimétricos. 2004. 340p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

HANSEN, T.C. Rilem report 6 – recycling of demolished concrete and masonry. Londres: E& FN SPON/Chapman & Hall, 1992, 305p.

HERTZ, H.Z. *Math. U. Phys.* V. 28, p. 125-131, 1983.

HILLS, J.F. (1973). The *creep* of asphalt mixes. *Journal of the Petroleum*, v. 59, n. 570, p. 247-262.

HONDROS, G. (1959) The Evaluation of Poisson's Ratio and the Modulus of Materials of a Low Tensile Resistance by Brazilian (Indirect Tensile) Test with Particular Reference to Concrete. *Australian J. Appl. Sci.*, 10 (3).

HUANG, Y. H. (1993). *Pavement Analysis and Design*. Prentice Hall, Englewood Cliffs. New Jersey.

INSTITUTO BRASILEIRO DE GEOGRAFIA E ESTATÍSTICA (IBGE). Pesquisa nacional de saneamento básico 2000. Rio de Janeiro, 2002.

INSTITUTO DO ASFALTO. Manual do Asfalto. IA, Rio de Janeiro, 2005.

JOHN, V. M. Reciclagem de resíduos da construção civil: Contribuição à metodologia de pesquisa e desenvolvimento. 2000. 113p. Tese (Livre Docência) – Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, São Paulo.

JOHN, V. M; AGOPYAN V. Reciclagem de resíduos da construção. In: SEMINÁRIO DE RECICLAGEM DE RESÍDUOS SÓLIDOS DOMICILIARES, [2001?], São Paulo: CETESB.

KARTAM, N.; AL-MUTAIRI, N.; AL-GHUSAIN, I.; AL-HUMOUND, J. Environmental management of construction and demolition waste in Kuwait. Waste Management, v. 24, p. 1049-1059, 2004.

KIM, Y.R.; WEN, H. Fracture Energy From Indirect Tension Testing. In THE ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS, 2002. Proceedings. 2002. 18p.

KUO, S.; MAHGOUB, H.S.; ORTEGA, J.E. Use of Recycled Concrete Made with Florida Limestone Aggregate for a Base Course in Flexible Pavement. Final Report, Florida Department of Transportation. Orlando, Florida, 2001.

LAURITZEN, E.K. The global challenge of recycled concrete. In: USE OF RECYCLED CONCRETE AGGREGATE. Dhir, Henderson & Limbachiya (Eds.). Thomas Telford, p. 506-519, 1998.

LEITE, F.C. Comportamento Mecânico de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil em Camadas de Base e Sub-Base de Pavimentos. 2007. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. Departamento de Engenharia de Transportes, São Paulo.

LEITE, L. F. M. Estudos de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímero. 1999. Tese (Doutorado em Ciência e Tecnologia de Polímeros) – Instituto de Macromoléculas Professora Eloisa Mano, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

LEITE, M.A. Avaliação de propriedades mecânicas de concretos produzidos com agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. Porto Alegre, 2001. 270p. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) - Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

LIMA, P.S.N.S. Aproveitamento de Resíduos de construção na fabricação de argamassas. 2005. 100p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Urbana) – Universidade Federal da Paraíba, João Pessoa.

LITTLE, D.N.; BUTTON, J.W.; YOUSSEF, H. Development of criteria to evaluate uniaxial *creep* data and asphalt concrete permanent deformation potential. In: TRANSPORTATION RESEARCH RECORD, 1993. n. 1417, p. 49-57.

LUONG, M. P. (1990) Tensile and Shear Strengths of Concrete and Rock. Engineering Fracture Mechanics, Vol. 35, Nos. 1/2/3

MAHBOUB, K. (1990). Asphalt concrete *creep* as related to rutting. Journal of Materials in Civil Engineering, v. 2, n. 3, p. 147-163.

MARQUES, G.L.O. Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Misturas Asfálticas: Efeito da Compactação por Impacto e Giratória. 2004. Tese (Doutorado) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ), Rio de Janeiro.

MEDINA, J. ; MOTTA, L.M.G. (2005). Mecânica dos Pavimentos. 2a. Ed. Rio de Janeiro.

MELO, D.M. Estudo do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Confeccionadas com Agregados Sintéticos de Argila Calcinada. 2006. Relatório Final de Estágio (Trabalho de Conclusão de Curso de Graduação) - Faculdade de Tecnologia da Universidade Federal do Amazonas, Manaus.

MENDES, T.A.; REZENDE, L.R.; OLIVEIRA, J.C.; D'ANTONA, R.C.; CARVALHO, J.C.; VEIGA, R. Parâmetros de uma Pista Experimental Executada com Entulho Reciclado. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 35, 2004, Rio de Janeiro. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: ABPv, 2004.

