MISTURAS ASFÁLTICAS DE MÓDULO ELEVADO COM USO DE ESCÓRIA DE ACIARIA COMO AGREGADO

Hérika Braga de Freitas

DISSERTAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA CIVIL.

Aprovada por:

_____

Prof ª. Laura Maria Goretti da Motta, D.Sc.

_____

Prof. Jacques de Medina, L.D.

_____

Drª. Leni Figueiredo Mathias Leite, D.Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL
MAIO DE 2007

FREITAS, HÉRIKA BRAGA DE

Misturas Asfálticas de Módulo Elevado com Uso de Escória de Aciaria como Agregado [Rio de Janeiro] 2007

XXI, 170 p. 29,7 cm (COPPE/UFRJ, M.Sc., Engenharia Civil, 2007)

Dissertação – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE

1. Misturas Asfálticas 2. Módulo Elevado 3. Escória de Aciaria

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

“Um homem nunca atravessa duas vezes o mesmo rio, pois, da segunda vez, já não é o mesmo homem e nem o mesmo rio”.

Per Christian H. Braathen

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais por tudo, mas, principalmente, por me ensinarem a sempre lutar pelos meus sonhos;

Ao Breno, por estar sempre ao meu lado nesta caminhada que decidimos fazer juntos; seu amor, carinho, compreensão e força, inclusive no preparo de misturas nos finais de semana, foram essenciais nesta etapa da minha vida;

À professora Laura Motta, pelo dom de conciliar a cobrança de um mestre com a preocupação de uma mãe, muito obrigada pelo exemplo profissional, pelos ensinamentos, pela ajuda fundamental em todas as etapas do trabalho, pelas oportunidades e incentivo no meu aprimoramento profissional e por todo carinho, paciência, compreensão e confiança em mim depositada;

À banca avaliadora, professor Jacques de Medina e engenheira Leni Leite, pela disponibilidade em fazer parte do enriquecimento deste trabalho, contribuindo com suas experiências profissionais na discussão dos assuntos propostos;

Ao professor Carlos Alexandre B. de Carvalho, da Universidade Federal de Viçosa, pelo papel importante que exerceu na minha vida acadêmica, sendo um dos responsáveis pelo meu interesse pela área de pavimentação e pelo incentivo para que eu viesse aprimorar meus conhecimentos na COPPE/UFRJ;

A todos os professores da COPPE/UFRJ, fundamentais no meu crescimento e aprendizado, principalmente aos professores Ian Martins e Francisco Lopes, por terem sido meus mestres também extraclasse e pela amizade.

À Ana Maria, por me recepcionar com tanto carinho, pela dedicação, amizade e preocupação no meu bem-estar, muito obrigada por ter me ensinado muito mais que a técnica laboratorial, por ter se tornado uma amiga inesquecível;

Ao Álvaro Vianna, por toda a ajuda nos ensaios mecânicos, mas, principalmente, pelo carinho e por todas as vezes que me fez sorrir, mesmo nos momentos de maior tensão;

Ao Rodrigo Ferreira, pela ajuda imensurável na preparação das misturas asfálticas e a todos os companheiros do setor de pavimentação da COPPE, Rodrigo Muller, Marcos, Bororó, Ben-hur, Max, França e Roberto, por toda ajuda, amizade e momentos agradáveis;

Aos amigos Rosa e Gilvomar, pela amizade sincera e incondicional, pelos conselhos sábios e pelos exemplos pessoais e profissionais a seguir; e a todos os outros amigos do laboratório de Geotecnia e da turma de mestrado, que contribuíram para que este período fosse mais agradável;

Ao Edson Cardoso pelo apoio nos ensaios realizados no LIN/COPPE e pelo convívio no laboratório;

À toda equipe do CENPES/PETROBRAS, principalmente aos engenheiros Luis Alberto e Leni Leite, pelo fornecimento dos ligantes asfálticos e todo apoio nos requisitos necessários ao encaminhamento deste trabalho e pela atenção e carinho;

À Verônica Castelo Branco, por sempre estar disposta a ajudar na contribuição do enriquecimento do trabalho e por todo carinho;

À CST, Companhia Siderúrgica de Tubarão, pelo fornecimento da escória de aciaria deste estudo;

À CAPES pela bolsa de estudos;

Enfim, agradeço a todos que de alguma forma, contribuíram para a realização deste trabalho.

Resumo da Dissertação apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M.Sc.)

MISTURAS ASFÁLTICAS DE MÓDULO ELEVADO COM USO DE ESCÓRIA DE ACIARIA COMO AGREGADO

Hérika Braga de Freitas

Maio / 2007

Orientadora: Laura Maria Goretti da Motta
Programa: Engenharia Civil

Verificou-se a possibilidade do uso de uma escória de aciaria como agregado em misturas asfálticas de módulo elevado. Foram adotados uma única curva granulométrica, com 97% de escória e 3% de cal, e três tipos de ligantes (CAP 30/45, Resíduo de Vácuo e CAP 30/45 com 4% de SASOBIT) para as misturas em estudo. Além destas misturas com escória, estudou-se também misturas com a mesma granulometria e tipos de ligante, porém com um agregado convencional para fins de comparação. Todas as misturas foram caracterizadas mecanicamente através dos ensaios de Módulo de Resiliência, Resistência à Tração estática por compressão diametral, fadiga por compressão diametral à tensão controlada e compressão axial estática (*creep* estático). Com base nos dados destes ensaios, realizou-se um estudo numérico, através do programa FEPAVE2, para avaliar o desempenho das misturas estudadas no dimensionamento de uma estrutura de pavimento rodoviário. A escória de aciaria deste estudo mostrou-se adequada para ser utilizada como agregado em misturas asfálticas de módulo elevado. Para a maioria das análises realizadas, os melhores resultados foram obtidos nas misturas compostas pelo ligante com SASOBIT. Como exemplo, tem-se o dimensionamento com o FEPAVE2, em que se obteve estruturas menos espessas ao utilizar as misturas com o referido ligante. Dentro deste contexto, as misturas com a escória testada apresentaram melhor desempenho mecânico em relação àquelas com agregado convencional, embora com teor ligeiramente maior de ligante.

Abstract of dissertation presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M.Sc.)

HIGH MODULUS ASPHALT MIXTURES USING STEEL SLAG AS AGGREGATE

Hérika Braga de Freitas

May / 2007

Advisor: Laura Maria Goretti da Motta
Department: Civil Engineering

The possibility of using an steel slag as gravel in high modulus asphalt mixtures was verified. A single granulometric curve was adopted, with 97% of steel slag and 3% of lime, and three cements types (CAP 30/45, Residue of Vacuum and CAP 30/45 with 4% of SASOBIT) for the study mixtures. Besides these mixtures with steel slag, it was also studied, for comparison, mixtures with the same granulometry and cement types, however with a conventional gravel. All the mixtures were characterized mechanically through the testing of Resilient Modulus, Static Tensile Strength, fatigue of diametrical compression under controlled stress and static creep. Considering the data of these tests, a numerical study, using the FEPAVE2 program, was made to evaluate the performance of the studied mixtures in the design of a road pavement structure. The steel slag used in this study was shown appropriate to be used as gravel in high modulus asphalt mixtures. For the majority of the accomplished analyses, the best results were obtained with the mixtures composed by the asphalt cement with SASOBIT. As an example, the analysis using the FEPAVE2 program have shown that thinner structures may be adopted when using the mixtures with that referred asphalt cement. Within this context, the mixtures with the tested steel slag presented better mechanical performance than those with conventional gravels, though with greatest of asphalt cement's tenor.

SUMÁRIO

ÍNDICE DE TABELAS.....x
ÍNDICE DE FIGURAS.....xvii
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS.....xx

ÍNDICE

1 INTRODUÇÃO 1
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA 5
2.1 Escória de Aciaria 5
2.1.1 Características Básicas 5
2.1.2 Escórias de Aciaria na Pavimentação 12
2.1.3 Fenômenos Patológicos 22
2.1.4 Impactos Ambientais 29
2.1.5 Companhia Siderúrgica de Tubarão - CST 31
2.2 Ligantes Asfálticos Duros 34
2.3 Misturas de Módulo Elevado 38
3 MATERIAIS E MÉTODOS 59
3.1 Agregado Siderúrgico 59
3.1.1 Análise Granulométrica 60
3.1.2 Caracterização 60
3.2 Agregado Convencional 68
3.2.1 Caracterização 69
3.3 Material de Enchimento 71
3.4 Ligantes 71
3.4.1 Caracterização 72
3.5 Misturas Asfálticas 73
3.5.1 Curva Granulométrica de Projeto 73
3.5.2 Dosagem 76
3.5.3 Densidade Máxima Teórica (DMT) 77
3.5.4 Densidade Máxima Medida (DMM) 79
3.5.5 Densidade Aparente da Mistura Compactada 83
3.6 Ensaios Mecânicos 84
3.6.1 Módulo de Resiliência (MR) 84

3.6.2 Tração Estática por Compressão Diametral (RT) 86
3.6.3 Fadiga por Compressão Diametral..... 87
3.6.4 Ensaio de Compressão Axial Estático..... 88
3.6.5 Resistência à Tração Retida por Umidade Induzida 89
3.6.6 Programa FEPAVE..... 90
4 RESULTADOS E DISCUSSÕES 92
4.1 Dosagem Marshall – Misturas com Escória de Aciaria..... 92
4.1.1 Teor de Projeto..... 92
4.1.2 Densidade Máxima Teórica (DMT) *versus* Densidade Máxima Medida (DMM)..... 95
4.1.3 Parâmetros Volumétricos 97
4.2 Dosagem Marshall – Misturas com Agregado Convencional 106
4.2.1 Teor de Projeto..... 106
4.2.2 Densidade Máxima Teórica (DMT) *versus* Densidade Máxima Medida (DMM)..... 106
4.2.3 Parâmetros Volumétricos 107
4.3 Ensaios Mecânicos 110
4.3.1 Módulo de Resiliência 110
4.3.2 Tração Estática por Compressão Diametral..... 116
4.3.3 Fadiga por Compressão Diametral..... 122
4.3.4 *Creep* Estático..... 125
4.3.5 Resistência à Tração Retida por Umidade Induzida 127
4.3.6 Análise Numérica pelo FEPAVE2 127
5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES..... 138
APÊNDICE A..... 154
A.1 Parâmetros Volumétricos das Misturas em Estudo..... 154
A.1.1 Mistura 1A..... 154
A.1.2 Mistura 2A..... 157
A.1.3 Mistura 3A..... 159
A.1.4 Mistura 1B..... 161
A.1.5 Mistura 2B..... 163
A.1.6 Mistura 3B..... 165
APÊNDICE B..... 168
B.1 Testes de Hipótese e Significância – Diferença das Médias..... 168
B.1.1 Módulos de Resiliência (MR) 169
B.1.2 Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT) 170

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Tipos de fornos utilizados pelas siderúrgicas brasileiras (IBS, 2002 *apud* ROHDE, 2002)..... 7
Tabela 2.2 – Produção de aço bruto no Brasil e no mundo, 10^6 toneladas (IBS, 2004). 10
Tabela 2.3 - Composição química típica das escórias de refino oxidante e redutor produzidas no Brasil (GEYER, 2001). 11
Tabela 2.4 - Variação da composição química da escória de aciaria elétrica oxidada em função da corrida de produção (MACHADO, 2000). 11
Tabela 2.5 – Parâmetros que influenciam na expansão da escória de aciaria (MACHADO, 2000). 25
Tabela 2.7 – Características de ligantes duros usados em misturas de módulo elevado na França (AIPCR, 1999 *apud* MAGALHÃES, 2004). 36
Tabela 2.8 – Especificações CEN TC 19 WI 204 de ligantes duros (LEITE *et al.,* 2000). 37
Tabela 2.9 – Níveis de dosagem considerados na metodologia francesa (modificada de BROSSEAUD, 2002a). 44
Tabela 2.10 – Espessuras de utilização para as misturas BBME e EME (modificada das NF P 98-140; NF P 98-141). 45
Tabela 2.11 – Valores especificados para a porcentagem de vazios e resultados de ensaios mecânicos de acordo com a classe de desempenho das EME (modificada da NF P 98-140). 46
Tabela 2.12 – Valores especificados para os ensaios mecânicos dos BBME de acordo com a classe de desempenho (modificada da NF P 98-141). 46
Tabela 2.13 – Valores mínimos de módulo de riqueza para os BBME (NF P 98-141). 47
Tabela 2.14 – Valores mínimos do módulo de riqueza para as EME (NF P 98-140)... 47
Tabela 2.15 – Características mecânicas para BBSG de acordo com a classe de desempenho (modificada de BROSSEAUD 2002b)..... 49
Tabela 2.16 – Características mecânicas para GB de acordo com a classe de desempenho (modificada de BROSSEAUD 2002b)..... 49
Tabela 2.17 – Denominações e limites das classes de tráfego em milhões de veículos equivalentes, de acordo com o Catálogo Francês de 1998 (RAMOS, 2003). 50
Tabela 2.18 – Valores de CAM no Catálogo Francês de 1998 (RAMOS, 2003)..... 51
Tabela 2.19 – Classificação da Plataforma de acordo com o Catálogo Francês de 1998 (RAMOS, 2003). 51

Tabela 2.20 – Comparação entre duas estruturas típicas francesas (modificada de BROSSEAUD, 2006). 52
Tabela 2.21 – Comparação entre uma estrutura tradicional (Catálogo Scetauroute, 1997) com um pavimento com mistura de módulo elevado (CORTÉ, 2003 *apud* MAGALHÃES, 2004). 53
Tabela 2.22 – Caracterização dos ligantes (modificada de GOACOLOU e MAZÉ, 2000)..... 53
Tabela 2.23 – Valores dos módulos elásticos das misturas (modificada de GOACOLOU e MAZÉ, 2000). 54
Tabela 2.24 – Características das misturas EMTE aplicadas nos trechos experimentais (modificado de JAMOIS *et al*., 2000). 57
Tabela 3.1 – Granulometria em porcentagem de peso passante da escória deste estudo. 60
Tabela 3.2 – Densidades e absorção da escória graúda deste estudo..... 61
Tabela 3.3 – Densidades e absorção da escória miúda deste estudo. 61
Tabela 3.4 - Expansão diária e acumulada da escória deste estudo até o 14^{o} dia de ensaio. 63
Tabela 3.5 - Análise química quantitativa da escória em estudo. 64
Tabela 3.6 - Análise química quantitativa de amostras de escória da CST por SILVA (1994) e SILVA *et al.* (2002). 65
Tabela 3.7 – Resultados do Ensaio de Lixiviação – NBR 10005/04 – da escória deste estudo. 67
Tabela 3.8 – Resultados do Ensaio de Solubilização – NBR 10006/04. 67
Tabela 3.9 – Normas utilizadas nos ensaios de caracterização do agregado convencional em estudo. 70
Tabela 3.10 – Caracterização do agregado convencional em estudo..... 70
Tabela 3.11 – Caracterização dos ligantes utilizados nesta pesquisa. 73
Tabela 3.12 – Distribuição granulométrica de projeto – 97% de escória ou agregado convencional e 3% de cal. 74
Tabela 3.13 – Características das misturas asfálticas deste estudo. 76
Tabela 3.14 – Temperaturas de trabalho de acordo com os ligantes em estudo..... 77
Tabela 4.1 - DMT calculada usando a densidade real da mistura de agregados (Dr) de escória deste estudo..... 95
Tabela 4.2 - DMM medida através da ASTM D 2041/00 para as misturas com escória deste estudo. 96

Tabela 4.3 - DMT* calculada a partir da densidade real da misturas de agregados de escória obtida pelo Rice (D_r*). 96
Tabela 4.4 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A (escória e ligante RV). 99
Tabela 4.5 - Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2A (escória e CAP 30/45 + Sasobit). 99
Tabela 4.6 - Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3A (escória e CAP 30/45). 100
Tabela 4.7 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A..... 101
Tabela 4.8 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM Mistura 2A..... 101
Tabela 4.9 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3A..... 101
Tabela 4.10 – DMT calculada usando a densidade real da mistura de agregados (Dr) convencionais deste estudo. 106
Tabela 4.12 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1B (agregado convencional e RV). 108
Tabela 4.13 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2B (agregado convencional e CAP 30/45 + Sasobit)..... 108
Tabela 4.14 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3B (agregado convencional e CAP 30/45)..... 108
Tabela 4.15 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1B..... 108
Tabela 4.16 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2B..... 109
Tabela 4.17 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3B..... 109
Tabela 4.18 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 1A. 110
Tabela 4.19 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 2A. 110
Tabela 4.20 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 3A. 111
Tabela 4.21 – Valores de MR das misturas com escória (1A, 2A e 3A) no teor de projeto – 7%..... 112
Tabela 4.22 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 1B. 112
Tabela 4.23 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 2B. 112
Tabela 4.24 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 3B. 113

Tabela 4.25 – Valores de MR das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B) no teor de projeto – 5%. 114
Tabela 4.26 – Valores típicos de MR de misturas asfálticas e materiais estabilizados com cimento de pesquisas realizadas na COPPE (modificada de MAGALHÃES, 2004; MEDINA e MOTTA, 2005). 116
Tabela 4.27 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 1A. 117
Tabela 4.28 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 2A. 117
Tabela 4.29 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 3A. 117
Tabela 4.30 – Valores de RT das misturas com escória (1A, 2A e 3A) no teor de projeto – 7%. 118
Tabela 4.31 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 1B. 119
Tabela 4.32 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 2B. 119
Tabela 4.33 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 3B. 119
Tabela 4.34 - Valores de RT das misturas convencionais (1B, 2B e 3B) no teor de projeto – 5%. 120
Tabela 4.35 – Parâmetros do ensaio de fadiga das misturas com escória (1A, 2A e 3A). 122
Tabela 4.36 – Parâmetros do ensaio de fadiga das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B). 123
Tabela 4.37 – Deformação específica permanente (%) da mistura 1A com o teor de ligante obtidos do ensaio de *creep* estático. 125
Tabela 4.38 – Deformação específica permanente (%) das misturas com escória (1A, 2A e 3A) e com agregado convencional (2B e 3B) obtidas do ensaio de *creep* estático. 126
Tabela 4.39 – Características físicas e mecânicas dos materiais aplicados na Rodovia Carvalho Pinto (MACÊDO, 1996). 128
Tabela 4.40 – Módulos de Resiliência das camadas que compõem a estrutura comparativa da Rodovia Carvalho Pinto (MACÊDO, 1996). 129
Tabela 4.41 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a estrutura comparativa da Rodovia Carvalho Pinto. 131
Tabela 4.42 – Características mecânicas das misturas em estudo. 132
Tabela 4.43 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 1A (escória e ligante RV) como camada de ligação na estrutura adotada. 132
Tabela 4.44 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 2A (escória e CAP 30/45 com Sasobit) como camada de ligação na estrutura adotada. 132

Tabela 4.45 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 3A (escória e CAP 30/45) como camada de ligação na estrutura adotada. 133
Tabela 4.46 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 1B (agregado convencional e ligante RV) como camada de ligação na estrutura adotada. 133
Tabela 4.47 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 2B (agregado convencional e CAP 30/45 com Sasobit) como camada de ligação na estrutura adotada..... 133
Tabela 4.48 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 3B (agregado convencional e CAP 30/45) como camada de ligação na estrutura adotada. 134
Tabela 4.50 – Características do Concreto Compactado a Rolo (TRICHÊS, 1993 *apud* ABPv, 1995)..... 136
Tabela 4.51 – Tensões de tração na fibra inferior do CCR dada pelo FEPAVE2 para a estrutura analisada. 137
Tabela A.1 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A – teor de ligante de 6,0%..... 154
Tabela A.2 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A – teor de ligante de 6,0%..... 154
Tabela A.3 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A – teor de ligante de 6,5%..... 155
Tabela A.4 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A – teor de ligante de 6,5%..... 155
Tabela A.5 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A – teor de ligante de 7,0%..... 155
Tabela A.6 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A – teor de ligante de 7,0%..... 156
Tabela A.7 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A – teor de ligante de 7,5%..... 156
Tabela A.8 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A – teor de ligante de 7,5%..... 156
Tabela A.9 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A – teor de ligante de 8,0%..... 157
Tabela A.10 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A – teor de ligante de 8,0%..... 157

Tabela A.11 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2A – teor de ligante de 6,5%..... 157
Tabela A.12 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2A – teor de ligante de 6,5%..... 158
Tabela A.13– Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2A – teor de ligante de 7,0%..... 158
Tabela A.14 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia ASTM – Mistura 2A – teor de ligante de 7,0%..... 158
Tabela A. 15 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2A – teor de ligante de 7,5%..... 159
Tabela A. 16 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2A – teor de ligante de 7,5%..... 159
Tabela A.17 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3A – teor de ligante de 6,5%..... 159
Tabela A. 18 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3A – teor de ligante de 6,5%..... 160
Tabela A.19 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3A – teor de ligante de 7,0%..... 160
Tabela A.20 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3A – teor de ligante de 7,0%..... 160
Tabela A.21 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3A – teor de ligante de 7,5%..... 161
Tabela A.22 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3A – teor de ligante de 7,5%..... 161
Tabela A.23 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1B – teor de ligante de 4,5%..... 161
Tabela A.24 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1B – teor de ligante de 4,5%..... 162
Tabela A.25 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1B – teor de ligante de 5,0%..... 162
Tabela A.26 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1B – teor de ligante de 5,0%..... 162
Tabela A.27 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1B – teor de ligante de 5,5%..... 163
Tabela A.28 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1B – teor de ligante de 5,5%..... 163

Tabela A.29 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2B – teor de ligante de 4,5%..... 163
Tabela A.30 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2B – teor de ligante de 4,5%..... 164
Tabela A.31 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2B – teor de ligante de 5,0%..... 164
Tabela A. 32 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2B – teor de ligante de 5,0%..... 164
Tabela A. 33 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2B – teor de ligante de 5,5%..... 165
Tabela A. 34 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2B – teor de ligante de 5,5%..... 165
Tabela A.35 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3B – teor de ligante de 4,5%..... 165
Tabela A. 36 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3B – teor de ligante de 4,5%..... 166
Tabela A.37 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3B – teor de ligante de 5,0%..... 166
Tabela A.38 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3B – teor de ligante de 5,0%..... 166
Tabela A.39 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3B – teor de ligante de 5,5%..... 167
Tabela A.40 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3B – teor de ligante de 5,5%..... 167

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Esquema do processo de fabricação do aço (IBS, 2006). 6
Figura 2.2 – Exemplo de escórias de forno LD e EAF. 9
Figura 2.3 – Exemplos de grãos de escória de forno EAF (refino redutor e oxidante) e de forno LD. 9
Figura 2.4 – Esquema simplificado da geração de escórias na aciaria elétrica e à oxigênio (LD) (GEYER *et al.*, 1996 *apud* GEYER, 2001). 10
Figura 2.5 – Aplicação de escória de aciaria como base de pavimento rodoviário (RJ). 14
Figura 2.6 – Defeitos em pavimentos causados pela expansibilidade das escórias de aciaria (GONTIJO, 2006). 24
Figura 2.7 – Pontos de coleta para o monitoramento ambiental da água na pista circular do IPR/RJ (IPR, 2006). 30
Figura 2.8 – Simulador de tráfego circular do IPR/RJ. 31
Figura 2.9 – Localização da Companhia Siderúrgica de Tubarão (CST, 2006b). 32
Figura 2.10 – Pilhas de escória no pátio de estocagem da CST (CST, 2006b). 33
Figura 2.11 – Corpo-de-prova do ensaio de módulo complexo francês e comportamento tensão *versus* deformação da flexão senoidal (GOACOLOU e MAZÉ, 2000). 41
Figura 2.12 – Corpo-de-prova e comportamento tensão *versus* deformação do ensaio de tração direta (GOACOLOU e MAZÉ, 2000). 42
Figura 2.13 – Corpo-de-prova e comportamento tensão *versus* deformação do ensaio de compressão simples com carregamento senoidal (GOACOLOU e MAZÉ, 2000). . 54
Figura 2.14 – Correlação entre os módulos dos ligantes e das misturas (GOACOLOU e MAZÉ, 2000). 54
Figura 2.15 – Gráfico afundamento de trilha de roda (mm) *versus* número de carregamentos, segundo o simulador de tráfego circular (CORTÉ *et al.*, 1994). 55
Figura 3.1 – Escória de aciaria utilizada neste estudo. 59
Figura 3.2 – Curva granulométrica da escória deste estudo. 60
Figura 3.3 – Percentuais de expansão acumulada da escória deste estudo *versus* tempo de ensaio. 64
Figura 3.4 – Agregados utilizados neste estudo. 69
Figura 3.5 – Curva granulométrica de projeto e faixa B do DNER. 75
Figura 3.6 – Frações granulométricas utilizadas neste estudo. 76

Figura 3.7 – Ilustração da DMT para misturas asfálticas (VASCONCELOS e SOARES, 2005)..... 79
Figura 3.8 – Mistura asfáltica na condição solta..... 79
Figura 3.9 – Pesagem e preparação da amostra dentro do kitazato..... 80
Figura 3.10 – Vista geral da aplicação de vácuo no ensaio de DMM no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ..... 80
Figura 3.11 – Detalhe do desprendimento de bolhas durante o vácuo no ensaio DMM. 81
Figura 3.12 – Pesagem do conjunto E no ensaio de DMM. 81
Figura 3.13 – ilustração dos vazios existentes entre os filmes de ligante (VASCONCELOS e SOARES, 2005). 82
Figura 3.14 – Ensaio Rice na mistura de agregados de escória sem ligante..... 83
Figura 3.15 – Ensaio de módulo de resiliência de mistura asfáltica realizado na COPPE/UFRJ. 85
Figura 3.16 – Corpo-de-prova durante ensaio de *creep* estático na COPPE..... 89
Figura 3.17 – Fluxograma do programa FEPAVE (MOTTA, 1991). 91
Figura 4.1 – Mistura compactada no teor de 6,0% com o ligante RV. 93
Figura 4.2 - Mistura compactada no teor de 6,5% com o ligante RV. 93
Figura 4.3 - Mistura compactada no teor de 7,0% com o ligante RV. 94
Figura 4.4 - Mistura compactada no teor de 7,5% com o ligante RV. 94
Figura 4.5 - Mistura compactada no teor de 8,0% com o ligante RV. 94
Figura 4.6 – Imagens tomográficas do corpo-de-prova da mistura 1A a diferentes alturas. 103
Figura 4.7 – Comparação entre os valores de MR das misturas com escória (1A, 2A e 3A) com o teor de ligante..... 111
Figura 4.8 – Comparação entre os valores de MR das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B) com o teor de ligante..... 113
Figura 4.9 – Valores médios de MR de todas as misturas em estudo nos teores de projeto. 114
Figura 4.10 – Comparação entre os valores de RT das misturas com escória (1A, 2A e 3A) *versus* teor de ligante. 118
Figura 4.11 – Comparação entre os valores de RT das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B) *versus* teor de ligante. 120
Figura 4.12 – Valores médios de RT de todas as misturas em estudo nos teores de projeto. 121

Figura 4.13 – Curvas de fadiga das misturas com escória (1A, 2A e 3A) em função da diferença de tensões, $\Delta\sigma$ 122
Figura 4.14 – Curvas de fadiga das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B) em função da diferença de tensões. 124
Figura 4.15 – Gráfico deformação específica *versus* tempo da mistura 1A nos teores usados na dosagem Marshall. 125
Figura 4.16 – Gráfico deformação específica *versus* tempo das misturas com escória (1A, 2A e 3A) e com agregado convencional (2B e 3B) nos seus respectivos teores de projeto. 126
Figura 4.17 – Estrutura comparativa da Rodovia Carvalho Pinto. 129
Figura 4.18 – Estrutura adotada para análise da aplicação das misturas em estudo. 131
Figura 4.19 – Resumo das estruturas dimensionadas com o FEPAVE2, utilizando as misturas com escória de aciaria em estudo como camada de ligação. 135
Figura 4.20 – Resumo das estruturas dimensionadas com o FEPAVE2, utilizando as misturas com agregado convencional em estudo como camada de ligação. 136

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

ACERITA – Escória de Aciaria com Redução de Expansão;

AIPCR – Association Mondiale de La Route;

ASTM – American Society for Testing and Materials;

ATR – Afundamento nas Trilhas de Roda;

BBME – Bitumineux à Module Eleve;

BBSG – Bétons Bitumineux Semi-Grenus;

BBTM – Béton Bitumineux Trés Mince;

BGS – Brita Graduada Simples;

BGTC – Brita Graduada Tratada com Cimento;

BOF – Blast Oxygen Furnace;

CAM – Coeficiente de Agressividade Média;

CAN – Cimento Asfáltico Natural;

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo;

CBR – Índice de Suporte Califórnia;

CBUQ – Concreto Betuminoso Usinado a Quente;

CE – Comunidade Européia;

CEN – Comité Européen de Normalisation;

CENPES – Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello;

CETEM/UFRJ – Centro de Tecnologia Mineral;

CSN – Companhia Siderúrgica Nacional;

CST – Companhia Siderúrgica de Tubarão;

CTPETRO – Fundo setorial do petróleo e gás natural da FINEP (Financiadora de Estudos e Projetos);

D_a ou G_{mb} – Densidade aparente da mistura compactada;

D_{ap} – Densidade aparente da mistura de agregados.

D_b – Densidade do ligante;

D_{ef} – Densidade efetiva;

D_r – Densidade real da mistura de agregados;

DER – Departamento de Estradas de Rodagem;

DMM – Densidade Máxima Medida;

DMT – Densidade Máxima Teórica;

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura e Transportes;

EAF – Electric Arc Furnace;

EME – Enrobé à Module Eleve;

EMTE – Enrobé à Module Très Eleve;

EVA – polímero de Etileno-Acetato de Vinila;

FCL – Fator Campo Laboratório;

GB – Grave bitume;

IBS – Instituto Brasileiro de Siderurgia;

IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias;

LCPC – Laboratoire Central des Ponts et Chaussées;

LPC – Laboratoire des Ponts et Chaussées;

LD – Linz-Donawitz;

LIN/UFRJ – Laboratório de Instrumentação Nuclear;

MR – Módulo de Resiliência;

OH – Open Hearth;

PCG – Prensa de Cisalhamento Giratório;

PTM – Pennsylvania Testing Method;

RBV – Relação betume-vazios:

RT – Resistência à Tração Estática por Compressão Diametral;

RV – Resíduo de Vácuo;

SBR – polímero Estireno-Butadieno;

SBS – polímero Estireno-Butadieno-Estireno;

SHRP – Strategic Highway Research Program;

SMA – Stone Matrix Asphalt;

SUPERPAVE – Superior Perrformance Asphalt Pavements;

TSD – Tratamento Superficial Duplo;

UFC – Universidade Federal do Ceará;

UFRGS – Universidade Federal do Rio Grande do Sul;

USIBA – Usina Siderúrgica da Bahia;

USP – Universidade de São Paulo;

VAM ou VMA – Vazios do agregado mineral;

VFA – Vazios preenchidos com asfalto;

VRS – Vias de Rede Estruturantes ou vias arteriais;

VRNS – Vias de Rede Não-estruturantes ou vias coletoras;

Vv ou Va – Volume de vazios.

CAPÍTULO 1

1 INTRODUÇÃO

A possibilidade de redução do custo e da degradação ambiental causada pela extração de materiais de jazidas, aliada às significativas quantidades de resíduos industriais gerados anualmente, tem estimulado várias pesquisas sobre a utilização de rejeitos para diversas finalidades.

Nesse contexto, tem-se o aproveitamento de escórias de aciaria, que é um resíduo siderúrgico, por vários países (Inglaterra, Alemanha, Polônia, França, Japão, etc) desde o início do século XX (SILVA *et al.*, 2002). Destaca-se sua utilização como agregado em obras rodoviárias, tendo o Brasil iniciado o uso desse material em pavimentação na década de 70 (IPR, 1988).

Cada tonelada de aço produzido gera, aproximadamente, de 120 a 160 kg de escória de aciaria (IPR, 1988). Assim, com a crescente produção de aço, chegando, em 2004, a 32,9 milhões e 1,050 bilhão de toneladas no Brasil e no mundo, respectivamente (IBS, 2006) e a partir da média de 140 kg de escória por tonelada de aço produzido, pode-se estimar cerca de 4,6 milhões de toneladas de escória de aciaria depositadas nos pátios das siderúrgicas brasileiras somente no referido ano.

Pesquisas na área, vem mostrando que o emprego de escória de aciaria em camadas de pavimentos pode ser uma alternativa viável técnica, econômica e ecologicamente. Do ponto de vista técnico, as propriedades mecânicas do resíduo são geralmente equivalentes ou superiores a de materiais comumente utilizados em pavimentação, como por exemplo constatam LIMA *et al.* (2000) ao verificarem que pavimentos de base e sub-bases constituídos por escória apresentavam maiores módulos de resiliência e capacidade de distribuição de carga se comparados a estruturas de pavimentos convencionais.

Economicamente o uso de escória de aciaria em camadas de pavimentos pode ser viável devido ao baixo custo de obtenção, principalmente em localidades próximas a

centros geradores tendo em vista o preço dos transportes, conforme mostra estudo realizado por ALVARENGA (2001), além de ser uma alternativa de disposição do material para os produtores, já que o acúmulo crescente do resíduo nos pátios das siderúrgicas gera elevados custos de deposição, exigindo grandes áreas e constantes medidas para atender as leis ambientais vigentes.

E, finalmente, a utilização da escória apresenta vantagem ambiental de grande valor, já que, ao se aproveitar um rejeito, evita-se a busca por novas jazidas de materiais de construção ao mesmo tempo em que se reduzem as pilhas de depósito do material nas usinas.

É preocupante em nosso país o atual estado de conservação da malha rodoviária nacional, que se agrava com os crescentes volumes e cargas de tráfego. Procuram-se novas técnicas de construção, que exijam menores freqüências de manutenção e apresentem maior durabilidade. Uma das alternativas que vem sendo estudada para rodovias de alto volume de tráfego são as misturas asfálticas chamadas de elevados desempenho e durabilidade. Um exemplo dessas misturas são as utilizadas nas camadas de base ou de ligação de pavimentos da França, conhecidas por EME (*enrobé à module élevé*) ou misturas de módulo elevado.

As misturas de módulo elevado foram desenvolvidas na França na década de 80 e se diferenciam das misturas convencionais como o concreto asfáltico por apresentarem maior rigidez, obtida pelo uso de ligantes asfálticos especiais de baixa penetração, além de apresentarem também bom comportamento em relação à vida de fadiga. Com essa tecnologia, os franceses têm conseguido construir pavimentos de menores espessuras e com características mecânicas superiores a de estruturas convencionais.

Face ao exposto, a pesquisa em questão tem por objetivo geral avaliar, através de estudos predominantemente experimentais (ensaios de laboratório), o uso de escória de aciaria em substituição aos agregados convencionais em misturas asfálticas de módulo elevado, como camadas de ligação ou base de pavimentos asfálticos, a partir da concepção dos pavimentos franceses. Além desse objetivo geral, a dissertação tem como objetivos específicos:

- Caracterização física e química da escória de aciaria em estudo como material de pavimentação;

- Verificação dos parâmetros volumétricos de dosagem de misturas asfálticas com a escória estudada e alguns ligantes asfálticos especiais comparadas a misturas com agregado convencional;

- Análise mecanística das misturas asfálticas produzidas.

Esta pesquisa faz parte do projeto de pesquisa denominado CTPETRO – PAVIMENTOS realizado em parceria com o CENPES/PETROBRAS, UFRGS, USP/SP, UFSC e UFC, que, desde 2003, vem desenvolvendo vários experimentos com misturas asfálticas especiais de alto desempenho e durabilidade para pavimentos com grande volume de tráfego.

Para cumprir os objetivos propostos nessa dissertação, serão adotadas as seguintes metodologias:

- Caracterização do agregado de escória (granulometria, densidades relativas real e aparente, potencial expansivo, abrasão *Los Angeles*, adesividade, análise química, classificação quanto a solubilidade e lixiviação);

- Dosagem Marshall das misturas asfálticas em estudo;

- Caracterização mecânica (módulo de resiliência, resistência à tração estática por compressão diametral, fadiga por compressão diametral a tensão controlada, resistência à tração retida por umidade induzida e deformação permanente por compressão axial ou *creep* estático) das misturas produzidas;

- Análise computacional dos resultados mecânicos pelo programa de elementos finitos FEPAVE2.

O trabalho encontra-se estruturado da seguinte maneira:

- Capítulo 2

Apresenta-se revisão bibliográfica nacional e internacional referente aos assuntos abordados (escória de aciaria, ligantes asfálticos e misturas de módulo de elevado).

- Capítulo 3

Nesse capítulo são apresentados características físicas e químicas dos materiais utilizados na presente pesquisa (agregados e ligantes) e os métodos utilizados nos ensaios de laboratório e na análise dos resultados destes.

- Capítulo 4

Têm-se, nesse capítulo, a apresentação dos resultados, obtidos através das metodologias referenciadas no capítulo 3 e as análises destes dados.

- Capítulo 5

São apresentadas conclusões a respeito dos dados e das análises referentes ao capítulo 4 e algumas sugestões para trabalhos futuros no assunto em estudo.

- Apêndices

Encontram-se em anexo o Apêndice A, em que são apresentadas Tabelas com os parâmetros volumétricos das misturas asfálticas em estudo, e o Apêndice B, contendo análises estatísticas com testes de hipótese e significância dos resultados de ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração por compressão diametral.

CAPÍTULO 2

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Escória de Aciaria

As misturas asfálticas são compostas, em média, por 90 a 95% em peso de agregados ou por 80 a 85% em volume. Desta forma, saber a origem, características e propriedades dos agregados é de suma importância no auxílio à compreensão da dosagem e desempenho das misturas e de suas relações com o ligante asfáltico. Os agregados podem ser naturais ou sintéticos. São chamados de agregados sintéticos ou artificiais aqueles obtidos por alterações físicas ou químicas do material de origem e inclui tanto os produzidos ou processados exclusivamente para esta finalidade como os subprodutos do beneficiamento de minérios (INSTITUTO DE ASFALTO, 2001).

A escória de aciaria, resíduo da fabricação do aço, após processamento, pode ser transformada em agregado artificial adequado para uso em pavimentação. A seguir, são apresentadas as formas de obtenção e as principais características deste material.

2.1.1 Características Básicas

O aço é um produto siderúrgico formado pela liga de ferro, carbono (de 0,006 a 2%, em geral) e outros elementos residuais (PETRUCCI, 1998).

Segundo IBS (2006), o processo de fabricação do aço pode ser dividido, resumidamente, nas seguintes etapas: preparação da carga (processamento das matérias-primas como minério de ferro, sucatas e carvão); redução (liquefação do minério de ferro em ferro gusa, na qual as impurezas do processo como calcário e sílica formam a escória de alto forno); refino (ferro gusa e sucatas transformados em aço, mediante queima de impurezas e adições nas aciarias) e laminação (transformação em produtos comerciais como chapas, barras e vergalhões). Na Figura 2.1, tem-se um esquema simplificado do processo de fabricação de aço.

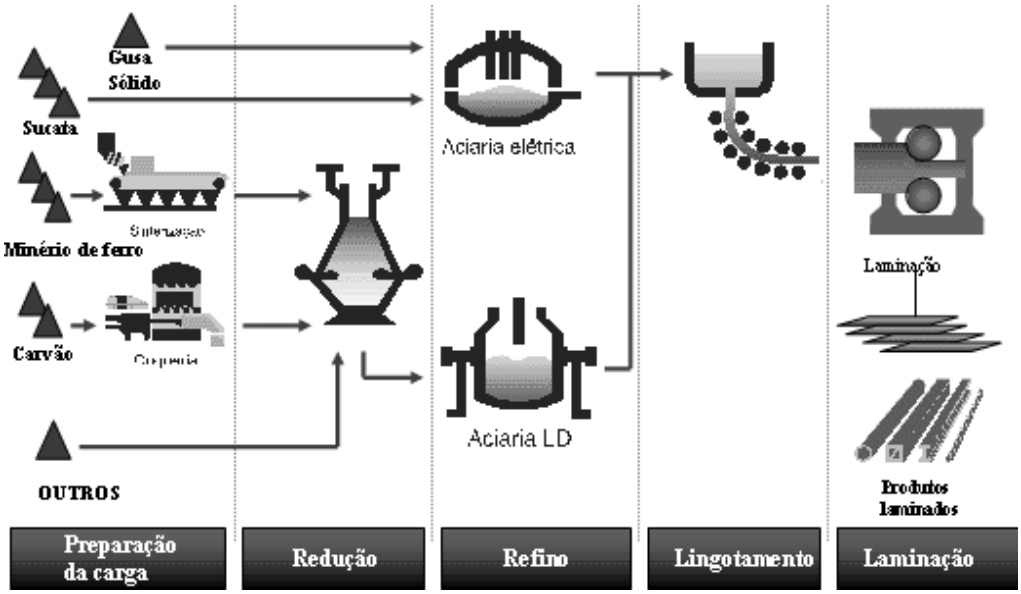

Figura 2.1 – Esquema do processo de fabricação do aço (IBS, 2006).

As escórias de aciaria são formadas durante a etapa de refino do aço, na qual podem ser utilizados diferentes processos produtivos ou tipos de fornos, quais sejam: conversor a oxigênio (LD - *Linz-Donawitz* ou BOF - *Blast Oxygen Furnace*), forno de arco elétrico (EAF - *Electric Arc Furnace*) e Siemens-Martin (OH - *Open Hearth*).

Nos fornos do tipo OH, a produção é bem menor se comparada à das demais técnicas utilizadas e quase não se faz uso dos mesmos atualmente. Caracteriza-se pela injeção de oxigênio para se fundir e agitar o banho de minério de ferro, sucata metálica e calcário; há também a adição de CaO (óxido de cálcio ou cal) com o objetivo principal de se retirar o fósforo do sistema (MACHADO, 2000).

O processo LD consiste em misturar ferro gusa líquido, sucata de aço, cal e elementos corretores de liga em um conversor ou convertedor a oxigênio, no qual é injetado, através de uma lança especial, oxigênio em alta velocidade. Assim, tem-se a formação do aço e da escória de aciaria conhecida por escória LD (CARNEIRO, 1993).

O EAF, em que as matérias-prima são fundidas no forno elétrico, pode ser dividido nas seguintes etapas: abastecimento do forno com a carga metálica e cal, se necessário; injeção de oxigênio para retirar elementos como carbono e fósforo (“afinação oxidante”); diminuição do teor de oxigênio e enxofre (“afinação redutora”); adições

para ajuste da composição química e formação da escória de aciaria (CASTELO BRANCO, 2004). A escória assim gerada é conhecida por escória elétrica.

A criação da Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), em Volta Redonda, na década de 1940, marca o início da siderurgia no Brasil (ALVARENGA, 2001). Atualmente, o parque siderúrgico brasileiro compõe-se de 24 usinas, administradas pelas 12 empresas seguintes: Acesita, Aços Villares, Companhia Siderúrgica Belgo Mineira, Companhia Siderúrgica Nacional (CSN), Companhia Siderúrgica de Tubarão (CST), Gerdau, Aço Minas Gerais (AÇOMINAS), Siderúrgica Barra Mansa, Usinas Siderúrgicas de Minas Gerais (USIMINAS), Companhia Siderúrgica Paulista (COSIPA), Vallourec & Mannesman Tubes (V&M do Brasil) e Villares Metais (IBS, 2006). Na Tabela 2.1, são apresentados os tipos de fornos utilizados pelas siderúrgicas brasileiras.

Tabela 2.1 – Tipos de fornos utilizados pelas siderúrgicas brasileiras (IBS, 2002[1] *apud* ROHDE, 2002).

		FORNO		
EMPRESA	**ESTADO**	**OH**	**LD/BOF**	**EAF**
Acesita S.A.	MG		X	X
Aço Minas Gerais S.A. – AÇOMINAS	MG/SP		X	
Aço Villares S.A.	SP			X
Cia. Siderúrgica Belgo Mineira	MG/SP/ES		X	X
Cia. Siderúrgica Nacional – CSN	RJ		X	
Cia. Siderúrgica Paulista – COSIPA	SP		X	
Cia. Siderúrgica Tubarão – CST	ES		X	
Gerdau S.A.	MG/PE/RS/ PR/CE/BA	X	X	X
Siderúrgica Barra Mansa S.A.	RJ			X
Usinas Siderúrgicas de Minas Gerais S.A. – USIMINAS	MG		X	
Vallourec & Mannesman Tubes – V&M do Brasil S.A.	MG		X	
Villares Metais S.A.	SP			X

A partir das técnicas utilizadas no refino do aço, pode-se classificar as escórias em oxidante, obtida da oxidação do carbono, silício e fósforo através da injeção de

[1] IBS – Instituto Brasileiro de Siderurgia – Contato Pessoal de Rohde, 2002, Brasil.

oxigênio no aço fundido (refino oxidante), ou redutora, formada na desulfuração do aço líquido e adição de elementos de liga pelo acréscimo de óxido de cálcio (CaO) e de fluorita (CaF_2), refino redutor. Os três processos (LD, EAF e OH) formam escórias oxidantes, enquanto as redutoras são geradas apenas pelo EAF (MACHADO, 2000).

Os grãos de escórias, formados pelo refino oxidante, são "porosos e quebradiços", enquanto que os de refino redutor, "lisos e vítreos" (CASTELO BRANCO, 2004). Esta autora citada teve dificuldade na dosagem Marshall de misturas asfálticas com uma escória de aciaria elétrica como agregado, já que devido a esta heterogeneidade do resíduo, os parâmetros volumétricos dos corpos-de-prova moldados apresentaram grande dispersão, a qual foi reduzida ao se separar manualmente os grãos de aspectos distintos. Visto que estes dois tipos de escória são obtidos em etapas diferentes do processo siderúrgico, CASTELO BRANCO (2004) enfatiza que a separação poderia ser realizada na própria indústria, o que, ao gerar um material mais homogêneo, serviria de incentivo ao uso em pavimentação.

Segundo CERQUEIRA (2007), esse processo de separação das escórias oxidantes e redutoras já está sendo implantado atualmente pela siderúrgica Gerdau.

ROHDE (2002) verificou a influência de dois tipos de escória (redutora e oxidante) como agregado em camadas granulares de pavimentos e constatou não haver diferenças relevantes de comportamento quanto à expansibilidade, características de resistência, capacidade de suporte e deformabilidade elástica entre amostras ensaiadas com escória de refino redutor e aquelas contendo os dois tipos.

Nas Figuras 2.2 e 2.3, são mostradas escórias provenientes do forno EAF e do LD. Verifica-se que a escória do primeiro tipo apresenta coloração mais escura e grãos "porosos" e "lisos" (refinos oxidante e redutor, respectivamente), enquanto que a escória LD, além da coloração mais clara, seus grãos são todos "lisos".