MOHAMED, E. H. H.; YUE, Z. Criteria for evaluation of rutting potential based on repetitive uniaxial compression test. In: TRANSPORTATION RESEARCH RECORD, 1994. n. 1454, p.74-81.

MOLenaar, A.A.A.; VAN NIEKERK, A.A. Effects of gradation, composition, and degree of compaction on the mechanical characteristics of recycled unbound materials. Transportation Research Record, Washington, n.1787, p.73-82, 2002.

MOREIRA, J.F.; DIAS, J.F.; REZENDE, M.E.B. Utilização de Resíduos de Construção e Demolição em Base de Pavimentos na Cidade de Uberlândia-MG. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 13, 2006, Maceió. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: ABPv, 2006.

MOTTA, L.M.G.; SÁ, M.F.P.; OLIVEIRA, P.M.F.; SOUSA, A.M. O ensaio de *creep* estático e dinâmico na avaliação das misturas asfálticas. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 30, 1996, Salvador. Anais. Rio de Janeiro: ABPv, 1996. v.1. p.115-135.

MOTTA, R.S. Estudo Laboratorial de Agregado Reciclado de Resíduo Sólido da Construção Civil para Aplicação em Pavimentação de Baixo Volume de Tráfego. 2005. Dissertação

(Mestrado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo, Departamento de Engenharia de Transportes. São Paulo.

MOURA, E.; BERNUCCI, L.B. Estudo dos Deslocamentos Verticais e Horizontais em Corpos-de-Prova Marshall em Ensaio de Módulo de Resiliência e de Resistência à Tração. In: CONGRESSO DE ENSINO E PESQUISA EM TRANSPORTES, XVIII, Florianópolis, 2004. Anais. Rio de Janeiro: ANPET, 2004. v.1, p. 150-161.

NASCIMENTO, L. A. H. Nova Abordagem da Dosagem de Misturas Asfálticas Densas com Uso do Compactador Giratório e Foco na Deformação Permanente. 2008. 204 p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

NASCIMENTO, R.R. Utilização de agregados de argila calcinada em pavimentação: uma alternativa para o estado do Acre. 2004. Dissertação (Mestrado) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ). Rio de Janeiro.

NATAATMADJA, A.; TAN, Y.L. Resilient Response of Recycled Concrete Road Aggregates. Journal of Transportation Engineering. Reston, Virginia, v.127, n.5, p. 450-453, 2001.

NETO, J.C.M. Gestão dos resíduos de construção e demolição no Brasil. São Carlos: Rima, 2005. 162p.

NEWMAN, K.; NEWMAN, J. B. Failure Theories and Design Criteria for Plain Concrete. In: INTERNACIONAL CONFERENCE ON STRUCTURE, SOLID MECHANICS AND ENGINEERING DESIGN, Southampton, 1962. Proceedings. Southampton: Southampton University, 1962. Paper 83.

NUNES, F.R.G. Caracterização Mecânica de Misturas Asfálticas Confeccionadas com Agregados Sintéticos de Argila Calcinada Quanto a Deformação Permanente. Dissertação (Mestrado) - Programa de Mestrado em Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

O'MAHONY, M.M.; MILLIGAN, G.W.E. Use of Recycled Materials in Subbase Layers. Transportation Research Record, Washington, n. 1310, p.73-80, 1991.

PEREIRA, R.V.S. Estudo de Agregados de Argila Calcinada para Construção de Pavimentos, Visando à Preservação de Matérias-primas Naturais. 2004. Dissertação (Mestrado) - PPG-CASA, Universidade Federal do Amazonas, Manaus.

PINTO, C.S. (2000). Curso Básico de Mecânica dos Solos. 1a. Ed. Oficina de Textos, São Paulo.

PINTO, S. Materiais Pétreos e Concreto Asfáltico: Conceituação e Dosagem. Rio de Janeiro: IME, 1998.

PINTO, T.P. Metodologia para a Gestão Diferenciada de Resíduos Sólidos da Construção Urbana. 1999. 189p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (PCC), São Paulo, 1999.

PINTO, T.P. Projeto e Implantação de Usina de Reciclagem de Entulho. In: SEMINÁRIO DE RESÍDUOS SÓLIDOS URBANOS: LIXO E ENTULHO – RECURSOS RECICLÁVEIS, 2003, Atibaia. Anais. Atibaia: Japan International Cooperation Agency, 2003.