Figura 2.2 – Exemplo de escórias de forno LD e EAF.

Figura 2.3 – Exemplos de grãos de escória de forno EAF (refino redutor e oxidante) e de forno LD.

Encontra-se, na Figura 2.4, um esquema simplificado da geração de escórias nas aciarias elétrica e à oxigênio, assim como o tipo de escória gerada (oxidante ou redutora) em cada etapa dos processos. Verifica-se que a geração de escórias de aciaria elétrica ou à oxigênio varia entre 140 e 170 kg/t de aço líquido na etapa oxidante e 15 kg/t na etapa redutora.

De acordo com o IBS (2006), a produção mundial de aço bruto em 2004 foi de 1,05 bilhão de toneladas, sendo o Brasil o oitavo maior produtor, com 32,9 milhões de toneladas de aço. Com base nessa produção e na média de 140kg/t de aço, foram geradas, em 2004, cerca de 4,6 e 147 milhões de toneladas de escória de aciaria no Brasil e no mundo, respectivamente.

Considerando-se 4,6 milhões de toneladas de escória de aciaria geradas no Brasil em um ano e uma camada de revestimento com 10 cm de espessura, 10 m de largura, extensão de 1 km e massa específica aparente seca de 2,80 t/m^3, poder-se-ia construir cerca de 1.642 km (2.800 t de escória/km) de pavimento por ano com uso de escórias geradas pelas siderúrgicas brasileiras.

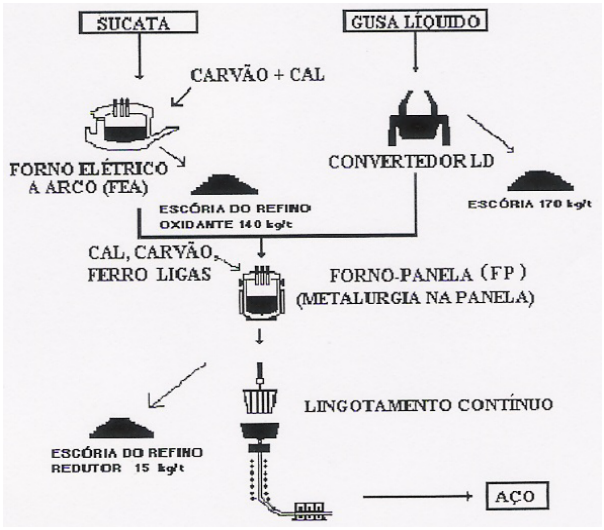

Figura 2.4 – Esquema simplificado da geração de escórias na aciaria elétrica e à oxigênio (LD) (GEYER *et al.*, 1996[2] *apud* GEYER, 2001).

Observa-se, através dos dados da Tabela 2.2 (IBS, 2004), o crescimento brasileiro e mundial da produção de aço bruto nas últimas décadas.

Tabela 2.2 – Produção de aço bruto no Brasil e no mundo, 10^6 toneladas (IBS, 2004).

Produção aço bruto (10^6 ton)	**1970**	**1980**	**1990**	**1999**	**2000**	**2001**	**2002**	**2003**
Mundial (A)	594,4	715,6	770,5	788,5	847,6	850,2	903,1	964,7
América Latina (B)	13,2	28,9	38,2	51,0	56,1	51,9	56,3	59,5
Brasil (C)	5,4	15,3	20,6	25,0	27,9	26,7	29,6	31,1
C/A	0,9	2,1	2,7	3,2	3,3	3,1	3,3	3,2
C/B	40,9	52,9	53,9	49,1	49,7	51,4	52,6	52,3
Posição relativa do Brasil no mundo	18^o	10^o	9^o	8^o	8^o	9^o	8^o	9^o

A heterogeneidade da escória, além do processo produtivo empregado, é também influenciada pela matéria-prima utilizada, pelo tipo de resfriamento e pela forma de armazenamento nas indústrias.

As escórias de aciaria possuem, em média, os seguintes compostos químicos: larnita $(\beta - C_2S)$, ferrita cálcica $(CaFe_2O_4)$, wüstita (FeO), cal livre (CaO), periclásio (MgO), calcita $(CaCO_3)$, portlandita $(Ca(OH)_2)$, entre outros. São elevados os teores de CaO

[2] GEYER, R. M. T., DAL MOLIN, D., VILELA, A. C., 1996, "Possibilidades e Fatores Limitantes da Reutilização de Escórias de Aciaria na Construção Civil". In**: 51º Congresso Anual da ABM**, pp. 5-9, Porto Alegre, RS.

e MgO em sua composição, resultantes da cal e magnésio que ultrapassam a capacidade de solubilidade da escória fundida após a oxidação de elementos como o fósforo no processo de refino (MACHADO, 2000). A adição de cal, no processo siderúrgico, tem também como finalidade a proteção do revestimento dos fornos, a partir da neutralização dos óxidos ácidos provenientes das reações de oxidação (GEYER, 2001).

Têm-se na Tabela 2.3, composições químicas típicas de escórias de aciaria geradas no Brasil.

Tabela 2.3 - Composição química típica das escórias de refino oxidante e redutor produzidas no Brasil (GEYER, 2001).

	CaO (%)	**SiO_2** (%)	**MgO** (%)	**Al_2O_3** (%)	**FeO** (%)	**MnO** (%)
Refino Redutor (EAF)	45 – 55	20 – 25	8 – 12	3 – 9	0,5 - 3,5	0,5 - 3,5
Refino Oxidante (EAF)	30 – 45	15 – 20	8 – 12	3 – 9	25 - 35	3 – 6
Refino Oxidante (LD)	6 – 45	7 – 16	1 – 9	1 – 4	8 - 30	3 – 7

Segundo MACHADO (2000), a composição da escória de aciaria varia inclusive em diferentes corridas do mesmo dia de produção de uma indústria, principalmente quanto aos teores de CaO, SiO_2 e FeO, conforme exemplificado com dados referentes a uma sequência de 12 corridas realizadas na Usina Siderúrgica da Bahia (USIBA – BA). Estes resultados encontram-se na Tabela 2.4.

Tabela 2.4 - Variação da composição química da escória de aciaria elétrica oxidada em função da corrida de produção (MACHADO, 2000).

	CaO (%)	**SiO_2** (%)	**Al_2O_3** (%)	**MgO** (%)	**TiO_2** (%)	**FeO** (%)	**MnO** (%)	**P_2O_5** (%)	**S** (%)	**Cr_2O_3** (%)
Máximos	58,56	28,42	6,41	9,87	0,5	32,94	5,03	0,844	0,244	0,508
Mínimos	34,12	14,98	2,38	6,69	0,33	0,98	0,08	0,318	0,00001	0,045

Quanto ao tipo de resfriamento sofrido pelas escórias, têm-se algumas variações de suas propriedades físicas, como apresentado a seguir.

Geralmente, a escória resfriada naturalmente ao ar é considerada “inerte” quanto às características hidráulicas, devido à cristalização de seus óxidos e apresenta “estrutura vesicular, textura superficial rugosa e maior superfície específica quando comparada com agregados mais lisos” (MASUERO, 2001).

No resfriamento dito rápido, o processo é acelerado através de uma quantidade controlada de água, que juntamente com o vapor gerado, faz com que a escória incorpore ar e se expanda (MASUERO, 2001). Essa solidificação acelerada gera um material, chamado de escória expandida, menos denso ou de maior estrutura vesicular (GEYER, 2001).

Já o processo conhecido por resfriamento brusco consiste na fragmentação prévia do resíduo através da aplicação de jatos d'água sob alta pressão sobre a escória líquida e sua posterior granulação ao ser resfriado em um tanque com água. Tem-se desta forma, uma escória vítrea, de granulometria semelhante à da areia de rio, conhecida por escória granulada (GEYER, 2001). Esse processo é comumente empregado para escórias de alto forno.

No Brasil, as escórias de aciaria são resfriadas lentamente ao ar e, assim que chegam ao pátio das usinas, recebem pequenos jatos d'água para auxiliar no resfriamento (GEYER, 2001; ROHDE, 2002).

2.1.2 Escórias de Aciaria na Pavimentação

Devido a preocupações de ordem, principalmente, ambiental e econômica, é crescente a busca pelo uso de materiais alternativos em vários setores da economia. Nas literaturas nacional e internacional, encontram-se várias pesquisas a respeito do aproveitamento de resíduos industriais. Como exemplo de aplicação de materiais alternativos, tem-se o uso de escórias de aciaria para os mais variados fins.

Dentre os principais empregos das escórias de aciaria, têm-se:

- processo siderúrgico – como material substituto de parte da cal e do calcário, na aciaria e nos altos-fornos, respectivamente (GEYER, 2001);

- estabilização de solos – como agregado ou aditivo na melhoria da resistência, porém a expansão do resíduo limita este uso (MACHADO, 2000);

- controle na drenagem de ácidos – por apresentarem elevadas taxas de alcalinidade e capacidade de mantê-las por anos a céu aberto, além de, geralmente, possuírem alta porosidade, o que resulta em alta permeabilidade, as escórias de

aciaria são capazes de neutralizar e facilitar a drenagem de ácidos (CASTELO BRANCO, 2004);

- agregados – construção de diques, taludes, pátios, gabiões, produção de concreto e tijolos, etc;

- agricultura – fertilizantes ou aditivos no cultivo de plantas e algas;

- produção de cimentos e indústria de vidro – como matéria-prima. GEYER (2001) estudou a potencialidade do uso de escória de aciaria de refino redutor como adição ao cimento *Portland* comum para a produção de concreto e comprovou ser perfeitamente viável a utilização de até 10% deste resíduo para esta finalidade;

- lastros ferroviários - SOUSA *et al*. (2004), ao avaliarem o emprego de escória de aciaria em lastro de ferrovias, verificaram bons resultados de resistência (elevada carga de ruptura à compressão pontual e baixo *Los Angeles*), porém, sugerem que se deva ter maior controle no processo de industrialização para aumentar a qualidade das partículas quanto à uniformidade das características mecânicas;

- obras rodoviárias – como agregado para concretos asfálticos, pré-misturados, tratamentos superficiais, lama asfáltica, capas selantes, material antiderrapante, macadames hidráulico e betuminoso, areia asfalto; e na estabilização de solos de base, sub-bases, etc (IPR, 1988).

Na Figura 2.5, são apresentadas fotografias, retiradas numa rodovia estadual do Rio de Janeiro, ilustrando a aplicação de escória de aciaria como camada de base de pavimentos.

De acordo com IPR (1988), as escórias de aciaria podem ser aplicadas em camadas de rolamento de rodovias de trânsito pesado devido às suas características de resistência ao desgaste e ao polimento elevadas. SILVA (1994) relata outras propriedades, tais como, alto índice de suporte Califórnia, baixo *Los Angeles,* boa adesividade para emulsões e CAPs, que demonstram potencial de uso das escórias de aciaria em substituição aos agregados pétreos em diversas camadas do pavimento.

Figura 2.5 – Aplicação de escória de aciaria como base de pavimento rodoviário (RJ).

Avalia-se que aproximadamente 65% das bases de pavimentos na França são constituídas das chamadas *grave-laitier*, misturas compostas por escória e agregado pétreo ou apenas escória com adição de cal hidratada, cujo comportamento é semelhante ao de materiais semi-rígidos. Estas misturas são geralmente produzidas nas usinas com 15 a 20% de escória e 1% de cal e com umidade de 10%. Na África do Sul, tem-se o emprego de misturas semelhantes, compostas de mistura de escória com cal na proporção de 4:1 (Sherwood, 1995[3] *apud* ROHDE, 2002).

Escórias de aciaria têm sido utilizadas com sucesso como agregados em misturas asfálticas na Europa, Canadá, Austrália e partes dos Estados Unidos. Por exemplo, em 1974, foram construídos 18 trechos experimentais com diferentes tipos de misturas betuminosas numa auto-estrada no Canadá. Os trechos construídos com escória de aciaria apresentaram os maiores valores de resistência à derrapagem e estabilidade Marshall durante o período de 4 anos de estudo (NOURELDIN e McDANIEL, 1990).

[3] SHERWOOD, P. T., 1995, **Alternative materials in road construction.** London, Thomas Telford.

O IPR (1988) relata as observações feitas pelos engenheiros Dario Rutier de Andrade e Ney Martins Guimarães sobre visitas a obras rodo e aeroviárias nos Estados Unidos, nas quais se fez uso de escória como agregado em várias camadas, principalmente em recapeamentos de CBUQ. Verificaram que os pavimentos encontravam-se em excelentes condições, mesmo após anos de construção e exposição a tráfego pesado.

No Brasil, escórias vêm sendo utilizadas em obras rodoviárias desde a década de 70 (IPR, 1988) e, atualmente, a norma DNER – EM 262/94 especifica os seguintes requisitos para que possam ser aplicadas em camadas de pavimentos:

- expansão máxima de 3% ou o valor determinado pela especificação particular de projeto, medida conforme o método PTM 130/78 (*Pennsylvania Testing Method*), adaptado pelo Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais;

- isenção de impurezas orgânicas, de contaminação com escórias de alto forno, solos ou outros materiais prejudiciais ao projeto;

- granulometria com proporção de 40% até 1,27cm (1/2") e 60% entre 1,27cm e 5,08 cm (2") de abertura nominal e atendendo à granulometria de projeto;

- absorção de água de 1 a 2% em peso;

- massa específica de 3 a $3{,}5\ g/cm^3$;

- massa unitária de $1{,}5$ a $1{,}7\ kg/dm^3$;

- desgaste por abrasão *Los Angeles* máximo de 25%;

- durabilidade ao sulfato de sódio de 0 a 5%.

Como exemplos de obras rodoviárias com a utilização de escória de aciaria, no Brasil, têm-se as listadas a seguir, embora não constem nas referências (IPR, 1988; CST, 2006a) maiores detalhes tais como extensão, estrutura do pavimento e distância de transporte:

- São Domingos do Prata / MG, na camada de base do acesso do município à BR-262 em 1978, com 9 km de extensão;

- Coronel Fabriciano – Ipatinga / MG, BR 381, com 13 km de extensão, como agregado na sub-base e base do pavimento de tráfego pesado (volume médio diário, VMD, de 15.000) em 1980;

- Mogi das Cruzes / SP, 1981/83, na pavimentação urbana em camadas de base, sub-base e revestimento (100.000 toneladas de escória de aciaria);

- Salvador / BA, pavimentação urbana com 300.000 toneladas de escória de aciaria em bases, revestimentos e recapeamentos no período de 1979 a 1983;

- Ipatinga – Governador Valadares / MG, 1986/87, 300.000 toneladas de escória nas camadas de base, regularização, binder e capa asfáltica. Além disso, utilizou-se o resíduo como agregado no concreto dos drenos, canaletas e meio-fio;

- Via Dutra – trecho de Rezende / RJ;

- BR 393 – Volta Redonda – Três Rios / RJ;

- Volta Redonda / RJ – pavimentos urbanos econômicos;

- Rodovia do Sol / ES - nas obras de duplicação no leito de aterro como camada inicial drenante;

- Aeroporto de Vitória / ES – camada de base;

- Terminal de Produtos Siderúrgicos da CST – vias de acesso ao terminal com sub-base, base e CBUQ com escória de aciaria.

RAMOS (2006) relata que foram utilizadas em camadas de várias vias da cidade do Rio de Janeiro escórias de aciaria, como por exemplo na Avenida Brasil. No entanto, observou-se que algumas destas obras, inclusive na citada Avenida, apresentaram problemas devido à expansão do resíduo.

No município de Praia Grande/SP, a prefeitura adotou um programa de pavimentação econômica, em que se utilizou escória de aciaria nas obras de 1.200.000 m^2 de ruas. Uma das aplicações foi em camadas asfálticas, as quais, desde 1994, estão em perfeitas condições (CARVALHO FILHO, 2006).

Alguns trabalhos referentes a pesquisas sobre a utilização de escórias de aciaria na pavimentação são comentados a seguir.

NOURELDIN e McDANIEL (1990) estudaram misturas asfálticas para pavimentos de auto-estradas com escória de aciaria e areia como agregados. Foram testadas misturas com diferentes porcentagens de areia (0, 13, 27, 41, 53 e 60%) e verificaram que a adição de areia até certo ponto (27%) diminuiu o teor ótimo de asfalto e aumentou a estabilidade Marshall da mistura. Assim, recomendam o uso de areia nas misturas com escória, pois além destes benefícios citados, obtém-se misturas com menores pesos específicos. Outra alternativa recomendada para diminuir a desvantagem do elevado peso específico, é o uso de misturas mais abertas. Avaliaram também trechos de rodovias com revestimentos asfálticos compostos por escória e observaram que as superfícies apresentavam boa resistência à derrapagem e que, em alguns destes trechos, durante o inverno, houve aumento no número de trincas associadas ao endurecimento da mistura causado pela presença de óxidos férricos e ferrosos (FeO e Fe_2O_3) na escória e assim recomendam o uso de asfaltos menos viscosos.

AKINMUSURU (1991) estudou a utilização de escória de aciaria como substituta dos agregados ou cimento (fíler) em misturas de concreto e na estabilização de um solo laterítico com proporções de pó de escória variando até 15% em peso. Em ambos os casos, os resultados foram positivos: maior resistência à compressão simples do concreto e aumento do peso específico seco máximo, CBR, resistência ao cisalhamento e diminuição da permeabilidade no solo.

SILVA (1994) avaliou o emprego de misturas de escória de aciaria e argila em várias proporções em camadas de base e sub-base e de misturas betuminosas usinadas a frio com escória, areia e emulsão catiônica de ruptura média e lenta. As misturas betuminosas foram realizadas de acordo com a faixa C do DER-SP e com a faixa B3 da Ipiranga, sendo que as primeiras apresentaram maiores valores de estabilidade Marshall. A escória utilizada no estudo das camadas de base e sub-base apresentava

expansão maior que 3% e teve como material de absorção desta expansão os próprios materiais da terraplenagem, no caso uma argila do tipo A7-6.

COOMARASAMY e WALZAK (1995) pesquisaram as causas da degradação prematura de alguns pavimentos asfálticos com escória de aciaria em Ontário, Canadá. Utilizaram microscópios de varredura eletrônica e difração de raio-X na análise química e morfológica das escórias e misturas e no efeito da umidade nestas características. Os resultados indicaram que o mecanismo de deterioração destas misturas deveu-se à formação de carbonato de cálcio, pela carbonatação de óxido de cálcio livre presente no material, que pode causar expansão excessiva da escória e consequente degradação a longo prazo da interface asfalto-agregado, na presença de umidade.

FARRAND e EMERY (1995) relatam que, desde o início da década de 70, tem-se usado escória de aciaria como agregado em misturas asfálticas a quente no Canadá. E, ao avaliarem o desempenho de alguns destes trechos construídos com o resíduo, verificaram que os resultados foram compatíveis com a taxa normal de deterioração esperada para um pavimento flexível convencional. Ao compararem também a expansão de escórias provenientes de diferentes processos produtivos, verificaram a elevada heterogeneidade do material. Assim, concluem que a escória pode ser utilizada para produzir misturas asfálticas de boa qualidade, no entanto é importante que se controle sua expansão e heterogeneidade no processo produtivo.

KANDHAL e HOFFMAN (1997) avaliaram o uso de escória de aciaria como agregado fino (passante na peneira nº 4) em misturas asfálticas a quente. Realizaram ensaios *Lottman* (AASTHO T-283) de resistência à tração retida por umidade induzida em misturas com escórias de diferentes fontes e não encontraram relações diretas entre a expansão do rejeito e o aumento de volume da mistura compactada após o condicionamento em água quente ou gelo/desgelo, o que é explicado pelos autores como conseqüência do envolvimento da escória pelo asfalto prevenindo entrada de água no agregado. Verificaram também que as misturas com escória tiveram de 20 a 35% de estabilidade Marshall superior a da mistura convencional. Esta pesquisa contribuiu para a introdução das seguintes recomendações no uso de escórias como agregado miúdo nas especificações do Departamento de Transportes da Pensilvânia: uniformidade de qualidade e densidade do material; expansão máxima pelo PTM 130 de 0,5%; mínimo de 75% de percentual retido da estabilidade Marshall a 60°C e

máximo de 1% de expansão da mistura compactada quando imersas em água a 71°C durante 48 horas e ausência de trincas e descolamento de agregados durante o condicionamento.

BAGAMPADDE *et. al.* (1999) avaliaram o desempenho de misturas com diferentes proporções e granulometria (agregado graúdo, miúdo e fíler) de escória e agregado calcário e sua melhoria ao adicionar aditivos como cimento, cal e asfalto modificado por polímero (SBS). A mistura com escória como agregado graúdo, pedra calcária como miúdo e fíler e ligante modificado com polímero teve maior resistência à fadiga e à deformação permanente (*creep* dinâmico). Na melhoria da resistência à umidade (avaliada pelo módulo de resiliência após imersão em água por até 24 horas a 60°C), a cal e a modificação do ligante com polímero mostraram-se mais efetivos que o cimento. Já na na vida de fadiga das misturas, ao contrário da modificação por polímero, a cal não apresentou efeito significativo e, segundo os autores, isto pode estar ligado ao fato da cal ser mais ativa na presença de água. A mistura com 100% de escória apresentou o pior desempenho em relação à deformação permanente e também baixo desempenho em relação à vida de fadiga, não podendo ser ensaiada para tensões superiores a 517 kPa devido à sua falência prematura a temperaturas elevadas (50^{o}C), o que levou à conclusão de que a mesma não é adequada para o clima da Arábia Saudita. Porém, chama-se a atenção que não se deve realizar ensaios de fadiga a temperaturas elevadas como a utilizada neste referido trabalho (50^{o}C), já que nestas temperaturas, o problema é mais do ligante (deformações viscosas); tendo-se assim, como parâmetro crítico, a deformação permanente e não a vida de fadiga.

LIMA *et. al.* (2000) comparam três pavimentos, dois com escória de aciaria do tipo LD e um com BGS (brita graduada simples) e BGTC (brita graduada tratada com cimento) nas camadas de base e sub-base. Os pavimentos foram avaliados estruturalmente através de levantamentos deflectométricos pela Viga Benkelman e retroanálise dos módulos de resiliência *in situ* das camadas do pavimento e do subleito, pelo programa RETRAN5-L. As camadas de escória apresentaram valores de módulos retroanalisados de três a quatro vezes maiores que os da camada de BGS. O pavimento constituído por revestimento tipo TSD (tratamento superficial duplo) e camadas granulares de escória, apresentou as deflexões máximas apenas 37% superiores ao do pavimento convencional, com revestimento espesso de CBUQ, apesar deste último ter mais que o dobro da capacidade estrutural do primeiro. Este

pavimento de escória também exibiu maior capacidade de distribuição de carga (maiores raios de curvatura) que o pavimento convencional.

ALVARENGA (2001) analisou o emprego de escória de aciaria LD como agregado em camadas de base de pavimentos flexíveis através de ensaios mecanísticos e comparações entre custos de estruturas compostas pelo resíduo e outras por brita. A primeira alternativa apresentou vantagens em relação à segunda, tais como comportamento tensão *x* deformação pouco dependente da umidade e da energia de compactação e baixo custo de obtenção. Porém, para a região estudada, deve-se limitar a 120 km a distância da obra aos centros geradores de escória, para que a utilização do resíduo seja mais vantajosa economicamente que a da brita, tendo em vista o preço dos transportes.

ROHDE (2002) estudou a utilização da escória de aciaria elétrica como agregado para pavimentação e concluiu que a mesma pode ser empregada como material para base e sub-base, seja por meio de estabilização granulométrica ou pela modificação com cinza pesada e cal de carbureto (resíduos industriais da queima de carvão mineral por usinas termelétricas e da fabricação de gás acetileno, respectivamente), apresentando benefícios técnicos, ambientais e econômicos. A autora optou pela correção granulométrica do rejeito, através de britagem e composição, para enquadrar o material numa faixa brasileira, no caso a faixa C do DNIT, e melhorar seus valores de CBR e a trabalhabilidade. A partir de uma análise paramétrica dos resultados obtidos, verificou que um pavimento composto por 7,5 cm de CBUQ e 40 cm de brita graduada de basalto apresenta comportamento, quanto às deformações elásticas, equivalente a uma estrutura composta por 7,5 cm de CBUQ e 25 cm de escória granulometricamente corrigida.

SILVA *et al.* (2002) relatam que, o uso de escória de aciaria como agregado em camadas de pavimento tem apresentado resultados positivos no Espírito Santo. Como exemplo deste sucesso, os autores citam os serviços de mais de 100 Km de pavimentação urbana, realizados em 1986, com escória de aciaria nas camadas de base e sub-base, nos quais, após 14 anos com tráfego intenso, o pavimento apresentava-se sem quaisquer anormalidades. Citam também a grande aplicação de escória como agregado em bases, sub-bases e pré-misturados a frio em Vila Velha nos anos de 1992 e 2000. Os referidos autores apresentam a dosagem de uma

mistura para capa asfáltica na faixa C do DNIT com 97% de escória da CST e 3% de fíler calcário; utilizaram um ligante CAP 20, cujo teor ótimo encontrado foi de 6,8%.

SILVA *et al.* (2003) utilizaram escória de aciaria LD nas camadas de sub-base, base, binder (faixa A do DNIT), capa (faixa B do DNIT), camada de vedação (faixa C do DNIT), pré-misturado a quente e microrevestimento (faixa III do DNIT) como substituta da brita na BR 393 no contorno de Volta Redonda - RJ. Fez-se uso do resíduo em substituição aos agregados pétreos também em obras complementares tais como no concreto das valetas de proteção, meio fios, sarjetas e nas obras de contenção em gabiões.

CASTELO BRANCO (2004) estudou o potencial de utilização de escória de aciaria elétrica como agregado em misturas asfálticas do tipo CBUQ (faixa C do DNIT). Além de escória, utilizou também areia de campo e fíler mineral. As misturas foram dosadas com diferentes proporções de escória através da metodologia Marshall e caracterizadas mecanicamente (resistência à tração estática por compressão diametral, módulo de resiliência, fadiga por compressão diametral e resistência à tração retida por umidade induzida). Apesar de ter verificado a possibilidade de uso de escória em revestimentos asfálticos, a autora ressalta a necessidade do aperfeiçoamento da metodologia de dosagem, devido à ocorrência de grandes variações nos parâmetros volumétricos, causadas pela heterogeneidade do rejeito. Houve também grande dispersão nos resultados dos ensaios mecânicos, principalmente nos valores de módulo de resiliência.

A tonelada de escória de aciaria tem sido vendida (Gerdau e CST) em média por 3,00 reais. Infelizmente, a bibliografia consultada não apresenta dados referentes a custos finais de obras ao se utilizar escórias em relação a agregados convencionais em camadas de pavimentos, com exceção do trabalho de ALVARENGA (2001).

NÓBREGA (2007) estudou outro tipo de escória, a chamada escória de ferroliga de manganês, produzida por uma siderúrgica da região de Salvador, como agregado graúdo e miúdo para misturas asfálticas do tipo concreto asfáltico. A escória de ferroliga é proveniente do processo que transforma minério de manganês em ligas de ferro, um dos insumos para a composição do aço. Ao comparar os resultados das misturas asfálticas estudadas, a autora verificou, através de ensaio de fadiga a tensão controlada, que a mistura com 100% de escória apesar de maiores MR e RT que

mistura com 100% de agregado pétreo, apresentou menor vida de fadiga para altas tensões. Foi realizado também, um estudo de custo baseado somente no preço dos materiais, ficando o custo do ligante asfáltico em torno de 70 a 80% do custo total da mistura. Como a mistura com escória teve um teor de ligante (6,0%) mais elevado do que a mistura com agregado convencional (5,1% de ligante) e o valor da escória (R$ 20,00 a tonelada) cobrado em Salvador está quase o custo da brita (R$ 25,80), o custo da primeira ficou 11% superior ao da segunda. Observa-se que o preço da escória em Salvador, apresentado no trabalho de NÓBREGA (2007), é cerca de 7 vezes maior que o preço da escória de aciaria vendida no Rio de Janeiro e no Espírito Santo, o que deveria ser questionado localmente pelos órgãos públicos.

2.1.3 Fenômenos Patológicos

O conhecimento da expansibilidade da escória é um fator preponderante para seu adequado uso em obras de pavimentação viária. De acordo com SILVA *et al*. (2002), a escória de aciaria pode apresentar até 10% de expansão, sendo que, para valores superiores a 3%, formam-se pequenos “vulcões” na pista de rolamento, o que pode ocasionar o levantamento da capa em mais de 10 cm em relação ao greide acabado.

Como exemplo desse fenômeno comentado por SILVA *et al*. (2002), tem-se a obra do acesso de São Domingos do Prata à BR-262/MG, de 1978, na qual foi utilizada escória de aciaria sem período mínimo de cura na camada de base do pavimento. Segundo IPR (1990), o revestimento apresentou vários pontos com estas trincas radiais, denominadas “formigueiros” ou “vulcõezinhos” no meio técnico, o que propiciou a degradação da camada de rolamento.

Estas fissuras radiais, Figura 2.6 – a, são geradas pela expansão da fração fina da escória, em que se encontram as maiores concentrações de óxidos de cálcio e magnésio quando o material apresenta-se ainda “ativo”, através de reações exotérmicas geradas pelo aquecimento solar destas concentrações de finos umedecidas pela água de execução. Assim, a camada asfáltica é submetida a um estado de flexão de baixo para cima, o que gera tração nas fibras superiores e consequentemente fissuras que se propagam do topo para a base do revestimento (GONTIJO, 2006).

Além deste fenômeno, GONTIJO (2006) apresenta outros defeitos que podem surgir no pavimento devido à expansibilidade das escórias de aciaria, causados apenas pelas características físicas, físico-químicas e químicas do material, independente das cargas atuantes na estrutura. Segundo o autor, a camada de base constituída por escórias não tratadas apresenta expansão volumétrica nos sentidos transversal, longitudinal e vertical.

A expansão volumétrica transversal é responsável pelas fissuras longitudinais irregulares no revestimento asfáltico, Figura 2.6 – b, o qual não apresenta elasticidade suficiente para acompanhar a ação das forças de tração resultantes desta expansão da camada de base e sofre ruptura longitudinal. O autor ressalta que estas trincas são encontradas apenas no revestimento asfáltico, visto que a camada subjacente apenas se expande.

Os estufamentos predominantemente transversais chamados “quebra-molas”, Figura 2.6 – c, são causados pela expansão volumétrica longitudinal, cuja tendência de crescimento está relacionada às características internas do material na camada, como maior concentração de agregados graúdos e percentagem de vazios ou concentrações de material finamente pulverizado. Assim, esta expansão pode se dar em sentidos contrários e nos pontos de encontro destes esforços de “tendência de crescimento antagônica”, é que ocorrem os “quebra-molas” na pista.

Quanto à expansão volumétrica vertical, na obra estudada pelo autor citado, composta por camadas de base e sub-base com escória de aciaria, observou-se que os greides finais de alguns trechos sofreram elevações da ordem de 0,3 a 0,5 cm (0,5 cm em espessuras de 15 cm), cujos valores foram proporcionais aos encontrados no sentido transversal (0,15 m em 5 m) e também coerentes com a expansão máxima de 3% especificada para escória pelo DNER – EM 262/94. Notou também que o revestimento não sofreu danos nos locais onde se verificou a elevação do greide, já que não há esforços adicionais e o revestimento ascende conjuntamente com a camada de base (GONTIJO, 2006).

Outro fenômeno patológico que pode ocorrer em pavimentos constituídos por escórias “ativas” é o deslocamento rotacional imposto à parede de concreto da sarjeta, causado pela expansão transversal da camada de base, o que impõe momento torsor à parede

adjacente da sarjeta com movimento rotacional horário e conseqüente ruptura física, Figura 2.6 – d, (GONTIJO, 2006).

Os defeitos citados por GONTIJO (2006) estão relacionados ao potencial expansivo de escórias de aciaria quando não envolvidas por cimento de asfáltico. Segundo NOURELDIN e McDANIEL (1990), há muitos questionamentos a respeito da cura da escória de aciaria antes de seu uso em misturas asfálticas e um período mínimo de 30 dias de envelhecimento é recomendado por muitas autoridades. Os autores colocam a possibilidade de controle das características expansivas da escória através do uso de teores de ligante relativamente altos, que envolveria as partículas do resíduo por um filme espesso de asfalto e reduziria ou preveniria possíveis exposições diretas à umidade. Outra alternativa seria substituir a parcela fina da escória por areia.

a) Trinca radial ou “vulcãozinho”

b) Fissurações longitudinais

c) Solevações transversais e longitudinais ou “quebra-molas”

d) Deslocamento rotacional da sarjeta

Figura 2.6 – Defeitos em pavimentos causados pela expansibilidade das escórias de aciaria (GONTIJO, 2006).

MACHADO (2000) destaca os principais fatores que influenciam a expansão ou estabilização da escória de aciaria, conforme indicado na Tabela 2.5. Segundo o autor, esses mecanismos provocam instabilidades volumétricas nas escórias que podem causar expansão de até 14% do seu volume inicial.

Tabela 2.5 – Parâmetros que influenciam na expansão da escória de aciaria (MACHADO, 2000).

Espécies Químicas	Parâmetros que influenciam na expansão	Mecanismo
CaO e MgO	Teor da espécie no estado livre Umidade Temperatura Teor de CO_2 Tamanho dos grãos de escória	Hidratação
Fe^0	Teor de Fe^0 Umidade Tempo de exposição ao ar Teor de oxigênio no resfriamento Tamanho dos grãos de escória	Oxidação
C_2S	Velocidade de resfriamento Impurezas iônicas Temperatura de resfriamento Basicidade das escórias	Transformação Alotrópica

Dentre os vários fatores que influenciam na expansão da escória de aciaria destaca-se a hidratação dos CaO e MgO livres. A hidratação do óxido de cálcio livre ocorre de forma mais rápida, com grande parte da reação ocorrendo em algumas semanas, enquanto que o óxido de magnésio hidrata-se lentamente e suas variações volumétricas podem se estender por muitos anos (KANDHAL e HOFFMAN, 1997). Nestes processos de hidratação, o óxido de cálcio livre (CaO) forma o hidróxido de cálcio $(Ca(OH)_2)$, conforme a Equação 2.1, e o óxido de magnésio (MgO) dá origem ao hidróxido de magnésio ou brucita, Equação 2.2.

- $CaO + H_2O \rightarrow Ca(OH)_2$ (2.1)

- $MgO + H_2O \rightarrow Mg(OH)_2$ (2.2)

SILVA *et al.* (2003), após 15 anos de estudo, concluíram que a cinética de reação de hidratação do MgO nas escórias de aciaria LD é bem lenta. LEA (1988)[4] *apud* GEYER (2001) relata que este fato do óxido de magnésio (MgO) se hidratar lentamente, gera instabilidade ao longo do tempo, que depende do tamanho dos cristais e este depende da velocidade de resfriamento. Assim, no caso de resfriamento lento, formam-se

[4] LEA, F. M., 1988, **The Chemistry of Cement and Concrete**, 3 ed., Northants, Great Britain, Woolnough Bookbinding Limited.

grandes cristais que se hidratam lentamente, causando grande expansão. Já os cristais pequenos hidratam-se rapidamente e não chegam a causar pressões internas.

Além das reações de hidratação, também é citada na literatura, a reação de carbonatação, Equação 2.3, como responsável pela expansão da escória de aciaria (MACHADO, 2000; SILVA *et al.*, 2003; CASTELO BRANCO, 2004).

- $CaO + CO_2 + H_2 \rightarrow CaH_2CO_3$ (2.3)

Nas transformações por hidratação, carbonatação ou oxidação ocorre um significativo aumento de volume em relação às dimensões originais do cristal, conduzindo à expansão destrutiva da escória de aciaria. Na hidratação do óxido de cálcio, por exemplo, há um aumento de aproximadamente 99% em volume e do óxido de magnésio, esse aumento pode chegar até a 119,5%. Esse aumento volumétrico gera expansão devido às tensões criadas pela diferença de volume molar entre o óxido e o hidróxido (MACHADO, 2000).

Adicionalmente, pode ocorrer a expansão das escórias devido aos processos de oxidação e corrosão do ferro metálico e das transformações alotrópicas do C_2S no resfriamento lento das escórias. Os principais produtos formados nas reações de oxidação são a wustita (FeO), a hematita (Fe_2O_3) e a magnetita (Fe_3O_4); já na corrosão, tem-se os hidróxidos ferroso $(Fe(OH)_2)$ e férrico $(4 \cdot Fe(OH)_3)$; estes produtos chegam a ter variações no volume molar da ordem de 77 a 329% em relação à forma metálica (Fe^o). Outro fenômeno que pode ocorrer é o de pulverização da escória na transformação da forma alotrópica $\beta - C_2S$ para a $\gamma - C_2S$, durante o resfriamento lento a aproximadamente 725ºC, podendo causar expansão de até 14% (MACHADO, 2000).

MACHADO (2000) e GEYER (2001) mostram que diversos estudos limitam o uso de escórias com proporções de cal livre variando entre 4 e 7% como teores não prejudiciais à durabilidade de camadas granulares.

Com o objetivo de controlar a expansão do agregado de escória, é recomendada a cura úmida do material por um período mínimo de 6 a 8 meses. Durante este processo de hidratação, deve-se estocar o resíduo em montes de forma tronco-cônica (maior

área e menor altura possível) para garantir uniformidade da cura e umedecê-los em períodos de estiagem (IPR, 1988).

De acordo com GEYER (2001), o procedimento mais utilizado para reduzir os efeitos da expansão é o de envelhecer a escória no pátio, empilhada com altura máxima de 1,5 a 2,0 m, regando-a com água natural ou quente para hidratar os elementos instáveis. O tempo de estocagem poderá variar de 3 meses a um ano, dependendo do conteúdo de cal livre. MACHADO (2000) sugere duas possibilidades para aumentar a velocidade de cura da escória de aciaria, quais sejam: a redução da granulometria do material, visando aumentar a superfície de contato da escória com a água e facilitar as reações de hidratação, e o aumento o teor de umidade do meio até a saturação. Estas duas medidas, sugeridas por MACHADO (2000), já vêm sendo empregadas pelas siderúrgicas no chamado beneficiamento da escória, conforme pode ser visto no item 2.1.5.

RODHE (2002) avaliou o comportamento da escória de aciaria elétrica quando exposta a diferentes períodos de envelhecimento ao ar livre e verificou que um período de 4 meses de cura através de estocagem a céu aberto é suficiente para garantir níveis de expansão não prejudicais à qualidade do agregado para seu emprego em pavimentação, sendo fundamental também que os ensaios de expansão sejam realizados em amostras com a distribuição granulométrica de projeto, visto que esta característica interfere nos resultados.

CASTELO BRANCO (2004) realizou o ensaio do método PTM 130/78 adaptado pelo DER-MG para a verificação do potencial expansivo e análise do comportamento de uma escória de aciaria que se encontrava empilhada a céu aberto por mais de 3 meses. Ao invés de realizar o ensaio até o 14º dia, período estipulado pela norma, estendeu-o até o 30º dia. A porcentagem de expansão acumulada continuou aumentando, porém, ao final do ensaio (30º dia), o valor encontrado foi igual a 1,25%, inferior aos 3% estabelecido pela norma DNER – EM 262/94.

MACHADO (2000) comparou o potencial expansivo de escórias de aciaria por diferentes métodos: ASTM D 4792/95 (CBR convencional); DNER ME 228/89 e DER-SP M 192/89 (mini-CBR) ; ASTM C 1260/94 e NBR 11582/91 (métodos adaptados da avaliação da expansão em concretos). Verificou que o método das barras prismáticas (ASTM C 1260/94) se mostrou mais conveniente quanto às condições de preparação

do corpo-de-prova, quantidade de material utilizado, rapidez na obtenção dos resultados e facilidade de execução de ensaio. Segundo o autor, devido a grande dispersão dos resultados destas determinações, são necessários critérios mais rígidos de avaliação do fenômeno, pois além da heterogeneidade do material, nenhum dos métodos citados considera as diferentes taxas de expansão das espécies químicas (caracterização química), o que pode levar a resultados equivocados.

MACHADO (2000) também relata que algumas medidas alternativas vêm sendo adotadas para se contornar o problema da expansibilidade por hidratação do CaO e do MgO nas escórias de aciaria, como o envelhecimento por reações de hidratação aceleradas e a redução da granulometria para facilitar estas reações, porém sem haver consenso entre as agências produtoras de misturas asfálticas sobre a eficiência destas práticas. Assim, para o emprego da escória como agregado, recomenda a avaliação de suas características através dos seguintes testes: análise petrográfica (detectação de possíveis impurezas nocivas ao desempenho final do material); hidratação em autoclave (avaliação rápida do potencial de expansibilidade ou da quantidade de material que é desagregado sob condições de alta temperaturas e pressão); expansão volumétrica (avaliação da expansibilidade em condições de hidratação por submersão de água) e imersão em mistura asfáltica (verificação da estabilidade da mistura asfáltica quente).

Além da expansibilidade do agregado de escória, MACHADO (2000) apresenta outro fenômeno patológico comum em pavimentos asfálticos com uso de escória: a formação da tufa, caracterizada pela precipitação de carbonato de cálcio ($CaCO_3$) e consequente entupimento da drenagem do pavimento. Após a hidratação da cal livre (CaO), com a formação do hidróxido de cálcio $(Ca(OH)_2)$, Equação 2.1, o dióxido de carbono (CO_2) da atmosfera e exaustão de automóveis combina-se com água de chuva e umidade, e forma o ácido carbônico, Equação 2.4. Este, por sua vez, reage com o hidróxido de cálcio e dá origem ao bicarbonato de cálcio $(Ca(HCO_3)_2)$, o qual se dissolve em água, Equação 2.5. Nos drenos e caixas de drenagem, a água dessa solução rica em bicarbonato de cálcio evapora pelo aumento de temperatura e libera também o dióxido de carbono para a atmosfera, Equação 2.6, e assim, há a precipitação do carbonato de cálcio, responsável pela formação de tufa.

- $CO_2 + H_2O \rightarrow H_2CO_2$ (2.4)

- $H_2CO_3 + Ca(OH)_2 \rightarrow Ca(HCO_3)_2 + 2 \cdot H_2O$ (2.5)

- $Ca(HCO_3)_2 \rightarrow CaCO_3 \downarrow + H_2O \uparrow + CO_2 \uparrow$ (2.6)

Alguns fatores que podem acelerar as reações de formação de tufa são: reatividade da escória com água, área superficial (tamanho das partículas), porosidade ou absorção do material, quantidade de água a qual o material é exposto e teor de CO_2 na atmosfera (MACHADO, 2000).

2.1.4 Impactos Ambientais

Ao se aproveitar resíduos para os mais diversos fins, deve-se tomar o cuidado de analisar quais os possíveis riscos ambientais que sua utilização pode causar. Por exemplo, ao utilizar agregados de escórias de aciaria em obras de pavimentação, deve-se verificar se não há riscos da mesma conter elementos que possam vir a contaminar o solo ou a água e assim, oferecer riscos ao meio ambiente e à saúde pública.

Através do ensaio de lixiviação, são identificadas as substâncias liberadas do resíduo pela lavagem e percolação, enquanto que no ensaio de solubilização verifica-se a concentração de substâncias solúveis em água. Segundo ROHDE (2002), pode-se ter idéia do comportamento do resíduo quando lixiviado através do conhecimento de sua morfologia e composição química, porém indicativos mais seguros dos possíveis compostos a serem liberados e suas consequências ambientais são obtidos através da realização de ensaios de lixiviação e solubilização. A autora citada ressalta que estes ensaios simulam condições bastante severas, que provavelmente não serão observadas no uso do resíduo como agregado de base e sub-base de pavimentos.

MOTTA *et al.* (2006) avaliaram o comportamento quanto ao risco ambiental da utilização de escória de aciaria em pavimentos sem cobertura. A escória estudada, proveniente da Gerdau, foi classificada como resíduo classe II (não perigoso) A (não inerte) por apresentar concentração de fluoreto solubilizado além do máximo especificado pela NBR 10.004/04. Segundo os referidos autores, o ensaio de solubilização representa uma condição de exposição máxima da massa de escória em relação à solução, porém, na prática, a água das chuvas não entra em contato direto com toda a superfície sólida ao atravessar o pavimento, o que reduz a massa de

contribuição das espécies para a água de percolação, e, como a massa de contaminantes solubilizada é finita, constituindo uma fração da massa seca de escória presente, existe uma tendência de diminuição da concentração liberada com o tempo. Assim, verificaram que, ao se considerar um trecho de estrada sem cobertura com dimensões de 7m de largura, 0,15m de espessura e 1000 m de extensão, a quantidade de chuva necessária para carrear toda a massa de fluoreto do pavimento seria de 1300mm, quantidade de chuva prevista para um ano na cidade do Rio de Janeiro, e, desta forma, o pavimento iria liberar fluoreto possivelmente por apenas 1 ano a 1 ano e meio.

Na tentativa de melhor avaliar os riscos ambientais ao se utilizar escória de aciaria em camadas de pavimentos, vem sendo realizados monitoramentos da água de drenagem proveniente do carreamento das chuvas na pista circular experimental do IPR/RJ. A pista experimental do IPR/RJ foi dividida em três setores de amostragens, com diferentes camadas de base (apenas escória de aciaria, escória mais argila e brita graduada) e, além destes três, há também o quarto posto de amostragem, localizado fora da pista circular na direção do fluxo subterrâneo, conforme se observa na Figura Figura 2.7 (IPR, 2006).

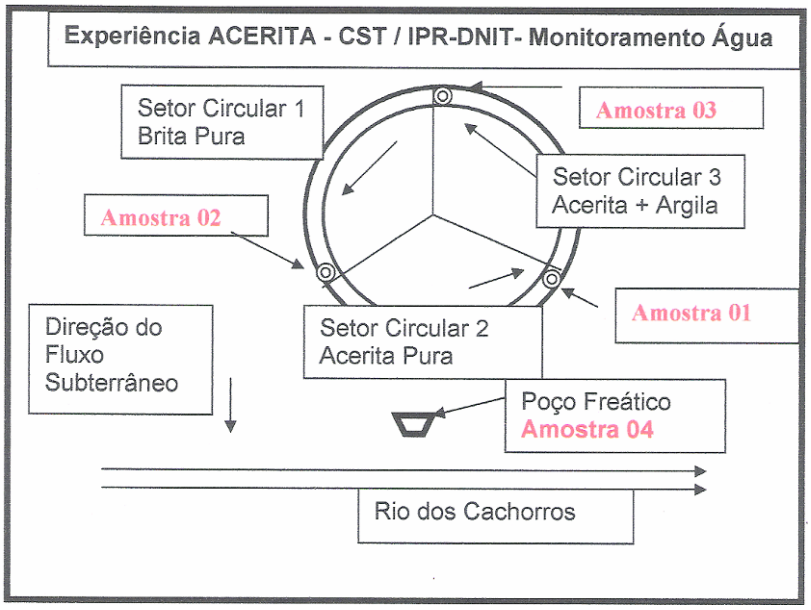

Figura 2.7 – Pontos de coleta para o monitoramento ambiental da água na pista circular do IPR/RJ (IPR, 2006).