POON, C.S. Management of construction and demolition waste. *Waste Management*, v. 27, p. 159-160, 2007.

POON, C.S.; ANN, T.W.; YUNG, L.H. On site sorting of construction and demolition waste in Hong Kong. *Resources, Conservation and Recycling*, v. 32, p. 157-172, 2001.

POON, C.S.; CHAN, D. Feasible Use of Recycled Concrete Aggregates and Crushed Clay Brick as Unbound Road Subbase. *Construction and Building Materials*, v. 20, p. 578-585, 2006.

PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE SÃO PAULO. São Paulo em Números. São Paulo, 1998. Disponível em: <[HTTP://portal.prefeitura.sp.gov.br/secretarias/planejamento/sp_em_numeros](http://portal.prefeitura.sp.gov.br/secretarias/planejamento/sp_em_numeros)>. Acesso em: 20 de novembro de 2006.

PREUSSLER, E.S. Estudo da Deformação Resiliente de Pavimentos Flexíveis e Aplicação ao Projeto de Camadas de Reforço. 1983. Tese (Doutorado) - Coordenação dos Programas de Pós-Graduação de Engenharia, Universidade Federal do Rio de Janeiro (COPPE-UFRJ). Rio de Janeiro.

RIBAS, L.F. Caracterização dos resíduos de construções residenciais de multipavimentos da cidade de Manaus. 2008. 127p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Amazonas, Manaus.

RIBEIRO, F.; SERRA, N.G.S.; REZENDE, L.R.; D'ANTONA, R.C. Utilização de Entulho da Construção Civil em Pavimentos Flexíveis. In: REUNIÃO DE PAVIMENTAÇÃO URBANA, 11, 2002, Rio de Janeiro. Anais (CD-ROM). Rio de Janeiro: ABPv, 2002.

ROBERTS, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, E.R.; LEE, D-Y; KENNEDY, T.W. Hot mix asphalt materials, mixture design and construction. 2. ed. Lanham, Maryland: Napa Research and Educational Foundation, 1996.

ROQUE, R.; BUTTLAR, W.G. The Development of a Measurement and Analysis System to Accurately Determine Asphalt Concrete Properties Using the Indirect Tensile Mode. In: THE ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS. Proceedings. v. 61, p. 304-332, 1992.

SANGATA, E.; BASSANI, M. Improved Use of the Repeated Load Indirect Tensile Test. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PERFORMANCE AND DURABILITY OF BITUMINOUS

MATERIALS AND HYDRAULIC STABILIZED COMPOSITES, 3, Leeds, 1999. p. 493-516.

SANTOS, M.G.R. Estudo do Comportamento de Agregados Sintéticos de Argila Calcinada para Uso em Revestimentos para Manaus. 2007. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Geotecnia, Universidade de Brasília. Brasília.

SARDÁ, M.C.; ROCHA, J.C. Métodos de classificação e redução de resíduos da construção civil tirados de Blumenau/SC, utilizando como base a resolução do CONAMA No. 307. In: SEMINÁRIO DESENVOLVIMENTO SUSTENTÁVEL E A RECICLAGEM NA CONSTRUÇÃO CIVIL. Anais. São Paulo: IBRACON, CT-206, 2003.

SARGES, R.R. Relações entre as estruturas tectônicas, sedimentação coluvial e geomorfogênese da região de Manaus, Amazonas. 2007. Dissertação (Mestrado) - Universidade de São Paulo, São Paulo.

SIJOSTROM, C. Durability of building materials and components, In: CIB SYPOSIUM IN CONSTRUCTION AND ENVIRONMENT: THEORY INTO PRACTICE, 2000, São Paulo, Brasil. Proceedings (CD-ROM). São Paulo: CIB, 2000.9p.

SILVA FILHO, E.G. Estudo das propriedades geotécnicas de um solo típico de Manaus com dynasolo DS-328, visando a diminuição do impacto ambiental na construção de pavimentos. 2001. Dissertação (Mestrado) - PPG-CASA, Universidade Federal do Amazonas, Manaus.

SILVA, C. L; MELO, D. M; ALENCAR, C. L. S; MARCIAO, M. L. R; FROTA, C. A. Avaliação das Misturas Asfálticas Comercializadas em Manaus-AM. In: VII JORNADAS LUSO-BRASILEIRAS DE PAVIMENTOS, 2008, São Paulo. VII Jornadas Luso-Brasileiras de Pavimentos. São Paulo: Andit, 2008.

SILVA, C.P.L. Utilização de Resíduos Sólidos da Construção Civil em Misturas Asfálticas para a Região de Manaus-Am. Manaus: Universidade Federal do Amazonas, 2004. (PIBIC).