A escória utilizada na monitoração ambiental da água da pista circular do IPR é a ACERITA, proveniente da Companhia Siderúrgica de Tubarão – CST – apresentada

no item 2.1.5. Essa monitoração faz parte de um convênio de cooperação técnica entre a CST e o DNIT/17ªUNIT/IPR para o processo de normalização dos procedimentos e parâmetros para a aplicação da ACERITA em camadas de base e sub-base rodoviárias. Além do acompanhamento do risco ambiental da água lixiviada das bases dos trechos, o projeto também consiste em análises estruturais dos trechos, em que será utilizado o simulador de tráfego circular do IPR/RJ, Figura 2.8.

Figura 2.8 – Simulador de tráfego circular do IPR/RJ.

2.1.5 Companhia Siderúrgica de Tubarão - CST

A região Sudeste detém cerca de 93% da produção nacional de aço e em 2005, o estado do Espírito Santo foi o quarto maior produtor de aço do Brasil com, aproximadamente, 17% da produção nacional (IBS, 2006).

A amostra de escória de aciaria utilizada neste estudo provém da CST, por isso serão informados alguns dados sobre esta siderúrgica em particular.

A Companhia Siderúrgica de Tubarão (CST) está localizada em Serra, região da Grande Vitória, no estado do Espírito Santo, conforme mostrado na Figura 2.9, e possui uma área total de 13,5 milhões de metros quadrados $\left(m^2\right)$, sendo que a usina ocupa 7 milhões de m^2.

A CST pertence ao Grupo Arcelor e atua no setor siderúrgico nos mercados interno e externo, mediante a produção de semi-acabados e de laminados de aço. A Tabela 2.6 mostra que, no *ranking* 2004 dos maiores produtores de aço do Brasil, a CST ocupa a terceira colocação (CST, 2006b).

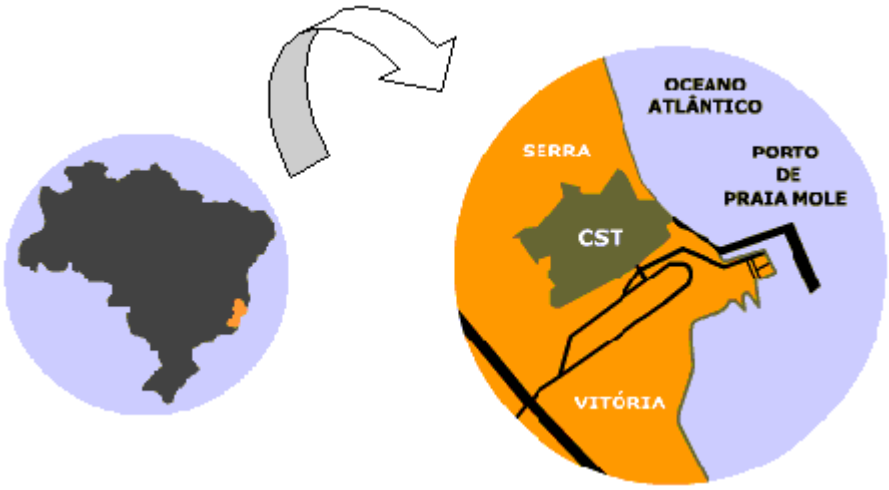

Figura 2.9 – Localização da Companhia Siderúrgica de Tubarão (CST, 2006b).

Tabela 2.6 – Maiores produtores brasileiros de aço no ano de 2004 (CST, 2006b).

RANKING 2004	**COMPANHIAS**	**PRODUÇÃO AÇO BRUTO (10^6 toneladas)**
1	Gerdau/Açominas	7,29
2	CSN	5,52
3	CST	4,96
4	Usiminas	4,74
5	Cosipa	4,21
6	Belgo Mineira	3,25
7	Acesita	0,84
8	Aços Villares	0,82
9	V&M do Brasil	0,61
10	Outros	0,68

Para a produção do aço, é utilizado o conversor a oxigênio LD (*Linz-Donawitz*). Durante o refino ou afino do aço é controlada a qualidade do aço a ser produzido através da porcentagem de carbono utilizada e eliminação do excesso de impurezas. Este controle é realizado pela adição de fundentes à carga metálica (gusa líquido e sucata). Estes fundentes promovem a fixação dos óxidos formados nas reações e os mais utilizados são a cal (CaO) e a fluorita (CaF_2). Tem-se a fusão e o refino da carga pelas reações de oxidação das impurezas do aço, tais como silício (Si), fósforo (P), enxofre (S), manganês (Mn) e redução do teor de carbono. Assim, através da combinação destes óxidos formados com o CaO dissolvido, forma-se a escória, chamada de escória de aciaria LD. Na CST, são geradas cerca de 86 kg de escória/t aço líquido.

A escória ao sair da aciaria, ainda quente, é transportada por caminhão para uma área de estocagem, onde é disposta em pilhas e assim, resfriada naturalmente ao ar.

A cada remessa que chega ao pátio de estocagem, o caminhão sobe na pilha para depositar o novo material. Gera-se em torno de 40.000 toneladas de escória por mês, o que resulta em pilhas de grandes alturas de estocagem, conforme pode ser observada na Figura 2.10.

Figura 2.10 – Pilhas de escória no pátio de estocagem da CST (CST, 2006b).

Observa-se que a altura destas pilhas de estocagem não está de acordo com as recomendações encontradas na literatura, como por exemplo, aquelas referenciadas em GEYER (2001) e IPR (1988) citadas no item 2.1.3.

Devido às alturas destas pilhas, é necessário realizar o “corte” das mesmas com o auxílio de trator para então, encaminhar o rejeito para o processo de beneficiamento.

Após o processo de corte com trator, o material é colocado no britador, onde há a separação da sucata através de um rolo magnético. Em seguida, a escória passa por peneiras e é separada de acordo com seu diâmetro máximo: 0 a 22mm, 22 a 32mm e 32 a 75 mm e, em seguida, o material é estocado em três pilhas distintas para posterior venda. A vantagem de a escória sofrer esse processamento está no fato de se permitir escolher um material mais adequado para o tipo de utilização requerida, já que a escória não processada tem sua faixa granulométrica de 0 a 500mm.

A escória de 0 a 22mm é submetida a um tratamento especial para redução de expansão. Este processo consiste em "estimular" a reação dos óxidos livres $(CaO \text{ e } MgO)$ a partir de reação dos mesmos com o ar e água, através de um processo de umectação e aeração da escória por certo período de tempo.

Durante o período de tratamento para a redução da sua capacidade de expansão, a escória é permanentemente monitorada através de ensaios de laboratório e testes previstos pelas normas do atual DNIT para utilização em base e sub-base dos pavimentos rodoviários. Ao atingir um valor de expansão que atenda as normas técnicas DNER – EM 262/94 e DNER – PRO 263/94 (menor ou igual a 3%), o processo é interrompido e o material é disponibilizado para o mercado com o nome de ACERITA - Escória de Aciaria com Redução de Expansão.

As escórias de maior graduação (acima de 22mm) são estocadas pela empresa em pilhas ao ar livre, ou seja, recebendo chuva e sol até a sua “estabilização volumétrica”.

2.2 Ligantes Asfálticos Duros

Os ligantes ou cimentos asfálticos podem ser divididos em dois tipos: o cimento asfáltico natural (CAN), encontrado em jazidas naturais, e o cimento asfáltico de petróleo (CAP), obtido da destilação do petróleo em refinarias.

No Brasil, os ligantes asfálticos são classificados de acordo com a penetração à 25^{o}C em: CAP 30/45, CAP 50/70, CAP 85/100 e CAP 150/200 (ANP, 2005).

São chamados de ligantes modificados os CAPs cuja resistência pode ser ampliada através de adições de asfaltos naturais como gilsonita (EUA), asfaltita (Argentina) e Asfalto de Trinidad, fíleres (cal, cimento, sílica, etc), fibras (fibra de vidro, asbestos, fibras de celulose e fibras poliméricas), enxofre elementar ou pelo uso de polímeros (SBR, SBS, EVA, etc); sendo esta última modificação a mais empregada atualmente (LEITE, 1999).

Polímeros são macromoléculas (moléculas com pelo menos 1000 átomos unidos por ligações covalentes) sintéticas e estruturalmente simples, constituídas por unidades repetidas, chamadas monômeros (LEITE, 1999).

Visando limitar a deformação permanente das camadas betuminosas têm sido utilizados asfaltos convencionais de maior viscosidade em elevadas temperaturas de serviço, maior consistência, como o CAP 30/45, e asfaltos modificados por polímeros ou por outros produtos, que agem também no aumento da consistência e ponto de amolecimento ou na alteração de suas características reológicas, como por exemplo na diminuição do ângulo de fase, que acentua a capacidade de retorno elástico rápido frente à solicitação (BERNUCCI *et al.,* 2002).

Dentre o uso de ligantes especiais, tem-se o emprego dos chamados ligantes duros, que visa reduzir a deformação permanente, aumentar a capacidade de carga e diminuir a espessura do pavimento.

MAGALHÃES (2004) relata, com base na apresentação de Jorge Salathé num trabalho promovido pela Petrobras em 1984, que é esperado também menor influência do envelhecimento nas propriedades dos ligantes duros em relação aos ligantes convencionais. Isto se deve ao fato dos ligantes duros apresentarem menor proporção das frações aromáticas, responsáveis pela menor viscosidade dos ligantes convencionais. Essas frações aromáticas ao se volatilizarem no processo de envelhecimento, causam enrijecimento das misturas, que passam a absorver maiores parcelas de esforços, o que pode causar rompimentos precoces por trincamento ou fadiga.

Na França, os ligantes duros são usados em misturas asfálticas destinadas a pavimentos de alto volume e alta carga de tráfego.

Os ligantes asfálticos duros são, geralmente, obtidos através da modificação dos ligantes convencionais por polímeros; podendo ainda ser puros ou modificados por asfaltita. Estes ligantes têm como características principais as seguintes propriedades: penetração a 25^{o}C entre 10 e 20 décimos de milímetros e ponto de amolecimento de 65 a 80^{o}C (SERFASS *et al.,* 1997).

De acordo com a AIPCR (1999)[5] *apud* MAGALHÃES (2004), os ligantes duros são classificados pela penetração, em três tipos: 15/25, 10/20 e 5/10. E, geralmente, são

usados em camadas de base, ligação e rolamento, sendo que, para esta última, é recomendado apenas ligantes 15/25 aplicados em espessuras superiores a 5 cm, cujas camadas de fundação apresentem baixas deflexões e a temperaturas mínimas entre 0 e –10°C. Na Tabela 2.7, são apresentadas características desses ligantes duros usados em misturas de módulo elevado na França.

Tabela 2.7 – Características de ligantes duros usados em misturas de módulo elevado na França (AIPCR, 1999 *apud* MAGALHÃES, 2004).

Ligante não envelhecido								
Penetração a 25°C (1/10mm)	15/25	15/25	10/25	10/20	10/20	10/20	10/20	10/20
Ponto de amolecimento (°C)	60/72	64/72	55/75	60/74	60/74	64/74	65/80	75/85
P. R. Frass (°C)	-6	-8	-6	-5	-6	+3	+3	+2
Módulo complexo a 7,8Hz e 25°C (MPa)	54	40	34	60	56	61	66	55
Ângulo de fase a 7,8Hz e 25°C (°)	37	39	38	35	29	34	-	36
Módulo complexo a 7,8Hz e 60°C (MPa)	0,6	0,6	0,5	0,9	0,9	0,6	1	1,4
Ângulo de fase a 7,8Hz e 60°C (°)	64	62	63	62	64	64	59	56
Módulo complexo a 250Hz e 25°C (MPa)	6	6	5	8	9	7	10	10
Ângulo de fase a 250Hz e 25°C (°)	63	56	57	59	60	67	61	53
Ligante após RTFOT								
Penetração a 25°C (1/10mm)	11	17	18		7/13			
Penetração residual (%)	69	83	86					
Ponto de amolecimento (°C)	75	72	74		62/76			
Aumento do ponto de amolecimento (°C)	11,5	6	6					
P. R. Frass (°C)	-4	-6	-6		0/+4			
Aumento de P. R. Frass (°C)	+2	+2	0					
Módulo Complexo a 7,8Hz e 25°C (MPa)	71	39	39					
Ângulo de fase a 7,8Hz e 25°C (°)	28	35	36					
Módulo Complexo a 7,8Hz e 60°C (MPa)	1,2	0,72	0,7					
Ângulo de fase a 7,8Hz e 60°C (°)	60	58	58					
Módulo Complexo a 250Hz e 25°C (MPa)	10	6	6					
Ângulo de fase a 250Hz e 25°C (°)	53	54	54		47			

Na Europa, têm-se realizado trabalhos com o objetivo de uniformizar os vários tipos de ligantes usados por todos os países da Comunidade Européia (CE) e de introduzir ensaios mais relacionados ao desempenho em serviço. Como resultado de parte destes trabalhos, tem-se a criação da norma européia CEN TC 19 WI 204, publicada em março de 2000, referente a ligantes duros, os quais são classificados pelo ensaio de penetração a 25°C nos tipos 10/20 e 15/25 (LEITE *et al.,* 2000).

As especificações a respeito de ligantes duros da CEN TC 19 WI 204 são divididas em três grupos: o primeiro com ensaios obrigatórios, o segundo com ensaios opcionais e

[5] ASSOCIATION MONDIALE DE LA ROUTE (AIPCR), 1999, **Emploi des liants bitumineux modifiés, des bitumes spéciaux et des bitumes avec additifs en techniques routières.** Guide Technique, September, La Défense, France.

dependentes de cada país e o terceiro referente a propriedades informativas obtidas através de ensaios reológicos – reômetros de cisalhamento dinâmico, DSR, e de fluência em viga, BBR – conforme apresentado na Tabela 2.8 (LEITE *et al.,* 2000).

Tabela 2.8 – Especificações CEN TC 19 WI 204 de ligantes duros (LEITE *et al.,* 2000).

ENSAIOS	UNIDADES	MÉTODO DE ENSAIO	PAÍSES	10/20	15/25
PROPRIEDADES OBRIGATÓRIAS					
Penetração a 25°C	x 0,1 mm	EN 1426	CE	10-20	15-25
Ponto de amolecimento	°C	EN 1427	CE	60-76	55-71
Resistência ao endurecimento a 163°C		EN 12607-1 ou	CE		
-variação de massa máx.	%	EN 12607-3	CE	0,5	0,5
-penetração retida, min.	%	EN 1426	CE	55	55
-ponto de amolecimento após endurecimento, min.	°C	EN 1427	CE	62	57
Ponto de fulgor, min.	°C	EN 22592	CE	245	245
Solubilidade, min.	%(m/m)	EN 22592	CE	99,0	99,0
PROPRIEDADES OPCIONAIS					
Viscosidade dinâmica a 60°C, min.	Pa.s	EN 12596	(a)	700	550
Viscosidade cinemática a 135°C, min.	mm^2/s	EN 12595	(b)	700	600
Ponto de ruptura Fraass, máx	°C	EN 12593	(c)	3	0
Resistência ao envelhecimento a 163°C (uma das alternativas)		EN 12607-1 ou EM 12607-3			
1-Elevação pto de amolecimento, máx.	°C	EN 1427	(d)	8	8
1-Elevação pto de amolecimento, máx.	°C	EN 1427	(e)	10	10
1-Elevação pto de amolecimento, máx. e Índice de Penetração, mín/máx.	°C	EN 1427	(f)	10 -1,5/0,7	10 -1,5/0,7
PROPRIEDADES INFORMATIVAS					
T_{300MPa}, por BBR, máx.	°C	XP T66-062		Anotar	Anotar
$T_{n=0,3}$, por BBR, máx.	°C	XP T66-062		Anotar	Anotar
G* A 15°C, por DSR	MPa	IP PM-CM/99		Anotar	Anotar
$T_{1KPa\ a\ 1,6\ Hz}$, por DSR	°C	IP PM-CM/99		Anotar	Anotar

Obs: Países onde se aplicam estas condições:

(a) AT, DK, IS, NL, NO, CH, SE

(b) AT, BE, DK, GB, IS, FL, NL, NO, PT, CH, SE

(c) AT, BE, CZ, DK, ES, FI, DE, IS, IT, NO, CH, SE

(d) AT, DK, FR, DE, IS, NO, PT, SE

(e) CZ, IT

(f) BE, ES, NL, CH

Encontram-se, no Apêndice C, outras especificações referentes a ligantes duros.

Deve-se salientar que, na França, mais importante que o tipo e especificação de ligante empregado na dosagem de misturas de módulo elevado, é o desempenho destas quanto a características como resistência à deformação permanente, umidade e fadiga, conforme abordagem apresentada no item 2.3.

2.3 Misturas de Módulo Elevado

Com o aumento do volume e da carga de tráfego nas grandes rodovias federais, há a necessidade de se empregar misturas asfálticas de alto desempenho e durabilidade, evitando assim, que se aumente, cada vez mais, as freqüências de manutenção e as espessuras das camadas betuminosas dos pavimentos.

Visando melhorar o desempenho mecânico e em contrapartida reduzir as espessuras das camadas asfálticas durante serviços de recuperação de pavimentos urbanos e reestruturação das auto-estradas, foram desenvolvidas na França, na década de 80, as chamadas misturas de módulo elevado (BROSSEAUD, 2006).

As misturas de módulo elevado apresentam rigidez superior à das misturas convencionais e se caracterizam pelo uso de ligantes duros e granulometria contínua, geralmente com quantidade de material passante na peneira de 2 mm entre 30 e 35% e em torno de 7% na de 0,075 mm (BROSSEAUD, 2002b).

As propriedades físicas e volumétricas das misturas de módulo elevado se assemelham bastante às das misturas densas utilizadas no Brasil. Os ligantes empregados apresentam baixa penetração (menor que 25 décimos de milímetros), alta viscosidade e os teores de projeto variam entre 5 e 7% em peso. Estes teores elevados de ligante objetivam a garantia da trabalhabilidade e vida de fadiga adequadas (MAGALHÃES, 2004).

Na França, a metodologia empregada no projeto de misturas asfálticas, principalmente em relação aos ensaios utilizados, diferencia-se bastante da metodologia brasileira.

A caracterização das misturas francesas é composta pelos seguintes ensaios (BROSSEAUD, 2002a):

- Prensa de cisalhamento giratório (PCG)

O uso da PCG tem como principal objetivo a previsão do volume de vazios da mistura *in situ*, de acordo com a espessura da camada e de sua posição na estrutura, além da avaliação de sua trabalhabilidade. Também é possível, devido à rapidez do ensaio, que se analise os efeitos na compactação ao variar a composição da mistura.

A metodologia deste ensaio, estabelecida pela norma francesa NF P 98-252, consiste basicamente na compactação giratória da mistura, em molde cilíndrico de 100 ou 150mm de diâmetro, com ângulo de inclinação de 1^{o} e compressão vertical estática de 0,6 MPa. A velocidade de giro é de 30 rpm. O resultado do ensaio é dado pela curva porcentagem de vazios *versus* número de giros. São especificados valores mínimos e intervalos de aceitação para a porcentagem de vazios após 10 giros.

- Ensaio Duriez

Este ensaio, normalizado pela NF P 98-251-1, tem por finalidade avaliar a sensibilidade à água (deslocamento do ligante do agregado) das misturas asfálticas de composições ótimas resultantes do ensaio PCG.

O ensaio é realizado em corpos-de-prova, de diâmetro de 80 ou 120 mm, compactados estaticamente por pressão de 12 MPa. Consiste em se obter a relação entre a resistência à compressão simples, à temperatura de $18^{o}C$ e velocidade de deformação de 1 mm/s, de corpos-de-prova mantidos em imersão em água por 7 dias (r) e a de corpos-de-prova estocados durante este mesmo período ao ar livre (R). Avalia-se a sensibilidade à água através da especificação de um valor mínimo para essa razão r/R. A resistência ao deslocamento do ligante do agregado é diretamente proporcional a este valor.

- Resistência ao Afundamento nas Trilhas de Roda (ATR)

A resistência à deformação permanente das misturas é avaliada através do simulador de tráfego LPC, de acordo com a metodologia especificada na NF P 98-253-1.

O ensaio é realizado em placas retangulares de 450 x 180 mm e 50 ou 100 mm, de acordo com a espessura da camada, moldadas com a mistura, na porcentagem de vazios determinada pelo ensaio PCG, num compactador pneumático. Geralmente, são ensaiadas duas placas simultaneamente. Aplica-se, à temperatura de $60^{o}C$, uma carga de 5 kN através da passagem de um pneu com pressão de inflação de 0,6 MPa a uma freqüência de 1Hz ou 1 ciclo por segundo, na qual o ciclo corresponde à passagem de ida e volta do pneu. O valor médio do afundamento obtido das duas amostras é dado em função do número de ciclos. A partir da natureza da mistura e da classe desejada, é especificado um valor máximo de afundamento por um certo número de ciclos,

permitindo assim, que se descarte ou corrija misturas consideradas instáveis quanto à deformação permanente.

No Brasil, o Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo – EPUSP – possui um simulador de tráfego tipo LPC. MERIGHI *et al.* (1995) apresentam descrição detalhada do equipamento e procedimentos deste ensaio.

- Módulo Complexo

Define-se Módulo Complexo como um número complexo que relaciona tensões e deformações para materiais viscoelásticos sujeitos a um carregamento senoidal, em que a componente elástica é representada pela parte real deste número e a viscoelástica pela parte imaginária. Existe uma defasagem δ entre a tensão aplicada e a deformação resultante, considerada no cálculo do módulo complexo E pela Equação 2.7 (MEDINA e MOTTA, 2005).

$$E = |E|\cos(\delta) + i|E|\,\mathrm{sen}(\delta) \tag{2.7}$$

$$|E| = \frac{\sigma_0}{\varepsilon_0} \tag{2.8}$$

Na França, este ensaio é normalizado pela NF P 98-260-2 e realizado em corpos-de-prova com duas faces opostas trapezoidais e duas retangulares (tronco de pirâmide), que atuam como peça estrutural engastada no apoio, solicitados à flexão através da aplicação de uma carga senoidal no topo dos mesmos; o momento fletor é calculado como o de uma viga em balanço e a seção varia de modo que a tensão à tração seja constante (MEDINA, 2007). O valor da carga aplicada no topo do corpo-de-prova é tal que o ensaio seja realizado no regime elástico. Para cada temperatura de ensaio, geralmente 7 entre -10 e 40^{o}C, são aplicadas 4 freqüências de carga: 1, 3, 10 e 30 Hz. Com as medidas de carregamento e deslocamento, é possível construir a curva mestra da mistura e avaliar seu comportamento a diferentes temperaturas. Nas normas francesas, o valor característico de módulo complexo considerado é aquele obtido a 15^{o}C e 10 Hz.

Constam da Figura 2.11, as características do corpo-de-prova usado no ensaio de módulo complexo e um esquema do comportamento tensão-deformação da flexão senoidal.

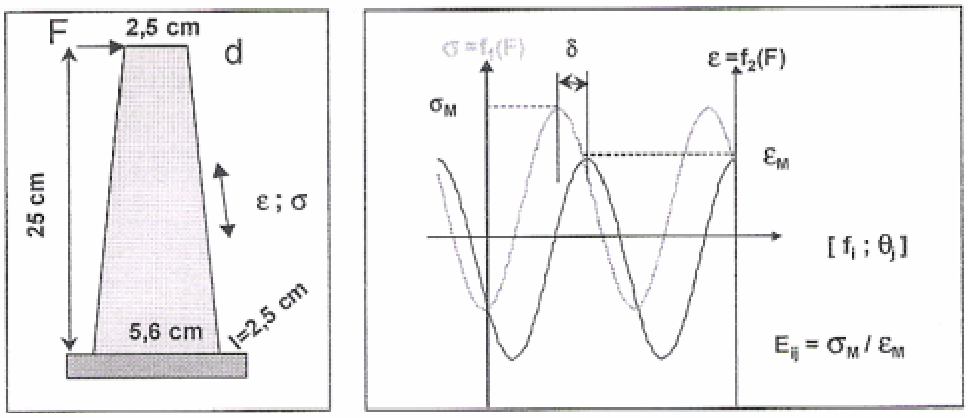

Figura 2.11 – Corpo-de-prova do ensaio de módulo complexo francês e comportamento tensão *versus* deformação da flexão senoidal (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).

- Tração Direta

Além do ensaio de Módulo Complexo, o módulo de deformação das misturas francesas também pode ser obtido através do ensaio de tração direta realizado num equipamento para ensaio reológico, segundo a metodologia da norma NF P 98-260-1.

A tração direta, controlada por um microprocessador, é realizada em corpos-de-prova cilíndricos, de 80 mm de diâmetro e 200 mm de altura, segundo uma lei de carregamento do tipo $\varepsilon(t) = at^n$, em que ε é deformação axial, t tempo e n velocidade de deformação. A temperatura de ensaio varia entre -10 e 20°C e os tempos de carregamento de 1 a 300 segundos. O valor característico de módulo secante considerado nas normas é aquele obtido a 15°C e 0,02 segundo de tempo de carga através da curva mestra da mistura. Este valor é próximo ao do módulo complexo a 15°C e 10 Hz. Ao se considerar a relação $t = 1/(2\pi f)$, em que t é o tempo de carregamento na tração direta e f a freqüência no módulo complexo, a experiência francesa mostra que há uma boa correlação entre os valores de módulos secante e complexo.

Através deste tipo de ensaio, pode ser investigada também a chamada perda de linearidade a grandes deformações, comumente relacionada à resistência ao trincamento por fadiga. Em geral, é descrita como a redução do módulo secante, a 0°C, entre 50 e 500 micro-deformações para um tempo de carregamento de 30 segundos (CORTÉ e SERFASS, 2000[6] *apud* ROHDE *et al*., 2006).

São apresentados, na Figura 2.12, as características do corpo-de-prova e um esquema do comportamento tensão *versus* deformação do ensaio de tração direta.

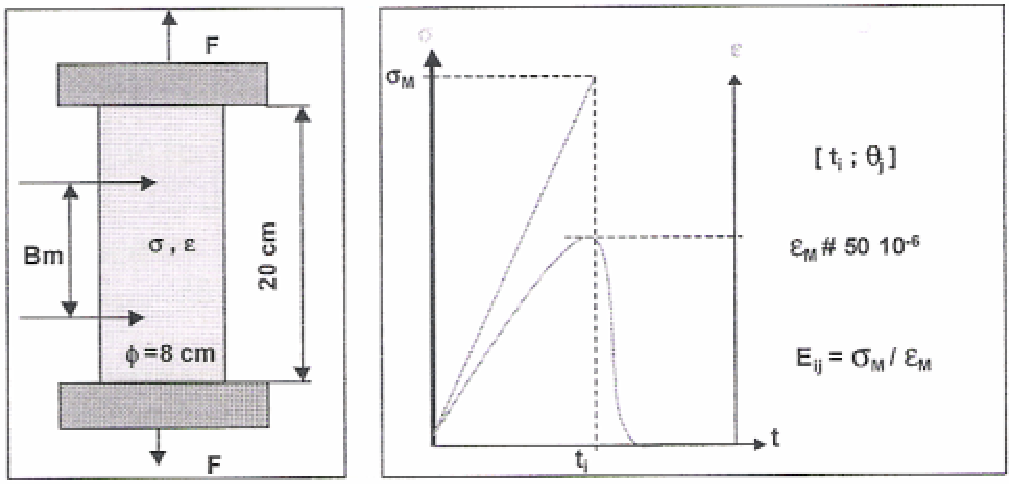

Figura 2.12 – Corpo-de-prova e comportamento tensão *versus* deformação do ensaio de tração direta (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).

Os valores de módulo de resiliência obtidos a partir do ensaio empregado no Brasil, não se comparam diretamente aos de módulo complexo e aos de tração direta utilizados na França. Ao invés de tentar chegar a uma conclusão sobre qual o método que melhor simula o estado de tensões *in situ*, cada país, em função da experiência acumulada, deve utilizar seu próprio método e apenas tentar aperfeiçoá-lo e estabelecer comparações com dados experimentais de campo (MEDINA e MOTTA, 2005).

[6] CORTÉ, J-F. e SERFASS, J. P., 2000, **The French Approach to Asphalt Mixtures Desin: a Performance-Related System of Specifications,** Communication au TRB, Washington.

- Resistência à Fadiga

O objetivo do ensaio de fadiga é caracterizar o desenvolvimento das trincas provenientes das solicitações de tração repetidas na base das camadas betuminosas e a norma que especifica a metodologia de ensaio é a NF P 98-261-1.

O corpo-de-prova ensaiado, que é solicitado à flexão repetida no modo de deformação controlada, tem as mesmas forma trapezoidal e dimensões utilizadas no ensaio de módulo complexo, Figura 2.11. A freqüência de ensaio é de 25 Hz e a temperatura é de 10°C, as quais representam as condições médias de solicitação dos pavimentos franceses. O critério de ruptura adotado para o término do ensaio é aquele correspondente à redução do módulo ou da rigidez à metade do valor inicial. O ensaio é realizado em três níveis de deformação, com seis corpos-de-prova por nível, a partir dos quais determina-se a curva de fadiga. Adota-se, como valor característico do comportamento da mistura, a deformação admissível correspondente a 1 milhão de ciclos, ε_6, para a qual as normas especificam um valor mínimo de acordo com a classe do pavimento. ε_6 é geralmente expressa em micro-deformações ($1\mu\varepsilon = 10^{-6} m/m$).

Segundo BROSSEAUD, 2002a, resumidamente, o princípio de dosagem das misturas asfálticas francesas é baseada em:

- normas de classificação dos componentes e das misturas produzidas, fixando especificações de acordo com o desempenho requerido;

- normas de ensaios de laboratório para avaliar características e propriedades representativas;

- ensaios de dosagem, baseados em quatro níveis, de acordo com a natureza do estudo (verificação, adaptação, novo traço) e a importância da rodovia, conforme apresentado na Tabela 2.9.

No nível 1, tem-se a análise dos parâmetros volumétricos da mistura, no qual é utilizada a prensa de cisalhamento giratório, PCG. O estudo de deformação permanente, pelo simulador LPC, é realizado no nível 2 para misturas empregadas em

camadas sujeitas a afundamentos de trilha de roda, ATR, devido, por exemplo, a alto volume de tráfego. O nível 3 é utilizado quando há necessidade de se conhecer a rigidez e módulo elástico da mistura para o dimensionamento do pavimento. A avaliação da fadiga, nível 4, é realizada nos projetos de traços novos ou reforços para camadas de pavimentos sujeitas a tráfego pesado.

Tabela 2.9 – Níveis de dosagem considerados na metodologia francesa (modificada de BROSSEAUD, 2002a).

Nivel	Verificação de um Traço já Estudado e Aplicado	Adaptação de um Traço	Traço Novo	Observações
1	Ensaio PCG; Ensaio Duriez.	Ensaio PCG considerando diversas variantes; Ensaio Duriez.	Ensaio PCG considerando diversas variantes; Ensaio Duriez considerando diversas variantes.	As variantes correspondem a análises de sensibilidade.
2		Ensaio ATR	Ensaio ATR considerando diversas variantes.	Camada exposta a risco de ATR, como por exemplo submetida a tráfego importante lento e canalizado.
3			Ensaio Mecânico: Módulo e perda de linearidade; Módulo Complexo.	O material da camada considerada tem função estrutural. A rodovia é importante.
4			Ensaio Mecânico: Fadiga.	O material da camada considerada tem função estrutural A rodovia é importante.

Tem-se dois tipos de misturas de módulo elevado: os concretos betuminosos chamados BBME (*béton bitumineux à module élevé*), empregados nas camadas de rolamento ou de ligação, segundo a norma francesa NF P 98-141 (AFNOR, 1999b), e as misturas de módulo elevado EME (*enrobé à module élevé*) usadas nas camadas de base ou de ligação, especificadas de acordo com a NF P 98-140 (AFNOR, 1999a).

Na França, as misturas asfálticas são especificadas em função de seu desempenho final e não existem “receitas de composição”. Assim, não há faixas granulométricas

especificadas e a escolha dos constituintes das misturas asfálticas é baseada nas suas características mecânicas, como dureza e resistência ao polimento, dimensão do agregado e propriedades dos finos, como poder absorvente, rigidificante e fineza (BROSSEAUD, 2002b).

Os concretos betuminosos BBME são classificados em dois tipos, de acordo com o diâmetro máximo do agregado, designados por BBME 0/diâmetro máximo (mm), quais sejam: BBME 0/10 e BBME 0/14 (NF P 98-141).

Já para as misturas EME, a norma francesa NF P 98-140 especifica, também em função do diâmetro máximo do agregado, 10, 14 ou 20 mm, os três tipos: EME 0/10, EME 0/14 e EME 0/20.

As espessuras médias de utilização especificadas para estas misturas constam da Tabela 2.10.

Tabela 2.10 – Espessuras de utilização para as misturas BBME e EME (modificada das NF P 98-140; NF P 98-141).

Tipo	**Espessura de utilização (cm)**
BBME 0/10	5 a 7
BBME 0/14	6 a 9
EME 0/10	6 a 8
EME 0/14	7 a 13
EME 0/20	9 a 15

Além desta classificação quanto ao diâmetro máximo do agregado, as normas francesas, NF P 98-140 e NF P 98-141, também dividem as misturas de módulo elevado em classes de desempenho. Segundo esta classificação, os BBME são divididos em três classes, 1, 2 e 3, enquanto que as EME em duas, classe 1 ou 2.

As características especificadas para as duas classes de EME e as três de BBME encontram-se nas Tabelas 2.11 e 2.12, respectivamente.

Tabela 2.11 – Valores especificados para a porcentagem de vazios e resultados de ensaios mecânicos de acordo com a classe de desempenho das EME (modificada da NF P 98-140).

Ensaio	Classe de EME	
	1	2
Ensaio Duriez, r/R	$\geq 0,70$	$\geq 0,75$
Resistência ao ATR, %	$\leq 7,5$	$\leq 7,5$
Módulo complexo, MPa	$\geq$14.000	$\geq$14.000
Tração direta, MPa	$\geq$14.000	$\geq$14.000
Fadiga, $\mu\varepsilon$	$\geq$100	$\geq$130

Tabela 2.12 – Valores especificados para os ensaios mecânicos dos BBME de acordo com a classe de desempenho (modificada da NF P 98-141).

Ensaio	Classe de BBME		
	1	2	3
Ensaio Duriez, r/R	$\geq 0,80$	$\geq 0,80$	$\geq 0,80$
Resistência ao ATR, %	≤ 10	$\leq 7,0$	$\leq 5,0$
Módulo complexo, MPa	$\geq$9.000	$\geq$12.000	$\geq$12.000
Tração direta, MPa	$\geq$9.000	$\geq$12.000	$\geq$12.000
Fadiga, $\mu\varepsilon$	$\geq$110	$\geq$100	$\geq$100

Os ligantes empregados podem ser puros ou modificados com polímeros ou aditivos (fibras) e o teor de ligante mínimo na dosagem é calculado através do chamado "módulo de riqueza", conforme a Equação 2.9.

$$\text{Teor de ligante} = k \times \alpha \times \sqrt[5]{\Sigma} \qquad (2.9)$$

Onde:

k – Módulo de riqueza;

α – Coeficiente de correção em função da densidade do agregado ($\alpha = 2,65 / D_{ef}$ e D_{ef} a densidade efetiva da mistura de agregados);

Σ – Superfície específica calculada segundo a Equação 2.10.

$$\Sigma = 0,25G + 2,3S + 12s + 135f \qquad (2.10)$$

Onde:

G – porcentagem de agregados com diâmetro superior a 6,3 mm;

S – porcentagem de agregados com diâmetro entre 6,3 e 0,315 mm;

s – porcentagem de agregados com diâmetro entre 0,315 e 0,075 mm;

f – porcentagem de agregados com diâmetro inferior a 0,075 mm.

Espera-se, com a estipulação do teor mínimo de ligante, que haja o recobrimento total dos agregados e, assim, maior durabilidade da mistura.

Para os BBME, a NF P 98-141 especifica valores mínimos de módulo de riqueza, de acordo com a classificação pelo diâmetro máximo do agregado, conforme a Tabela 2.13.

Tabela 2.13 – Valores mínimos de módulo de riqueza para os BBME (NF P 98-141).

Tipo de BBME	Módulo de riqueza, k
BBME 0/10	3,5
BBME 0/14	3,3

Os valores mínimos de módulo de riqueza das EME, são especificados segundo a classe de desempenho, conforme a Tabela 2.14.

Tabela 2.14 – Valores mínimos do módulo de riqueza para as EME (NF P 98-140).

EME 0/10, 0/14 ou 0/20	Módulo de riqueza, k
Classe 1	2,5
Classe 2	3,4

Verifica-se, pela Tabela 2.14, que são empregados, nas EME classe 2, teores de ligantes maiores que nas EME classe 1, o que leva a um menor índice de vazios e melhor comportamento à fadiga no primeiro caso (BROSSEAUD, 2006).

Nesta pesquisa, conforme será detalhado no Capítulo 3, optou-se por trabalhar com as misturas EME 0/14 (devido a granulometria da escória em aciaria em estudo) e classe 2 (tipo mais utilizado e considerado de melhor desempenho pelos franceses).

As misturas EME de classe 2, geralmente associadas a uma camada de rolamento em concreto asfáltico delgado, de 2 a 3 cm de espessura, são as mais utilizadas como técnica de manutenção de pavimentos de alto volume de tráfego. Estas misturas além de apresentarem elevada resistência à deformação permanente (ATR) e boa

manutenção das características de superfície (aderência, rugosidade), devido à sua capacidade estrutural, pode-se conseguir reduções de até 25% de espessura das camadas de pavimento. Faz-se necessário, para conciliar elevadas rigidez (módulo maior que 14.000 MPa) e resistência à fadiga ($\varepsilon_6 \geq 130\mu\varepsilon$), o uso de ligantes duros, com penetração a 25°C entre 10 e 35 décimos de milímetros e temperatura de amolecimento anel e bola, $T_{BA} \geq 65^{o}C$. Ao utilizar estes ligantes de consistência mais elevada, apesar dos teores obtidos serem relativamente maiores, em torno de 6% para uma EME2 0/14, e das misturas terem baixos volumes de vazios, entre 3 e 6%, consegue-se manter um bom comportamento em relação à fadiga (BROSSEAUD, 2002b, BROSSEAUD, 2006).

O uso freqüente de capas de rolamento delgadas (*Béton Bitumineux Trés Mince* – BBTM) associadas às misturas de módulo elevado tem como objetivo reduzir riscos de deformação permanente e tem apresentado as seguintes vantagens (MAGALHÃES, 2004):

- proteção para a base das misturas de módulo elevado, de baixo teor de vazios e alta rigidez, quanto à fadiga e deformação permanente;

- elevada resistência à derrapagem devido à granulometria descontínua do BBTM, apresentando alta textura superficial.

Na França, são utilizados também os concretos asfálticos convencionais BBSG (*bétons bitumineux semi-grenus*), de graduação contínua e com ligantes de penetração 35/50 ou 50/70, aplicados em camadas de rolamento e ligação e que se diferenciam dos BBME por apresentarem menor rigidez. Têm-se também os concretos asfálticos GB (*grave bitume*) que, assim como os EME, são utilizados nas camadas de ligação, no entanto, com ligantes de maior penetração, geralmente 35/50, e com menores teores de ligantes, de 3,5 a 4,0%, (BROSSEAUD, 2002b). As características mecânicas dos BBSG e GB são apresentadas, respectivamente, nas Tabelas 2.15 e 2.16.

Tabela 2.15 – Características mecânicas para BBSG de acordo com a classe de desempenho (modificada de BROSSEAUD 2002b).

Ensaio	Classe de BBSG		
	1	2	3
Ensaio Duriez, r/R	≥ 0,75	≥ 0,75	≥ 0,75
Resistência ao ATR, %	≤ 10	≤ 7,5	≤ 5,0
Módulo de rigidez (15°C - 10 Hz), MPa	≥5.500	≥7.000	≥7.000
Fadiga, με	≥100	≥100	≥100

Tabela 2.16 – Características mecânicas para GB de acordo com a classe de desempenho (modificada de BROSSEAUD 2002b).

Ensaio	Classe de GB		
	2	3	4
Ensaio Duriez, r/R	≥ 0,65	≥ 0,70	≥ 0,70
Resistência ao ATR, %	≤ 10	≤ 10	≤ 10
Módulo de rigidez (15°C - 10 Hz), MPa	≥9.000	≥9.000	≥11.000
Fadiga, με	≥80	≥90	≥100

Comparando-se as características mecânicas das misturas EME com as das GB – Tabelas 2.11 e 2.16 – verifica-se que as primeiras, apesar de serem mais rígidas, apresentam melhor desempenho em relação à fadiga.

O método francês de dimensionamento, elaborado a mais de vinte anos, resumidamente consiste na análise de tensões e deformações de um sistema de camadas elásticas, realizada geralmente pelo programa numérico ALIZÉ do LCPC, baseada nas propriedades mecânicas dos materiais, no tráfego e em análises estatísticas de risco (BROSSEAUD *et al.,* 2003).

O projeto de pavimentos é baseado num catálogo que contém diferentes perfis de estruturas-tipo, dimensionadas mecanisticamente, e que abrange pavimentos flexíveis, rígidos, com estruturas mistas e invertidas e pavimentos asfálticos de elevada espessura e semi-rígidos. Além do emprego de materiais e de seções de estruturas típicas, o método permite a utilização de novos materiais e estruturas de pavimentos, desde que se realizem trechos experimentais para servir de comparação entre um material conhecido e o novo e para assegurar a performance sob a ação do clima e do tráfego no caso de estruturas inovadoras (RAMOS, 2003).

Este catálogo contém informações do tipo de estrutura (camadas) ou seção transversal, com espessuras e variações mínimas permitidas em função do tráfego, das propriedades físicas e mecânicas dos materiais e módulo do subleito. Além destes, o método é baseado nas condições climáticas como o gelo e desgelo, através da verificação de um índice de quantidade de gelo admissível no subleito. É considerado também o risco probabilístico de insucesso do pavimento (falha, ruptura, etc) dentro de um período de "x" anos, em que o valor da confiabilidade é dado em função da classe da estrutura e tipo de pavimento.

O tráfego é dividido, pelo catálogo francês, nas classes de TC1 a TC8 e considera o período de projeto da seguinte forma: período de 30 anos para as vias arteriais ou vias de rede estruturantes (VRS) e de 20 anos para as vias coletoras ou vias de rede não-estruturantes (VRNS). Nessa classificação, é considerado o valor do tráfego acumulado, expresso em função do número de veículos acumulados, relativo ao eixo padrão de equivalência, que na França é o eixo simples de roda dupla de 13 tf (RAMOS, 2003). Na Tabela 2.17, é apresentada a distribuição das classes de tráfego, utilizada no Catálogo Francês de 1998.

Tabela 2.17 – Denominações e limites das classes de tráfego em milhões de veículos equivalentes, de acordo com o Catálogo Francês de 1998 (RAMOS, 2003).

VRS	**Denominação**	$TC1_{30}$	$TC2_{30}$	$TC3_{30}$	$TC4_{30}$	$TC5_{30}$	$TC6_{30}$	$TC7_{30}$	$TC8_{30}$
	Limites	0,5	1	3	6	14	38	94	
VRNS	**Denominação**	$TC1_{20}$	$TC2_{20}$	$TC3_{20}$	$TC4_{20}$	$TC5_{20}$	$TC6_{20}$	$TC7_{20}$	$TC8_{20}$
	Limites	0,2	0,5	1,5	2,5	6,5	17,5	43,5	

Calcula-se o tráfego acumulado através do seguinte critério (RAMOS, 2003):

$$N_{vp} = IMD \times 365 \times C \qquad (2.11)$$

Em que:

N_{vp} – Tráfego acumulado de veículos pesados;

IMD – Intensidade média diária inicial, expressa em veículos pesados/faixa;

C – Fator de acumulação (leva em conta o período de cálculo e o crescimento de tráfego);

O número equivalente do eixo padrão de 13tf (NE) pode ser obtido através do coeficiente de agressividade média (CAM), que depende da intensidade de veículos e do tipo de estrutura do pavimento, Equação 2.12.

$$NE = N_{vp} \times CAM \quad (2.12)$$

Os valores de CAM, que dependem de diversos fatores tais como a magnitude de distribuição média dos eixos, o tipo de estrutura (asfáltica ou de concreto), sentido de circulação, período do ano, entre outros, são apresentados na Tabela 2.18.

Tabela 2.18 – Valores de CAM no Catálogo Francês de 1998 (RAMOS, 2003).

CAM	VRS	VRNS
Estrutura Flexível	Não se aplica	1,0
Estrutura Asfáltica	0,8	0,5
Estrutura Rígida	1,2	0,75
Estrutura Mista	1,3	0,8

O catálogo francês também classifica a camada final de terraplenagem ou plataforma (plate-forme support) em quatro tipos: de PF1 (fraca capacidade de suporte) a PF4 (elevada capacidade de suporte) de acordo com o módulo elástico, conforme a Tabela 2.19.

Tabela 2.19 – Classificação da Plataforma de acordo com o Catálogo Francês de 1998 (RAMOS, 2003).

Classificação da Plataforma	PF1	PF2	PF3	PF4
Valores Limites do Módulo (MPa)	20-50	50-120	120-200	$\geq$200

MAGALHÃES (2004) apresenta como exemplo da forma do catálogo francês de estruturas-tipo (*Catalogue des Structures Types de Chaussées Neuves*), a ficha referente às misturas EME classe 2; este referido autor e RAMOS (2003) apresentam informações mais detalhadas a respeito do catálogo de método de dimensionamento utilizado na França.

BROSSEAUD (2006) comparou espessuras finais de pavimentos de estruturas típicas francesas, para o mesmo tráfego, subleito e período de projeto, ao utilizar misturas convencionais, BBSG e GB, ou misturas de módulo elevado, BBME e EME. Como

exemplo, tem-se a comparação entre duas soluções obtidas no catálogo francês de estruturas-tipo do LCPC de 1998, em que, utilizando-se GB ou EME nas camadas de base e sub-base, a diferença de espessura final foi de 9 cm (25%), conforme a Tabela 2.20. O referido autor não apresenta comparações entre os custos destas duas soluções, apenas comenta que, ao se utilizar misturas de módulo elevado, pode-se conseguir reduções no consumo de materiais não renováveis como agregados de até 30% e de 20% para ligantes, além da economia em se trabalhar com estruturas que exijam menores freqüências de manutenção.

Tabela 2.20 – Comparação entre duas estruturas típicas francesas (modificada de BROSSEAUD, 2006).

Camada	Solução 1		Solução 2	
	Material	Espessura (cm)	Material	Espessura (cm)
Rolamento	BBTM	2,5	BBTM	2,5
Ligação	BBSG	6,0	BBSG	6,0
Base	GB 2	14,0	EME 2	9,0
Sub-base	GB 2	14,0	EME 2	10,0
		Σ=36,5 cm		Σ=27,5 cm

MAGALHÃES (2004) apresenta comparação entre uma estrutura com solução tradicional e outra com mistura de módulo elevado, obtidas no Catálogo Scetauroute de 1997 da França por CORTÉ, 2003[7]. Ao se utilizar mistura de módulo elevado, teve-se redução de 7cm de mistura asfáltica, o que representou a redução de 33% na espessura do pavimento e 24% no consumo de asfalto. Esse dimensionamento foi realizado com base num tráfego N de $20x10^6$ e módulo do subleito de 120 MPa, Tabela 2.21.

Com o emprego de misturas de módulo elevado também nas camadas de ligação e base, estas camadas mais rígidas absorverão uma parcela maior dos esforços, nas quais deverão ser também analisadas as tensões e deformações de tração e provavelmente a condição “crítica/determinante” no dimensionamento será a vida de fadiga (MAGALHÃES, 2004).

[7] CORTÉ, J. F., 2003, **Development and Uses of Hard Grade Asphalt and High Modulus Asphalt Mixes in France.** Draft Version.

Tabela 2.21 – Comparação entre uma estrutura tradicional (Catálogo Scetauroute, 1997) com um pavimento com mistura de módulo elevado (CORTÉ, 2003 *apud* MAGALHÃES, 2004).

Camada	Solução Tradicional		Solução c/ Módulo Elevado	
	Material	Espessura (cm)	Material	Espessura (cm)
Rolamento	BBTM	2,5	BBTM	2,5
Ligação	BBL	6,0	-	-
Base	GB 3	13,0	EME 2	12,0
Sub-base	Brita simples	20,0	Brita simples	20,0
		Σ=41,5 cm		Σ=34,5 cm

GOACOLOU e MAZÉ (2000) verificaram a possibilidade de se correlacionar características de ligantes duros com as de misturas de módulo elevado. Foram ensaiados 8 ligantes, com penetrações 5/15, 10/20 e 20/30, e as características analisadas foram: penetração, ponto de amolecimento e módulo complexo, cujos resultados encontram-se na Tabela 2.22. Para as misturas, além de ensaios na prensa de cisalhamento giratório, de Duriez e afundamento de trilha de roda, obteve-se seus módulos elásticos de 3 ensaios distintos: flexão senoidal (NF P 98-260-2), tração direta (NF P 98-260-1) e compressão senoidal conforme a Figura 2.13. Os resultados dos módulos assim obtidos são apresentados na Tabela 2.23. Os valores de módulo de rigidez pela metodologia da NF P 98-260-2 foram cerca de 10% menores que os dos demais ensaios. Os autores verificaram que, para a mesma temperatura, 15^{o}C, e freqüência, 10 Hz, existe correlação entre os valores de módulo complexo dos ligantes e os módulos do ensaio de compressão simples das misturas, Figura 2.14. Também concluíram que somente a penetração e a temperatura de amolecimento são insuficientes para classificar os ligantes quanto ao seu desempenho.

Tabela 2.22 – Caracterização dos ligantes (modificada de GOACOLOU e MAZÉ, 2000).

Ligantes	B1	B2	B3	B4	BS1	BS2	BS3	BM
Penetração a 25^{o}C (1/10 mm)	3	11	19	17	21	15	22	23
Ponto de Amolecimento (^{o}C)	74,5	67	63	61	60	69	69	64
Módulo Complexo G* (MPa)	154	77	43	17	46	30	27	30
Ângulo de fase δ (^{o})	9	23	31	15	32	31	33	41

OBS: B (betume puro); BS (betume especial, segundo a classificação da EM 12 597) e BM (betume modificado por EVA)

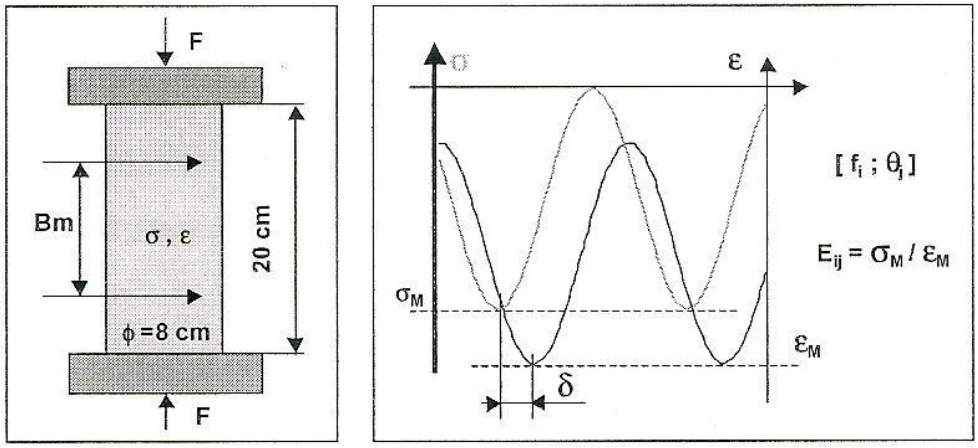

Figura 2.13 – Corpo-de-prova e comportamento tensão *versus* deformação do ensaio de compressão simples com carregamento senoidal (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).

Tabela 2.23 – Valores dos módulos elásticos das misturas (modificada de GOACOLOU e MAZÉ, 2000).

Ligantes	**B1**	**B2**	**B3**	**BS1**	**BS2**	**BS3**	**BM**	**B4**
Ensaio de flexão senoidal (MPa)	24.274	18.250	15.208	16.060	13.187	13.019	12.717	10.900
Ensaio de tração direta (MPa)	29.800	20.800	15.500	17.400	13.400	14.900	12.400	-
Compressão senoidal (MPa)	24.700	19.600	16.406	17.254	12.858	14.077	14.101	-

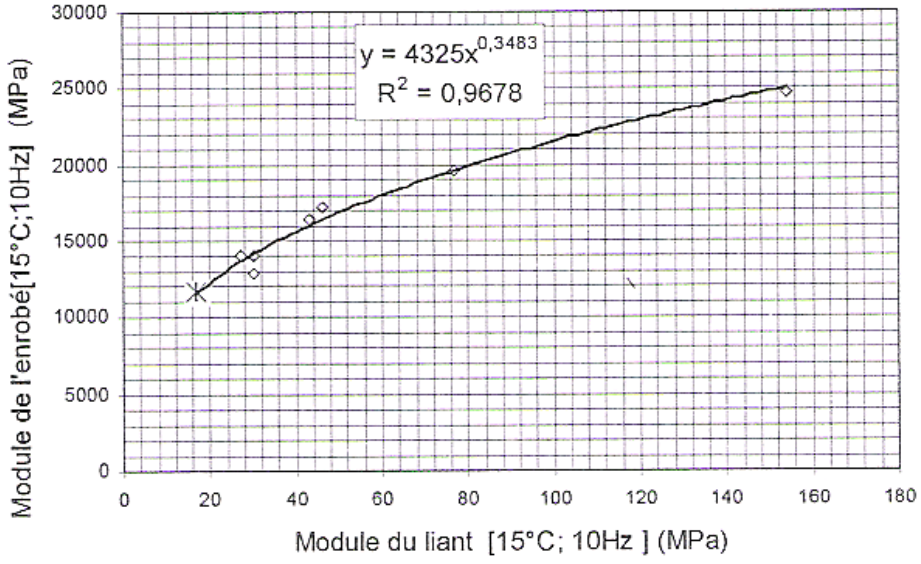

Figura 2.14 – Correlação entre os módulos dos ligantes e das misturas (GOACOLOU e MAZÉ, 2000).

CORTÉ *et al.* (1994) estudaram a deformação permanente de camadas de rolamento através do simulador de tráfego circular do LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) e ensaios de laboratório (simulador LPC e ensaios de *creep* estático e

dinâmico). Foram estudadas misturas com 4 tipos diferentes de ligantes, sendo 3 com mesma classe de penetração 50/70: um convencional, outro modificado por SBS e o Shell Multigrade (de baixa sensibilidade térmica); e um ligante duro com penetração 10/20. As estruturas analisadas apresentam as mesmas espessuras e características para todas as camadas, exceto a composta pelo ligante duro, que além de 8 cm de mistura como as demais, apresenta também um revestimento de 2,5cm de ligante modificado por SBS. Após 202.000 ciclos de carregamento no simulador circular, as maiores deformações encontradas, superiores a 12 mm, foram a das misturas com o ligante convencional 50/70, e as menores, de 3 a 5 mm, com o ligante duro. Para os demais ligantes, os afundamentos variaram de 5 e 7 mm. O simulador LPC foi importante na avaliação da influência da composição da mistura no desempenho e classificação da mesma, segundo a especificação NF P 98-253-1, quanto à resistência à deformação permanente. O ensaio de *creep* dinâmico mostrou ser o mais representativo do que acontece em campo, apresentando boa correlação com os resultados do simulador circular. O resultado obtido através do simulador de tráfego encontra-se na Figura 2.15. Os autores também analisaram a influência da origem da areia na resistência à deformação permanente e verificaram que as naturais apresentam maiores deformações.

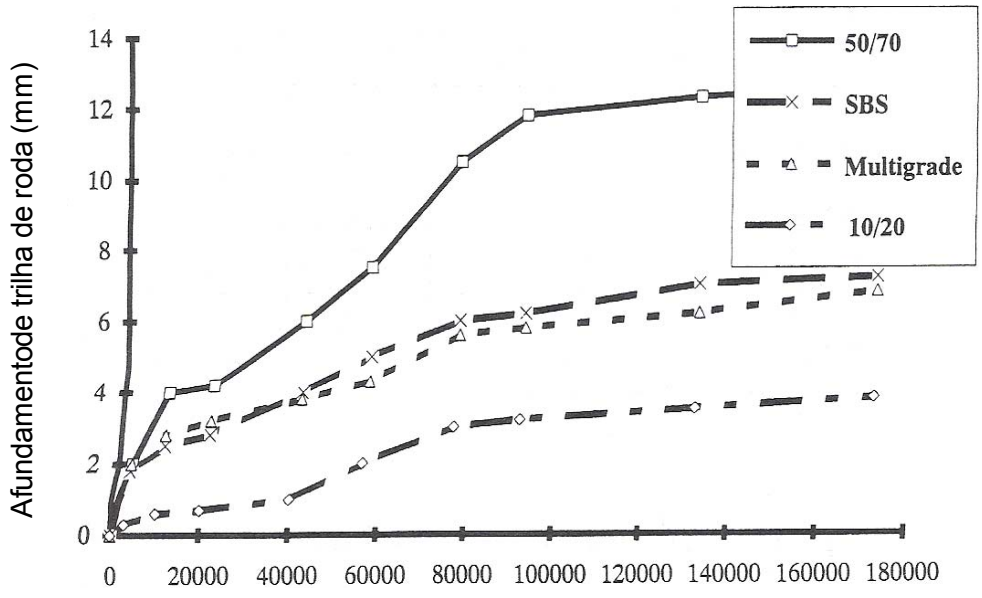

Figura 2.15 – Gráfico afundamento de trilha de roda (mm) *versus* número de carregamentos, segundo o simulador de tráfego circular (CORTÉ *et al.*, 1994).

Segundo JAMOIS *et al*. (2000), além das misturas de módulo elevado, estão sendo realizadas pesquisas na França com as chamadas misturas de módulo muito elevado ou EMTE (*enrobé à module très élevé*), desenvolvidas para serem aplicadas em camadas de base de pavimentos submetidos a cargas muito pesadas. Os ligantes utilizados são muito duros, com penetração 0/10 e ponto de amolecimento entre 87 e 93^{o}C, e os valores de módulos complexos, a 15^{o}C e 10 Hz, variam de 20.000 a 25.000 MPa. Foram realizados testes no simulador de tráfego circular do LCPC em Nantes para comparar estas misturas de módulo muito elevado com misturas convencionais do tipo GB e os resultados mostram que os módulos das camadas com EMTE são da ordem de 25.000 MPa e, os das camadas com GB, de 10.000 MPa; as primeiras também apresentaram melhor desempenho quanto à vida de fadiga. Estas misturas também foram testadas em dois trechos experimentais: na construção de um pavimento novo na rodovia RN 123 e no reforço de uma estrutura antiga na RN 177. Tem-se uma descrição resumida destes trechos:

- RN123: extensão de 470m, estrutura composta por subleito de classificação francesa PF1 (Tabela 2.19), sub-base de 2cm de areia + 11 cm de EMTE 0/14, camada de ligação com 10 cm de EMTE 0/14 e 4 cm de revestimento asfáltico convencional de granulometria fina. O teor de ligante da EMTE foi de 6,3 %. A temperatura de usinagem foi entre 185 e 190^{o}C e o grau de compactação atingido de 97% em relação ao 100% do compactador giratório. Em 1 ano, o trecho recebeu 14.429 veículos por dia, dos quais 15% eram considerados pesados.

- RN177: o trecho antigo tinha 17 anos e era constituído de 7 cm de CBUQ, que se encontrava muito trincado e com afundamentos de trilhas-de-roda. A extensão de reforço é de 400m, constituído de 9cm de EMTE 0/14 com teor de ligante de 5,9%, mais 2,5 cm de revestimento asfáltico convencional de granulometria fina, BBTM. A temperatura de usinagem foi de 195^{o}C e o grau de compactação entre 94 e 96%. O afundamento considerável existente na antiga camada não foi corrigido e ocorreram variações de espessura do reforço. Em pouco tempo, já foram observadas reflexões de trincas.

Na Tabela 2.24, são apresentadas algumas características das misturas aplicadas nestes trechos.

Tabela 2.24 – Características das misturas EMTE aplicadas nos trechos experimentais (modificado de JAMOIS *et al*., 2000).

Ensaio	Trecho	
	RN 123	**RN 177**
Ensaio Duriez, r/R	0,99	0,99
Resistência ao ATR (60oC - 30.000 ciclos), %	<1,0	1,5
Módulo Complexo (15^{o}C - 10 Hz), MPa	21.000	21.000
Fadiga, $\mu\varepsilon$	154	–

Após dois anos de observação dos trechos, recomenda-se a aplicação de EMTE com espessura mínima de 10 cm e, pelo menos, 96% de grau de compactação e 6,2% de teor de ligante (JAMOIS *et al*., 2000). Segundo os referidos autores, os resultados de pesquisas têm sido promissores e a aplicação destas novas misturas poderá reduzir em até 50% a espessura final dos pavimentos em relação ao uso de misturas asfálticas convencionais.

Segundo DELORME (2006), há pouca experiência a respeito do uso de escórias de aciaria em misturas de módulo elevado, EME. Algumas aplicações foram realizadas na parte oriental da França, pela Eurovia, e a composição granulométrica adotada, designada por diâmetro mínimo/diâmetro máximo do agregado em milímetros, foi a seguinte: 24% de escória 10/14, 24% de escória 6/10, 30% de escória 0/4 e 16% de agregado convencional 0/5. O teor de ligante, com classe de penetração 10/20, foi de 6,0%. A mistura apresenta 2,7% de vazios para 100 giros na prensa de cisalhamento giratório, resistência ao afundamento de trilhas-de-roda, a 60^{o}C e 30.000 ciclos, de 7,0% e razão r/R do ensaio Duriez igual a 0,9. Verifica-se que estes parâmetros atendem às especificações da NF P 98-140 mostrados na Tabela 2.11.

No Brasil, tem-se desenvolvendo estudos sobre misturas asfálticas especiais de alto desempenho e durabilidade para pavimentos de alto volume de tráfego, como no projeto CTPETRO – PAVIMENTOS, criado em 2003 e realizado em conjunto pela COPPE/UFRJ, CENPES/PETROBRAS, UFRGS, USP/SP, UFSC e UFC, do qual faz parte esta pesquisa.

No Campus do Vale da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, foi executada uma pista experimental, de 30m de comprimento por 3,5m de largura, com o objetivo de se estabelecer o processo executivo de camadas com misturas asfálticas de alto módulo, identificando a necessidade de adaptações nos procedimentos empregados

na construção de camadas asfálticas convencionais. A estrutura é constituída por um um macadame seco com 16 cm de espessura construído sobre o subleito, seguido de uma camada de brita graduada com 12 cm de espessura e sobre esta, foram testadas duas espessuras de camada asfáltica de alto desempenho (8 e 12 cm). Como camada de rolamento, executou-se um microrevestimento asfáltico a frio. O ligante utilizado na mistura de módulo elevado foi o CAPPLUS 106B, produzido em laboratório pela BR Distribuidora, no teor de projeto de 5,5% e o módulo de resiliência obtido foi de 10.400 MPa. Após o acompanhamento do processo construtivo com a execução de camadas asfálticas de módulo elevado neste trecho experimental, sugere-se que se realize também a monitoração da pista através da aplicação de simulador de tráfego linear, como o existente na Área de Pesquisas e Testes de Pavimentos da UFRGS, para melhor avaliação do emprego deste tipo de mistura (CERATTI, 2007).

Assim como no caso do uso de escória de aciaria em camadas de pavimentos, nas referências bibliográficas consultadas neste item, não foram encontrados estudos comparativos sobre custos finais de obras ao se utilizar misturas de módulo elevado ou misturas tradicionais.

CAPÍTULO 3

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Agregado Siderúrgico

Utilizou-se, como agregados graúdo e miúdo, escória de aciaria LD, proveniente da Companhia Siderúrgica de Tubarão (CST).

A escória em estudo é aquela classificada como ACERITA pela CST, referida no item 2.1.5 do capítulo 2, a qual sofre tratamento prévio para redução da expansão. O material, que se encontrava empilhado no pátio há mais de 2 anos, foi coletado pela CST na usina e enviado à COPPE/UFRJ em dois tambores de 200 kg em junho de 2006. Na tentativa de se trabalhar com uma amostra mais representativa do material estocado na usina, foi pedido que se coletasse material de diferentes locais da pilha.

Na Figura 3.1, tem-se uma amostra da escória da CST utilizada neste estudo na granulometria original.

Figura 3.1 – Escória de aciaria utilizada neste estudo.

Os grãos da escória em estudo são de cor cinza claro, com formas variáveis (arredondados e angulares), textura superficial lisa e aspecto não poroso.

3.1.1 Análise Granulométrica

A análise granulométrica da escória foi realizada de acordo com a norma DNER – ME 083/98 e o resultado encontra-se nas Tabela 3.1 e Figura 3.2.

Tabela 3.1 – Granulometria em porcentagem de peso passante da escória deste estudo.

Peneira		**% Passante**
(pol./#)	(mm)	
1"	25,4	100,0
3/4"	19,0	99,3
1/2"	12,7	78,3
3/8"	9,5	62,1
n.º 4	4,8	39,6
n.º 10	2,0	26,0
n.º 40	0,42	14,3
n.º 80	0,18	2,8
n.º 200	0,075	1,2

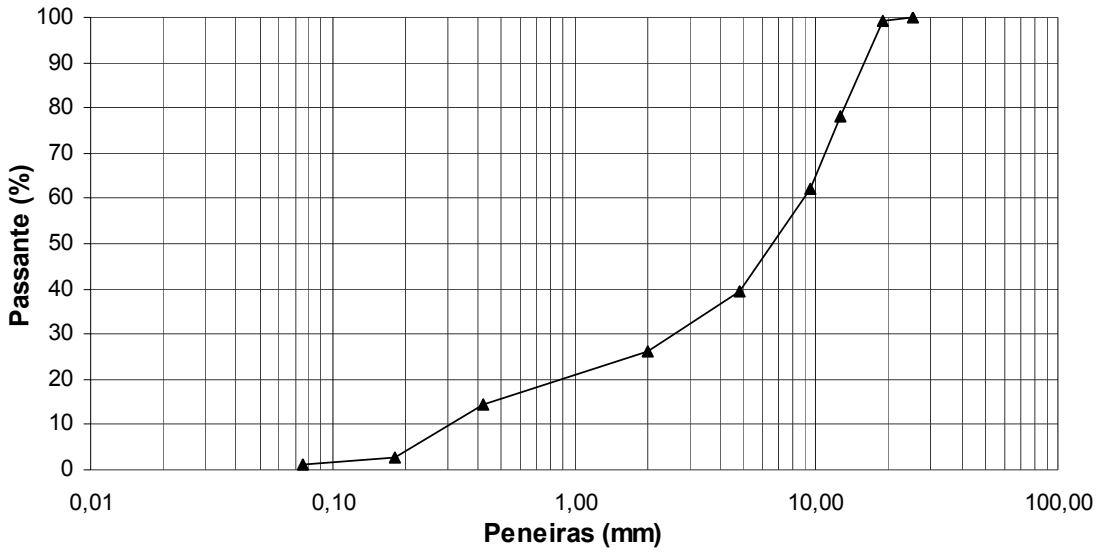

Figura 3.2 – Curva granulométrica da escória deste estudo.

3.1.2 Caracterização

A escória de aciaria foi caracterizada através de ensaios exigidos pelas especificações do atual DNIT (Departamento Nacional de Infra-Estrutura e Transportes) e outros ensaios julgados também importantes na complementação deste estudo.

As densidades (real e aparente) e a absorção de água da fração graúda da escória (retida na peneira de 4,8 mm) foram obtidas através da média entre os valores de 3 ensaios realizados de acordo com a especificação DNER – ME 081/98 e os resultados são apresentados na Tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Densidades e absorção da escória graúda deste estudo.

Densidade real	2,98
Densidade aparente	2,76
Absorção (%)	2,60

Para a fração miúda da escória (passante na peneira de 4,8 mm), as densidades (aparente e real) e a absorção foram obtidas através da média entre os valores de 3 ensaios realizados de acordo com a norma ASTM C 128/97, já que com a especificação DNER ME 084/95 é possível se determinar apenas a densidade real do agregado miúdo, não se permitindo assim trabalhar com o conceito de densidade relativa efetiva. Estes resultados são apresentados na Tabela 3.3.

Tabela 3.3 – Densidades e absorção da escória miúda deste estudo.

Densidade real	3,31
Densidade aparente	2,78
Absorção (%)	8,96

Verifica-se que os valores de absorção de água apresentadas – Tabelas 3.2 e 3.3 – estão bem acima dos limites especificados pela DNER – EM 262/94 (de 1 a 2% em peso), principalmente o valor da parcela miúda do material.

O valor encontrado para a massa específica real do fíler de escória (passante na peneira n^{o} 200), obtido de acordo com a especificação DNER – ME 085/94, foi de 2,849 g/cm^{3}.

Avaliou-se o desgaste por Abrasão *Los Angeles* de acordo com a norma DNER ME 035/98. A graduação utilizada foi a B, cuja carga abrasiva é de 4584$\pm$25g (11 esferas) e o valor encontrado foi de 17%, inferior ao máximo de 25% preconizado pela norma DNER EM 262/94.

Realizou-se o ensaio de verificação da adesividade do resíduo aos ligantes utilizados nas misturas (CAP 30/45, CAP 30/45 + SASOBIT e RV) através da norma DNER – ME 078/94. O resultado obtido foi satisfatório, ou seja, não houve nenhum deslocamento

da película betuminosa ao final das 72 horas especificadas. Segundo CARNEIRO (1993), baixos teores de cal livre na escória LD tendem a contribuir na adesividade entre os ligantes e os agregados de escória na mistura asfáltica.

Ao realizar este mesmo método de ensaio de adesividade do DNER ME – 078/94 em uma amostra de escória de aciaria de outra procedência, CASTELO BRANCO (2004) observou que, apesar do resultado ter mostrado a necessidade do uso de substância adesivadora (DOPE), o efeito do DOPE nos resultados de ensaios de resistência a tração retida por umidade induzida (AASTHO T 283/89) para as misturas avaliadas foi irrelevante.

Para avaliar o potencial expansivo da escória, realizou-se o ensaio de expansão recomendado pela norma DNER – ME 262/94, ou seja, o método PTM 130/78 do Departamento de Transportes da Pensilvânia adaptado pelo Departamento de Estradas e Rodagem de Minas Gerais. Este método pode ser resumidamente descrito como se segue:

- na preparação da amostra, deve-se secá-la ao ar, passá-la na peneira de 2" (50,8mm) e desprezar a fração retida nesta peneira;

- determinar a curva de umidade ótima e a densidade máxima de acordo com o método DNER – ME 049/94;

- a amostra deve ser compactada na umidade ótima em três camadas com 56 golpes cada no molde CBR;

- colocar a amostra submersa (num recipiente com água) numa posição nivelada em estufa com temperatura controlada de $71 \pm 3\ ^{o}C$;

- anotar a medida inicial, no extesômetro, após 30 minutos da colocação da amostra na estufa;

- as demais medidas de expansão vertical devem ser anotadas no mínimo uma vez por dia por um período de 7 dias;

- após o período de uma semana, a água do recipiente deve ser removida parcialmente e a amostra mantida na estufa a $71 \pm 3^{o}C$, porém na condição de saturação (não submersa) por mais 7 dias, com leituras conforme o item anterior;

- a porcentagem de expansão total é calculada dividindo-se a leitura do extensômetro após os 14 dias de ensaio menos a leitura inicial (após 30 min. de estufa) pela altura inicial da amostra;

- a taxa de expansão é geralmente ilustrada pela curva do tempo em dias (eixo x) *versus* a porcentagem de expansão (eixo y).

No ensaio de expansão da escória em estudo, foram utilizadas duas amostras, com umidade ótima de 6,7% e massa específica aparente seca de $2{,}89\,g/cm^3$, e os resultados estão apresentados na Tabela 3.4 e na Figura 3.3. Observa-se que o valor médio de expansão total foi de 0,63%, menor que o especificado pela norma DNER – EM 262/94 de 3%.

Tabela 3.4 - Expansão diária e acumulada da escória deste estudo até o 14^{o} dia de ensaio.

DIA	DATA	AMOSTRA 1 LEITURA (mm)	AMOSTRA 2 LEITURA (mm)	Expansão Diária média(%)	Expansão Acumulada média (%)
0	09/10/06	0	0	0	0
1	10/10/06	0,04	0,06	0,03	0,03
2	11/10/06	0,15	0,11	0,05	0,07
3	12/10/06	0,26	0,20	0,06	0,13
4	13/10/06	0,38	0,29	0,06	0,19
5	14/10/06	0,50	0,36	0,05	0,24
6	15/10/07	-	-	0,00	0,24
7	16/10/07	0,64	0,47	0,07	0,31
8	17/10/06	0,76	0,65	0,08	0,40
9	18/10/06	0,80	0,77	0,05	0,44
10	19/10/06	0,90	0,81	0,04	0,48
11	20/10/06	0,96	0,86	0,03	0,51
12	21/10/06	1,04	0,92	0,04	0,55
13	22/10/06	-	-	-	-
14	23/10/06	1,19	1,05	0,08	0,63

GONTIJO (2006) critica o uso deste limite de 3,0% pelo DNER ME 262/94, já que se trata de um ensaio adaptado do PTM 130/78 pelo DER/MG em 1982 e atualmente o Departamento de Transportes da Pensilvânia especifica que este limite máximo de expansão não seja superior a 0,50%.

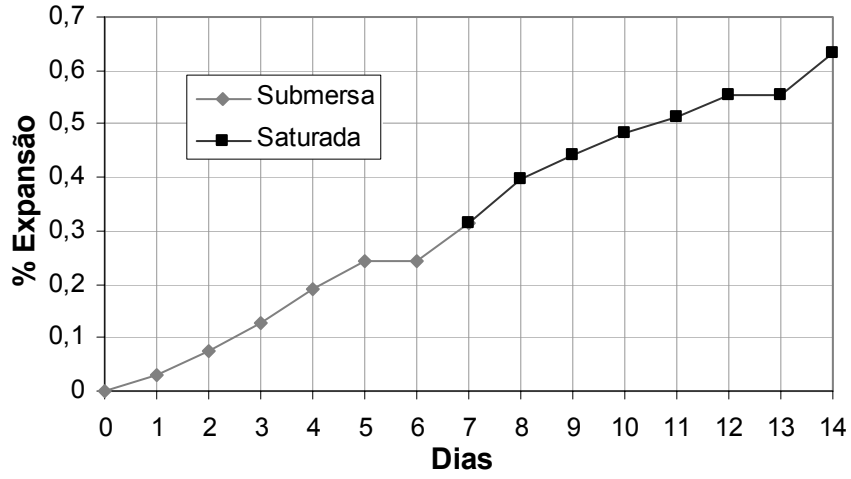

Figura 3.3 – Percentuais de expansão acumulada da escória deste estudo *versus* tempo de ensaio.

A norma americana ASTM D 2940/98 estabelece também o limite máximo de 0,50% de expansão para agregados de escórias de aciaria em camadas de base e subbase de rodovias e aeroportos através da metodologia de ensaio da ASTM D 4792/00, que avalia a expansão do agregado siderúrgico aos 7 dias na condição submersa à temperatura de $70\pm3^{o}C$. Verifica-se que, aos 7 dias de ensaio, a expansão média acumulada da escória em estudo, 0,31%, atende a especificação americana.

Foi realizada uma análise química quantitativa da escória pelo Laboratório INNOLAB do Brasil Ltda, localizado na cidade do Rio de Janeiro. O resultado desta análise encontra-se na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Análise química quantitativa da escória em estudo.

Composto Químico	% em massa	Método de Análise
CaO	44,40	EPA 3050B e 6010B
MgO	8,20	EPA 3050B e 6010B
Al_2O_3	2,30	EPA 3050B e 6010B
SiO_2	8,40	EPA 3050B e 6010B
FeO	8,00	** e * 3500B
P_2O_5	0,21	Digestão * 4500E
MnO	4,40	EPA 3050B e 6010B
S	0,00	Digestão * 4500E

* ALPHA-AWWA 20ª Ed.

** Rock and Mineral Analysis 2ª Ed.

Observa-se que as porcentagens de cada composto químico encontradas nesta pesquisa são próximas às obtidas por SILVA (1994) e SILVA *et al.* (2002) ao analisarem a composição de amostras de escória da CST, apresentadas na Tabela 3.6.

Tabela 3.6 - Análise química quantitativa de amostras de escória da CST por SILVA (1994) e SILVA *et al.* (2002).

Composto Químico	**% em massa**	
	Silva (1994)	**Silva *et. al.*, 2002**
CaO	44,30	38,30
MgO	6,40	5,77
Al_2O_3	1,50	2,05
SiO_2	13,80	12,40
Fe total	17,50	19,20
P_2O_5	-	2,10
MnO	5,30	6,14
S	0,07	0,11

Verifica-se, comparando-se os parâmetros apresentados na Tabela 2.3 com os valores da Tabela 3.5, que as porcentagens dos compostos da escória em estudo, CaO, SiO_2, MgO, Al_2O_3, FeO e MnO, enquadram-se nos limites apresentados por GEYER (2001) para as escórias LD produzidas no Brasil.

IPR (1988) faz referência às equações de equilíbrio entre os óxidos de cálcio e magnésio ou apenas do primeiro com outros constituintes da escória apresentadas por Pablo Gaibrois. Estas Equações 3.1 e 3.2 são chamadas de módulo A e B e, segundo Pablo Gaibrois, se a composição química da escória atender a estes módulos, provavelmente não sofrerá a desintegração causada pelos óxidos de cálcio e magnésio.

- Módulo A : $CaO + 0{,}80\,MgO \leq 1{,}28\,SiO_2 + 0{,}40\,Al_2O_3 + 1{,}75\,S$ (3.1)

- Módulo B : $CaO \leq 0{,}90\,SiO_2 + 0{,}60\,Al_2O_3 + 1{,}75\,S$ (3.2)

A escória de aciaria em estudo não atendeu aos limites dos módulos A e B, podendo, então, apresentar problemas quanto à desintegração gerada pelos óxidos livres (CaO e MgO), de acordo com Pablo Gaibois. No entanto, CASANOVA (2006) contesta a

extensão do uso das Equações 3.1 e 3.2 para escórias de outras procedências, já que se trata de um material bastante heterogêneo. Outro fato que leva a questionar o resultado dessa análise, é o valor relativamente baixo (0,63%) obtido no ensaio de expansão preconizado pelo DNER ME 262/94 para a escória deste estudo.

Amostras da escória em estudo foram encaminhadas ao laboratório TASQA Serviços Analíticos Ltda, localizado na cidade de Paulínia no estado de São Paulo, para a realização dos ensaios de classificação de resíduos sólidos quanto a riscos potenciais à saúde pública e ao meio ambiente.

Estes ensaios foram realizados de acordo com as seguintes normas da ABNT: NBR 10004, 10005 e 10006 de 2004. Através destas, os resíduos podem ser classificados como perigosos (classe I) ou não perigosos (classe II) e, estes ainda, em não inertes (classe II A) ou inertes (classe II B).

São considerados perigosos, os resíduos que se enquadram nos Anexos A ou B da NBR 10004/04 ou que apresentem características de inflamabilidade, corrosividade, reatividade, patogenicidade ou toxicidade. Uma das formas de se mensurar esta última é através do ensaio de lixiviação (NBR 10005/04), no qual são verificadas se as concentrações de certas substâncias estão dentro dos limites especificados. Já a classificação dos resíduos não perigosos em inertes ou não inertes se dá pelo ensaio de solubilização (NBR 10006/04), também através da verificação de limites especificados para alguns parâmetros.

Os resultados do ensaio de lixiviação constam da Tabela 3.7, na qual se verifica que os parâmetros analisados apresentam concentrações menores que as indicadas como adequadas pela NBR 10004/04. Já as concentrações de Ferro, Fenóis Totais e Fluoretos são superiores às indicadas como aceitáveis na NBR 10004/04, conforme se verifica na Tabela 3.8, referente ao ensaio de solubilização. Baseado nos resultados obtidos nestas análises, o resíduo é classificado como Classe II A (não perigoso e não inerte).

Tabela 3.7 – Resultados do Ensaio de Lixiviação – NBR 10005/04 – da escória deste estudo.

Parâmetros	Unidade	LQ	Resultados Analíticos	Limites NBR 10005/04	Método de Referência
Prata	mg/L	0,05	< LQ	5	SM21 3111 B
Arsênio	mg/L	0,04	< LQ	1	SM21 3120 B
Cádmio	mg/L	0,03	< LQ	0,5	SM21 3111 B
Mercúrio	mg/L	0,0005	< LQ	0,1	EPA 7470 A
Chumbo	mg/L	0,2	< LQ	1	SM21 3111 B
Selênio	mg/L	0,007	< LQ	1	SM21 3120 B
Bário	mg/L	0,005	0,33	70	SM21 3120 B
Cromo Total	mg/L	0,08	< LQ	5	SM21 3111 B
Fluoretos	mg/L	0,07	1,07	150	SM21 4500 FC

* LQ - Limite de Quantificação ou concentração do composto no material analisado Fonte: TASQA

Tabela 3.8 – Resultados do Ensaio de Solubilização – NBR 10006/04.

Parâmetros	Unidade	LQ	Resultados Analíticos	Limites NBR 10006/04	Método de Referência
Surfactantes	mg/L	0,04	0,13	0,5	SM21 5540 C
Alumínio	mg/L	0,07	< LQ	0,2	SM21 3120 B
Prata	mg/L	0,003	< LQ	0,05	SM21 3120 B
Arsênio	mg/L	0,04	< LQ	0,01	SM21 3120 B
Cádmio	mg/L	0,003	< LQ	0,005	SM21 3120 B
Cobre	mg/L	0,01	< LQ	2	SM21 3111 B
Ferro	**mg/L**	**0,02**	**0,39**	**0,3**	**SM21 3111 B**
Mercúrio	mg/L	0,0005	< LQ	0,001	EPA 7470 A
Manganês	mg/L	0,02	< LQ	0,1	SM21 3111 B
Sódio	mg/L	0,01	11,3	200	SM21 3500 NaB
Chumbo	mg/L	0,03	< LQ	0,01	SM21 3120 B
Selênio	mg/L	0,007	< LQ	0,01	SM21 3120 B
Zinco	mg/L	0,01	0,04	5	SM21 3111 B
Bário	mg/L	0,005	0,33	0,7	SM21 3120 B
Nitrato (como N)	mg/L	0,1	3,80	10	SM21 4500 NO3F
Cromo Total	mg/L	0,002	0,02	0,05	SM21 3120 B
Fenóis Totais	**mg/L**	**0,001**	**0,003**	**0,001**	**EPA 420.1**
Cianetos	mg/L	0,02	< LQ	0,07	SM21 4500-CN C/4500 CNF
Fluoretos	**mg/L**	**0,07**	**3,82**	**1,5**	**SM21 4500-FC**
Sulfatos (como SO_4)	mg/L	1,00	< LQ	250	SM21 4500-SO^{-2}_4 E
Cloretos	mg/L	2	7,30	250	SM21 4500-Cl D

Fonte: TASQA

Outros autores também obtiveram a mesma classificação, classe II A, na análise de escórias de aciaria (GEYER, 2001, MASUERO, 2001, ROHDE, 2002, CASTELO BRANCO, 2004). No caso da análise apresentada por MASUERO (2001), os teores

de fenóis, 0,004 mg/L, e fluoretos, 6,2 mg/L, para uma amostra de escória de aciaria também estavam acima dos limites especificados, além do teor de Alumínio igual a 3,8 mg/L.

FERNANDES (2004) apresenta resultados de ensaios de classificação de resíduos sólidos realizados pelo mesmo laboratório TASQA, em agregados reciclados de construção e demolição (RCD) de duas usinas. Os resíduos foram também classificados como Classe II A - não perigoso e não inerte. Nas amostras da usina Catumbi (Rio de Janeiro) as concentrações de fenóis totais, iguais a 0,004 mg/L, e alumínio, 0,29 mg/L, foram superiores aos limites especificados e na usina do Estoril (Belo Horizonte), as concentrações que superaram às especificadas foram a de alumínio, 0,004 mg/L e a de Selênio, 0,02 mg/L.

Devido à inexistência de parâmetros estabelecidos para aplicação em pavimentação, tanto para os testes de lixiviação quanto para os de solubilização, os dados encontrados são comparados com os padrões de potabilidade de água do ministério da saúde e do W.H.O. (*Guidelines for Drinking Water Quality*), de acordo com o procedimento da NBR 10004/04. Em pavimentação, tem-se condição mais próxima de lixiviação e a classificação em não-inerte, segundo o ensaio de solubilização, através de comparações a parâmetros de água potável, é muito severa (NÓBREGA, 2007).

Segundo GEYER (2001), um resíduo classificado como classe II poderá ser utilizado na construção de sub-bases de rodovias e ferrovias, mediante a inspeção e liberação do local pelos órgãos ambientais.

3.2 Agregado Convencional

Utilizou-se também agregado convencional proveniente da Pedreira Sepetiba Ltda, localizada na região metropolitana do Rio de Janeiro. Este agregado, de natureza mineral granítica, é classificado geologicamente como hornblenda-biotita granitóide (MELLO e CALAES, 2006).

Tem-se, na Figura 3.4, uma amostra de cada agregado utilizado neste estudo (escória e agregado convencional).

a) Agregado convencional b) Escória de Aciaria

Figura 3.4 – Agregados utilizados neste estudo.

Os ensaio de caracterização do agregado convencional foram realizados pelos técnicos do Laboratório do Centro de Pesquisas e Desenvolvimento Leopoldo A. Miguez de Mello, CENPES/PETROBRAS, e os resultados são apresentados no item 3.1.2.

Este agregado da Pedreira Sepetiba tem sido usado no Projeto Fundão, que consiste na restauração do pavimento da Cidade Universitária da Ilha do Fundão, realizada por uma parceria entre a COPPE/UFRJ (Setor de Mecânica dos Pavimentos) e o CENPES/PETROBRAS.

3.2.1 Caracterização

Encontram-se na Tabela 3.9, as normas utilizadas nos ensaios de caracterização da fração graúda (retida na peneira de 4,8 mm) e miúda (passante na peneira de 4,8 mm) do agregado convencional realizados pelo CENPES e na Tabela 3.10, são apresentados os resultados desses ensaios.

Tabela 3.9 – Normas utilizadas nos ensaios de caracterização do agregado convencional em estudo.

Característica	Agregado Graúdo	Agregado Miúdo
Densidade real	DNER ME 081/98	ASTM C 128/97
Densidade aparante	DNER ME 081/98	ASTM C 128/97
Absorção (%)	DNER ME 081/98	ASTM C 128/97
Perda por Abrasão Los Angeles (%)	DNER ME 035/98	-
Partículas chatas e alongadas (%)	ASTM D 4791/99	-
Índice de forma	ABNT NBR 7809/03	-
Angularidade	-	ASTM C 1252/98
Equivalente de areia	-	DNER ME 054/94

Tabela 3.10 – Caracterização do agregado convencional em estudo.

Característica	Agregado Graúdo	Agregado Miúdo
Densidade real	2,792	2,781
Densidade aparante	2,669	2,693
Absorção (%)	0,8	3,01
Perda por Abrasão Los Angeles (%)	43,3	-
Partículas chatas e alongadas (%)	1	-
Índice de forma	2,9	-
Angularidade	-	40,04
Equivalente de areia	-	84

Conforme o esperado, verifica-se que os valores de densidades real e aparente do agregado convencional, Tabela 3.10, são menores que os valores obtidos para a escória de aciaria – Tabelas 3.2 e 3.3 – devido a composição metálica desta. Verifica-se também, através destas referidas Tabelas, que os valores de absorção de água da escória são bem maiores que os obtidos para o agregado convencional.

O valor encontrado de desgaste por Abrasão *Los Angeles* para o agregado convencional, 43,3%, foi cerca de 2,5 vezes maior que o desgaste obtido para a escória de aciaria, 17%, no entanto, esse valor atende a especificação DNIT ES 031/2006 de desgaste menor ou igual a 50% para uso em CBUQ. Deve-se salientar que, apesar da referida norma especificar o valor de *Los Angeles* máximo para que o agregado seja usado em CBUQ, esse ensaio tenta reproduzir o desgaste que ocorre no atrito direto entre os agregados e não na condição em que os grãos são envolvidos pelo ligante como acontece numa mistura asfáltica.

Realizou-se também o ensaio de verificação da adesividade do agregado convencional aos ligantes utilizados nas misturas (CAP 30/45, CAP 30/45 + SASOBIT

e RV) através da norma DNER – ME 078/94. O resultado obtido foi classificado como não satisfatório, pois houve deslocamento da película de asfalto. Desta forma, utilizou-se 0,5% do aditivo químico DOP AD-HERE 6500, fornecido pela Petrobrás Distribuidora S. A., para melhorar a adesividade. Apesar de se utilizar cal hidratada como material de enchimento nessas misturas asfálticas em estudo, não se avaliou sua influência na adesividade do agregado ao ligante, sendo o ensaio realizado apenas para os agregados graúdos, conforme a norma DNER – ME 078/94.

3.3 Material de Enchimento

A norma DNER EM – 367/97 define material de enchimento ou fíler como material mineral inerte aos outros componentes da mistura e que seja pelo menos 65% passante na peneira de 0,075 mm de abertura de malha quadrada.

Nesta pesquisa, utilizou-se cal hidratada (CH-III, da marca PURAKAL) como fíler.

O valor encontrado para a massa específica real da cal, obtido de acordo com a especificação DNER – ME 085/94, foi de 2,636 g/cm^3.

3.4 Ligantes

Foram utilizados, neste trabalho, três tipos de ligantes: CAP 30/45, CAP 30/45 modificado com 4% de Sasobit, provenientes da Refinaria Duque de Caxias (REDUC), e Resíduo de Vácuo (RV) da Refinaria Presidente Getúlio Vargas no Paraná (REPAR).

Sasobit é uma parafina ou hidrocarboneto usado na modificação de asfaltos e produzido pela Sasol Wax na África do Sul. Normalmente é vendido em pastilhas e misturado ao betume quente na própria refinaria. É completamente solúvel no ligante a temperaturas maiores que 115°C, formando uma solução homogênea e reduzindo a viscosidade do ligante. Assim, consegue-se reduzir as temperaturas de mistura e compactação de 10 a 30^{o}C, o que gera economia de energia no processo, redução do envelhecimento do ligante e reduções de emissões de vapores de asfalto. Após o resfriamento, o Sasobit se cristaliza e ligado às moléculas do betume, eleva o ponto de amolecimento e diminui a penetração do ligante, aumentando desta forma sua estabilidade (resistência à deformação permanente) na temperatura de serviço.

Portanto, para temperaturas menores que 115^{o}C aproximadamente, a viscosidade do ligante modificado pelo Sasobit é maior que a do ligante original e acima deste valor, ocorre uma redução notável na viscosidade deste ligante com o aumento do teor de Sasobit. Também pode ser usado em ligantes modificados com polímeros, principalmente em ligantes duros para melhorar sua trabalhabilidade (espalhamento/compactação).

O CAP 30/45 com Sasobit usado neste trabalho está sendo testado em pesquisas desenvolvidas pela PETROBRAS e ainda não é comercializado no Brasil.

O Resíduo de Vácuo (RV) é o produto final da destilação do petróleo. Por não se enquadrar nas especificações brasileiras para ligantes asfálticos para pavimentação, o RV REPAR deste estudo também não é comercializado, sendo utilizado como matéria-prima para a formulação de ligantes produzidos em escala comercial.

Esses ligantes em estudo serão designados neste trabalho por: CAP 30/45, CAP 30/45 + Sasobit e RV.

3.4.1 Caracterização

Os ensaios de caracterização foram realizados pelo laboratório de ligantes asfálticos do CENPES/PETROBRAS. Os resultados destes ensaios encontram-se na Tabela 3.11, na qual verifica-se, além de métodos das especificações brasileiras de ligantes, resultados de análises relativas às especificações SUPERPAVE (*SUperior PERrformance Asphalt PAVEments*) do programa SHRP (*Strategic Highway Research Program*) baseadas no desempenho de pavimentos.

Verifica-se que o CAP 30/45 com Sasobit tem menor valor de penetração a 25^{o}C e maior ponto de amolecimento comparado aos outros ligantes em estudo, Tabela 3.11.

Tabela 3.11 – Caracterização dos ligantes utilizados nesta pesquisa.