SILVA, M.A; ROCHA, F. Um estudo do agregado graúdo do concreto de Cimento Portland utilizado na cidade de Manaus. Instituto Brasileiro do Concreto. Manaus, 2001.

SILVEIRA, M.A. Estudo da Adição de Polímero em Areia Asfalto a Frio. 1999. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos.

SOUSA, J.B.; CRAUS, J.; MONISMITH, C.L. Summary report on permanent deformation in asphalt concrete. SHRP-A/IR-91-104. National Research Council. Washington, DC, 1991. 120p.

SOUZA, F.V. Modelo Multiescala para a Previsão da Evolução do Dano em Compósitos Viscoelásticos. 2005. Dissertação (Mestrado) - Programa de Mestrado em Engenharia de Transportes, Universidade Federal do Ceará, Fortaleza.

STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Superior Performance Asphalt Pavements (Superpave): The Product of SHRP Asphalt Research Program. Superpave Series N°. 1. Strategic Highway Research Program. Washington, 1994.

STRATEGIC HIGHWAY RESEARCH PROGRAM. Superior Performance Asphalt Pavements (Superpave). The Product of SHRP Asphalt Research Program. Superpave Series N°. 2. Strategic Highway Research Program. Washington, 1994.

TERRY, M. Waste minimization in the construction and demolition industry. 2004. 78p. Capstone Project (Thesis of Bachelor of Civil and Environmental Engineering) – Faculty of Engineering, University of Technology, Sydney.

TRICHÊS, G.; KRYCKYJ, P.R. Aproveitamento de Entulho da Construção Civil na Pavimentação Urbana. In: CONGRESSO BRASILEIRO DE GEOTECNIA AMBIENTAL, 4, 1999, São José dos Campos. Anais. São Paulo: ABMS, 1999, p. 259-265.

TSENG, K.H.; LYTTON, R.L. Prediction of permanent deformation in flexible pavement materials. STP 1016. American Society of Testing and Materials, 1996. p. 154-172.

ULSEN, C. Caracterização tecnológica dos resíduos de construções e demolições. 2006. Dissertação (Mestrado em Engenharia) - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (PCC), São Paulo, 2006.

UNIVERSIDADE FEDERAL DO AMAZONAS. Colegiado do Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil. Ata da Reunião Ordinária realizada no dia 22 de julho de 2008. 2p.

VAN DE LOO, P.J. *Creep* testing, a simple tool to judge asphalt mix stability. In: ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS, 1974. Proceedings. 1974. v. 43, p. 253-284.

VAVRIK, W.R.; HUBER, G.A.; PINE, W.J.; CARPENTER, S.H.; BAILEY, R. Bailey method for gradation selection in HMA mixture design. Transportation Research Record, Circular No. E-C044.

VIEIRA, G.L. Estudo do processo de corrosão sob ação de íons cloreto em concretos obtidos a partir de agregados reciclados de resíduos de construção e demolição. Porto Alegre, 2003. 151p. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil). Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

WALLACE, K.; MONISMITH, C.L. Diametral Modulus Testing on Nonlinear Pavement Materials. In: THE ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS, 1980. Proceedings. Louisville, 1980. v.49.

WHITE, T.D. Marshall Procedures for Design and Quality Control of Asphalt Mixtures. In: ASSOCIATION OF ASPHALT PAVING TECHNOLOGISTS TECHNICAL SESSIONS. Proceedings. San Antonio, v. 54, 1985.

WIDYATMOKO, I. Some Practical Aspects of Performance Related Testing of Bituminous Materials. In: EUROPEAN SYMPOSIUM ON PERFORMANCE OF BITUMINOUS AND HYDRAULIC MATERIALS IN PAVEMENT. Zoorob, Collop e Brown, (Eds). 2002, Nottingham. Proceedings. p. 99-104, Nottingham, 2002.

WRIGHT, P.J.F. Comments on an Indirect Tensile Test for Concrete. Mag. Concrete Res, v. 20, p. 87-96, 1955.

YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. Principles of pavement design. 2. ed. New York: John Wiley, 1975. 711p.

ZHANG, W.; DRESCHER, A.; NEWCOMB, D.E. Viscoelastic Analysis of Diametral Compression of Asphalt Concrete. Journal of Engineering Mechanics, v. 123, n. 6, p. 596-603, 1997.

ZOEDAN, S.E. A Utilização do Entulho como Agregado na Confecção do Concreto. 1997. Dissertação (Mestrado) - Departamento de Saneamento e Meio Ambiente da Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Estadual de Campinas, Campinas.