Características	Unidade	CAP 30/45 c/ 4% Sasobit	CAP 30/45	Resíduo de Vácuo (RV)
Amostra Virgem				
Ponto de Amolecimento	°C	88,1	53,8	54,8
Viscosidade Absoluta a 60°C	P	-	5264	5240
Penetração a 15°C, 100g, 5s	dmm	9	12	5
Penetração a 25°C, 100g, 5s	dmm	23	34	30
Penetração a 35°C, 100g, 5s	dmm	-	101	96
Viscosidade Brookfield a 135°C	cP	440,83	515	455
Viscosidade Brookfield a 150°C	cP	223,13	246,3	220,7
Viscosidade Brookfield a 175°C	cP	85,59	-	-
Cisalhamento Dinâmico - Deformação Permanente				
Temperatura em que G*/sen (delta) ≥ 1,0 kPa	°C	76	70	70
G* (módulo complexo de cisalhamento)	Pa	1489	1197	1175
Delta (ângulo de fase)	°	84,94	88,47	87,48
G*/sen(delta)	kPa	1,495	1,197	1,176
Cisalhamento Dinâmico - Fadiga				
Temperatura em que G*sen (delta) ≤ 5 MPa	°C	-	31	31
G* (módulo complexo de cisalhamento)	kPa	-	5686	4575
Delta (ângulo de fase)	°	-	59,9	55,71
G*sen(delta)	MPa	-	4919	3780
BBR (*Bending Beam Rheometer*)				
Temperatura em que S≤300MPa e m ≥0,3	°C	0	-6	-6
Tempo	seg	60	60	60
S (rigidez estática)	MPa	228	225	239
Diferença (%)	(%)	0,439	0	0,844
m (logarítmo do módulo de relação)		0,321	0,346	0,318
Amostra após Envelhecimento RTFOT				
Ponto de Amolecimento	°C	94,3	57,5	58
Viscosidade Absoluta a 60°C	P	-	-	11282
Penetração a 25°C, 100g, 5s	dmm	11	26	23
Variação em massa RTFOT	%	(-) 0,179	(+) 0,051	(+) 0,018
Cisalhamento Dinâmico - Deformação Permanente				
Temperatura em que G*/sen (delta) ≥ 2,2 kPa	°C	76	70	70
G* (módulo complexo de cisalhamento)	Pa	2950	2315	2191
Delta (ângulo de fase)	°	84,53	88,35	86,64
G*/sen(delta)	kPa	6,75	2,316	2,195
Grau de desempenho - PG		76-16	70-16	70-16

3.5 Misturas Asfálticas

3.5.1 Curva Granulométrica de Projeto

O objetivo deste trabalho é comparar a influência do tipo de agregado (escória de aciaria *versus* agregado convencional) no desempenho de misturas asfálticas de módulo elevado. Para diminuir o número de variáveis a serem consideradas nas análises, optou-se por realizar o peneiramento da escória e do agregado convencional e enquadrá-los na curva de projeto.

A adoção da curva granulométrica de projeto foi baseada na hipótese de se trabalhar com uma curva que atendesse, simultaneamente, às recomendações das misturas francesas de módulo elevado, no caso as EME 0/14 segundo a norma NF P 98-140, e também alguma faixa brasileira, no caso a faixa B da norma DNIT 031/06.

Pretendia-se a princípio trabalhar com uma curva granulométrica composta por 100% de escória de aciaria. No entanto, não havia quantidade suficiente de finos (material de diâmetro nominal menor que 0,18 mm) do resíduo e decidiu-se britar parte do material. Segundo NOUMAN *et al.* (1992) *apud* ROHDE (2002)[8], as escórias de aciarias podem ser 100% trituradas, o que possibilita enquadrar o material na composição granulométrica requerida no projeto. No entanto, esta colocação não condiz com o observado ao encaminhar o material deste estudo para britagem na usina do CETEM (Centro de Tecnologia Mineral) da UFRJ. Devido à elevada dureza e à presença de metais (sucatas) no material deste estudo, que causaram danos ao equipamento da usina, não foi possível a obtenção destas parcelas finas.

Assim, visando utilizar a maior parcela possível de escória, ou seja, com o mínimo acréscimo de fíler artificial, a composição granulométrica adotada foi de 97% de escória ou agregado convencional e 3% de cal hidratada. Observa-se que a granulometria escolhida, Tabela 3.12 e Figura 3.5, atende praticamente a faixa B do DNIT.

Tabela 3.12 – Distribuição granulométrica de projeto – 97% de escória ou agregado convencional e 3% de cal.

Abertura Nominal		**Faixa B (DNER)**		**Curva Adotada**
(pol./#)	(mm)	mínimo	máximo	(% passante)
1 1/2"	38,1	100	-	100,0
1"	25,4	95	-	100,0
3/4"	19	80	100	99,3
1/2"	12,7	-	-	79,0
3/8"	9,5	45	80	63,3
n.º 4	4,8	28	60	41,5
n.º 10	2	-	-	28,2
n.º 40	0,42	10	32	16,9
n.º 80	0,18	8	20	5,7
n.º 200	0,075	3	8	4,2

[8] NOUMAN, A.A. *et al*. **The use of steel slag in asphaltic concrete.** ASTM – Special Technical Publication. n.1147, Philadelphia, PA, USA. p.3-18, 1992.

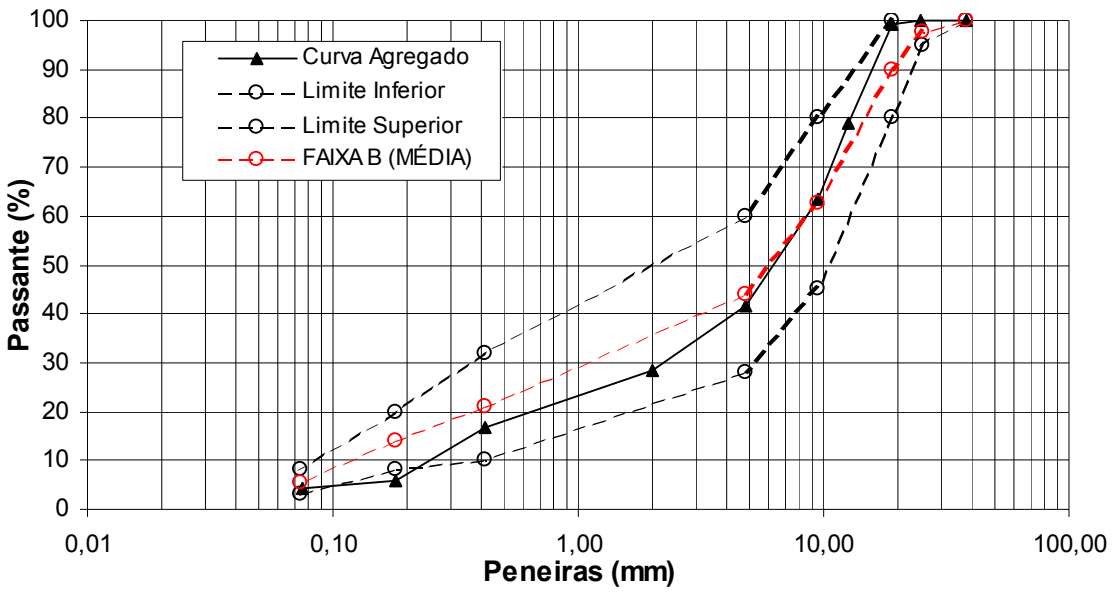

Figura 3.5 – Curva granulométrica de projeto e faixa B do DNER.

Na Figura 3.6, são ilustradas frações granulométricas dos agregados de escória e convencional utilizadas nesta pesquisa.

a) amostras de escória b) amostras de ag. convencional

Figura 3.6 – Frações granulométricas utilizadas neste estudo.

As misturas em estudo foram convencionalmente designadas por letras e números correspondentes à combinação dos três ligantes e dois agregados conforme a Tabela 3.13.

Tabela 3.13 – Características das misturas asfálticas deste estudo.

Mistura	Agregado	Ligante
1A	Escória de Aciaria	RV
1B	Convencional (brita de rocha)	RV
2A	Escória de Aciaria	CAP 30/45+SASOBIT
2B	Convencional (brita de rocha)	CAP 30/45+SASOBIT
3A	Escória de Aciaria	CAP 30/45
3B	Convencional (brita de rocha)	CAP 30/45

3.5.2 Dosagem

A metodologia de dosagem de misturas utilizada foi a Marshall. Na Tabela 3.14, encontram-se as temperaturas utilizadas na preparação das misturas de acordo com a norma DNER – ME 043/95.

Segundo LEITE (2007), esperava-se que, de acordo com as propriedades do Sasobit, as temperaturas de trabalho do CAP 30/45 + Sasobit tivessem sido cerca de 20°C menores que as temperaturas da Tabela 3.14, obtidas através do gráfico viscosidade *versus* temperatura do ligante. Assim, LEITE (2007) relata que, o fato das

temperaturas terem sido maiores que as esperadas, deve estar relacionado ao tipo de ligante de base usado para a mistura com o Sasobit que foi o CAP 30/45 neste estudo.

Tabela 3.14 – Temperaturas de trabalho de acordo com os ligantes em estudo.

Temperatura	CAP 30/45	SASOBIT	RV
Ligante	154°C	156°C	154°C
Agregado	167°C	169°C	167°C
Compactação	144°C	143°C	143°C

Durante a estocagem, manuseio, aplicação e serviço, o processo de alteração das características químicas e reológicas do ligante asfáltico, que causa o aumento de sua consistência, é chamado Envelhecimento. O envelhecimento a curto prazo é influenciado pela temperatura e grau de exposição do ligante ao oxigênio do ar. Na usinagem, manuseio e espalhamento antes da compactação, em que se tem elevadas temperaturas e grandes superfícies específicas, o envelhecimento é acelerado e, em menos de duas horas, a viscosidade do ligante pode se tornar de duas a quatro vezes maior que a original (TONIAL, 2001).

Antes de serem compactadas, as misturas em estudo foram condicionadas em estufa na temperatura de compactação por 2 horas, com o objetivo de simular o efeito do envelhecimento a curto prazo, segundo a especificação da AASHTO - PP2/2001.

Os corpos-de-prova foram compactados com 75 golpes do soquete por face, simulando um tráfego pesado. Devido à maior densidade da escória em relação aos agregados convencionais, moldou-se os corpos-de-prova das misturas 1A, 2A e 3A com 1400 gramas para que atendessem a altura de 63,5 ± 1,3 mm, normalizada pela DNER – ME 043/95.

3.5.3 Densidade Máxima Teórica (DMT)

O valor da densidade relativa máxima de uma mistura asfáltica é de suma importância na determinação do teor ótimo de ligante das mesmas. No Brasil, este parâmetro é definido por Densidade Máxima Teórica (DMT) e calculado através da Equação 3.3.

$$DMT = \frac{100}{\frac{P_s}{D_r} + \frac{P_b}{D_b}} \quad (3.3)$$

Onde:

P_s e P_b – Porcentagem (%) de agregados e ligante em relação à massa total da mistura, respectivamente;

D_r – Densidade real da mistura de agregados;

D_b – Densidade do ligante.

A densidade real da mistura de agregados (D_r) é dada pela Equação 3.4:

$$D_r = \frac{100}{\frac{P_1}{D_{r_1}} + \frac{P_2}{D_{r_2}} + ... + \frac{P_n}{D_{r_n}}} \quad (3.4)$$

Onde:

P_1, P_2,..., P_n – Porcentagem (%) de cada agregado em relação à massa total da mistura;

D_{r1}, D_{r2},..., D_{rn} – Densidades reais de cada agregado da mistura.

No cálculo da densidade real dos agregados (D_r), são considerados os volumes de sólidos e dos poros impermeáveis, estes por serem de difícil determinação, enquanto que na densidade aparente (D_{ap}), além destes, considera-se também o volume dos poros permeáveis à água. No entanto, nas misturas asfálticas a absorção é de ligante, que em geral é menor que a de água devido à viscosidade maior do asfalto. Assim, ao se considerar a densidade real dos agregados no cálculo da DMT, admite-se que a absorção de ligante é igual a da água. Na alternativa de se considerar as densidades aparentes dos agregados nas Equações 3.3 e 3.4, admite-se não haver penetração de ligante no agregado. Porém, dependendo das características dos agregados, estes dois extremos não são obtidos, ficando numa situação intermediária.

Portanto, o valor da densidade efetiva a ser considerado numa mistura betuminosa é diferente das densidades real e aparente dos agregados. O valor real da DMT deveria ser igual a razão entre a massa do agregado mais a do ligante e a soma dos volumes dos agregados, vazios impermeáveis, vazios permeáveis não preenchidos pelo ligante

e total de asfalto, conforme ilustrado na Figura 3.7 (VASCONCELOS e SOARES, 2005).

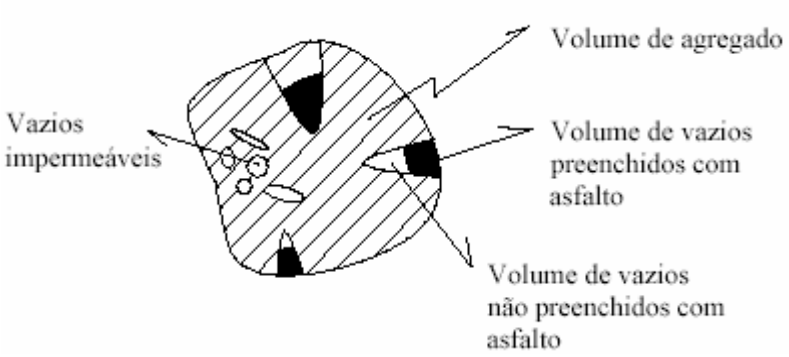

Figura 3.7 – Ilustração da DMT para misturas asfálticas (VASCONCELOS e SOARES, 2005).

Ao invés de se admitir a densidade real dos agregados no cálculo da DMT, comumente utilizada no Brasil, PINTO (2003) lembra que um critério prático adotado desde a década de 70 é a densidade efetiva dos agregados (D_{ef}) como sendo a média de suas densidades real e aparente.

3.5.4 Densidade Máxima Medida (DMM)

Uma alternativa a essas possibilidades de cálculo da DMT é avaliar de forma direta a densidade do conjunto agregados mais ligante. Denomina-se, neste caso, Densidade Máxima Medida (DMM) ou Densidade Rice aquela obtida através da metodologia ASTM D 2041/00, descrita, resumidamente, como se segue:

- Prepara-se a mistura asfáltica, deixando-a numa condição solta, Figura 3.8.

Figura 3.8 – Mistura asfáltica na condição solta.

- Pesa-se a amostra seca ao ar (A) dentro de um recipiente (no caso um kitazato), Figura 3.9-a, devidamente calibrado e tarado. A calibração é realizada por meio da determinação da massa (D) do recipiente preenchido com água à 25^{o}C. Em seguida, coloca-se água, a temperatura de aproximadamente 25^{o}C, dentro do kitazato, numa quantidade suficiente para cobrir a amostra, Figura 3.9 - b;

a) Pesagem da amostra seca. b) Amostra coberta por água.

Figura 3.9 – Pesagem e preparação da amostra dentro do kitazato.

- Aplica-se vácuo, no kitazato sobre um agitador mecânico, gradualmente até se atingir uma pressão residual próxima de 30 mmHg (4kPa), que deve ser mantida por um período de 15±2 minutos. Na Figura 3.10, tem-se uma vista geral da aplicação de vácuo, durante a qual pode-se observar o desprendimento de bolhas de ar da mistura, Figura 3.11;

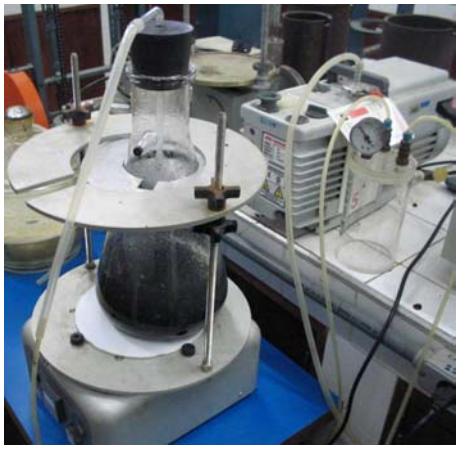

Figura 3.10 – Vista geral da aplicação de vácuo no ensaio de DMM no laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ.

Figura 3.11 – Detalhe do desprendimento de bolhas durante o vácuo no ensaio DMM.

- Após esse período, alivia-se gradualmente a pressão de vácuo;

- Completa-se o recipiente com água (25^{o}C), sem que haja a introdução de bolhas de ar no sistema e após a estabilização da temperatura, pesa-se o conjunto (E), Figura 3.12.

Figura 3.12 – Pesagem do conjunto E no ensaio de DMM.

Assim, a DMM é calculada pela Equação 3.5:

$$DMM = \frac{A}{A + D - E} \qquad (3.5)$$

Onde:

A – Massa da amostra seca ao ar (g);

D – Massa do recipiente preenchido com água (g);

E – Massa do recipiente com amostra e preenchido com água (g).

Como este método para obtenção da DMM é realizado a temperaturas em torno de 25^{o}C, temperaturas estas insuficientes para desestruturar os grumos entre agregados e ligante, e o vácuo apenas expulsa o ar entre estes grumos (filmes de ligante), os vazios entre agregados e ligante não se alteram durante o ensaio (VASCONCELOS e SOARES, 2005). Tem-se, na Figura 3.13, a ilustração desses vazios entre os filmes de ligante.

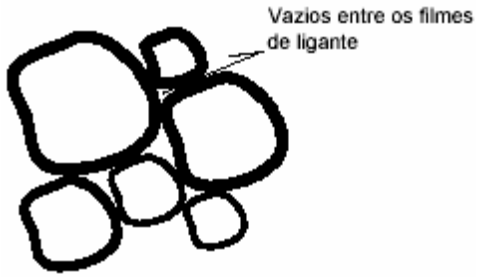

Figura 3.13 – ilustração dos vazios existentes entre os filmes de ligante (VASCONCELOS e SOARES, 2005).

Assim, na obtenção da DMM, é considerado o volume de ligante absorvido pelo agregado durante sua mistura e desta forma, a DMM reflete o valor da densidade efetiva da mistura, conforme a Expressão 3.6 (MARQUES *et al.*, 2004).

$$DMM = \frac{\text{Peso total}}{\text{Volume efetivo}} = \frac{100}{V_{se}+V_b} = \frac{100}{\frac{P_s}{D_{ef}} + \frac{P_b}{D_b}} \qquad (3.6)$$

Onde:

V_{se} – Volume de agregado mineral;

V_b – Volume de asfalto;

P_s – Teor de agregado, % em relação à massa total da mistura;

P_b – Teor de ligante, % em relação à massa total da mistura;

D_{ef} – Densidade efetiva da mistura de agregados;

D_b – Densidade do asfalto.

CASTELO BRANCO (2004) cita, como vantagens da utilização da DMM, o fato de não ser necessária a determinação das densidades reais individuais dos agregados e a desconsideração dos poros preenchidos com ligante ao invés da absorção total medida com água.

Além do ensaio Rice nas misturas asfálticas em estudo, aplicou-se também esta metodologia para encontrar o valor da densidade real dos agregados de escória e recalcular os valores de DMT das misturas 1A, 2A e 3A com este parâmetro, conforme será apresentado no item 4.1.2 do capítulo 4. O ensaio foi realizado apenas com os agregados (sem a presença de ligante), nas mesmas proporções que os mesmos ocupam na mistura. A visão geral da aplicação de vácuo na mistura de agregados, assim como o detalhe do desprendimento de bolhas durante a mesma, podem ser observados na Figura 3.14.

a) Vista geral do ensaio. b) Desprendimento de bolhas.

Figura 3.14 – Ensaio Rice na mistura de agregados de escória sem ligante.

3.5.5 Densidade Aparente da Mistura Compactada

Para todos os corpos-de-prova moldados neste estudo, foi determinada a densidade aparente por duas metodologias distintas: DNER ME 117/94 e ASTM D 2726/00. Assim, adotou-se o seguinte procedimento:

- Pesar o corpo-de-prova seco ao ar (P_s);

- Após imersão em água por 3 a 5 minutos, pesar o corpo-de-prova imerso (P_i);

- Retirá-lo da água e secar sua superfície com um tecido absorvente e pesá-lo na condição saturada superfície seca (P_{sss}).

A densidade aparente das misturas compactadas pelo DNER ME 117/94 é obtida através da razão entre o peso do corpo-de-prova seco ao ar (P_s) e a diferença entre o peso seco ao ar (P_s) e o peso do corpo-de-prova em suspensão na água (P_i). Enquanto que pela metodologia da ASTM D 2726/00, a densidade aparente é calculada pela razão entre o peso do corpo-de-prova seco ao ar (P_s) e a diferença entre o peso na condição saturada superfície seca (P_{sss}) e o peso do corpo-de-prova imerso na água (P_i).

3.6 Ensaios Mecânicos

As misturas asfálticas em estudo foram caracterizadas mecanicamente através dos ensaios de Módulo de Resiliência (MR), Resistência à Tração estática por compressão diametral (RT), fadiga por compressão diametral à tensão controlada e compressão axial estático (*creep* estático). Além destes, realizou-se também na mistura 2A o ensaio de resistência à tração retida por umidade induzida (AASTHO T 283/03).

3.6.1 Módulo de Resiliência (MR)

Desde a década de 80, vem sendo realizado no Brasil o ensaio de compressão diametral de cargas repetidas para medir o módulo de resiliência de misturas asfálticas (MEDINA e MOTTA, 2005). Denomina-se módulo de resiliência (MR) a relação entre a tensão de tração (σ_t) normal ao plano vertical diametral e a deformação específica resiliente nesse plano (ε_{tr}), Equação 3.7.

$$MR = \frac{\sigma_t}{\varepsilon_{tr}} \qquad (3.7)$$

Na determinação do módulo de resiliência das misturas asfálticas estudadas, foram realizados ensaios de compressão diametral ou tração indireta de cargas repetidas de acordo com a metodologia adotada pelo Setor de Mecânica dos Pavimentos do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ, detalhada por VIANNA (2002).

Tem-se, ilustrado na Figura 3.15, o ensaio para obtenção de módulo de resiliência de misturas asfálticas da COPPE.

a) Vista geral do ensaio de MR.

b) Detalhe do corpo-de-prova no ensaio de MR.

Figura 3.15 – Ensaio de módulo de resiliência de mistura asfáltica realizado na COPPE/UFRJ.

Nesta metodologia, o MR de cada corpo-de-prova é obtido através do valor médio de três fases de aplicação de carregamento, que varia de 5 a 10 golpes por fase, de acordo com a porcentagem de variação estabelecida para os valores obtidos nos deslocamentos resilientes, medidos por LVDTs. Geralmente, são ensaiados três corpos-de-prova para cada mistura a ser analisada, totalizando a medição de 9 valores de MR. Adota-se o MR a partir do valor médio entre estes 9 valores.

A freqüência de aplicação de carga é de 1 Hz e a duração é de 0,10 segundo.

O MR, geralmente expresso em MPa, é determinado pela Equação 3.8, definida para corpos-de-prova com 10,16 cm de diâmetro.

$$MR = \frac{F}{\Delta.H}\left(0{,}9976 \cdot \mu + 0{,}2692\right) \qquad (3.8)$$

Onde:

F – Carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo-de-prova;

Δ – Deslocamento resiliente;

H – Altura do corpo-de-prova;

μ – Coeficiente de Poisson.

Dependendo da temperatura em que realize o ensaio, o coeficiente de Poisson adotado varia de 0,20 a 0,35 (MEDINA e MOTTA, 2005). A temperatura de ensaio foi de 25^{o}C e o coeficiente de Poisson adotado 0,30.

3.6.2 Tração Estática por Compressão Diametral (RT)

Este ensaio de resistência à tração por compressão diametral estática realizado nas misturas asfálticas em estudo é normalizado pela ABNT NBR 15087/04 e se difere, basicamente, da norma DNER ME 138/94 pelos frisos de posicionamento e centralização de carga, que na primeira é o dispositivo adaptado do Marshall com dois frisos metálicos curvos e na segunda trata-se somente de dois frisos metálicos curvos.

A resistência a tração por compressão diametral (RT), geralmente expressa em MPa, é calculada pela Equação 3.9.

$$RT = \frac{2 \cdot F}{\pi \cdot D \cdot H} \qquad (3.9)$$

Onde:

F – Carga de ruptura;

D – Diâmetro do corpo-prova;

H – Altura do corpo-de-prova.

Os ensaios foram realizados à temperatura de 25^{o}C. Além dos corpos-de-prova moldados especificamente para este fim (corpos-de-prova “virgens”), foram ensaiados também aqueles submetidos anteriormente ao ensaio de módulo de resiliência.

Com os resultados deste ensaio de tração estática e o de módulo de resiliência, serão apresentadas também as relações MR/RT das misturas asfálticas em estudo. Este parâmetro tem sido usado na comparação de misturas pela sua praticidade, quando não é possível realizar ensaios de fadiga, e como alternativa de controle de campo. É um indicativo de que quanto menor esta relação, melhor deva ser o comportamento da mistura quanto à flexibilidade.

3.6.3 Fadiga por Compressão Diametral

Fadiga de uma mistura asfáltica é a ruptura por trincamento causada pelo carregamento repetido oriundo da passagem de veículos, os quais solicitam à flexão a camada de revestimento asfáltico.

A fadiga de misturas asfálticas pode ser analisada pelo ensaio de compressão diametral. Consiste na aplicação de uma carga vertical, com freqüência de 1 Hz e duração de 0,1s, que produza tensões à tração normais ao plano vertical diametral (σ_t) geralmente de 10 a 50% menores que a de ruptura estática (RT), obtida através do ensaio DNER ME 138/94, apresentado no item 3.6.2. A vida de fadiga da mistura é determinada a partir do número de aplicações da carga (N) que conduz ao trincamento total e ruptura num plano vertical (MEDINA e MOTTA, 2005).

O ensaio de fadiga pode ser realizado a tensão controlada (TC) ou a deformação controlada (DC). No primeiro caso, a tensão σ_t é mantida constante até o fim do ensaio, enquanto a deformação aumenta até a ruptura do corpo-de-prova. Já no segundo caso, mantém-se constante a deformação enquanto a tensão σ_t é diminuída até o corpo-de-prova apresentar uma certa queda estipulada de rigidez.

Neste estudo, o ensaio foi realizado a tensão controlada, que, segundo MEDINA e MOTTA (2005), exprime melhor o tipo de solicitação que ocorre quando o revestimento asfáltico é bem mais rígido que a camada de base e com isto determina a magnitude das deformações ao resistir às cargas. Com base neste contexto, as misturas de módulo elevado também se aproximam melhor desta modalidade do ensaio.

A vida de fadiga de misturas asfálticas pode ser expressa pelas Equações 3.10 e 3.11.

$$N = K \cdot \left(\frac{1}{\varepsilon_r} \right)^n \tag{3.10}$$

$$N = K \cdot \left(\frac{1}{\Delta\sigma} \right)^n \tag{3.11}$$

Onde:

N – Vida de fadiga;

ε_r – deformação específica resiliente;

$\Delta\sigma$ – Diferença entre as tensões de compressão e tração no centro da amostra;

K, n – Constantes determinadas a partir dos resultados de laboratório.

A temperatura de ensaio foi de 25^{o}C.

3.6.4 Ensaio de Compressão Axial Estático

O ensaio de compressão axial estático, também conhecido por *creep* estático, é utilizado para a análise de deformação permanente de misturas asfálticas.

Este ensaio não é padronizado no País e a metodologia utilizada nesta pesquisa é a adotada pelo Setor de Mecânica dos Pavimentos do Laboratório de Geotecnia da COPPE/UFRJ. Utiliza-se o mesmo equipamento do ensaio de compressão diametral, porém o corpo-de-prova é colocado em posição axial e o carregamento é vertical de compressão. Na Figura 3.16, tem-se o detalhe de um corpo-de-prova durante o ensaio de *creep* estático realizado na COPPE.

São medidas as deformações permanentes geradas no corpo-de-prova quando submetido a um carregamento de compressão estático e contínuo durante uma hora. Depois deste período, descarrega-se o corpo-de-prova e aguarda-se a estabilização das deformações viscosas; pelo procedimento adotado na COPPE, o tempo estipulado é de 15 minutos.

A temperatura de ensaio foi de 40^{o}C e a tensão aplicada 0,1 MPa .

Em VIANNA *et al.* (2003) e SÁ (1996) são encontrados mais detalhes do equipamento da COPPE e do ensaio de *creep* estático em misturas asfálticas.

Figura 3.16 – Corpo-de-prova durante ensaio de *creep* estático na COPPE.

3.6.5 Resistência à Tração Retida por Umidade Induzida

O ensaio de resistência à tração retida por umidade induzida ou Ensaio *Lottman* é utilizado para avaliar o efeito da água no desempenho de misturas asfálticas quanto a adesividade do ligante aos agregados. É um ensaio que tem o mesmo objetivo do ensaio Duriez dos franceses, no entanto com facilidade de se trabalhar com corpos-de-prova moldados no compactador Marshall e ensaio de compressão diametral.

O procedimento, normalizado pela AASHTO T 283/03, consiste em obter a relação entre a resistência à tração diametral (RT) de corpos-de-prova (cps), submetidos a condicionamento especificado e a de corpos-de-prova que não sofreram condicionamento. Esta relação, dada em porcetagem, é chamada de "razão resistência à tração" ou TSR.

São ensaiados 3 cps com condicionamento e 3 não condicionados, todos moldados com $7 \pm 0{,}5\%$ de vazios. O condicionamento é realizado da seguinte maneira:

- aplicar vácuo de 254 a 660 mmHg, de 5 a 10 minutos, nos cps imersos em água a 25^{o}C, para atingir a saturação de 70 a 80%;

- levar os cps, envoltos num filme plástico e dentro de um saco com 10ml de água, ao freezer a $-18 \pm 3^{o}C$ durante pelo menos 16 horas;

- retirá-los do saco e filme plásticos e levá-los ao banho-maria de $60 \pm 1^{o}C$ por 24 horas;

- após este período, levá-los ao banho de $25 \pm 0{,}5^{o}C$ por $2\,\text{horas} \pm 10\,\text{min.}$;

- romper os corpos-de-prova para obtenção da RT.

3.6.6 Programa FEPAVE

O método de dimensionamento de pavimentos é classificado como mecanístico quando as tensões e deformações, causadas por cargas de tráfego, na estrutura do pavimento e subleito são analisadas através de um modelo matemático e as espessuras total e das camadas são estabelecidas de acordo com as propriedades mecânicas dos materiais do pavimento (MOTTA, 1991).

Para avaliar o comportamento das misturas em estudo, com base nos resultados obtidos nos ensaios mecânicos, utilizou-se o programa numérico FEPAVE2. Este programa, desenvolvido em Berkeley em 1968 e doado à COPPE em 1973, é baseado no Método dos Elementos Finitos e vem sendo usado em várias pesquisas e teses desenvolvidas no setor de Mecânica dos Pavimentos da COPPE/UFRJ. Na Figura 3.17, é apresentado um fluxograma da versão original do programa FEPAVE.

Com base nos dados de entrada, o programa realiza análises de tensões e deformações no pavimento e fornece como alguns dados de saída, os seguintes parâmetros de dimensionamento: deflexão na superfície, deformação específica de tração, diferença de tensões no revestimento, tensão vertical no subleito e tensão no revestimento. Esses parâmetros de saída do programa são comparados com os limites de aceitação de projeto e, se esses limites não forem atendidos, altera-se a estrutura (número e espessura de camadas, tipo de material) do pavimento e realiza-se novamente os cálculos.

Os dados de entrada do programa, critérios de aceitação estabelecidos, análises e resultados obtidos com o uso do FEPAVE neste estudo são apresentados no item 4.3.6 do próximo capítulo.

Maiores detalhes do programa FEPAVE podem ser vistos em MOTTA (1991) e SILVA (1995).

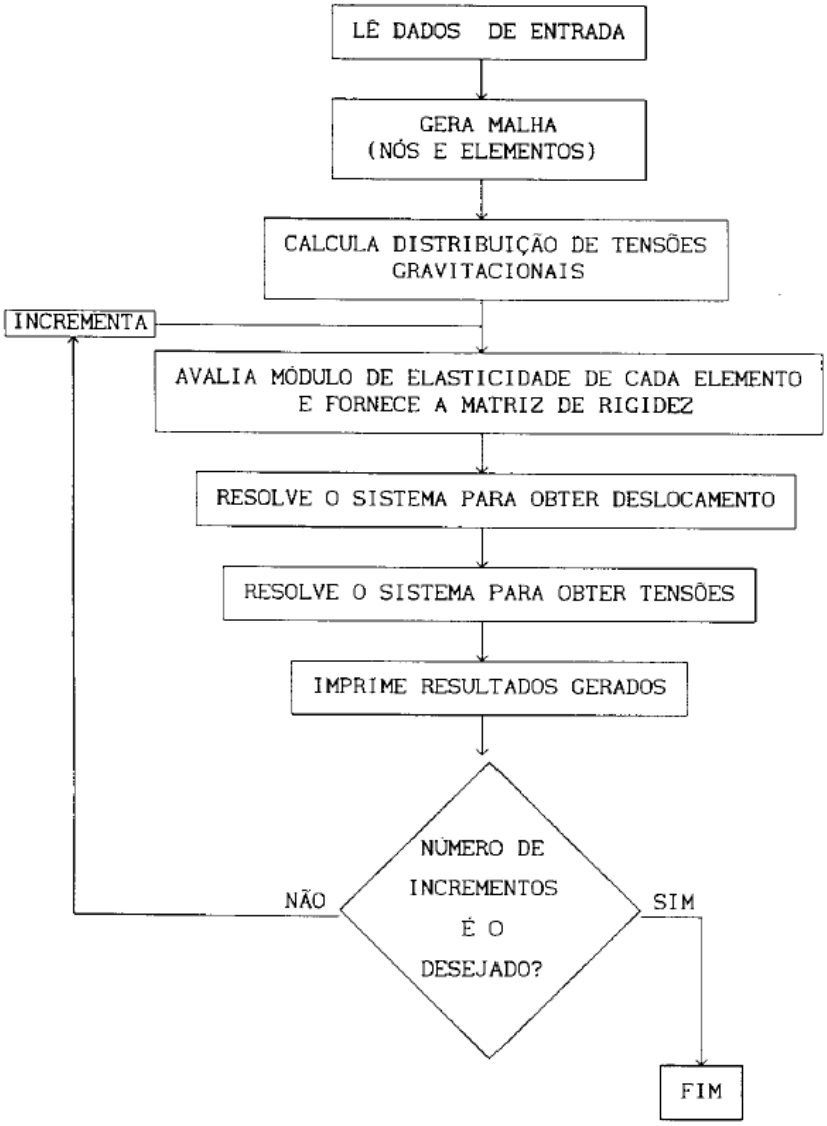

Figura 3.17 – Fluxograma do programa FEPAVE (MOTTA, 1991).

CAPÍTULO 4

4 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Neste capítulo, são apresentados os resultados e análises referentes aos ensaios descritos no capítulo 3. As misturas serão designadas neste capítulo conforme a Tabela 3.13, ou seja, por um número e uma letra, que representam respectivamente o tipo de ligante (1 – RV, 2 – CAP 30/45 + Sasobit e 3 – CAP 30/45) e o tipo de agregado (A – escória e B – agregado convencional).

4.1 Dosagem Marshall – Misturas com Escória de Aciaria

4.1.1 Teor de Projeto

Para as misturas com escória, 1A, 2A e 3A, o teor de projeto foi adotado a partir do critério da trabalhabilidade na homogeneização destas, tendo sido testados teores de ligante de 6,0 a 8,0% e variação de 0,5%.

Encontrou-se dificuldade de homogeneização das misturas nos teores de 6,0 e 6,5%, visto que mesmo ultrapassando o limite de tempo especificado pela DNER – ME 043/95 de 2 a 3 minutos de mistura, não se obtinha cobrimento completo dos agregados pelo ligante, principalmente para o teor de 6,0%. Para este teor, não foi possível a realização das misturas 2A e 3A.

Já para os teores de 7,0, 7,5 e 8,0%, encontrou-se facilidade para misturar, entretanto para 8,0%, já era bem evidente o excesso de ligante na superfície das misturas compactadas e mesmo durante a mistura.

Outro fato observado, foi a diferença no aspecto das misturas logo após a homogeneização e após o período de envelhecimento de 2 horas em estufa. Devido ao aumento de absorção de ligante pela escória, misturas que, aparentemente, apresentavam elevado teor de ligante ou facilidade de homogeneização, após as 2 horas em estufa, apresentavam aspecto bem mais seco. GIGANTE *et al.* (2005)

verificaram que a absorção de ligante por agregados convencionais em misturas asfálticas após envelhecimento em estufa por 2 horas aumentou cerca de 20% em relação à de misturas que não sofreram condicionamento.

Assim, pela trabalhabilidade, supõe-se como 7,0% o teor de projeto das misturas 1A, 2A e 3A, sendo o menor teor a apresentar, simultaneamente, facilidade de mistura e cobrimento dos grãos e sem excesso aparente de ligante. Este teor de 7,0% atende o critério de módulo de riqueza mínimo, Tabela 2.14, estipulado para as misturas EME classe 2 na França.

São mostrados, nas Figuras 4.1 a 4.5, corpos-de-prova compactados nos diferentes teores testados.

Figura 4.1 – Mistura compactada no teor de 6,0% com o ligante RV.

Figura 4.2 - Mistura compactada no teor de 6,5% com o ligante RV.

Figura 4.3 - Mistura compactada no teor de 7,0% com o ligante RV.

Figura 4.4 - Mistura compactada no teor de 7,5% com o ligante RV.

Figura 4.5 - Mistura compactada no teor de 8,0% com o ligante RV.

4.1.2 Densidade Máxima Teórica (DMT) *versus* Densidade Máxima Medida (DMM)

Tem-se neste item, análises a respeito das diferenças obtidas na determinação da densidade máxima das misturas compostas pelo agregado siderúrgico, consideradas de suma importância no estudo de dosagem de misturas asfálticas.

São apresentados na Tabela 4.1, os valores das densidades máximas teóricas (DMT) das misturas 1A, 2A e 3A, calculadas a partir da densidade real da mistura de agregados (3,074), conforme as Equações 3.3 e 3.4 do capítulo anterior.

Tabela 4.1 - DMT calculada usando a densidade real da mistura de agregados (Dr) de escória deste estudo.

MISTURAS	TEOR DE LIGANTE (%)		
	6,5	7,0	7,5
1A	2,723	2,699	2,676
2A	2,728	2,704	2,681
3A	2,732	2,709	2,686

Os valores das densidades máximas medidas (DMM), obtidos segundo a metodologia da ASTM D 2041/00, descrita no item 3.5.4, constam da Tabela 4.2. Neste caso, realizou-se o ensaio Rice para determinar a DMM para os teores de 7,0 e 7,5%, usando para isso a média de 2 amostras, para cada mistura analisada e para os demais teores de ligante, calculou-se a DMM através da Equação 4.12, considerando-se que a densidade relativa efetiva da mistura de agregados, D_{ef}, seja praticamente a mesma para todos os teores de ligantes, já que a absorção dos agregados é pouco dependente desta característica. Assim, optou-se por utilizar o valor de D_{ef} calculado no teor de 7,0% para cada mistura: 3,253; 3,254 e 3,275 para as misturas 1A, 2A e 3A, respectivamente.

MARQUES (2004) calculou os valores de D_{ef} a partir de todos os valores de DMM obtidos de misturas asfálticas com agregado convencional em sua pesquisa e observou que esses valores são muito próximos comparando-se teores e tipos de ligantes diferentes, distinguindo-se praticamente na terceira casa decimal. Para as misturas com escória em estudo, verifica-se que apenas no caso da mistura 3A, para o teor de 7,0%, a variação do valor da D_{ef} foi maior que a observada por MARQUES (2004). Para o teor de 7,5% de ligante, os valores calculados, Equação 4.12, de D_{ef} para as misturas 1A, 2A e 3A foram, respectivamente: 3,229; 3,259 e 3,264.

Tabela 4.2 - DMM medida através da ASTM D 2041/00 para as misturas com escória deste estudo.

MISTURAS	TEOR DE LIGANTE (%)		
	6,5	7,0	7,5
1A	2,853	2,826	2,783
2A	2,858	2,832	2,810
3A	2,879	2,852	2,818

Com base nas discussões a respeito dos volumes considerados na obtenção das densidades da mistura de agregados ($D_r > D_e > D_{ap}$), apresentadas nos itens 3.5.3 e 3.5.4, é esperado que os valores de DMT sejam maiores que os da DMM.

No entanto, ao comparar os valores de DMT, Tabela 4.1, com os de DMM, Tabela 4.2, verifica-se que, em todos os casos, DMM>DMT.

A partir desta constatação, realizou-se o ensaio Rice apenas com os agregados, conforme descrito no item 3.5.4, para encontrar novo valor de densidade real da mistura de agregados e recalcular os valores de DMT. O novo valor da densidade real da mistura de agregados (D_r*) foi de 3,284. As densidades máximas assim calculadas, designados DMT*, encontram-se na Tabela 4.3.

Tabela 4.3 - DMT* calculada a partir da densidade real da misturas de agregados de escória obtida pelo Rice (D_r*).

MISTURAS	TEOR DE LIGANTE (%)		
	6,5	7,0	7,5
1A	2,875	2,848	2,821
2A	2,880	2,853	2,827
3A	2,885	2,858	2,832

Comparando-se os valores das Tabelas 4.3 e 4.2, verifica-se as DMT* são maiores que as DMM para todos os casos. Então, observa-se que os valores da densidade máxima teórica das misturas foram maiores que os valores da densidade máxima medida pelo Rice ao se utilizar os mesmos princípios metodológicos nas duas determinações, ou seja, ao se determinar as densidades dos agregados através também da aplicação de vácuo, conforme já haviam observado CASTELO BRANCO (2004) e MARQUES (2004).

MARQUES *et al.* (2004) compararam valores de DMT e DMM de misturas compostas por agregados convencionais, absorção média de 0,6%, e de misturas compostas por

escória de aciaria, absorção média de 4,5%, e verificaram que quanto maior a porosidade dos agregados, maior a diferença encontrada entre DMT e DMM, devido aos baixos valores das densidades reais dos agregados obtidos pelos ensaios convencionais, através dos quais não há eliminação total dos vazios de ar dos poros.

Assim, deve-se ter bastante cautela na adoção da densidade máxima de misturas asfálticas, principalmente no caso de agregados porosos como o deste estudo, já que este fator irá influenciar nos valores de todos os parâmetros volumétricos a serem calculados na dosagem e conseqüentemente na obtenção do teor de ligante de projeto. MARQUES (2004) chama a atenção também para a importância de se manter coerência entre os procedimentos usados na dosagem com aqueles usados no controle de campo, para evitar a inconsistência de resultados.

4.1.3 Parâmetros Volumétricos

Apesar do teor de projeto de ligante ter sido adotado com base na trabalhabilidade das misturas, realizou-se também análises dos parâmetros volumétricos como meio de se colocar discussões importantes a respeito da dosagem de misturas asfálticas compostas por agregados não convencionais - escória de aciaria.

Os parâmetros volumétricos da mistura compactada foram calculados a partir da metodologia do DNIT, Equações 4.1 a 4.4, e da ASTM, Equações 4.5 a 4.8.

- Densidade aparente da mistura compactada (ver item 3.5.5):

$$D_a = \frac{P_{ar}}{P_{ar} - P_{imerso}} \qquad (4.1)$$

P_{seco} - Peso ao ar;
P_{imerso} - Peso imerso.

- Volume de vazios (porcentagem de ar entre as partículas recobertas):

$$V_V = \frac{DMT - D_a}{DMT} \times 100\% \qquad (4.2)$$

DMT - Densidade Máxima Teórica.

- Vazios do agregado mineral (porcentagem do volume total ocupado pelo volume de ar e de ligante efetivo ou não absorvido pelo agregado):

$$VAM = V_V + \frac{D_a \times P_b}{D_b} \quad (4.3)$$

P_b - Percentual de ligante;
D_b - Densidade do ligante.

- Relação betume-vazios:

$$RBV = \frac{VAM - V_V}{VAM} \times 100\% \quad (4.4)$$

- Densidade aparente da mistura compactada (ver item 3.5.5):

$$G_{mb} = \frac{P_{ar}}{P_{SSS} - P_{imerso}} \quad (4.5)$$

P_{SSS} - Peso do corpo-de-prova na condição saturada superfície seca;
P_{imerso} - Peso imerso.

- Volume de vazios:

$$V_a = \frac{DMM - G_{mb}}{DMM} \times 100\% \quad (4.6)$$

DMM - Densidade Máxima Medida.

- Vazios do agregado mineral:

$$VMA = 100 - \frac{(G_{mb} \times P_S)}{D_{ap}} \quad (4.7)$$

P_S - Percentual de agregado em relação ao peso total da mistura;
D_{ap} - Densidade aparente da mistura de agregados.

- Vazios preenchidos com asfalto (porcentagem de VMA preenchida por asfalto, parâmetro correspondente à RBV da metodologia do DNIT):

$$VFA = \frac{VMA - V_a}{VMA} \times 100\% \qquad (4.8)$$

Ao utilizar a metodologia do DNIT (baseada na DMT) nos cálculos dos parâmetros volumétricos das misturas 1A, 2A e 3A, verifica-se que, além dos valores obtidos não atenderem aos requisitos de dosagem da especificação DNIT ES 031/06, os volumes de vazios das misturas compactadas apresentaram valores negativos. Estes parâmetros encontram-se nas Tabelas 4.4 a 4.6. Os valores apresentados nas Tabelas citadas, foram obtidos baseados no valor médio de densidade aparente da mistura compactada, Equação 4.1, de 3 corpos-de-prova moldados para cada teor de ligante. Os valores de cada corpo-de-prova para todos os teores analisados encontram-se no Apêndice A.

Tabela 4.4 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A (escória e ligante RV).

MISTURA 1A	**TEOR DE LIGANTE(%)**		
PARÂMETRO	**6,5**	**7,0**	**7,5**
DMT	2,723	2,699	2,676
Da	2,797	2,775	2,760
Vv (%)	-2,71	-2,81	-3,15
VAM (%)	14,94	16,05	16,95
RBV(%)	118,16	117,50	118,61

Tabela 4.5 - Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2A (escória e CAP 30/45 + Sasobit).

MISTURA 2A	**TEOR DE LIGANTE (%)**		
PARÂMETRO	**6,5**	**7,0**	**7,5**
DMT	2,728	2,704	2,681
D_a	2,802	2,796	2,771
V_v (%)	-2,75	-3,38	-3,34
VAM (%)	14,77	15,44	16,64
RBV (%)	118,58	121,90	120,04

Tabela 4.6 - Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3A (escória e CAP 30/45).

MISTURA 3A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	6,5	7,0	7,5
DMT	2,732	2,709	2,686
Da	2,826	2,803	2,795
Vv (%)	-3,44	-3,48	-4,05
VAM (%)	14,05	15,21	15,92
RBV (%)	124,51	122,86	125,43

Observa-se que os valores das densidades aparentes das misturas compactadas são maiores que as densidades máximas teóricas obtidas pela ponderação dos valores das densidades reais dos agregados, determinadas através dos ensaios convencionais, o que, conceitualmente, é inconsistente.

CASTELO BRANCO (2004) também encontrou diferenças consideráveis nos valores de teor de projeto de misturas com escória de aciaria ao utilizar DMT ou DMM, além de também verificar que para algumas misturas os parâmetros volumétricos não atendiam os requisitos normalizados pela DNIT ES 031/06.

MARQUES (2004) coloca também o fato da imprecisão na determinação do valor da DMT, que, por ser obtido da média ponderada entre as densidades de cada componente da misturas, acumula os erros envolvidos em todos os ensaios, enquanto a DMM é determinada a partir de um único ensaio e ainda apresenta resultado mais adequado para a obtenção dos parâmetros volumétricos.

Assim, na tentativa de melhor representar a condição das misturas asfálticas, realizou-se o cálculo dos parâmetros volumétricos das misturas 1A, 2A e 3A a partir dos valores de DMM (metodologia da ASTM). Estes resultados são apresentados nas Tabelas 4.7 a 4.9, sendo obtidos a partir da média das densidades aparentes, Equação 4.5, de 3 corpos-de-prova por teor de ligante. Os valores de cada corpo-de-prova analisados encontram-se no Apêndice A.

Tabela 4.7 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A.

MISTURA 1A	TEOR DE LIGANTE (%)		
PARÂMETRO	6,5	7,0	7,5
DMM	2,853	2,826	2,783
Gmb	2,791	2,771	2,757
Va (%)	2,15	1,94	0,94
VMA (%)	5,48	6,67	7,65
VFA(%)	60,80	70,88	87,74

Tabela 4.8 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM Mistura 2A.

MISTURA 2A	TEOR DE LIGANTE (%)		
PARÂMETRO	6,5	7,0	7,5
DMM	2,858	2,832	2,810
Gmb	2,791	2,790	2,768
Va (%)	2,36	1,47	1,50
VMA (%)	5,50	6,03	7,28
VFA(%)	57,03	75,55	79,43

Tabela 4.9 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3A.

MISTURA 3A	TEOR DE LIGANTE (%)		
PARÂMETRO	6,5	7,0	7,5
DMM	2,879	2,852	2,818
Gmb	2,820	2,799	2,792
Va (%)	2,05	1,86	0,92
VMA (%)	4,53	5,74	6,47
VFA(%)	54,75	67,52	85,78

Verifica-se que os valores de DMM são maiores que os de densidade aparente das misturas compactadas, conforme o esperado. No entanto, as porcentagens de vazios de ar das três misturas calculadas são muito baixas. Para analisar melhor este parâmetro, realizou-se uma tomografia computadorizada, no Laboratório de Instrumentação Nuclear da UFRJ, na mistura 1A com 7% de ligante, adotado como teor de projeto.

A Tomografia Computadorizada consiste na obtenção, através do processamento de uma série de projeções em diversos ângulos, de imagem bi ou tridimensional da seção transversal do corpo em estudo. Com esta técnica, é possível relacionar as diferenças

de densidades físicas no corpo analisado através da distinção quantitativa de pequenas diferenças na atenuação da radiação no corpo (CARDOSO, 2004).

Atenuação é o processo sofrido por um feixe de radiação γ, monoenergético de intensidade (I_o), que, ao atravessar um objeto homogêneo de espessura (x), passa a ter como intensidade (I) do feixe emergente aquela representada pela lei de BEER-LAMBERT, conforme a Equação 4.9 (CARDOSO, 2004).

$$I = I_0 \exp - (\mu.x) \qquad (4.9)$$

Onde μ é o coeficiente de atenuação linear total do material para a energia do feixe incidente.

Quanto menor o coeficiente de atenuação, menor a densidade do material.

A tomografia gera um arquivo de uma matriz matemática na qual cada elemento corresponde ao coeficiente de atenuação em um ponto da imagem. O feixe do tomógrafo tem 10mm de altura por 1mm de largura e desta forma, cada elemento da matriz refere-se ao coeficiente de atenuação médio de um elemento de volume de 1mm de altura por 1mm de largura do corpo-de-prova. Esta matriz matemática pode ser convertida em imagem através de um software adequado, como por exemplo o programa TOMOC, que permite a visualização da imagem tomográfica, apresentando a escala de cores que relaciona cada tom com os valores de coeficiente de atenuação encontrados (CARDOSO, 2004).

Maiores detalhes sobre a técnica de tomografia computadorizada em misturas asfálticas podem ser vistos em BRAZ (1997) e CARDOSO (2004).

As imagens tomográficas obtidas, através do programa TOMOC, da tomografia realizada no corpo-de-prova em estudo são apresentadas na Figura 4.6.

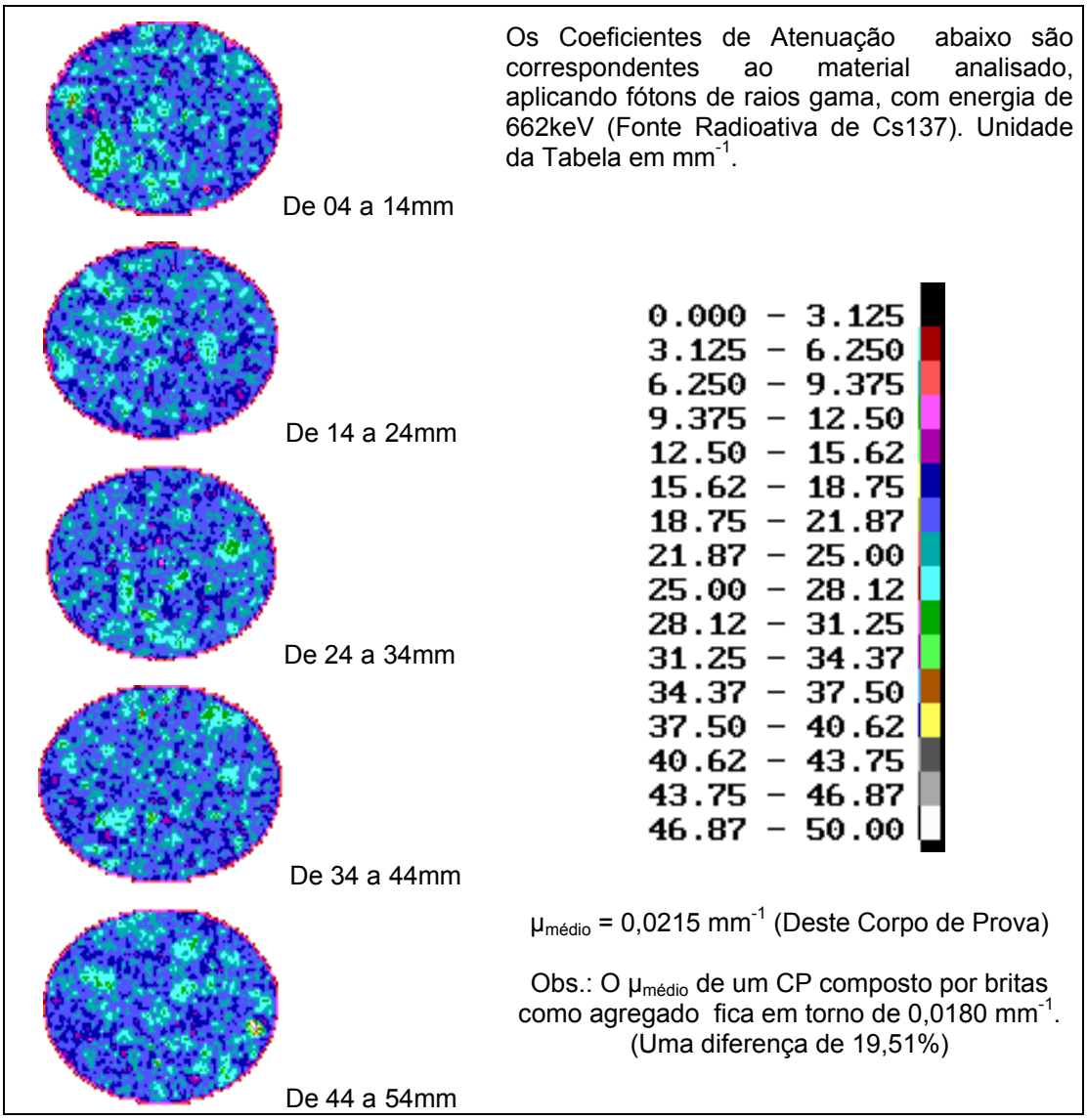

Figura 4.6 – Imagens tomográficas do corpo-de-prova da mistura 1A a diferentes alturas.

A partir deste ensaio, o índice de vazios estimado para a mistura compactada 1A no teor de ligante de 7% foi de 1,64%, confirmando a ordem de grandeza do volume de vazios desta mistura obtido através da metodologia ASTM, Tabela 4.7.

A grande preocupação em se trabalhar com misturas que apresentem baixos teores de vazios é o aumento do risco de ocorrer deformação permanente ou formação de trilhas de roda no pavimento. Optou-se, então, por realizar ensaios de *creep* estático para todos os teores desta mistura para verificar se os valores de deformação plástica assim obtidos seriam elevados. Estes valores são apresentados no item 4.3.4.

O desempenho das misturas também depende do teor de asfalto efetivo (P_{be}) das mesmas ou teor que não é absorvido pelas partículas de agregado. Calcula-se este teor de ligante efetivo através da Equação 4.10.

$$P_{be} = P_b - \left(\frac{P_{ba}}{100}\right) \times P_S \qquad (4.10)$$

Em que:

P_{be} – teor de ligante efetivo, em porcentagem do peso total da mistura;

P_b – ligante total, em porcentagem do peso total da mistura;

P_{ba} – ligante absorvido, em porcentagem do peso do agregado;

P_S – agregado, porcentagem do peso total da mistura.

A absorção de ligante (P_{ba}), expressa como porcentagem em peso do agregado, é determinada pela Equação 4.11.

$$P_{ba} = 100 \times \left(\frac{D_{ef} - D_{ap}}{D_{ef} \times D_{ap}}\right) \times D_b \qquad (4.11)$$

Onde:

D_{ef} – densidade efetiva dos agregados;

D_{ap} – densidade aparente da mistura de agregados;

D_b – densidade do ligante.

A densidade efetiva dos agregados pode ser calculada pela Equação 4.12.

$$D_{ef} = \frac{100 - P_b}{\frac{100}{DMM} - \frac{P_b}{D_b}} \qquad (4.12)$$

Já densidade aparente da mistura de agregados (D_{ap}) é calculada pela Equação 4.13.

$$D_{ap} = \frac{P_{s1} + P_{s2} + ... + P_{sn}}{\frac{P_{s1}}{D_{a1}} + \frac{P_{s2}}{D_{a2}} + ... + \frac{P_{sn}}{D_{an}}} \quad (4.13)$$

Onde:

$P_{s1,2,...,n}$ – porcentagem em peso dos agregados;

$D_{a1,2,...,n}$ – densidade aparente dos agregados.

Desta forma, determinou-se a porcentagem de ligante absorvido (P_{ba}) para a mistura 1A no teor de 7% de ligante. O valor encontrado foi de 5,6% de absorção, ou seja, ter-se-ia apenas 1,8% de ligante efetivo na mistura. Este valor de absorção de ligante é bastante elevado e não condiz com a "aparência" das misturas compactadas. Como esse valor depende das densidades aparentes dos agregados, cujo método de determinação é também questionável para o caso de agregados porosos como a escória, é possível que este valor não condiza com a realidade. Quanto maior for o valor da densidade aparente da mistura de agregados, menor será o valor determinado para a absorção de ligante. Assim como o método de imersão dos agregados na água por 24hs mostrou-se inadequado para a determinação de suas densidades reais, questiona-se também sua acurácia na determinação das densidades aparentes de agregados muito porosos. Mas também, deve-se salientar que a absorção de água dos agregados miúdos (9%), principalmente, foi bem maior que o máximo preconizado pela DNER 262/94, (1 a 2%).

Outro fator que leva a questionar os valores obtidos para as densidades dos agregados de escória é que a teoria de densidade real $\geq$ densidade efetiva $\geq$ densidade aparente, só foi verdadeira ao se utilizar a densidade real dos agregados a partir do Rice e mesmo assim, o valor da densidade aparente da mistura de agregados não atendeu a expectativa das densidades real (3,284), efetiva (3,253) e aparente (2,761) da mistura de agregados serem maiores que a DMM, 2,826, de acordo com ROBERTS *et. al* (1996)[9] *apud* MARQUES (2004).

[9] ROBERTS, F. L., KANDHAL, P. S., BROWN, E. R., *et al*., 1996, *Hot Mix Asphalt Materials, Mixture Design and Construction*. 2 ed., NAPA Research and Education Foundation, National Center for Asphalt Technology -NCAT, Lanham, Maryland, USA.

Acredita-se que, devido a grande variabilidade dos parâmetros volumétricos obtidos nestes tipos de misturas, a melhor avaliação é realizada através da caracterização mecânica.

4.2 Dosagem Marshall – Misturas com Agregado Convencional

4.2.1 Teor de Projeto

O teor de ligante, 5,0% em peso, foi propositalmente fixado igual para as três misturas em estudo para diminuir o número de variáveis a serem analisadas, permitindo assim, realizar comparações entre resultados de desempenho baseados no tipo de ligante empregado. Para este teor adotado, é atendido o critério do valor mínimo de módulo de riqueza para misturas EME classe 2, conforme apresentado na Tabela 2.14. Todas as misturas em estudo apresentam $k = 3{,}4$ (Equação 2.9) para o teor de 5,0% de ligante, valor mínimo estipulado pelos franceses.

Visando complementar as discussões a respeito da dosagem de misturas asfálticas, são apresentados nos itens 4.2.2 e 4.2.3, alguns dados referentes à obtenção de parâmetros volumétricos das misturas com o agregado convencional em estudo.

4.2.2 Densidade Máxima Teórica (DMT) *versus* Densidade Máxima Medida (DMM)

Tem-se, na Tabela 4.10, os valores das densidades máximas teóricas (DMT) das misturas 1B, 2B e 3B, calculadas a partir da densidade real da mistura de agregados convencionais e fíler (2,781), conforme as Equações 3.3 e 3.4.

Tabela 4.10 – DMT calculada usando a densidade real da mistura de agregados (Dr) convencionais deste estudo.

MISTURAS	TEOR DE LIGANTE (%)		
	4,5	5,0	5,5
1B	2,583	2,563	2,543
2B	2,586	2,566	2,547
3B	2,589	2,569	2,550

Na Tabela 4.11, encontram-se os valores de DMM, obtidos de acordo com a metodologia ASTM D 2041/00. Neste caso, realizou-se o ensaio Rice para determinar a DMM apenas no teor de 5,0%, usando para isso a média de 2 amostras, para cada mistura analisada e para os demais teores de ligante, calculou-se a DMM através da

Equação 4.12, utilizando-se o valor de D_{ef} calculado a partir do teor de 5,0% para cada mistura: 2,718; 2,731 e 2,733 para as misturas 1B, 2B e 3B, respectivamente. Verifica-se que os valores de D_{ef} obtidos para as três misturas foram próximos, principalmente no caso da 2B e 3B, com variação apenas na terceira casa decimal.

Tabela 4.11 – DMM medida através da ASTM D 2041/00 dos agregados convencionais deste estudo.

MISTURAS	TEOR DE LIGANTE (%)		
	4,5	5,0	5,5
1B	2,531	2,512	2,493
2B	2,545	2,526	2,507
3B	2,549	2,530	2,511

Verifica-se que, ao contrário das misturas com escória, os valores de DMT são maiores que os da DMM para todos os casos, conforme o esperado.

As diferenças entre os valores de DMT e DMM foram menores que as obtidas para as misturas com o agregado siderúrgico para todos os casos. Como já haviam observado MARQUES *et al.* (2004), a diferença encontrada entre DMT e DMM é maior ao se utilizar agregado de maior porosidade, neste estudo a escória de aciaria.

4.2.3 Parâmetros Volumétricos

Nas Tabelas 4.12 a 4.14, são apresentados os parâmetros volumétricos médios calculados de acordo com a metodologia do DNIT e na seqüência, Tabelas 4.15 a 4.17, esses mesmos parâmetros calculados pela metodologia da ASTM, conforme as fórmulas apresentadas no item 4.1.3, para misturas 1B, 2B e 3B.

Os valores dos parâmetros volumétricos de cada corpo-de-prova encontram-se no Apêndice A.

Verifica-se que há diferenças significativas nos valores dos parâmetros volumétricos das misturas ao utilizar a metodologia do DNIT ou da ASTM, como por exemplo os valores de volume de vazios, que pela primeira foram maiores comparados aos obtidos pela metodologia da ASTM para todos os casos.

Tabela 4.12 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1B (agregado convencional e RV).

MISTURA 1B	TEOR DE LIGANTE (%)		
PARÂMETRO	4,5	5,0	5,5
DMT	2,583	2,563	2,543
D_a	2,439	2,449	2,458
V_v (%)	5,59	4,46	3,37
VAM (%)	16,24	16,35	16,49
RBV (%)	65,60	72,71	79,59

Tabela 4.13 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2B (agregado convencional e CAP 30/45 + Sasobit).

MISTURA 2B	TEOR DE LIGANTE (%)		
PARÂMETRO	4,5	5,0	5,5
DMT	2,586	2,566	2,547
D_a	2,446	2,461	2,467
V_v (%)	5,40	4,08	3,11
VAM (%)	15,99	15,92	16,16
RBV (%)	66,20	74,34	80,75

Tabela 4.14 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3B (agregado convencional e CAP 30/45).

MISTURA 3B	TEOR DE LIGANTE (%)		
PARÂMETRO	4,5	5,0	5,5
DMT	2,589	2,569	2,550
D_a	2,460	2,451	2,460
V_v (%)	4,99	4,58	3,52
VAM (%)	15,53	16,26	16,40
RBV (%)	67,88	71,81	78,57

Tabela 4.15 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1B.

MISTURA 1B	TEOR DE LIGANTE (%)		
PARÂMETRO	4,5	5,0	5,5
DMM	2,531	2,512	2,493
Gmb	2,429	2,441	2,454
Va (%)	4,03	2,84	1,56
VMA (%)	13,33	13,37	13,35
VFA(%)	69,73	78,77	88,31

Tabela 4.16 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2B.

MISTURA 2B	TEOR DE LIGANTE (%)		
PARÂMETRO	4,5	5,0	5,5
DMM	2,545	2,526	2,507
Gmb	2,430	2,451	2,462
Va (%)	4,52	2,97	1,80
VMA (%)	13,29	13,01	13,07
VFA(%)	65,98	77,15	86,23

Tabela 4.17 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3B.

MISTURA 3B	TEOR DE LIGANTE (%)		
PARÂMETRO	4,5	5,0	5,5
DMM	2,549	2,530	2,511
Gmb	2,446	2,441	2,451
Va (%)	4,04	3,53	2,39
VMA (%)	12,72	13,37	13,45
VFA(%)	68,28	73,61	82,23

Comparando-se as diferenças entre os valores dos parâmetros volumétricos obtidos a partir da DMT ou da DMM para as misturas 1B, 2B e 3B com aquelas obtidas para misturas com escória, item 4.1.3, observa-se que nas escórias as diferenças foram bem maiores. Assim, deve-se salientar que a escolha por um ou outro método pode acarretar diferenças significativas na obtenção do teor de projeto, que tendem a ser diretamente proporcionais à porosidade do agregado, como já observaram outros autores (CASTELO BRANCO, 2004 e MARQUES, 2004).

Calculou-se a absorção de ligante pela mistura 1B no teor de projeto, 5%, através da Equação 4.11, e o valor obtido foi de 0,59%, ou seja, cerca de 9 vezes menor que a absorção calculada para a mistura 1A. Para as misturas convencionais, a densidade real da mistura de agregados (2,781) foi maior que a efetiva (2,718) e ambas maiores que a aparente (2,676), conforme o esperado. Todos esses valores também são maiores que a DMM da mistura asfáltica.

Tanto para as misturas com escória de aciaria quanto para aquelas com agregado convencional, será possível realizar melhor avaliação de desempenho através da caracterização mecânica, apresentada a seguir.

4.3 Ensaios Mecânicos

Todas as misturas em estudo foram submetidas aos ensaios de módulo de resiliência, resistência à tração estática e fadiga por compressão diametral e *creep* estático. Os resultados são apresentados a seguir.

4.3.1 Módulo de Resiliência

Foram ensaiados três corpos-de-prova por variável analisada (tipo e teor de ligante e tipo de agregado). Apresenta-se, para todos os casos a seguir, os valores de módulo de resiliência (MR), expressos em função da média dos valores destas três amostras, obtidos de acordo com a abordagem mostrada no item 3.6.1, assim como o desvio-padrão e o coeficiente de variação destes valores.

Nas Tabelas 4.18 a 4.20 e na Figura 4.7, são apresentados os valores de MR das misturas com escória de aciaria (1A, 2A e 3A) obtidos dos corpos-de-prova da dosagem Marshall. Verifica-se que quanto maior o teor de ligante, menor o valor do MR das misturas, exceto para o teor de 8,0% da mistura 1A, Tabela 4.18. Porém as diferenças entre os valores médios dos módulos dos teores de 7,0, 7,5 e 8,0% de ligante são consideradas insignificantes, conforme pode ser visto nos testes de hipótese apresentados no Apêndice B.

Tabela 4.18 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 1A.

Teor de ligante (%)	MR (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
6,0	11884	938	7,9
6,5	10344	1363	13,2
7,0	7918	952	12,0
7,5	7680	1240	16,1
8,0	7728	406	5,3

CV: coeficiente de variação = desvio padrão/média

Tabela 4.19 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 2A.

Teor de ligante (%)	MR (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
6,5	11289	1003	8,9
7,0	9684	430	4,4
7,5	8950	528	5,9

CV: coeficiente de variação = desvio padrão/média

Tabela 4.20 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 3A.

Teor de ligante (%)	MR (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
6,5	10652	697	6,5
7,0	8918	501	5,6
7,5	8173	246	3,0

CV: coeficiente de variação = desvio padrão/média

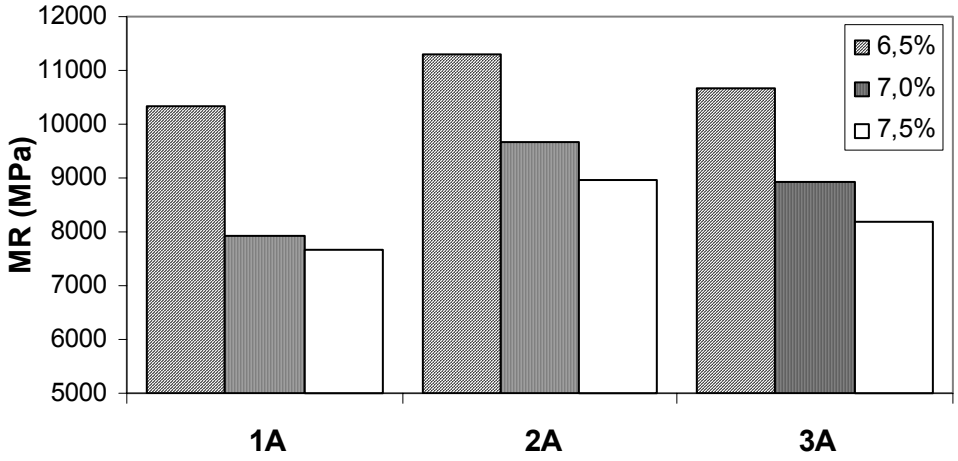

Figura 4.7 – Comparação entre os valores de MR das misturas com escória (1A, 2A e 3A) com o teor de ligante.

Para todos os teores de ligante, a mistura 2A, com o CAP 30/45 + Sasobit, apresentou maiores valores de MR, enquanto que a mistura 1A, com o ligante RV, teve os menores valores de MR, Figura 4.7.

Além de apresentar melhor trabalhabilidade de homogeneização das misturas, item 4.1.1, com base também nos valores médios de MR e respectivos desvios-padrão em relação aos demais teores testados, adotou-se 7,0% como teor de projeto das misturas com escória em estudo.

Constam da Tabela 4.21, os valores de MR das misturas 1A, 2A e 3A no teor de projeto, ou seja, 7,0% de ligante. Observa-se que a mistura 2A, com o CAP 30/45 + Sasobit, apresenta MR cerca de 12 e 6% maior que o das misturas 1A e 3A, respectivamente.

Tabela 4.21 – Valores de MR das misturas com escória (1A, 2A e 3A) no teor de projeto – 7%.

Mistura	MR (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
1A	8062	193	2,4
2A	9173	133	1,4
3A	8608	399	4,6

Verifica-se que, para as misturas asfálticas com escória de aciaria, os maiores valores de módulo de resiliência foram obtidos nas misturas produzidas com o CAP 30/45 + Sasobit, cuja penetração a 25^{o}C (23 décimos de milímetros) é cerca de 23 e 32% menor que a penetração dos ligantes RV e CAP 30/45, respectivamente. A viscosidade Brookfield a 135^{o}C do ligante com Sasobit também é pouco menor (aproximadamente 14 e 3%, respectivamente) que a viscosidade do CAP 30/45 e RV, Tabela 3.11.

Tem-se nas Tabelas 4.22 a 4.24 e na Figura 4.8, os valores dos MR das misturas compostas pelo agregado convencional e os três ligantes (1B, 2B e 3B) obtidos dos corpos-de-prova moldados na dosagem Marshall. Tem-se novamente o decréscimo do valor de MR com o aumento do teor de ligante, exceto para o valor referente a 5,5% de ligante da mistura 2B, Tabela 4.23, cujo MR é cerca de 5% maior que para o teor de 5,0% de ligante. No entanto, pelos testes de hipóteses apresentados no Apêndice B, as diferenças entre os valores de MR para os três teores de ligante não são consideradas significativas.

Tabela 4.22 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 1B.

Teor de ligante (%)	MR (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
4,5	7722	85	1,1
5,0	7603	192	2,5
5,5	7005	469	6,7

Tabela 4.23 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 2B.

Teor de ligante (%)	MR (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
4,5	8931	642	7,2
5,0	8654	621	7,2
5,5	9067	515	5,7

Tabela 4.24 – Valores de MR com o teor de ligante – Mistura 3B.

Teor de ligante (%)	MR (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
4,5	7738	736	9,5
5,0	6709	369	5,5
5,5	6168	629	10,2

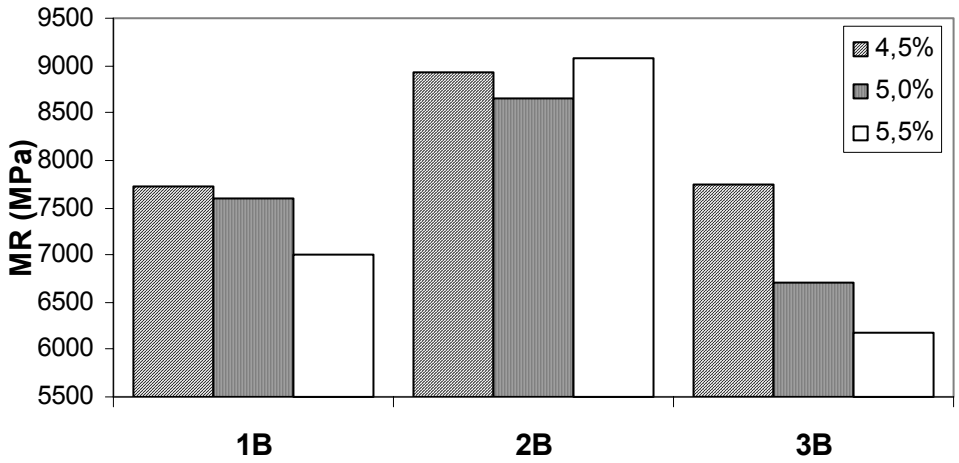

Figura 4.8 – Comparação entre os valores de MR das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B) com o teor de ligante.

Através da Figura 4.8, observa-se que os valores de MR da mistura composta pelo CAP 30/45 + Sasobit, 2B, são maiores que os das misturas 1B e 3B para todos os teores de ligante, assim como no caso das misturas com escória.

Verifica-se que, principalmente nas misturas com agregados convencionais, o tipo de ligante apresentou maior influência nos valores de MR do que o teor do mesmo, conforme relatam MEDINA e MOTTA (2005).

Na Tabela 4.25, encontram-se os valores de MR das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B) no teor de projeto, 5,0%. Verifica-se, novamente, o melhor desempenho (do ponto de vista de misturas de módulo elevado) do CAP 30/45 + Sasobit em relação ao MR. A mistura 2B apresenta valor de MR cerca de 22% maior comparado aos valores obtidos para as misturas 1B e 3B, considerados iguais pelo teste de hipótese apresentado no Apêndice B.

Tabela 4.25 – Valores de MR das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B) no teor de projeto – 5%.

Mistura	MR (MPa)	Desvio Padrão	CV (%)
1B	7121	90	1,3
2B	9080	122	1,3
3B	7082	947	13,4

Como no caso das misturas compostas por escória de aciaria, as misturas com agregado convencional também apresentaram maiores valores de módulo de resiliência ao se utilizar o CAP 30/45 + Sasobit, de menor penetração e maior ponto de amolecimento comparados aos ligantes CAP 30/45 e RV.

São apresentados, na Figura 4.9, os valores de MR de todas as misturas em estudo (1A, 1B, 2A, 2B, 3A e 3B) nos seus respectivos teores de projeto. Verifica-se que as misturas 2A e 2B apresentaram valores muito próximos, cerca de 1% de diferença, e de acordo com o teste de hipótese mostrado no Apêndice B, estes valores não apresentam diferença significativa. Já o valor de MR da mistura 1A (8062 MPa) é cerca de 12% maior que o da 1B e nas misturas 3A e 3B esta diferença é de 1526 MPa (18%), valores estes considerados de diferença significativa, ou seja, para estes dois ligantes o tipo de agregado teve influência, tendo a escória apresentado melhor desempenho em relação ao MR, considerando que se pretende obter uma mistura de módulo elevado.

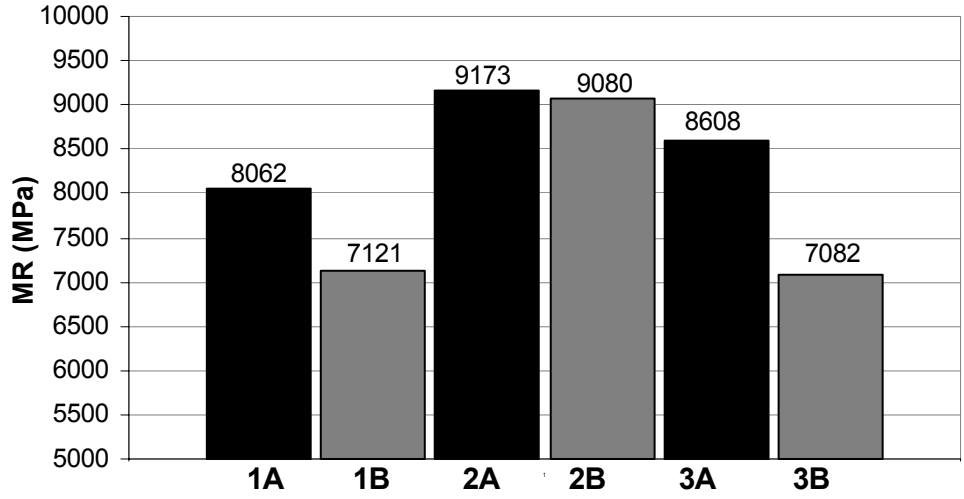

Figura 4.9 – Valores médios de MR de todas as misturas em estudo nos teores de projeto.

CASTELO BRANCO (2004), ao estudar misturas asfálticas com diferentes proporções de escória e agregados convencionais, observou que quanto maior a porcentagem de escória, maior a variabilidade (maiores valores de desvio-padrão) nos resultados dos ensaios de MR. Para as misturas do presente estudo, a variabilidade foi maior para as misturas com escória apenas para os teores de ligante mais baixos, que pode estar relacionada à maior dificuldade de homogeneização dessas misturas. Já para os outros teores a variação foi compatível com a encontrada no agregado convencional. Deve-se levar em consideração também o fato das misturas deste estudo terem sido preparadas por peneiramento e a escória ser apenas do tipo oxidante, conforme as características relacionadas ao processo produtivo apresentadas no item 2.1.1, enquanto que a escória estudada por CASTELO BRANCO (2004) é composta pelos dois tipos: oxidante e redutora.

No entanto, os valores de MR das misturas em estudo, Figura 4.9, são inferiores aos resultados obtidos por MAGALHÃES (2004) para misturas de módulo elevado do tipo EME 0/14 classe 2, enquadradas na faixa B do DNIT e ensaiadas a 25^{o}C, que variaram de 11.600 MPa com asfalto modificado por EVA a 18.500 MPa com resíduo asfáltico RASF.

ROHDE *et al*. (2006) encontraram valores de MR também superiores, de 10.400 a 22.770 MPa, para misturas de módulo elevado, EME 0/14 classe 2, com os mesmos ligantes utilizados por MAGALHÃES (2004). Entretanto, deve-se ressaltar que há diferenças entre a metodologia empregada na obtenção de MR na UFRGS (ROHDE *et al*., 2006) e a metodologia da COPPE/UFRJ.

Os módulos de resiliência das misturas estudadas são mais próximos aos de materiais estabilizados com cimento *Portland,* como solo-cimento, comparados aos de pesquisas realizadas no Setor de Mecânica dos Pavimentos da COPPE e apresentados na Tabela 4.26.

Tabela 4.26 – Valores típicos de MR de misturas asfálticas e materiais estabilizados com cimento de pesquisas realizadas na COPPE (modificada de MAGALHÃES, 2004; MEDINA e MOTTA, 2005).

Material	MR (MPa)	Referência
SMA	2.905	MOURÃO (2003)
CBUQ - CAP 20	3.590	PINTO (1991)
CBUQ - CAP 50-60	4.000	
CBUQ - CAP 30-45	6.070	
CBUQ - RASF	14.600	
EME - EVA	11.600	MAGALHÃES (2004)
EME - RASF	18.500	
BGTC	9.000	MACEDO (1996)
Solo-cimento	8.280	CERATTI (1991)
EME - SASOBIT+escória	9.170	ESTE ESTUDO
EME - SASOBIT+agreg. convencional	9.080	
EME - RV+escória	8.060	
EME - RV+agreg. convencional	7.120	

Segundo MAGALHÃES (2004), as misturas de módulo elevado, apesar de apresentarem rigidez próxima a de materiais estabilizados com cimento, podem ter como vantagem maior resistência à fadiga que estes materiais cimentados. Esta vantagem das misturas asfálticas em relação aos materiais cimentados, pode ser explicada pela propriedade que os materiais asfálticos apresentam, conhecida no meio técnico por “healings” (fechamento ou solda), que consiste na capacidade de fechamento de trincas (micro-fissuras) presentes no pavimento através da ação de cargas dos pneus a temperaturas elevadas, devido às propriedades viscosas do ligante (MEDINA, 2007).

4.3.2 Tração Estática por Compressão Diametral

São apresentados, neste item, os valores de resistência a tração estática por compressão diametral (RT) das misturas em estudo obtidas conforme o item 3.6.2. Os valores de RT foram obtidos da média entre os resultados de três corpos-de-prova para cada teor analisado.

Determinou-se a RT de todos os corpos-de-prova moldados durante a dosagem das misturas após os mesmos terem sido submetidos ao ensaio de módulo de resiliência.

Apresentam-se os dados obtidos – Tabelas 4.27 a 4.29 – após o ensaio de MR determinados para as misturas com escória. Observa-se que quanto maior o teor de ligante, menor o valor de RT para todas as misturas, com exceção do teor de 8,0% da mistura 1A, porém, com base no desvio-padrão desta mistura, a diferença não é considerada significativa pelo teste de hipótese apresentado no Apêndice B.

Tabela 4.27 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 1A.

Teor de ligante (%)	RT (MPa)	Desvio Padrão	MR/RT
6,0	2,02	0,23	5956
6,5	1,98	0,11	4861
7,0	1,95	0,28	3836
7,5	1,45	0,41	5017
8,0	1,75	0,75	4322

Tabela 4.28 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 2A.

Teor de ligante (%)	RT (MPa)	Desvio Padrão	MR/RT
6,5	2,46	0,12	4612
7,0	2,20	0,07	4480
7,5	1,97	0,02	4531

Tabela 4.29 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 3A.

Teor de ligante (%)	RT (MPa)	Desvio Padrão	MR/RT
6,5	2,11	0,12	5346
7,0	1,76	0,04	5134
7,5	1,67	0,02	4889

A variação dos valores de RT após MR *versus* teor de ligante das três misturas com escória podem ser melhor observados pela Figura 4.10, através da qual verifica-se que a mistura com o CAP 30/45 + Sasobit, 2A, apresenta os maiores valores de RT para todos os teores de ligante.

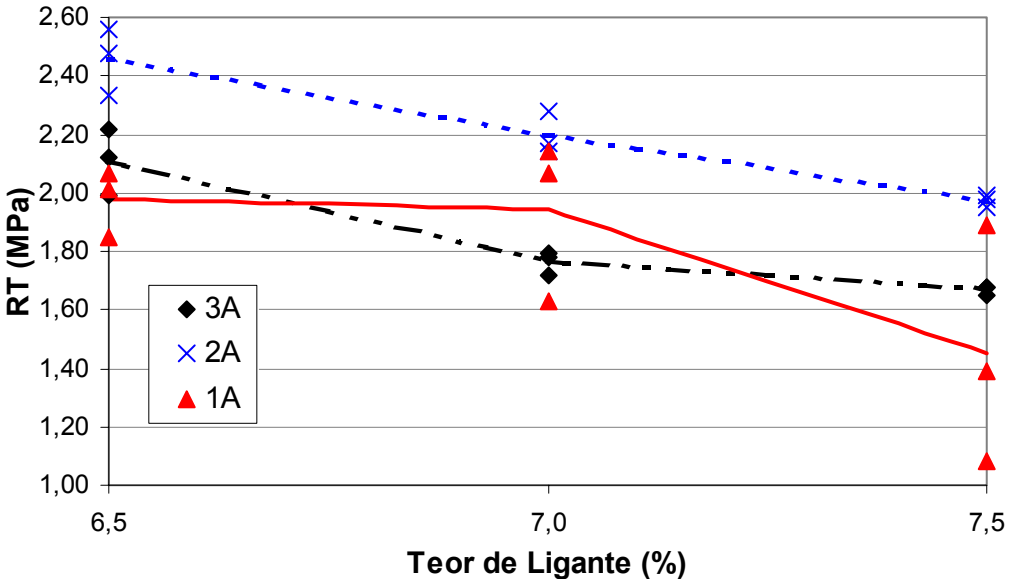

Figura 4.10 – Comparação entre os valores de RT das misturas com escória (1A, 2A e 3A) *versus* teor de ligante.

Verificou-se que, também em relação aos valores obtidos de RT das misturas com escória nos teores de ligante testados, é razoável a adoção de 7,0% como teor de projeto.

Constam da Tabela 4.30, os valores médios de RT das misturas com escória (1A, 2A e 3A) no teor de projeto, 7%. Neste caso, além do ensaio ser realizado em corpos-de-prova submetidos anteriormente ao ensaio de MR, determinou-se também a RT daqueles moldados exclusivamente para esta finalidade.

Tabela 4.30 – Valores de RT das misturas com escória (1A, 2A e 3A) no teor de projeto – 7%.

Mistura	RT* (MPa)	Desvio Padrão*	MR/RT*	RT** (MPa)	Desvio Padrão**	MR/RT**
1A	1,76	0,04	4581	1,95	0,18	4141
2A	1,79	0,04	5115	2,19	0,05	4188
3A	1,92	0,03	4491	2,02	0,07	4255

* - Amostra Virgem

** - Amostra após ensaio de MR

Segundo MOTTA (2007), geralmente os valores de RT dos corpos-de-prova submetidos anteriormente ao ensaio de MR tendem a ser menores que os obtidos de amostras virgens, devido à micro-fissuras ocasionadas pela aplicação das cargas nos

ensaios de MR. No entanto, para as misturas deste estudo, os valores de RT obtidos de corpos-de-prova submetidos anteriormente ao ensaio de MR foram maiores que os daqueles moldados exclusivamente para o ensaio de RT. Porém, deve-se salientar que os valores de desvio-padrão das amostras não-virgens são maiores e que diferenças no tempo de armazenamento das misturas compactadas também podem ter gerado influência nesses valores.

Analisando-se os valores de RT obtidos a partir dos corpos-de-prova virgens, para o teor de projeto, a mistura 3A apresentou o maior valor de RT, cerca de 7 e 8% maior que os valores das misturas 2A e 1A, respectivamente, diferença esta considerada irrelevante em termos práticos.

No caso das misturas convencionais (1B, 2B e 3B), os valores de RT, após ensaio de MR, para os teores testados na dosagem encontram-se nas Tabelas 4.31 a 4.33. Tem-se novamente a diminuição dos valores de RT com o aumento do teor de ligante, exceto para o teor de 5,5% na mistura 2B; no entanto esta diferença é considerada irrelevante, Apêndice B.

Tabela 4.31 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 1B.

Teor de ligante (%)	RT (MPa)	Desvio Padrão	MR/RT
4,5	1,83	0,11	4244
5,0	1,81	0,05	4164
5,5	1,66	0,03	4196

Tabela 4.32 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 2B.

Teor de ligante (%)	RT (MPa)	Desvio Padrão	MR/RT
4,5	1,94	0,18	4561
5,0	1,92	0,10	4501
5,5	2,08	0,10	4359

Tabela 4.33 – Valores de RT com o teor de ligante após MR – Mistura 3B.

Teor de ligante (%)	RT (MPa)	Desvio Padrão	MR/RT
4,5	1,69	0,04	4607
5,0	1,58	0,09	4315
5,5	1,51	0,10	4298

Observa-se, Figura 4.11, que a mistura 2B apresentou os maiores valores de RT para todos os teores de ligante.

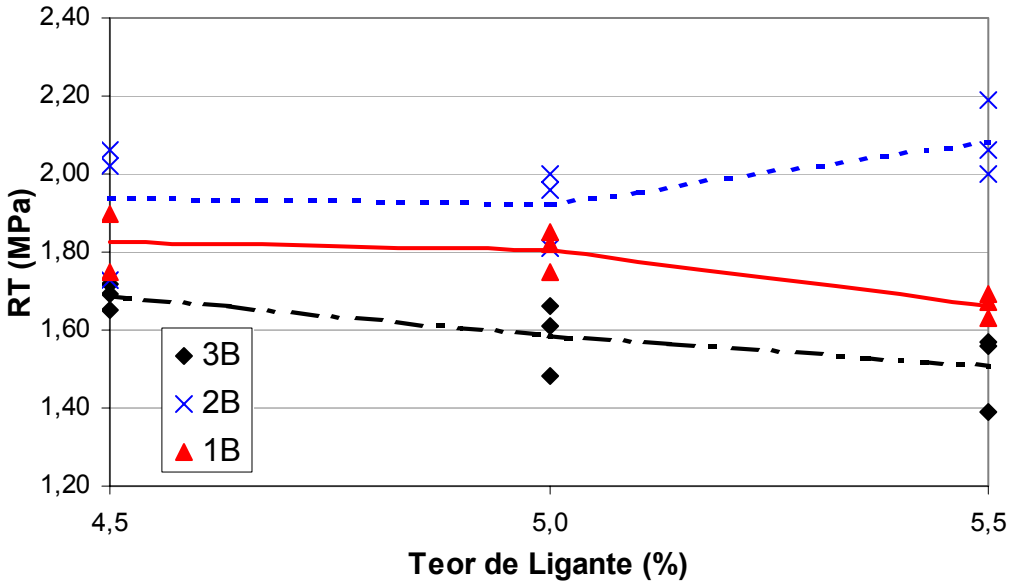

Figura 4.11 – Comparação entre os valores de RT das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B) *versus* teor de ligante.

Na Tabela 4.34, estão os valores médios de RT das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B) no teor de projeto, 5%, obtidos tanto dos corpos-de-prova moldados exclusivamente para este ensaio quanto daqueles submetidos anteriormente ao ensaio de MR. A mistura 2B apresentou valor de RT cerca de 11% maior que os valores das misturas 1B e 3B.

Tabela 4.34 - Valores de RT das misturas convencionais (1B, 2B e 3B) no teor de projeto – 5%.

Mistura	RT* (MPa)	Desvio Padrão*	MR/RT*	RT** (MPa)	Desvio Padrão**	MR/RT**
1B	1,69	0,06	4222	1,79	0,14	3978
2B	1,89	0,15	4796	2,13	0,26	4270
3B	1,68	0,08	4215	1,62	0,05	4381

* - Amostra Virgem

** - Amostra após ensaio de MR

Verifica-se que os valores de RT obtidos das misturas submetidas anteriormente ao ensaio de MR são novamente maiores, exceto para a mistura 3B, que apresenta também menor desvio-padrão.

São apresentados na Figura 4.12 os valores de RT (amostras virgens) de todas as misturas em estudo em seus respectivos teores de projeto. Observa-se que, para o mesmo ligante, as misturas com escória apresentaram maiores valores de RT, exceto no caso do CAP 30/45 + Sasobit, em que a RT da mistura 2B é aproximadamente 5% maior que a da mistura 2A. No entanto, apenas para as misturas 3A e 3B os testes de hipótese mostraram que há influência do agregado na RT para o mesmo ligante, Apêndice B.

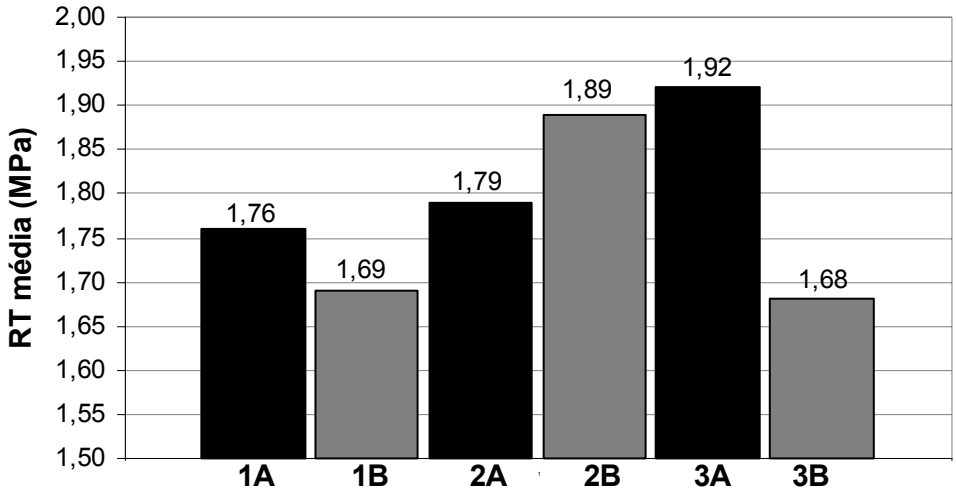

Figura 4.12 – Valores médios de RT de todas as misturas em estudo nos teores de projeto.

Assim, para o CAP 30/45 + Sasobit, o tipo de agregado não apresentou influência nos valores de MR e RT, sendo que para a maioria dos casos estes valores foram superiores aos das misturas compostas pelos outros ligantes em estudo, CAP 30/45 e RV.

Os valores de RT das misturas em estudo, como os de MR, foram inferiores aos determinados por MAGALHÃES (2004) e ROHDE *et al*. (2006) para misturas de módulo elevado, EME 0/14 classe 2, que variaram de 2,25 a 4,33 MPa. Já as relações MR/RT encontradas foram próximas às obtidas pelos referidos autores: 4000 e 5000.

As misturas com escória apresentaram valores ligeiramente maiores de MR/RT, máximo de 7%, comparadas às misturas convencionais. No entanto, esta relação é apenas um indicativo de que quanto menor a razão MR/RT, melhor o comportamento das misturas quanto à flexibilidade. Somente através do ensaio de fadiga, descrito no

item 4.3.3, é possível avaliar melhor o desempenho das misturas quanto a este quesito.

4.3.3 Fadiga por Compressão Diametral

Na avaliação da vida de fadiga das misturas em estudo, realizou-se o ensaio de compressão diametral descrito no item 3.6.3 do capítulo 3.

São apresentados, na Tabela 4.35, os parâmetros do ensaio de fadiga obtidos para a Equação 3.11 para as misturas com escória e, na Figura 4.13, as curvas de fadiga destas misturas.

Tabela 4.35 – Parâmetros do ensaio de fadiga das misturas com escória (1A, 2A e 3A).

Mistura	K	n	R^2
1A	$8,7x10^4$	4,5	0,973
2A	$4,7x10^5$	5,0	0,978
3A	$5,4x10^4$	3,9	0,996

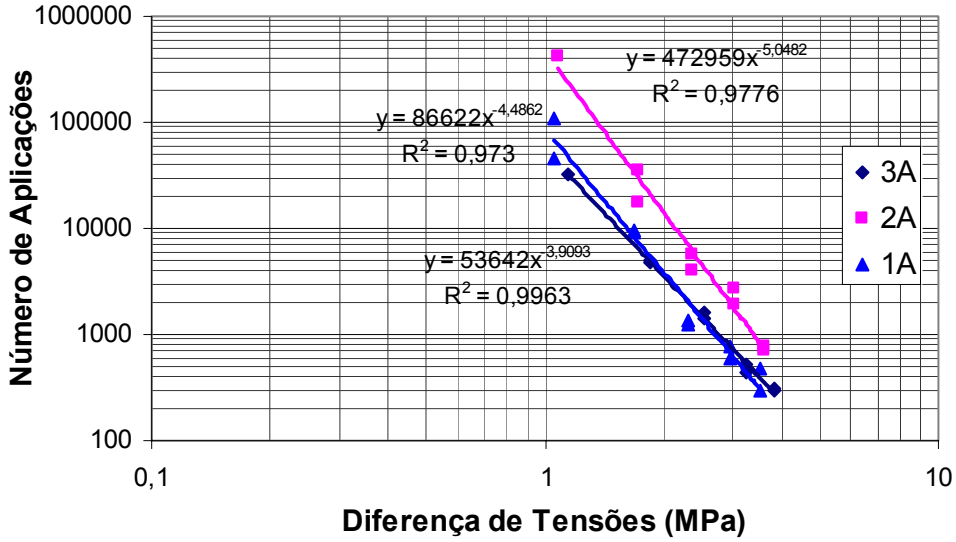

Figura 4.13 – Curvas de fadiga das misturas com escória (1A, 2A e 3A) em função da diferença de tensões, $\Delta\sigma$.

Verifica-se que os coeficientes K (interseção) das misturas 1A e 3A são próximos e com uma ordem de grandeza inferior ao da mistura 2A. Tanto para baixas quanto para altas diferenças de tensões, a mistura 2A tende a apresentar uma maior vida de fadiga

comparada às misturas 1A e 3A. Por exemplo, para uma diferença de tensão igual a 2 MPa, a mistura 2A apresenta vida de fadiga N de, aproximadamente, 15.000, enquanto que as outras duas misturas, 3.500.

A inclinação da curva 2A, dada pela constante n, é também maior que as das misturas 1A e 3A. Quanto maior a inclinação, maior susceptibilidade da vida de fadiga ao estado de tensões, ou seja, pequenas variações nas espessuras das camadas podem gerar redução considerável na vida de fadiga.

Um outro fato muito importante que deve ser considerado é a diferença entre os valores de MR das misturas apresentadas na Figura 4.13. Segundo MEDINA e MOTTA (2005), a comparação entre curvas de fadiga só deve ser realizada quando as misturas apresentem rigidez ou módulos de resiliência semelhantes, visto que misturas mais rígidas, "absorvem" mais tensões, o que gera também tensões de tração maiores. Com isso, para uma mesma estrutura (espessuras e materiais das outras camadas), as diferenças de MR no revestimento levarão a diferentes $\Delta\sigma$.

Assim, o ideal para se comparar o desempenho à fadiga de misturas asfálticas, é que se realize uma análise estrutural para cada mistura, através do cálculo das tensões geradas na base da camada para uma mesma configuração de pavimento e se compare o número de solicitações admissíveis ou vida de fadiga (MEDINA E MOTTA, 2005). Essa análise estrutural para comparar a vida de fadiga das misturas deste estudo é apresentada no item 4.3.6.

Os parâmetros, obtidos para a Equação 3.11, e as curvas referentes ao ensaio de fadiga das misturas com agregado convencional são apresentados na Tabela 4.36 e Figura 4.14, respectivamente.

Tabela 4.36 – Parâmetros do ensaio de fadiga das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B).

Mistura	K	n	R^2
1B	$3,9x10^4$	3,8	0,979
2B	$1,3x10^5$	4,3	0,962
3B	$2,1x10^4$	3,5	0,969

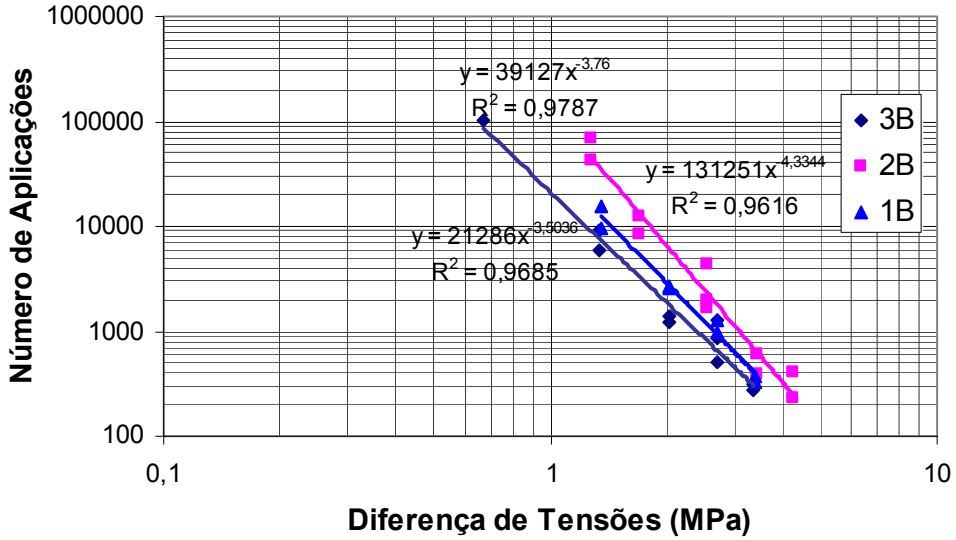

Figura 4.14 – Curvas de fadiga das misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B) em função da diferença de tensões.

Nessas misturas com agregado convencional, o coeficiente k da mistura com CAP 30/45 + Sasobit, 2B, é também bem maior que aqueles das outras duas misturas, 1B e 3B. A inclinação da curva da mistura 2B é também maior que as outras.

Os MR das misturas das misturas 1B e 3B são considerados iguais, conforme apresentado no item 4.3.1, assim é possível comparar suas curvas de fadiga e verificar que, para uma mesma diferença de tensões, as duas misturas apresentam vida de fadiga semelhantes.

Porém, como o MR da mistura 2B é bem maior que os dessas duas, uma melhor análise da vida de fadiga entre as três só é possível através de uma análise numérica, apresentada no item 4.3.6. Então, somente através dessa análise, será possível confirmar o melhor desempenho do CAP 30/45 + Sasobit em relação à fadiga.

Assim como no caso do tipo de ligante usado, a influência do agregado na vida de fadiga das misturas também só poderá ser verificada pela análise estrutural apresentada no item 4.3.6, já que os módulos e parâmetros de fadiga das misturas são distintos.

4.3.4 *Creep* Estático

São apresentados a seguir, os resultados e análises referentes ao ensaio de *creep* estático, conforme procedimento comentado no item 3.6.4.

Encontram-se, na Tabela 4.37, os valores de deformação específica plástica da mistura 1A obtidos de corpos-de-prova usados na dosagem Marshall e, na Figura 4.15, os gráficos de deformação específica *versus* tempo dessas amostras.

Tabela 4.37 – Deformação específica permanente (%) da mistura 1A com o teor de ligante obtidos do ensaio de *creep* estático.

Teor de Ligante (%)	Deformação Específica (%)
6,0	0,035
6,5	0,084
7,0	0,242
7,5	0,504
8,0	0,712

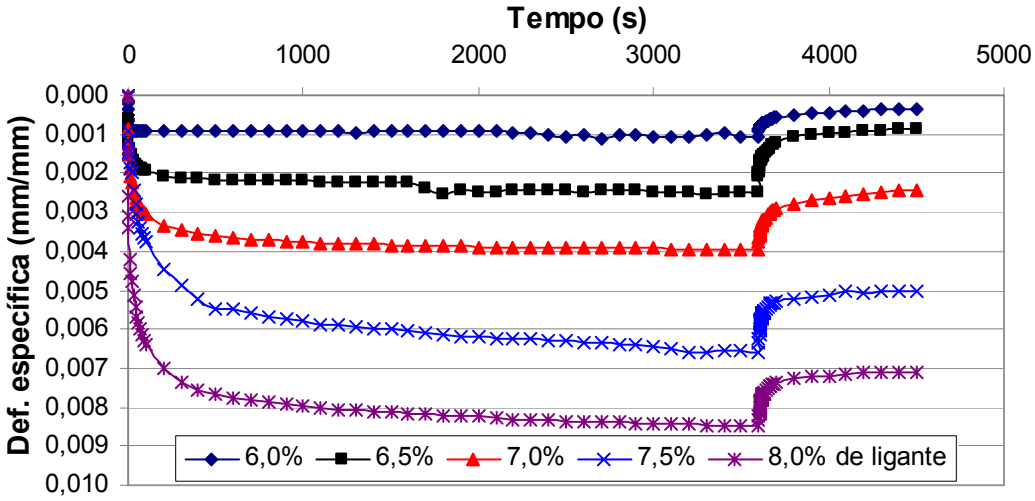

Figura 4.15 – Gráfico deformação específica *versus* tempo da mistura 1A nos teores usados na dosagem Marshall.

Observa-se que quanto maior o teor de ligante da mistura analisada, maior o valor obtido de deformação permanente.

São apresentados na Tabela 4.38, os valores de deformação permanente, obtidos da média de três corpos-de-prova ensaiados, das misturas com escória (1A, 2A e 3A) e

com agregado convencional (2B e 3B) nos seus respectivos teores de projeto, 7,0 e 5,0%. Não foi possível realizar o ensaio na mistura 1B. Na Figura 4.16, são mostradas as deformações específicas médias *versus* tempo de ensaio dessas misturas.

Tabela 4.38 – Deformação específica permanente (%) das misturas com escória (1A, 2A e 3A) e com agregado convencional (2B e 3B) obtidas do ensaio de *creep* estático.

Mistura	Deformação Específica (%)	Desvio-padrão
1A	0,177	0,081
2A	0,101	0,015
2B	0,085	0,031
3A	0,152	0,002
3B	0,278	0,058

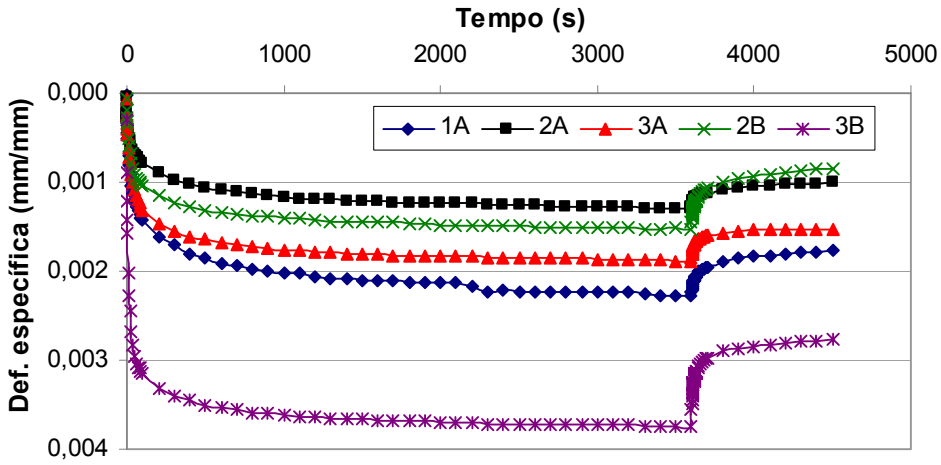

Figura 4.16 – Gráfico deformação específica *versus* tempo das misturas com escória (1A, 2A e 3A) e com agregado convencional (2B e 3B) nos seus respectivos teores de projeto.

A partir de ensaios de deformação permanentes aplicados em misturas asfálticas, tem-se verificado que a resistência à deformação permanente é maior quanto mais grossa for a granulometria do agregado e mais consistente (menor penetração) for o ligante asfáltico (MEDINA E MOTTA, 2005), conforme observou SÁ (1996) ao realizar ensaios de *creep* estático e dinâmico em misturas asfálticas na COPPE.

Neste estudo também, as misturas com o ligante de menor penetração (CAP 30/45 + Sasobit) apresentaram os menores valores de deformação permanente, apesar da diferença entre os valores das misturas ensaiadas terem sido pequena.

Para as misturas com o CAP 30/45, a mistura com escória (3A) apresentou deformação menor que a com agregado convencional (3B).

Um dos critérios adotados na análise do comportamento de misturas quanto à deformação permanente pelo ensaio de *creep* estático, considera adequadas aquelas misturas que apresentem deformações inferiores a 2% da altura ou 0,02 mm/mm (MOTTA *et al.*, 1996b). Todas as misturas ensaiadas apresentaram deformações menores que esse limite de 2%, apesar do volume de vazios baixos no caso das misturas com escória.

4.3.5 Resistência à Tração Retida por Umidade Induzida

Neste item, são apresentados os resultados de resistência à tração retida por umidade induzida, de acordo com a metodologia descrita em 3.6.5.

O valor encontrado para a TSR ou relação entre a RT média dos corpos-de-prova submetidos ao condicionamento especificado no ensaio (1,26 MPa) e aqueles que não sofreram condicionamento (1,28 MPa) para a mistura 2A no teor de projeto foi de 98,2%.

Este valor de TSR obtido para a mistura 2A igual a 98,2% é superior ao mínimo de 80% recomendado pelo SUPERPAVE (MOTTA *et al.*, 1996a).

4.3.6 Análise Numérica pelo FEPAVE2

São apresentadas, neste item, análises numéricas realizadas através do programa FEPAVE2 para verificar o desempenho das misturas asfálticas deste estudo no dimensionamento de estruturas de pavimento de alto volume de tráfego.

Escolheu-se o pavimento do Lote 7 da Rodovia Carvalho Pinto, construído em 1996 e que desde então vem apresentando bom desempenho sob condições de tráfego pesado, como estrutura comparativa das análises realizadas com as misturas de módulo elevado em estudo. Os materiais do referido trecho foram testados através de ensaios dinâmicos na COPPE (MACÊDO, 1996). As características físicas e mecânicas dos materiais aplicados neste trecho da Rodovia Carvalho Pinto e sua estrutura são apresentadas na Tabela 4.39 e na Figura 4.17, respectivamente.

Tabela 4.39 – Características físicas e mecânicas dos materiais aplicados na Rodovia Carvalho Pinto (MACÊDO, 1996).

CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE

Granulometria (% passante peneiras em mm)						
25,4	19,1	9,5	4,8	2,0	0,42	0,074
100	93	74	56	40	21	6

Teor de CAP 20	Vv	MR (MPa)				RT	Eq. Fadiga
		Pista		Usina			
(%)	(%)	média	DP	média	DP	(MPa)	(MPa)
5,1	3,6	5.142	386	5.470	226	1,23	$N=4699(A\sigma)^{-4,23}$

BRITA GRADUADA SIMPLES

Granulometria (% passando peneiras em mm)						
25,4	19,1	9,5	4,8	2,0	0,42	0,074
100	67	46	34	27	15	5

Compactação Energia Modificada			
Laboratório		Campo	
Dmáx	hot (%)	Dmáx	hot (%)
2258	6,9	2404	6,1

BRITA GRADUADA TRATADA COM CIMENTO

Granulometria (% passando peneiras em mm)						
25,4	19	9,5	4,8	2,0	0,42	0,074
100	68	49	32	27	13	6

Compactação En. Intermediária				Teor de	Resistência (MPa)					
Laboratório		Campo		Cimento	Compressão Simples			Compressão Diametral		
Dmáx	hót (%)	Dmáx	hót (%)	(%)	3	7	14	3	7	14
2220	6,5	2399	7,8	3,5	4,19	4,64	5,21	0,64	0,74	0,81

CAMADA FINAL DE TERRAPLENAGEM

Granulometria (% passando peneiras em mm)								
25,4	19,1	9,5	4,8	2,0	0,42	0,074	0,05	0,005
100	100	98	97	97	83	60	51	38

Compactação								LL	IP
Energia Normal				Energia Intermediária					
Dmáx	hot (%)	CBR (%)	Exp. (%)	Dmáx	hot (%)	CBR (%)	Exp. (%)		
1585	23,2	22	0,1	1685	20,4	43	0,2	41	12

Capa - CBUQ	h = 12cm
Base - BGS	h = 12cm
Sub-base - BGTC	h = 17cm
Subleito - LG'	

Figura 4.17 – Estrutura comparativa da Rodovia Carvalho Pinto.

Na Tabela 4.40, são apresentados os valores de módulo de resiliência das camadas que compõem a estrutura comparativa, utilizados nas análises com o FEPAVE2.

Adotou-se para a camada de revestimento o módulo de resiliência médio obtido de ensaios realizados nos corpos-de-prova retirados da pista. Para a BGTC, adotou-se o valor do projeto original igual a 9.000 MPa.

Tabela 4.40 – Módulos de Resiliência das camadas que compõem a estrutura comparativa da Rodovia Carvalho Pinto (MACÊDO, 1996).

Estrutura	**Módulo de Resiliência** (kgf/cm^2)
Capa CBUQ	51.424
Base BGS	$4310\ \sigma_3^{\ 0,487}\ \sigma_d^{\ -0,024}$
Sub-base BGTC	90.000
Subleito LG'	$4000\ \sigma_3^{\ 0,224}\ \sigma_d^{\ -0,168}$

Foram adotados os seguintes coeficientes de Poisson para as camadas da estrutura comparativa: 0,30; 0,35; 0,35 e 0,45 para o revestimento, base, sub-base e subleito, respectivamente.

Como critérios de aceitação, foram adotados:

- Deflexão máxima admissível (D_{adm})

$$\log D_{adm} = 3{,}148 - 0{,}188 \log N_p \qquad (10^{-2}\ mm) \qquad (4.14)$$

Deve-se salientar que a Equação 4.14 (DNER PRO 269/94) foi desenvolvida com base num banco de dados com estruturas típicas brasileiras e misturas asfálticas com faixa de módulos resilientes (3.000 a 6.000 MPa), diferentes dos valores de módulo das misturas em estudo e não se aplica diretamente para bases cimentadas.

Entretanto, por não haver outra equação que melhor representasse as condições de rigidez e deslocamentos limites para as estruturas em estudo, optou-se por utilizar essa equação a título ilustrativo. No caso das misturas de módulo elevado em estudo, a condição crítica de projeto é a diferença de tensões (correspondente a tensão de compressão menos a de tração) na fibra inferior da camada de ligação.

- Diferença de tensões no revestimento

A diferença de tensões foi considerada a partir das curvas de fadiga obtidas em laboratório para as misturas em estudo e adotando-se o fator campo laboratório (FCL) igual a 10^4 (PINTO, 1991). Deve-se salientar também que este FCL, sugerido por PINTO (1991), foi baseado em estudos realizados em misturas diferentes destas aqui pesquisadas.

- Tensão vertical admissível no subleito, $\sigma_{vadm.}$, (HEUKELOM e KLOMP, 1962[10])

$$\sigma_{vadm.} = 0{,}006 MR_{médio} / (1 + 0{,}7 \log N) \qquad (kgf/cm^2) \qquad (4.15)$$

Os resultados das análises realizadas com a estrutura comparativa são apresentados na Tabela 4.41.

[10] HEUKELOM, W. e KLOMP, A. J. G., **Dynamic testing as means of controlling pavements during and after constrution.** Proceedings, 1 INTER. CONSTRUCT. DESIGN OF ASPHALT PAVEM., 1962, Ann Arbor, Univ. Michigan, p. 667-679.

Tabela 4.41 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a estrutura comparativa da Rodovia Carvalho Pinto.

Parâmetros Calculados	Média	Desvio Padrão	Nível de Confiabilidade				Limite de Aceitação	
			75,0%	85,0%	95,0%	99,9%	10^7	10^8
D (10^{-2} mm)	10	0,17	10	10	10	10	68	44
σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,27	0,004	0,27	0,27	0,28	0,28	1,90	1,70
$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	7,39	0,06	7,46	7,48	7,51	7,58	14,42	8,36

Optou-se por utilizar nas análises com as misturas em estudo, uma estrutura típica de misturas de módulo elevado, em que não há necessidade de se utilizar revestimento com função estrutural, já que nesses casos, a capa tem apenas a função de garantir proteção à camada subjacente e conforto ao rolamento. Assim, utilizou-se um revestimento em SMA de módulo de resiliência igual a 2.193 MPa, conforme indicado em MOURÃO (2003).

Na Figura 4.18, tem-se um esquema da estrutura adotada no dimensionamento com o FEPAVE2, em que se considerou um revestimento de SMA de 3cm, as misturas em estudo como camada de ligação, variando-se as espessuras, uma base de brita graduada com 12 cm de espessura e um subleito argiloso laterítico LG', os dois últimos com as mesmas características da estrutura comparativa (Figura 4.17 e Tabela 4.40). Deve-se salientar que na Rodovia Carvalho Pinto, a base tratada por cimento é sub-base (pavimento invertido), posição diferente em relação à camada asfáltica de ligação considerada nas análises apresentadas a seguir.

Capa - SMA	h = 3cm
Ligação - Misturas em estudo	h = variável
Base - BGS	h = 12cm
Subleito - LG'	

Figura 4.18 – Estrutura adotada para análise da aplicação das misturas em estudo.

São apresentados na Tabela 4.42, os valores de módulo de resiliência e as equações de fadiga das misturas em estudo, utilizadas nas análises numéricas apresentadas a seguir.

Tabela 4.42 – Características mecânicas das misturas em estudo.

Mistura	Ligante	Agregado	MR (MPa)		Equação Fadiga (MPa)
			Média	Desv. Padrão	
1A	Resíduo de Vácuo	Escória	8062	193	$N=53.642(A\sigma)^{-3,9}$
1B		Brita	7121	90	$N=21.286(A\sigma)^{-3,5}$
2A	CAP 30/45+Sasobit	Escória	9173	133	$N=472.959(A\sigma)^{-5,0}$
2B		Brita	9080	122	$N=131.251(A\sigma)^{-4,3}$
3A	CAP 30/45	Escória	8608	399	$N=86.622(A\sigma)^{-4,5}$
3B		Brita	7082	947	$N=39.127(A\sigma)^{-3,8}$

Para todas as misturas em estudo, foram utilizados os valores de seus módulos iguais ao MR médio, MR médio menos um desvio e MR mais um desvio, visando aplicar a confiabilidade ao dimensionamento.

Tanto para a camada de revestimento em SMA quanto para as misturas de módulo elevado em estudo, adotou-se 0,30 como coeficiente de Poisson.

Encontram-se, nas Tabelas 4.43 a 4.48, os resultados das análises realizadas com o FEPAVE2 considerando as misturas em estudo como camada de ligação.

Tabela 4.43 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 1A (escória e ligante RV) como camada de ligação na estrutura adotada.

Espessura Cam. de Ligação	Parâmetros Calculados	Média	Desvio Padrão	Nível de Confiabilidade				Limite de Aceitação	
				75,0%	85,0%	95,0%	99,9%	10^7	10^8
6 cm	D (10^{-2} mm)	16	0,08	16	16	16	16	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,82	0,006	0,83	0,83	0,83	0,84	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	14,17	0,73	15,00	15,22	15,59	**16,41**	27,03	16,18
8 cm	D (10^{-2} mm)	14	0,08	14	14	14	14	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,66	0,005	0,67	0,67	0,67	0,67	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	12,67	0,11	12,80	12,83	12,89	13,01	27,03	16,18

Tabela 4.44 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 2A (escória e CAP 30/45 com Sasobit) como camada de ligação na estrutura adotada.

Espessura Cam. de Ligação	Parâmetros Calculados	Média	Desvio Padrão	Nível de Confiabilidade				Limite de Aceitação	
				75,0%	85,0%	95,0%	99,9%	10^7	10^8
6 cm	D (10^{-2} mm)	16	0,07	16	16	16	16	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,80	0,006	0,80	0,80	0,81	0,81	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	16,47	0,97	17,58	17,86	18,37	19,46	33,87	21,47

Tabela 4.45 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 3A (escória e CAP 30/45) como camada de ligação na estrutura adotada.

Espessura	Parâmetros	Média	Desvio	Nível de Confiabilidade				Limite de Aceitação	
Cam. de Ligação	Calculados		Padrão	75,0%	85,0%	95,0%	99,9%	10^7	10^8
6 cm	D (10^{-2} mm)	16	0,13	16	16	16	16	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,81	0,009	0,82	0,82	0,83	0,84	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	16,20	1,05	**17,41**	**17,71**	**18,26**	**19,44**	27,70	15,34
8 cm	D (10^{-2} mm)	14	0,15	14	14	14	14	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,65	0,009	0,66	0,66	0,67	0,68	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	12,71	0,48	13,26	13,40	13,65	14,20	27,70	15,34

Tabela 4.46 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 1B (agregado convencional e ligante RV) como camada de ligação na estrutura adotada.

Espessura	Parâmetros	Média	Desvio	Nível de Confiabilidade				Limite de Aceitação	
Cam. de Ligação	Calculados		Padrão	75,0%	85,0%	95,0%	99,9%	10^7	10^8
6 cm	D (10^{-2} mm)	16	0,03	16	16	16	16	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,85	0,000	0,85	0,85	0,85	0,85	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	14,17	0,73	**15,00**	**15,22**	**15,59**	**16,41**	26,52	14,37
8 cm	D (10^{-2} mm)	14	0,04	14	14	14	14	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,68	0,003	0,69	0,69	0,69	0,69	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	11,92	0,53	12,53	12,68	12,95	13,55	26,52	14,37

Tabela 4.47 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 2B (agregado convencional e CAP 30/45 com Sasobit) como camada de ligação na estrutura adotada.

Espessura	Parâmetros	Média	Desvio	Nível de Confiabilidade				Limite de Aceitação	
Cam. de Ligação	Calculados		Padrão	75,0%	85,0%	95,0%	99,9%	10^7	10^8
6 cm	D (10^{-2} mm)	16	0,03	16	16	16	16	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,80	0,002	0,80	0,80	0,80	0,81	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	19,11	0,97	**20,22**	**20,50**	**21,00**	**22,09**	30,81	18,11
8 cm	D (10^{-2} mm)	14	0,05	14	14	14	14	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,64	0,003	0,64	0,64	0,64	0,65	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	12,89	0,44	13,40	13,53	13,76	14,26	30,81	18,11

Tabela 4.48 – Resultados das análises com o FEPAVE2, utilizando a mistura 3B (agregado convencional e CAP 30/45) como camada de ligação na estrutura adotada.

Espessura Cam. de Ligação	Parâmetros Calculados	Média	Desvio Padrão	Nível de Confiabilidade 75,0%	85,0%	95,0%	99,9%	Limite de Aceitação 10^7	10^8
6 cm	D (10^{-2} mm)	16	0,37	17	17	17	17	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,85	0,03	0,88	0,89	0,90	0,93	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	15,76	0,82	**16,70**	**16,94**	**17,37**	**18,30**	23,94	12,41
8 cm	D (10^{-2} mm)	14	0,40	15	15	15	16	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,69	0,02	0,72	0,72	0,74	0,76	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	11,65	1,07	**12,88**	**13,19**	**13,75**	**14,96**	23,94	12,41
10 cm	D (10^{-2} mm)	13	0,43	13	13	13	14	68	44
	σ_{vSL} (kgf/cm^2)	0,56	0,03	0,56	0,59	0,61	0,64	1,90	1,70
	$\Delta\sigma$ (kgf/cm^2)	9,19	0,52	9,19	9,73	10,04	10,79	23,94	12,41

Observa-se que, tanto para as misturas com escória de aciaria (1A, 2A e 3A) quanto para as misturas com agregado convencional (1B, 2B e 3B), o CAP 30/45 + Sasobit apresentou o melhor desempenho.

Para um nível de 99,9% de confiança e N de projeto igual a 10^8, a mistura com o CAP 30/45 + Sasobit e escória de aciaria (2A) atenderia aos critérios de projeto com 6 cm de espessura, enquanto que para os demais ligantes (misturas 1A e 3A) seriam necessários 8cm de espessura de camada intermediária. Adotando-se um nível de confiança de 95%, apenas a mistura 3A não atenderia aos critérios de projeto, para N igual a 10^8, com espessura de 6cm, verificando-se assim o melhor desempenho do ligante RV em relação ao CAP 30/45 para as misturas com escória de aciaria como agregado.

Para um tráfego N igual a 10^7, todas as misturas em estudo atenderiam aos requisitos de projeto, para todos os níveis de confiança analisados, com 6cm de espessura.

Analisando-se a influência do agregado no dimensionamento da estrutura adotada, verifica-se que para todos os ligantes testados, as misturas com escória de aciaria apresentaram melhor desempenho em relação às misturas com agregado convencional.

Considerando-se o nível de 99,9% de confiança e N igual a 10^8, para mistura convencional com o CAP 30/45 (mistura 3B) seria necessária uma espessura de camada asfáltica igual a 10cm, enquanto que as misturas 1B e 2B atenderiam aos

critérios de projeto com 8cm. Assim, como no caso das misturas com escória, o ligante RV apresentou melhor desempenho que o CAP 30/45.

Obteve-se com a estrutura adotada, reduções significativas na espessura do pavimento original, chegando a 50% no caso em que se aplicou a mistura com escória e ligante CAP 30/45 com Sasobit como camada de ligação. Apesar dos valores de deflexões na superfície e tensões verticais no topo do subleito terem sido maiores que os valores encontrados nas análises com a mistura comparativa, os critérios de projeto continuaram a ser atendidos.

No entanto, deve-se salientar que, por se tratar de misturas não-convencionais, as análises numéricas foram realizadas apenas como uma forma de se comparar as misturas produzidas entre si, já que os critérios utilizados no dimensionamento, por exemplo o FCL (PINTO, 1991), foram desenvolvidos para outros tipos de materiais, não se podendo afirmar que sejam todos eles válidos igualmente para as misturas ensaiadas, portanto as espessuras finais são indicativas para o desempenho obtido pelo FEPAVE2 considerando iguais condições de análise. Num dimensionamento final para uma via real, outras considerações devem ser feitas.

Nas Figuras 4.19 e 4.20, tem-se um resumo das estruturas dimensionadas para um tráfego de 10^8 e nível de confiança de 99,9% para as misturas testadas neste estudo.

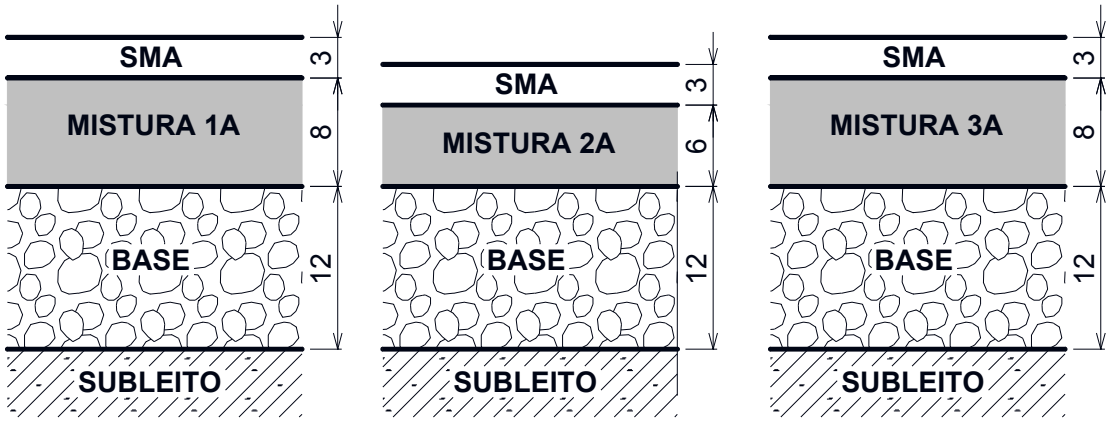

Figura 4.19 – Resumo das estruturas dimensionadas com o FEPAVE2, utilizando as misturas com escória de aciaria em estudo como camada de ligação.

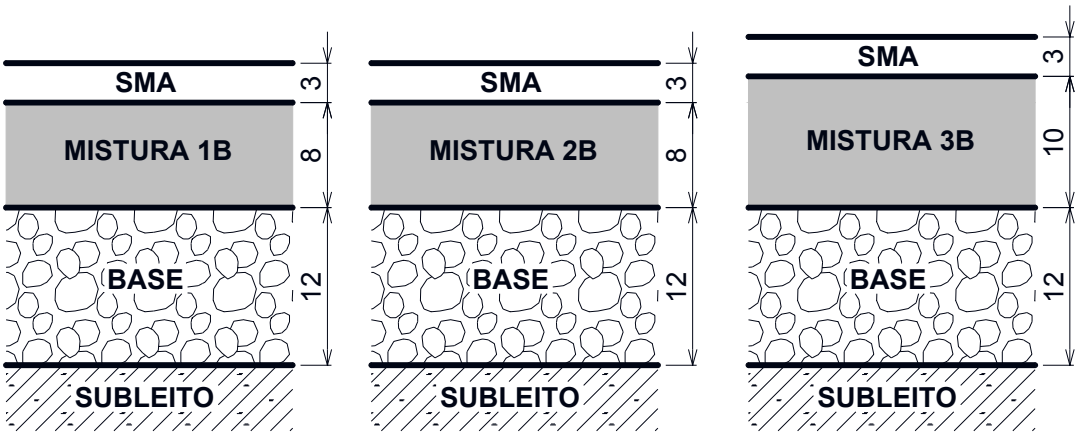

Figura 4.20 – Resumo das estruturas dimensionadas com o FEPAVE2, utilizando as misturas com agregado convencional em estudo como camada de ligação.

Com o objetivo de comparar o desempenho das misturas asfálticas de módulo elevado estudadas em relação a materiais cimentados quanto à vida de fadiga, analisou-se também a mesma estrutura da Figura 4.18, porém com a camada de ligação asfástica substituída por um concreto compactado a rolo (CCR).

As características adotadas para o CCR analisado fazem parte da pesquisa de TRICHÊS (1993)[11] *apud* ABPv (1995) e se encontram na Tabela 4.. O comportamento à fadiga do CCR foi realizado através de ensaio à flexão de vigota, com carregamento de forma senoidal aplicado no terço médio do corpo-de-prova, com amplitude constante e freqüência de carregamento de 5Hz (300 ciclos/minuto). O ensaio foi à tensão controlada e o valor de tensão máxima aplicada era uma porcentagem da resistência à tração na flexão aos 28 dias.

Tabela 4.49 – Características do Concreto Compactado a Rolo (TRICHÊS, 1993 *apud* ABPv, 1995).

Consumo de Cimento (kg/m^3)	**RT** (MPa)	**RC** (MPa)	**MR** (MPa)	**Fadiga à Flexão**
120	1,55	12,0	18.000	$\sigma t/RT=0,989-0,066.\log(N)$

Na Tabela 4.0, tem-se os valores de tensão de tração na fibra inferior da camada de ligação com o CCR para a estrutura analisada, obtidas através do FEPAVE2. Foram

consideradas espessuras de camada de ligação iguais às obtidas para as estruturas finais com as misturas asfálticas em estudo (6, 8 e 10cm), conforme a Tabela 4.50.

Tabela 4.50 – Tensões de tração na fibra inferior do CCR dada pelo FEPAVE2 para a estrutura analisada.

Espessura (cm) Camada de Ligação	σt (MPa)
6cm	1,83
8cm	1,58
10cm	1,40

Observa-se que para as espessuras de 6 e 8cm, os valores de tensão de tração na fibra inferior do CCR (1,83 e 1,58 MPa, respectivamente) foram maiores que a resistência à tração do material (1,55 MPa). Para a espessura de 10cm, o valor de tensão de tração obtido foi de 1,40 MPa. Apesar deste valor ser menor que a resistência à tração do CCR, a vida de fadiga calculada ($2,0x10^4$), através da equação da Tabela 4. e aplicando-se o FCL de 10^4, foi bem menor que a vida de fadiga obtida para as misturas de módulo elevado em estudo (cerca de $2,0x10^8$); deve-se salientar também que não se aplicou critérios de confiabilidade nas análises com o CCR.

Para a vida de fadiga da estrutura com o CCR apresentar mesma ordem de grandeza da vida de fadiga da estrutura composta pelas misturas asfálticas em estudo, seria necessário utilizar espessura igual à 14cm de CCR (σ_t = 0,76 MPa e N = $3,6x10^8$).

Assim, ao comparar o desempenho das misturas asfálticas estudadas ao do CCR na estrutura considerada (Figura 4.18), verifica-se que apesar do valor de módulo de resiliência do CCR ser aproximadamente o dobro das misturas asfálticas em estudo, estas apresentaram melhor comportamento em relação à vida de fadiga. Note-se também que, embora o módulo de resiliência tenha sido o dobro, a resistência à tração do CCR deste exemplo é da mesma ordem de grandeza das resistências das misturas asfálticas com escória, ou seja, a relação MR/RT é da ordem de 11.000 vezes para o CCR, ressaltando a cimentação do tipo frágil dada pelo cimento portland em relação à dúctil do cimento asfáltico. Daí a exigência de maiores espessuras iniciais para o CCR.

[11] TRICHÊS, G., 1993, Concreto Compactado a Rolo para Aplicação em Pavimentação: Estudo do Comportamento na Fadiga e Proposição de Metodologia de Dimensionamento. Tese de DSc., ITA/CTA.

CAPÍTULO 5

5 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Com base nos resultados desta pesquisa, foi possível concluir que:

a) quanto à escória de aciaria estudada:

- a escória de aciaria deste estudo atendeu às expectativas provenientes de estudos anteriores quanto ao uso como agregado em misturas asfálticas de módulo elevado, apresentando características físicas e mecânicas tão boas quanto e, em alguns casos, até superiores a do agregado convencional analisado. Apesar do maior teor de ligante utilizado em relação ao das misturas com agregado convencional, deve-se levar em consideração o custo global para cada caso (distância de transporte ao local da obra, preço do agregado, etc), além do bem ambiental ao se aproveitar um resíduo;

- o processo de cura adotado pela CST mostrou-se adequado para que a expansão da escória, após 14 dias de ensaio, apresentasse valor médio (0,63%) menor que o limite especificado pela norma DNER – EM 262/94 (3,0%). Entretanto, vale salientar que o método PTM 130 adota, hoje, o limite de 0,50%, segundo GONTIJO (2006). Já aos sete dias de ensaio, a expansão média (0,31%) foi menor que o estipulado pela ASTM (0,50%).

- o resíduo siderúrgico (escória deste estudo) foi classificado como Classe II A (não perigoso e não inerte) pela NBR 10.004/04, através de ensaios de lixiviação e solubilização. Para que seja utilizado na construção de camadas de pavimentos de rodovias e ferrovias, o local da obra deverá passar pela inspeção e liberação pelos órgãos ambientais (ou de controle ambiental);

b) com relação às misturas asfálticas estudadas:

- os valores de densidade máxima teórica (DMT) das misturas com escória foram maiores que os de densidade máxima medida (DMM) apenas ao se determinar as

densidades reais dos agregados através da aplicação de vácuo. Já nas misturas com agregado convencional, não houve necessidade da aplicação de vácuo para que os valores de DMT fossem maiores que os de DMM. As diferenças entre os valores de DMT e DMM também foram menores nas misturas com o agregado convencional, de menor porosidade. Desta forma, questiona-se os métodos correntes no País para obtenção das densidades dos agregados, principalmente nos casos de agregados porosos como a escória de aciaria;

- a absorção de ligante, calculada para a mistura com escória de aciaria e ligante resíduo de vácuo (RV), foi bastante elevada e parece não condizer com o teor de ligante efetivo ao se considerar a "aparência" das misturas compactadas. Como o cálculo do teor de ligante absorvido depende das densidades aparentes dos agregados, questiona-se também o método de determinação da densidade aparente no caso de agregados porosos como a escória;

- ao utilizar a metodologia do DNIT (baseada na DMT) nos cálculos dos parâmetros volumétricos das misturas com escória, além dos valores obtidos não atenderem aos requisitos de dosagem da especificação DNIT ES 031/06, os volumes de vazios das misturas compactadas apresentaram valores negativos, o que, conceitualmente, é inconsistente;

- o índice de vazios estimado a partir da tomografia computadorizada para a mistura compactada de escória e ligante RV no teor de projeto, apresentou a mesma ordem de grandeza do volume de vazios desta mistura obtido a partir do valor da DMM (metodologia da ASTM);

- para as misturas com o agregado convencional, também houve diferenças significativas nos valores dos parâmetros de dosagem obtidos através das duas metodologias (DNIT e ASTM);

- devido a grande variabilidade dos parâmetros volumétricos obtidos nas misturas com a escória de aciaria, acredita-se que a melhor avaliação do desempenho quanto ao uso em misturas asfálticas é realizada através da caracterização mecânica;

- os módulos de resiliência das misturas estudadas foram próximos aos de materiais estabilizados com cimento *Portland,* como misturas solo-cimento, estudadas por CERATTI (1991) no Setor de Mecânica dos Pavimentos da COPPE;

- tanto nas misturas compostas por escória como nas misturas com agregado convencional, os maiores valores de módulo de resiliência foram obtidos com o CAP 30/45 + Sasobit, de menor penetração e maior ponto de amolecimento comparados aos demais ligantes em estudo (CAP 30/45 e Resíduo de Vácuo);

- para o CAP 30/45 + Sasobit, o tipo de agregado não apresentou diferença significativa nos valores de MR, enquanto que para os ligantes RV e CAP 30/45, as misturas com escória apresentaram melhor desempenho, considerando que se pretende obter misturas de módulo elevado;

- os valores de resistência à tração por compressão diametral (RT) foram maiores para as misturas com escória de aciaria comparadas àquelas com agregado convencional ao se utilizar o ligante CAP 30/45, enquanto que para os demais ligantes em estudo, não houve influência do agregado na RT. Quanto ao tipo de ligante utilizado, na maioria dos casos, as misturas com o CAP 30/45 + Sasobit apresentaram maiores valores de resistência à tração;

- apesar da baixa porcentagem de vazios das misturas em estudo, os valores de deformação permanente, obtidos pelos ensaios de c*reep* estático, foram considerados pequenos em relação aos valores geralmente encontrados para misturas asfálticas convencionais;

- para as misturas com a escória de aciaria deste estudo, o CAP 30/45 + Sasobit, de menor penetração, apresentou melhor desempenho em relação à deformação permanente, porém a diferença entre os valores das três misturas ensaiadas foi bastante pequena;

- no ensaio *Lottman*, o valor encontrado para a relação entre a resistência à tração dos corpos-de-prova submetidos ao condicionamento especificado e a resistência à tração daqueles que não sofreram condicionamento foi de 98,2%, mostrando não haver ação deletéria da água nas misturas com escória deste estudo;

c) com relação à análise estrutural (FEPAVE2):

- ao comparar a aplicação das misturas asfálticas em estudo como camada de ligação numa determinada estrutura de pavimento, através do programa FEPAVE2, tanto nas misturas com escória de aciaria quanto nas misturas com agregado convencional, o CAP 30/45 + Sasobit apresentou o melhor desempenho. Ou seja, para um mesmo tráfego (10^8), nível de confiabilidade (95 e 99,9%) e estrutura de pavimento, obteve-se menores espessuras finais de camada de ligação ao se utilizar as misturas com o CAP 30/45 + Sasobit;

- analisando-se a influência do agregado no dimensionamento da estrutura estudada pelo FEPAVE2, para todos os ligantes em estudo, as misturas com escória de aciaria apresentaram melhor desempenho em relação às misturas com agregado convencional;

- houve reduções, em relação à espessura final da estrutura comparativa (Rodovia Carvalho Pinto), de até 50% (mistura com escória de aciaria e CAP 30/45 + Sasobit) ao se utilizar as misturas em estudo, o que mostra que, apesar de apresentarem rigidez muito próximas a de materiais estabilizados com cimento, as misturas de módulo elevado podem ter como vantagem maior resistência à fadiga que os materiais cimentados. No entanto, deve-se salientar que as espessuras finais obtidas para as misturas em estudo podem não ser exatamente as calculadas, já que ainda não são conhecidos dados mais representativos do desempenho das mesmas, tais como o Fator Campo Laboratório aplicável a estas.

Como sugestões de pesquisas futuras referentes ao assunto abordado nesta dissertação, tem-se:

- acompanhar um trecho experimental com as misturas de módulo elevado com o uso da escória de aciaria da CST para avaliar o desempenho das mesmas em condições de serviço;

- fazer um estudo detalhado de custos para comparar o uso da escória como agregado em misturas asfálticas de módulo elevado com o uso de agregados convencionais, considerando-se distâncias de transporte, reduções de espessuras finais do pavimento, custo dos materiais, entre outros;

- Realizar os seguintes estudos de laboratório:

  a) assim como na obtenção das densidades reais da escória em estudo, aplicar vácuo (ensaio Rice apenas com agregados) para se determinar as densidades aparentes dos agregados de escória;

  b) testar as mesmas misturas com escória deste estudo com intervalos menores de variação de teor de ligante, como por exemplo variações de 0,3 em 0,3%, visando reduzir o consumo de ligante;

  c) como a absorção do agregado miúdo da escória estudada foi bastante elevada, 9,0%, substituir esta fração das misturas por agregados convencionais, tais como areia ou pedra britada, com o objetivo também de diminuir o teor de ligante;

  d) visto que a escória é um material mais heterogêneo que os agregados convencionais, seria interessante realizar a dosagem das misturas compostas pelo resíduo utilizando corpos-de-prova de maiores dimensões, para fins comparativos. Verificou-se, através do Programa SHRP, que quanto maior o corpo-de-prova utilizado nos ensaios, menor o efeito de borda nos resultados. Sugere-se também, como comparação, que se use o compactador giratório Superpave;

  e) verificar a deformação permanente das misturas em estudo em simulador de tráfego e de campo;

  f) realizar ensaios de MR em prensa semelhante à utilizada pelos franceses para verificar se a faixa de valores de MR obtidas no Brasil está próxima aos de valores de módulos elásticos das misturas francesas;

  g) estudar correlações entre os valores de módulo complexo dos ligantes com os valores de MR das misturas asfálticas;

  h) analisar a contaminação ambiental provocada no caso de misturas asfálticas, em que se têm os agregados de escória envolvidos por ligantes;

  i) avaliar o retorno elástico (parte final das curvas) nos ensaios de *creep* estático em função do tipo de ligante.

Referências Bibliográficas

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials, 2001, PP2, **Standard Practice for Mixture Conditioning of Hot Mix Asphalt (HMA).**

AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials, 2003, T 283, **Resistance of Compacted Asphalt Mixtures to Moisture-Induced Damage.**

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004, NBR 10004, **Resíduos Sólidos - Classificação**.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004, NBR 10005, **Procedimento para Obtenção de Extrato Lixiviado de Resíduos Sólidos**.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004, NBR 10006, **Procedimento para Obtenção de Extrato Solubilizado de Resíduos Sólidos**.

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2004, NBR 15087, **Misturas Asfálticas – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral**.

ABPv – Associação Brasileira de Pavimentação, 1995, Boletim Técnico nº 16, **Catálogo de Curvas de Fadiga**.

AFNOR – Association Française de Normalisation, 1999a, NF P 98-140, **Enrobés Hidrocarbonés – Couches d'assises: Enrobés à Module Élevé (EME).**

AFNOR – Association Française de Normalisation, 1999b, NF P 98-141, **Enrobés Hidrocarbonés – Couches de roulement et couches de liaison : bétons bitumineux à module élevé (BBME).**

AKINMUSURU, J. O., 1991, “Potential Beneficial Uses of Steel Slag Wastes for Civil Engineering Purposes”, **Resources, Conservation and Recycling,** v. 5, n. 1, pp. 73-80.

ALVARENGA, J. C. A., 2001, **Um Estudo para a Avaliação Estrutural e Econômica de Pavimentos Flexíveis de Escória de Aciaria.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

ANP – Agência Natural do Petróleo, Gás Natural e Biocombustíveis, 2005, Resolução nº19, de 11 de julho de 2005; Regulamento Técnico nº3.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 1997, C 128, **Standard Test Method for Specific Gravity and Absorption of Fine Aggregate**.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 1998, D 2940, **Standard Specification for Graded Aggregate Material for Bases or Subbases for Highways or Airport**.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2000, D 2041, **Standard Test Method for Theorical Maximum Specific Gravity and Density of Bituminous Mixtures**.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2000, D 2726, **Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures**.

ASTM – American Society for Testing and Materials, 2000, D 4792, **Standard Test Method for Potencial Expasion of Aggregates from Hydration Reactions.**

BAGAMPADDE, U., WAHHAB, H. I. A. e AIBAN, S. A., 1999, “Optimization of Steel Slag Aggregates for Bituminous Mixes in Saudi Arabia”, **Journal of Materials in Civil Engineering**, pp. 30-35.

BERNUCCI, L. B., LEITE, L. M. e MOURA, E, 2002, “Propriedades Mecânicas em Laboratório de Misturas Asfálticas Convencionais e Modificadas por Polímeros”. **16º Encontro de Asfalto,** Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.

BRAZ, D., 1997, **Tomografia Computadorizada no Estudo da Mecânica da Fratura em Misturas Asfálticas.** Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

BROSSEAUD,Y., 2002a, "La Methode de Formu des Enrobes: Presentation de la Demarche Moyens D'Essai, Fidelite et Pertinence de la Methode". **16º Encontro de Asfalto,** Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.

BROSSEAUD,Y., 2002b, "Les Enrobes Français: Panorama des Techniques Bitumineuses, Bilan de Comportement". **16º Encontro de Asfalto,** Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.

BROSSEAUD,Y., BOGDANSKI, B. e CARRÉ, D., 2003, **Transfert de Technologie Réussi entre la France et la Pologne: Première Réalisation d'un Chantier de Reforcement Utilizant un Enrobé à Haut Module et un Béton Bituminex très Mince.**

BROSSEAUD,Y., 2006, "Les Enrobés à Module Eleve: Bilan de L' expérience de Française et Transfert de Technologie". **7º Congrès National de la Route,** Maroc, Novembre.

CARDOSO, E. R., 2004, **Estudo da Distribuição de Vazios em Misturas Asfálticas de Alto Desempenho do Tipo SMA Utilizando Tomografia Computadorizada.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CARNEIRO, F. A. V., 1993, **Emprego de Escórias Siderúrgicas Integradas na Engenharia Civil.** Dissertação de M.Sc., UFF, Niterói, RJ, Brasil.

CARVALHO FILHO, A. F., 2006, **Utilização do Agregado Siderúrgico no Município de Praia Grande.** Workshop: Sustentabilidade do Setor Siderúrgico Brasileiro, ABM, São Paulo, SP, 08 de Novembro.

CASANOVA, F. J. O, 2006 – professor da disciplina de Propriedades físico – químicas de solos da COPPE – contato pessoal.

CASTELO BRANCO, V. T. F., 2004, **Caracterização de Misturas Asfálticas com o Uso de Escória de Aciaria como Agregado.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CERATTI, J. A. P., 1991, **Estudo do Comportamento a Fadiga de Solos Estabilizados com Cimento para Utilização em Pavimentos.** Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

CERATTI, J. A. P., 2007, "Estudo Laboratorial e Construção de uma Estrutura de Pavimento de Elevado Desempenho". **Seminário da Agência Nacional de Transportes Terrestres – ANTT,** Brasília, DF, 12 de Abril.

CERQUEIRA, C. C., 2007 – Vendedor Técnico da Gerdau no Rio de Janeiro/ RJ – Contato Pessoal.

COOMARASAMY, A. e WALZAK, T. L., 1995, "Effects of Moisture on Surface Chemistry of Steel Slags and Steel Slag – Asphalt Paving Mixes", **Transportation Research Record**, n. 1492, pp. 85-95.

CORTÉ, J., F., BROSSEAUD, Y., SIMONCELLI, J., P., et al., 1994, "Investigation of Rutting of Asphalt Surface Layers: Influence of Binder and Axle Loading Configuration", **Transportation Research Record**, n. 1436, pp. 28-37.

CST, 2006a – Companhia Siderúrgica de Tubarão, www.cst.com.br – 06/04/2006.

CST, 2006b – Companhia Siderúrgica de Tubarão, www.arcelor.com.br/cst – 15/06/2006.

DELORME, J. L., 2006 – Pesquisador do LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussées) da França – Contato via e-mail – 27/09/2006.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1994, EM 262, **Escórias de Aciaria para Pavimentos Rodoviários**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1994, ME 049, **Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia Utilizando Amostras não Trabalhadas**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1994, ME 078, **Agregado Graúdo – Adesividade a Ligante Betuminoso**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1994, ME 085, **Material Finamente Pulverizado – Determinação da Massa Específica Real**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1994, ME 117, **Mistura Betuminosa – Determinação da Densidade Aparente**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1994, ME 138, **Mistura Betuminosa – Determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1994, PRO 263/94, **Emprego de Escórias de Aciaria em Pavimentos Rodoviários**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1994, PRO 269/94, **Projeto de Restauração de Pavimentos Flexíveis**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1995, ME 043, **Misturas Betuminosas a Quente – Ensaio Marshall**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1995, ME 084, **Agregado Miúdo – Determinação da Densidade Real**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1997, EM 367, **Material de Enchimento para Misturas Betuminosas**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1998, ME 035, **Agregados – Determinação da Abrasão *Los Angeles***.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1998, ME 081, **Agregados – Determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo**.

DNER – Departamento Nacional de Rodagem, 1998, ME 083, **Agregados – Análise Granulométrica**.

DNIT – Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes, 2006, ES 031, **Pavimentos Flexíveis – Concreto Asfáltico**.

FARRAND, B. e EMERY, J., 1995, "Recent Improvements in Quality of Steel Slag Aggregate", **Transportation Research Record**, n. 1486, pp. 137-141.

FERNANDES, C. G., 2004, **Caracterização Mecanística de Agregados Reciclados de Resíduos de Construção e Demolição dos Municípios do Rio de Janeiro e de Belo Horizonte para Uso em Pavimentação.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

GEYER, R. M. T., 2001, **Estudo sobre a Potencialidade de Uso das Escórias de Aciaria como Adição ao Concreto.** Tese de D.Sc., PPGEM/UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

GIGANTE, A. C., FURLAN, A. P., IAWANAGA, F. et al., 2005, "Efeito das Condições Ambientais no Enrijecimento de Misturas Asfálticas". **36º Reunião Anual de Pavimentação,** Curitiba, PR, Agosto.

GOACOLOU, H. e MAZÉ, M., 2000, "Enrobés à Haut Module Élastique: Relation entre les Propriétés Rhéologiques du Bitume et Celles de l'enrobé". **2º Eurasphalt & Eurobitume Congress,** Barcelona, Espanha, Setembro.

GONTIJO, P. R. A., 2006, "Pavimentos Compostos com Escórias de Aciaria", **Revista Pavimentação,** ano 1, n. 3 (Julho), pp. 42-54.

IBS, 2004 – Instituto Brasileiro de Siderurgia, **Balanço Social da Siderurgia,** www.ibs.org.br – 03/07/2006.

IBS, 2006 – Instituto Brasileiro de Siderurgia, www.ibs.org.br – 19/03/2006.

INSTITUTO DE ASFALTO, 2001, **Manual de Asfalto**, série n.4 (MS-4), edição 1989, tradução para português de Jacques de Medina e publicada pela PETROBRAS.

IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1988, **Escórias Siderúrgicas – Material de Múltiplas Aplicações,** MT/DNER/IPR.

IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 1990, **Utilização de Rejeitos Minerários e Industriais em Pavimentação Rodoviária,** MT/DNER/IPR.

IPR – Instituto de Pesquisas Rodoviárias, 2006, **Aplicação de Escória de Aciaria Produzida na Companhia Siderúrgica de Tubarão (CST) com Redução de Expansão – Acerita – com ou sem Adição de Argila em Base e Sub-base Rodoviária,** Convênio de Cooperação Técnica nº 50617.001.723/2003-15 DNIT/17ª UNIT/IPR, XXI Relatório.

JAMOIS, D., VANISCOTE, J. C., JOLIVET, Y. et al., 2000, "Development of a Concept of Very High Modulus Bituminous Macadam for Pavement Base Courses". **2º Eurasphalt & Eurobitume Congress,** Barcelona, Espanha, Setembro.

KANDHAL, P. S. e HOFFMAN, G. L., 1997, "Evaluation of Steel Slag Fine Aggregate in Hot-Mix Asphalt Mixtures", **Transportation Research Record**, n. 1583, pp. 28-36.

LEITE, L. F. M., 1999, **Estudos de Preparo e Caracterização de Asfaltos Modificados por Polímeros.** Tese de D.Sc., IMA/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

LEITE, L. F. M., CONSTANTINO, R. S. e TONIAL, I. A., 2000, "Evolução das Especificações de Cimentos Asfálticos nos Países Desenvolvidos". **Rio Oil & Gás Expo and Conference,** Rio de Janeiro, RJ, October.

LEITE, L. F. M., 2007 – contato pessoal.

LIMA, N. P. de, NASCIMENTO, J., F. do, FILHO, V., P., C., V. et al., 2000, "Pavimentos de Alto Desempenho Estrutural Executados com Escória de Aciaria". **10ª Reunião de Pavimentação Urbana,** nº 1.15, Uberlândia, MG, Agosto.

MACÊDO, J. A. G., 1996, **Interpretação de Ensaios Defletométricos para Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis.** Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MACHADO, A. T., 2000, **Estudo Comparativo dos Métodos de Ensaio para Avaliação da Expansibilidade das Escórias de Aciaria**. Dissertação de M.Sc., Departamento de Engenharia de Construção Civil - POLI/USP, São Paulo, SP, Brasil.

MAGALHÃES, S. T., 2004, **Misturas Asfálticas de Módulo Elevado para Pavimentos de Alto Desempenho.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MARQUES, G. L. O., MOTTA, L. M. G. e CASTELO BRANCO, V. T. F., 2004, "Análise Comparativa de Procedimentos Distintos para a Determinação da Massa Específica de Misturas Asfálticas". **35º Reunião Anual de Pavimentação,** Rio de Janeiro, RJ, Outubro.

MARQUES, G. L. O., 2004, **Utilização do Módulo de Resiliência como Critério de Dosagem de Mistura Asfáltica; Efeito da Compactação por Impacto e Giratória.** Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MASUERO, A. B., 2001, **Estabilização das Escórias de Aciaria Elétrica com Vistas a sua Utilização como Substituição ao Cimento**. Tese de D.Sc., PPGEM/UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

MEDINA, J. de e MOTTA, L. M. G., 2005, **Mecânica dos Pavimentos**, 2 ed., Rio de Janeiro, RJ, Editora Imagemaker Interactive.

MEDINA, J. de, 2007 – contato pessoal.

MELLO, E. F. e CALAES, G. D., 2006, **A Indústria de Brita na Região Metropolitana do Rio de Janeiro**, 1 ed., Rio de Janeiro, RJ, Editora IMOS.

MERIGHI, J. V., BERNUCCI, L. B. e SUZUKI, C. Y., 1995, "Utilização de Simulador de Tráfego para Análise de Comportamento de Misturas Asfálticas". **29º Reunião Anual de Pavimentação,** Cuiabá, MT, Outubro.

MOTTA, L. M. G., 1991, **Método de Dimensionamento de Pavimentos Flexíveis; Critério de Confiabilidade e Ensaios de Cargas Repetidas.** Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

MOTTA, L. M. G., TONIAL, I. A., LEITE, L. F. M. et al., 1996a, **Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfáltica – Tradução Comentada.** Instituto Brasileiro de Petróleo, Rio de Janeiro, RJ.

MOTTA, L. M. G., SÁ, M. F. P., OLIVEIRA, P. M. F. et al., 1996b, "O Ensaio de Creep Estático e Dinâmico na Avaliação de Misturas Asfálticas". In: **30º Reunião Anual de Pavimentação,** v. 1, pp. 115-135, Salvador, BA, Novembro.

MOTTA, L. M. G., ALMEIDA, M. S. S., BARBOSA, M. C. et al., 2006, **Parecer sobre Uso de Escória Siderúrgica em Pavimentos sem Cobertura,** Projeto COPPETEC, PEC nº 6706.

MOTTA, L. M. G., 2007 – contato pessoal.

MOURÃO, F. A. L., 2003, **Misturas Asfálticas de Alto Desempenho Tipo SMA.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

NÓBREGA, L. M., 2007, **Caracterização Mecânica de Misturas Asfálticas Utilizando Escória de Ferroliga de Manganês como Agregado.** Dissertação de M.Sc., UFBA, Salvador, BA, Brasil.

NOURELDIN, A. S. e McDANIEL, R. S., 1990, "Evaluation of Surface Mixtures of Steel Slag and Asphalt", **Transportation Research Record**, n. 1269, pp. 133-149.

PETRUCCI, E. G. R., 1998, "Metais", **Materiais de Construção**, 11 ed., capítulo 4, São Paulo, SP, Editora Globo.

PINTO, S., 1991, **Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos.** Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

PINTO, S., 2003, **Materiais Pétreos e Concreto Asfáltico – Conceituação e Dosagem.** Instituto Militar de Engenharia, Rio de Janeiro, RJ.

PTM – Pennsylvania Testing Method 130, 1978, **Método de Ensaio para Avaliação do Potencial de Expansão de Escória de Aciaria**, Adaptado pelo Departamento de Estradas e Rodagem de Minas Gerais - DMA-1/DER-MG – 1982.

RAMOS, C. R., 2003, **Estudo para o Desenvolvimento de um Catálogo de Pavimentos Flexíveis do Município do Rio de Janeiro.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

RAMOS, C. R., 2006 – Engenheiro da Prefeitura do Rio de Janeiro/ RJ – Contato Pessoal.

ROHDE, L., 2002, **Escória de Aciaria Elétrica em Camadas Granulares de Pavimentos – Estudo Laboratorial.** Dissertação de M.Sc., UFRGS, Porto Alegre, RS, Brasil.

ROHDE, L., CERATTI, J. A. P. e NÚÑEZ, W. P., 2006, "Misturas Asfálticas para Base de Pavimentos de Elevados Desempenho e Durabilidade". **18º Encontro de Asfalto,** Rio de Janeiro, RJ, Maio.

SÁ, M. F. P. de, 1996, **Estudo da Deformação Permanente de Misturas Betuminosas Através de Ensaios Estáticos e Dinâmicos.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SERFASS, JP., BENSE, P. e PELLEVOISIN, P., 1997, "Properties and New Developments of High Modulus Asphalt Concrete". In: **8º Iternational Conference on Asphalt Pavements,** v. 1, pp. 325-333, Seatle, Washington, USA.

SILVA, E. A. da, 1994, "Uso da Escória de Aciaria em Pavimentação Viária". In: **28º Reunião Anual de Pavimentação,** v. 1, pp. 261-283, Belo Horizonte, MG, Agosto.

SILVA, P. D. E. A., 1995, **Contribuição para o Aperfeiçoamento do Programa FEPAVE2 em Estudos e Projetos de Pavimentos Flexíveis.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

SILVA, E. A. da, MENDONÇA, R., L de. e DOBELE, C., H., M., 2002, "Utilização da Escória de Aciaria em Todas as Camadas do Pavimento". **16º Encontro de Asfalto,** trabalho convidado, Rio de Janeiro, RJ, Dezembro.

SILVA, E. A. da, MENDONÇA, R., L. de, DOBELE, C., H., M. et al., 2003, "Uma Experiência Inédita: Uso da Escória de Aciaria LD em Todas as Camadas do Pavimento". **34º Reunião Anual de Pavimentação,** nº 1.15, Campinas, SP, Agosto.

SOUZA, G. M., ALMEIDA, M. M., FERNANDES, G. et al., 2004, "Estudo do Comportamento da Escória de Aciaria a ser Utilizada como Lastro de Ferrovias através de Ensaio de Carga Pontual". **1º Simpósio Brasileiro de Jovens Geotécnicos,** São Carlos, SP, Agosto.

TONIAL, I. A., 2001, **Influência do Envelhecimento do Revestimento Asfáltico na Vida de Fadiga de Pavimentos.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

VASCONCELOS, K. L., SOARES, J., B., 2005, "Efeito da Densidade Máxima Teórica e da Densidade Aparente do Corpo de Prova Compactado na Dosagem de Misturas Asfálticas". **36º Reunião Anual de Pavimentação,** Curitiba, PR, Agosto.

VIANNA, A. A. D., 2002, **Contribuição para o Estabelecimento de um Material Padrão e de Metodologia para Calibração de Equipamentos de Ensaios Dinâmicos.** Dissertação de M.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

VIANNA, A. A. D., MOTTA, L. M. G. e DOMINGUES, R. G., 2003, "Ensaio de Compressão Axial de CBUQ – Uma Nova Técnica de Medição das Deformações". **XVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes,** v. 1, pp. 30-40, Rio de Janeiro, RJ, Novembro.

APÊNDICES

APÊNDICE A

A.1 Parâmetros Volumétricos das Misturas em Estudo

São apresentados neste Apêndice A, os valores dos parâmetros volumétricos obtidos para cada corpo-de-prova, teor e tipo de ligante e metodologia utilizados neste estudo.

A.1.1 Mistura 1A

Tabela A.1 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A – teor de ligante de 6,0%.

MISTURA 1A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	6,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,747	2,747	2,747
Da	2,793	2,808	2,811
Vv (%)	-1,65	-2,22	-2,31
VAM (%)	14,61	14,14	14,07
RBV (%)	111,32	115,72	116,39

Tabela A.2 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A – teor de ligante de 6,0%.

MISTURA 1A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	6,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,880	2,880	2,880
Gmb	2,784	2,799	2,801
Va (%)	3,34	2,80	2,75
VMA (%)	5,24	4,71	4,65
VFA(%)	36,18	40,46	40,97

Tabela A.3 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A – teor de ligante de 6,5%.

MISTURA 1A	**TEOR DE LIGANTE(%)**		
PARÂMETRO	**6,5**		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,723	2,723	2,723
Da	2,793	2,811	2,787
Vv (%)	-2,57	-3,23	-2,34
VAM (%)	15,06	14,51	15,25
RBV (%)	117,08	122,24	115,34

Tabela A.4 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A – teor de ligante de 6,5%.

MISTURA 1A	**TEOR DE LIGANTE(%)**		
PARÂMETRO	**6,5**		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,853	2,853	2,853
Gmb	2,788	2,806	2,781
Va (%)	2,27	1,65	2,53
VMA (%)	5,60	4,99	5,85
VFA(%)	59,46	67,06	56,75

Tabela A.5 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A – teor de ligante de 7,0%.

MISTURA 1A	**TEOR DE LIGANTE(%)**		
PARÂMETRO	**7,0**		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,699	2,699	2,699
Da	2,777	2,777	2,772
Vv (%)	-2,87	-2,88	-2,68
VAM (%)	16,01	16,00	16,15
RBV (%)	117,90	117,99	116,62

Tabela A.6 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A – teor de ligante de 7,0%.

MISTURA 1A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,826	2,826	2,826
Gmb	2,772	2,771	2,770
Va (%)	1,90	1,93	2,00
VMA (%)	6,63	6,66	6,72
VFA(%)	71,32	71,02	70,30

Tabela A.7 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A – teor de ligante de 7,5%.

MISTURA 1A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,676	2,676	2,676
Da	2,754	2,744	2,783
Vv (%)	-2,93	-2,54	-4,00
VAM (%)	17,13	17,44	16,27
RBV (%)	117,09	114,54	124,57

Tabela A.8 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A – teor de ligante de 7,5%.

MISTURA 1A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,783	2,783	2,783
Gmb	2,750	2,740	2,781
Va (%)	1,19	1,54	0,08
VMA (%)	7,88	8,21	6,85
VFA(%)	84,93	81,20	98,81

Tabela A.9 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1A – teor de ligante de 8,0%.

MISTURA 1A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	8,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,653	2,653	2,653
Da	2,767	2,763	2,757
Vv (%)	-4,31	-4,15	-3,91
VAM (%)	17,19	17,31	17,50
RBV (%)	125,07	123,97	122,33

Tabela A.10 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1A – teor de ligante de 8,0%.

MISTURA 1A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	8,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,774	2,774	2,774
Gmb	2,765	2,760	2,752
Va (%)	0,32	0,49	0,80
VMA (%)	7,87	8,03	8,32
VFA(%)	95,95	93,90	90,39

A.1.2 Mistura 2A

Tabela A.11 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2A – teor de ligante de 6,5%.

MISTURA 2A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	6,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,728	2,728	2,728
Da	2,799	2,805	2,803
Vv (%)	-2,63	-2,85	-2,76
VAM (%)	14,86	14,69	14,76
RBV (%)	117,70	119,39	118,68

Tabela A.12 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2A – teor de ligante de 6,5%.

MISTURA 2A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	6,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,858	2,858	2,858
Gmb	2,785	2,793	2,795
Va (%)	2,56	2,30	2,23
VMA (%)	5,69	5,43	5,37
VFA(%)	54,96	57,73	58,51

Tabela A.13– Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2A – teor de ligante de 7,0%.

MISTURA 2A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,704	2,704	2,704
Da	2,810	2,786	2,791
Vv (%)	-3,92	-3,01	-3,21
VAM (%)	15,00	15,74	15,57
RBV (%)	126,13	119,15	120,61

Tabela A.14 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia ASTM – Mistura 2A – teor de ligante de 7,0%.

MISTURA 2A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,832	2,832	2,832
Gmb	2,807	2,781	2,783
Va (%)	0,89	1,80	1,73
VMA (%)	5,47	6,33	6,27
VFA(%)	83,65	71,64	72,41

Tabela A. 15 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2A – teor de ligante de 7,5%.

MISTURA 2A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,681	2,681	2,681
Da	2,775	2,771	2,766
Vv (%)	-3,49	-3,35	-3,16
VAM (%)	16,52	16,63	16,78
RBV (%)	121,13	120,16	118,85

Tabela A. 16 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2A – teor de ligante de 7,5%.

MISTURA 2A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,810	2,810	2,810
Gmb	2,772	2,768	2,764
Va (%)	1,36	1,49	1,65
VMA (%)	7,15	7,27	7,42
VFA(%)	81,02	79,52	77,79

A.1.3 Mistura 3A

Tabela A.17 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3A – teor de ligante de 6,5%.

MISTURA 3A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	6,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,732	2,732	2,732
Da	2,829	2,821	2,829
Vv (%)	-3,55	-3,24	-3,54
VAM (%)	13,96	14,22	13,97
RBV (%)	125,44	122,78	125,34

Tabela A. 18 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3A – teor de ligante de 6,5%.

MISTURA 3A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	6,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,879	2,879	2,879
Gmb	2,823	2,815	2,821
Va (%)	1,94	2,20	2,01
VMA (%)	4,42	4,67	4,49
VFA(%)	56,12	53,00	55,22

Tabela A.19 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3A – teor de ligante de 7,0%.

MISTURA 3A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,709	2,709	2,709
Da	2,799	2,794	2,817
Vv (%)	-3,31	-3,14	-3,98
VAM (%)	15,35	15,48	14,80
RBV (%)	121,57	120,30	126,87

Tabela A.20 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3A – teor de ligante de 7,0%.

MISTURA 3A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,852	2,852	2,852
Gmb	2,796	2,787	2,814
Va (%)	1,97	2,27	1,34
VMA (%)	5,84	6,13	5,24
VFA(%)	66,20	62,93	74,35

Tabela A.21 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3A – teor de ligante de 7,5%.

MISTURA 3A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,686	2,686	2,686
Da	2,798	2,785	2,802
Vv (%)	-4,15	-3,69	-4,30
VAM (%)	15,83	16,21	15,71
RBV (%)	126,24	122,76	127,37

Tabela A.22 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3A – teor de ligante de 7,5%.

MISTURA 3A	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	7,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,818	2,818	2,818
Gmb	2,796	2,782	2,798
Va (%)	0,79	1,27	0,71
VMA (%)	6,34	6,80	6,27
VFA(%)	87,62	81,35	88,72

A.1.4 Mistura 1B

Tabela A.23 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1B – teor de ligante de 4,5%.

MISTURA 1B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	4,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,583	2,583	2,583
Da	2,433	2,445	2,438
Vv (%)	5,82	5,35	5,63
VAM (%)	16,45	16,03	16,28
RBV (%)	64,60	66,63	65,44

Tabela A.24 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1B – teor de ligante de 4,5%.

MISTURA 1B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	4,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,531	2,531	2,531
Gmb	2,423	2,435	2,430
Va (%)	4,27	3,79	4,00
VMA (%)	13,54	13,11	13,29
VFA(%)	68,44	71,07	69,94

Tabela A.25 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1B – teor de ligante de 5,0%.

MISTURA 1B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	5,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,563	2,563	2,563
Da	2,434	2,456	2,457
Vv (%)	5,05	4,18	4,15
VAM (%)	16,86	16,10	16,08
RBV (%)	70,05	74,04	74,16

Tabela A.26 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1B – teor de ligante de 5,0%.

MISTURA 1B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	5,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,512	2,512	2,512
Gmb	2,425	2,448	2,449
Va (%)	3,45	2,55	2,51
VMA (%)	13,92	13,11	13,07
VFA(%)	75,18	80,53	80,83

Tabela A.27 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 1B – teor de ligante de 5,5%.

MISTURA 1B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	5,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,543	2,543	2,543
Da	2,461	2,456	2,456
Vv (%)	3,23	3,42	3,44
VAM (%)	16,38	16,54	16,55
RBV (%)	80,25	79,31	79,22

Tabela A.28 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 1B – teor de ligante de 5,5%.

MISTURA 1B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	5,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,493	2,493	2,493
Gmb	2,458	2,452	2,452
Va (%)	1,39	1,64	1,64
VMA (%)	13,20	13,42	13,42
VFA(%)	89,44	87,75	87,75

A.1.5 Mistura 2B

Tabela A.29 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2B – teor de ligante de 4,5%.

MISTURA 2B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	4,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,586	2,586	2,586
Da	2,440	2,445	2,454
Vv (%)	5,65	5,47	5,09
VAM (%)	16,21	16,05	15,71
RBV (%)	65,14	65,92	67,58

Tabela A.30 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2B – teor de ligante de 4,5%.

MISTURA 2B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	4,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,545	2,545	2,545
Gmb	2,423	2,425	2,442
Va (%)	4,80	4,71	4,06
VMA (%)	13,54	13,46	12,87
VFA(%)	64,58	65,03	68,46

Tabela A.31 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2B – teor de ligante de 5,0%.

MISTURA 2B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	5,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,566	2,566	2,566
Da	2,460	2,471	2,453
Vv (%)	4,13	3,70	4,42
VAM (%)	15,96	15,58	16,21
RBV (%)	74,10	76,25	72,75

Tabela A. 32 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2B – teor de ligante de 5,0%.

MISTURA 2B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	5,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,526	2,526	2,526
Gmb	2,449	2,463	2,440
Va (%)	3,03	2,49	3,40
VMA (%)	13,06	12,57	13,39
VFA(%)	76,80	80,19	74,63

Tabela A. 33 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 2B – teor de ligante de 5,5%.

MISTURA 2B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	5,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,547	2,547	2,547
Da	2,462	2,469	2,472
Vv (%)	3,32	3,06	2,94
VAM (%)	16,34	16,12	16,02
RBV (%)	79,66	81,01	81,61

Tabela A. 34 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 2B – teor de ligante de 5,5%.

MISTURA 2B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	5,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,507	2,507	2,507
Gmb	2,456	2,463	2,466
Va (%)	2,03	1,74	1,63
VMA (%)	13,28	13,02	12,92
VFA(%)	84,71	86,62	87,40

A.1.6 Mistura 3B

Tabela A.35 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3B – teor de ligante de 4,5%.

MISTURA 3B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	4,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,589	2,589	2,589
Da	2,459	2,457	2,463
Vv (%)	5,01	5,10	4,85
VAM (%)	15,55	15,63	15,41
RBV (%)	67,78	67,36	68,51

Tabela A. 36 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3B – teor de ligante de 4,5%.

MISTURA 3B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	4,5		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,549	2,549	2,549
Gmb	2,450	2,434	2,454
Va (%)	3,89	4,50	3,72
VMA (%)	12,59	13,14	12,43
VFA(%)	69,08	65,78	70,10

Tabela A.37 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3B – teor de ligante de 5,0%.

MISTURA 3B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	5,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,569	2,569	2,569
Da	2,440	2,456	2,459
Vv (%)	5,02	4,42	4,31
VAM (%)	16,64	16,11	16,01
RBV (%)	69,81	72,58	73,11

Tabela A.38 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3B – teor de ligante de 5,0%.

MISTURA 3B	TEOR DE LIGANTE(%)		
PARÂMETRO	5,0		
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,530	2,530	2,530
Gmb	2,429	2,447	2,447
Va (%)	4,01	3,29	3,28
VMA (%)	13,80	13,15	13,15
VFA(%)	70,95	74,98	75,03

Tabela A.39 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia do DNIT – Mistura 3B – teor de ligante de 5,5%.

MISTURA 3B	**TEOR DE LIGANTE(%)**		
PARÂMETRO		**5,5**	
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMT	2,550	2,550	2,550
Da	2,466	2,451	2,463
Vv (%)	3,28	3,88	3,39
VAM (%)	16,20	16,72	16,29
RBV (%)	79,76	76,78	79,21

Tabela A.40 – Parâmetros volumétricos calculados segundo a metodologia da ASTM – Mistura 3B – teor de ligante de 5,5%.

MISTURA 3B	**TEOR DE LIGANTE(%)**		
PARÂMETRO		**5,5**	
Corpo-de-prova	CP1	CP2	CP3
DMM	2,511	2,511	2,511
Gmb	2,451	2,445	2,457
Va (%)	2,39	2,63	2,15
VMA (%)	13,45	13,66	13,24
VFA(%)	82,25	80,75	83,73

APÊNDICE B

B.1 Testes de Hipótese e Significância – Diferença das Médias

São apresentados neste Apêndice B, testes de hipóteses e significância, baseados em SPIEGEL (1977)[12], para verificar se há diferença significativa entre os valores de MR e RT apresentados nos itens 4.3.1 e 4.3.2, através do estudo estatístico de distribuição amostral de *Student* t. Estes testes são realizados para amostras de tamanho $N \leq 30$, denominadas pequenas amostras.

Supondo-se que duas amostras aleatórias de tamanhos N_1 e N_2 têm médias e desvios padrões dados por $\overline{X}_1$ e $\overline{X}_2$ e s_1 e s_2, respectivamente. Para testar a hipótese de que as médias das amostras podem ser consideradas iguais, utiliza-se a Distribuição de *Student* t, dada por:

$$t = \frac{\overline{X}_1 - \overline{X}_2}{\sigma\sqrt{\frac{1}{N_1} + \frac{1}{N_2}}}$$

Em que,

$$\sigma = \sqrt{\frac{N_1 s_1^2 + N_2 s_2^2}{N_1 + N_2 - 2}}$$

Geralmente, adota-se um nível de significância 0,05 ou 95% de confiança. Para o caso em estudo, em que se deseja testar se as médias das amostras podem ser consideradas iguais, o intervalo de confiança é baseado num teste bilateral com 16 graus de liberdade $(N_1 + N_2 - 2)$, no qual as médias são consideradas significantemente diferentes entre si quando t estiver fora do intervalo de $-t_{0,975}$ a $t_{0,975}$, ou $t \notin [-2{,}12 ; 2{,}12]$.

[12] SPIEGEL, M. R., 1977, "Teoria das Pequenas Amostras", **Estatística**, 11 ed., capítulo 11, São Paulo, SP, Editora MC Grawhill do Brasil Ltda.

B.1.1 Módulos de Resiliência (MR)

Para a mistura 1A nos teores de ligantes de 7,5 e 8,0%, apresentada na Tabela 4.18, tem-se:

$$\sigma = \sqrt{\frac{9.(406)^2 + 9.(1240)^2}{9+9-2}} = 978{,}58$$

$$t = \frac{7.728 - 7.680}{978{,}78\sqrt{\frac{1}{9} + \frac{1}{9}}} = 0{,}10$$

Como o valor de t igual a 0,10 está dentro do intervalo de –2,12 a 2,12, a diferença entre os MR médios dos dois teores analisados não é considerada significativa para um nível de 95% de confiança.

Realizando-se esta mesma análise para o MR médio do teor de 7,0%, a diferença é considerada não significativa comparado aos valores de MR dos teores de 7,5 e 8,0%. Já os valores para 6,0 e 6,5% são considerados diferentes entre si e também em relação aos demais MR.

Para a mistura 2B nos teores de ligantes de 5,0 e 5,5%, Tabela 4.23, $t = 1{,}45$. Como o valor de t está dentro do intervalo de –2,12 a 2,12, a diferença entre os MR médios dos dois teores analisados não é considerada significativa.

Para as misturas convencionais 1B e 3B no teor de projeto, Tabela 4.25, $t = 0{,}12 \in [-2{,}12\,;\,2{,}12]$.

Já para as misturas convencionais 2B e 3B no teor de projeto, Tabela 4.25, $t = 5{,}92 \notin [-2{,}12\,;\,2{,}12]$.

Misturas 2A e 2B nos respectivos teores de projeto, Figura 4.9: $t = 1{,}46$.

Misturas 1A e 1B nos respectivos teores de projeto, Figura 4.9: $t = 12{,}50$. Como $t \notin [-2{,}12\,;\,2{,}12]$, as médias dos módulos dessas duas misturas são consideradas de diferença significativas e não podem ser considerados iguais para um nível de

significância 0,05. Assim como na comparação entre as médias dos MR das misturas 3A e 3B nos respectivos teores de projeto, Figura 4.9: em que $t = 4{,}20$.

B.1.2 Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT)

Realizando-se a mesma análise utilizada para as médias de MR das misturas em estudo, tem-se para a mistura 1A nos teores de 7,5 e 8,0%, Tabela 4.27:

$$\sigma = \sqrt{\frac{3.(0{,}75)^2 + 3.(0{,}41)^2}{3 + 3 - 2}} = 0{,}74$$

$$t = \frac{1{,}75 - 1{,}45}{0{,}64\sqrt{\frac{1}{3} + \frac{1}{3}}} = 0{,}50$$

Como $t \in [-2{,}12\,;\,2{,}12]$, as médias de RT dessa mistura nos teores de 7,5 e 8,0% de ligante podem ser considerados iguais para um nível de significância 0,05.

Para as misturas 1A e 2A no teor de projeto, Tabela 4.30: $t = 0{,}75$.

Misturas 3A e 2A no teor de projeto, Tabela 4.30: $t = 3{,}68 \notin [-2{,}12\,;\,2{,}12]$.

Mistura 2B nos teores 4,5 e 5,5%, Tabela 4.32: $t = 0{,}96 \in [-2{,}12\,;\,2{,}12]$.

Misturas 1A e 1B, Figura 4.12: $t = 1{,}37 \in [-2{,}12\,;\,2{,}12]$.

Misturas 2A e 2B, Figura 4.12: $t = 0{,}91 \in [-2{,}12\,;\,2{,}12]$.

E, para as misturas 3A e 3B, Figura 4.12: $t = 3{,}97 \notin [-2{,}12\,;\,2{,}12]$

APÊNDICE C

MODULOTAL® 15/25

PAVING GRADE BITUMEN FOR HIGH MODULUS MIXES

PROPERTIES		TEST METHODS	SPECIFICATIONS	TYPICAL VALUES
Penetration at 25°C	1/10 mm	EN 1426	15 - 25	**23**
Softening point (Ring and Ball)	°C	EN 1427	58 -65	**63.3**
Density at 25 °C	-	EN ISO 3838	1,0 - 1,10	**1.023**
Flash Point (Cleveland)	°C	EN ISO 2592	≥ 250	**330**
Fraass breaking point	°C	EN 12593	≤ 0	**- 11**
Solubility	%	EN 12592	≥ 99,5	**99.9**
Wax content	%	EN 12606-2	≤ 4,5	**2.3**
After RTFOT Ageing		EN 12607-1		
Retained Penetration	%	EN 1426	-	**61**
Softening point (Ring and Ball)	°C	EN1427	-	**69.5**

Manufactured by and available from : **Normandy Refinery** (76) - France.

TOTAL France Direction BITUMES, 51 esplanade du Général de Gaulle, La Défense 10, F-92907 PARIS LA DEFENSE (France) Tel : +33 / (0) 1 41 35 89 46 - Fax : +33 / (0) 1 41 35 86 15

Technical data MODULOTAL® 15/25

SCOPE OF APPLICATION

MODULOTAL® 15/25 bitumen is suitable for manufacturing **high modulus mixes** for use in pavement base courses and pavement strengthening works. When used in proportions which are comparable to those of bituminous concrete the hardness of these mixes leads to **strength** and **fatigue performance**which generally allow significant reductions in thickness. These high modulus mixes can be used in all types of wearing courses and retain the flexibility and resistance to cracking of bituminous materials. **MODULOTAL® 15/25** bitumen is suitable for the manufacture of high modulus mixes which comply to the French AFNOR standard **NFP 98-140**.

LAYING

Apart from higher temperatures as a result of its higher viscosity (mixing takes place at about 170°C), **MODULOTAL® 15/25** requires no precautions other than those normally taken for conventional paving grade bitumens).

PRODUCTS AVAILABILITY

MODULOTAL® 15/25 is available on demand, in hot bulk liquid for transport in tank lorries.

TECHNICAL INFORMATION SHEETS

Technical information sheets with typical high modulus mixes formulation studies are available for **MODULOTAL® 15/25**.

Updating : 2004/01

The information given on this sheet is accurate to the best of our knowledge at the date of publication, but is given strictly without liability. Written advice concerning the above product will be given on request but is subject to the same limit of liability. Total reserve the right to change formulations and specifications at any time and the purchaser is advised to check that the above information has not been superseded.

TOTAL France Direction BITUMES, 51 esplanade du Général de Gaulle, La Défense 10, F-92907 PARIS LA DEFENSE (France) Tel : +33 / (0) 1 41 35 89 46 - Fax : +33 / (0) 1 41 35 86 15

E'f<onMobii

Lubricants & Specialties

Structopave 10/20 FR & 15/25 FR

HARD PAVING GRADE BITUMEN PRODUCTS

Structopave 10/20 FR and Structopave 15/25 FR are penetration graded bitumen products derived from specially selected crude oils via carefully controlled refining processes.

The quality of ExxonMobil products is assured for every delivery. They are produced and controlled according to the ExxonMobil Product Quality Management System, EN ISO 9000 or equivalent standard.

Structopave FR products are recommended for the manufacture of high stiffness asphalt mixes in road construction and for some industrial applications.

Bitumen grades			Structopave 10/20 FR	Structopave 15/25 FR
Property	Unit	Test Method		
Penetration at 25 ·C	x0.1 mm	EN 1426	10-20	15-25
Softening point	·C	EN 1427	60-74	64-72
Flash point (min)	·C	ISO 2592	245	245
Solubility in toluene (min)	% (m/m)	EN 12592	99.0	99.0
Fraass breakinQ point (max)	·C	EN 12593	-2	-5
- change of mass (max) +/-	%	EN 12607-1	0.5	0.5
- retained penetration (min)	%	EN 1426	55	55
- softening point after hardening (min)	·C	EN 1427	62	66
- increase in softening point (max)	·C	EN 1427	8	8

Every care has been taken in the preparation of this information. To the extent permitted by applicable law, all warranties and/or representations, express or implied, as to the accuracy of the information are disdaimed, and no liability is accepted for the accuracy or completeness of the same.

Cl2003 Exxon Mobil Corporation

The ExxonMobillogolype (and any other trademarks) are trademarks of Exxon Mobil Corporation or one of its subsidiaries.

Detailed health and safety information for this product is provided in the Material Safety Data Sheet (MSDS), available upon request through your local sales representative or from *www.ExxonMobil.com*

ExxonMobii supplies a full range of bitumen, waxes, white oils, process oils and a full range of other lubricants, fuels and chemical products worldwide. Please contact your local ExxonMobil representative, or contact us at *www.ExxonMobil.com*, for more information on other products.

E'f<onMobii

Lubricants & Specialties

Structopave 10/20 DE

HARD INDUSTRIAL GRADE BITUMEN PRODUCT

Structopave 10/20 DE is a penetration graded bitumen product derived from specially selected crude oils via carefully controlled refining processes.

The quality of ExxonMobil products is assured for every delivery. They are produced and controlled according to the ExxonMobil Product Quality Management System, EN ISO 9000 or equivalent standard.

Bitumen grade			Structopave 10/20 DE
Property	Unit	Test Method	
Penetration at 25 ·C	xO.1 mm	EN 1426	10-20
Softening point	·C	EN 1427	67-72
Flash point (min)	·C	ISO 2592	250
Solubility in toluene (min)	% (m/m)	EN 12592	99.0
Paraffin wax content (max)	% (m/m)	EN 12606-1	2.2

- change of mass (max) +/-	%	EN 12607-3	0.5
- retained penetration (min)	%	EN 1426	55
- softening point after hardening (min)	·C	EN 1427	68
- increase in softening point (max)	·C	EN 1427	8

Every care has been taken in the preparation of this information. To the extent permitted by applicable law, all warranties and/or representations, express or implied, as to the accuracy of the information are disdaimed, and no liability is accepted for the aCOJracy or completeness of the same.

C> 2003 Exxon Mobil Corporation

The ExxonMobillogolype (and any other trademarl<s) are trademarl<s of Exxon Mobil Corporation or one of its subsidiaries.

Detailed health and safety information for this product is provided in the Material Safety Data Sheet (MSDS), available upon request through your local sales representative or from *www.ExxonMobil.com*

ExxonMobil supplies a full range of bitumen, waxes, white oils, process oils and a full range of other lubricants, fuels and chemical products worldwide. Please contact your local ExxonMobil representative, or contact us at *www.ExxonMobil.com*, for more information on other products.

E'f<onMobii

Lubricants & Specialties

Structopave 10/20 GB & 10/20 A GB

HARD PAVING GRADE BITUMEN PRODUCTS

Structopave *10/20* GB and Structopave *10/20* A GB (with anti-stripping agent) are penetration graded bitumen products derived from specially selected crude oils via carefully controlled refining processes.

The quality of ExxonMobil products is assured for every delivery. They are produced and controlled according to the ExxonMobil Product Quality Management System, EN ISO 9000 or equivalent standard.

Structopave GB products are recommended for the manufacture of high stiffness asphalt mixes in road construction and for some industrial applications.

Bitumen grades Property	Unit	Test Method	Structopave 10/20 GB and Structopave 10/20 A GB
Penetration at 25°C	X 0.1 mm	EN 1426	10-20
Softening point	°C	EN 1427	63-76
Solubility in toluene (min)	% (m/m)	EN 12592	99.5

- loss of mass (max)	%	IP45	0.1
- drop in penetration (max)	%	EN 1426	20

Detailed health and safety information for this product is provided in the Material Safety Data Sheet (MSDS), available upon request through your local sales representative or from *www.ExxonMobil.com*

ExxonMobil supplies a full range of bitumen, waxes, white oils, process oils and a full range of other lubricants, fuels and chemical products worldwide. Please contact your local ExxonMobii representative, or contact us at *www.ExxonMobil.com*, for more information on other products.

Every care has been taken in the preparation 01 this inlormation. To the extent pennitted by applicable law. all warranties and/or representations. express or implied. as to the accuracy 01 the inlonnation are disdaimed. and no liability is accepted lor the accuracy or completeness 01 the same.

C> 2003 Exxon Mobil Corporation

The ExxonMobillogotype (and any other Irademarl<s) are trademarl<s 01 Exxon Mobil Corporation or one 01 its subsidiaries.