SIMONNE DA COSTA AMARAL

**ESTUDO DE MISTURAS LATERITA-ASFALTO DA REGIÃO
METROPOLITANA DE BELÉM-PA PARA REVESTIMENTOS DE
PAVIMENTO**

Tese apresentada à Escola Politécnica da
Universidade de São Paulo para obtenção do
Título de Doutora em Engenharia.

Área de Concentração:
Engenharia de Transportes

Orientadora:
Prof^a. Livre-Docente
Liedi Légi Bariani Bernucci

SÃO PAULO
2004

Aos meus pais Alberto Coutinho do Amaral
e Nereyda Costa Amaral e ao meu marido
Roberto Moreira

Para que me apoiem sempre.

AGRADECIMENTOS

A Deus por deixar sempre alguém ao meu lado, em todos esses anos.

Ao meu marido Roberto, por todo o amor, apoio e compreensão ao longo deste trabalho.

A Profa. Liédi B. Bernucci, pela orientação durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Tecnólogo Edson de Moura, ao “ajudante” de laboratório Erasmo F. Alves e a secretária Diomaria Santos, todos do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação, muito agradecida pela simpatia com que me trataram em todos estes anos e pela colaboração na execução dos ensaios.

Ao CEFET do Pará pelo suporte financeiro sem o qual não seria possível a minha estada em São Paulo e em especial, ao Prof. José Inácio Azevedo do Curso de Estradas pela amizade e pela sugestão do tema desta tese.

Ao Prof. Dr. Marcondes Lima da Costa, do Centro de Geociências da U.F.Pa., quero expressar o meu mais profundo reconhecimento pela amizade, orientação na procura das jazidas, pela bibliografia e pelos ensinamentos valiosos.

A ESTACON S/A, em especial à equipe do Laboratório de Asfalto: Eng^{os} Civis Archimino L. Tavares e Ricardo Morhy, dos Técnicos em Estradas Srs. Jadeir Albuquerque, Ederson Cruz, Mauro Soares, Antonio Fernandes e demais funcionários que direta e indiretamente ajudaram na coleta, beneficiamento, empacotamento e remessa dos agregados utilizados na pesquisa e pelos ensaios de compactação e ISC. Agradecimentos também a Diretoria de Apoio Operacional, em nome do Sr. Gilberto Bitar e a Superintendência de Máquinas e Equipamentos, em nome do Eng^o Mecânico Sr. João de Deus Alves, ambos pelas inestimáveis sugestões nos processos de lavagem

da laterita. A todos, o meu muitíssimo obrigado, pois sei perfeitamente que este trabalho só foi possível graças às condições e meios postos à disposição por todos vocês.

A Ipiranga Asfaltos S/A de Manaus e de Paulínia, pelo fornecimento dos ligantes modificados e a Petrobrás de Fortaleza, pela remessa do CAP 50/60 utilizados na pesquisa. Agradecimentos especiais ao amigo Eduardo Pires, pela remessa do ligante de Manaus para São Paulo, muito obrigada.

Ao Laboratório de Pavimentação e Impermeabilização do Departamento de Engenharia civil do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo, em especial para o Engº civil Sr. Rubens Vieira, ao Laboratorista chefe Sr. Luiz Back, e para os demais colegas, pelo carinho, simpatia e apoio técnico de todas as horas bem como pela caracterização de todos os materiais presentes nesta pesquisa.

A Concessionária NovaDutra, em nome dos Srs. José Mário Chaves, Vagner Alba, Rubens Menezes, Geraldo Pereira, Geraldo Damasceno, Nelson Matias e demais funcionários, pela amizade e simpatia com as quais me receberam e também pela execução dos ensaios Marshall, de Umidade Induzida e Resistência à Tração por Compressão Diametral e pela confecção dos demais corpos-de-prova Marshall utilizados na pesquisa e também pelos ensinamentos que muito contribuíram para a minha formação, o meu muitíssimo obrigada.

Ao Prof. Edmar Brasileiro da Universidade Federal da Paraíba, ao Prof. Humberto Santana da Universidade Federal do Ceará, a Prof. Maria de Nazareth Vieira da Faculdade de Ciências Agrárias do Pará, ao Prof. Job Nogami da Universidade de São Paulo, ao Prof. Jairo S. Lima da UNESP de Ilha Solteira, aos amigos Hélder de Godoy, Patrícia Nunes Ferreira, Antônio C. Guimarães, Suyen Nakahara e Antonio Carlos da Planservi, primeiro pelo pronto atendimento com meus questionamentos, pelo apoio técnico maravilhoso e pela ajuda na aquisição de publicações que fizeram parte da pesquisa bibliográfica deste trabalho, muito obrigada.

A Secretaria de Saneamento de Belém e ao Departamento de Estradas de Rodagem do Acre pelo fornecimento das declarações constantes do Anexo I. Agradecimentos especiais ao assessor jurídico do DER-ACRE, Sr. Daniel Faria.

A família, aos amigos e colegas do CEFET/Pará e do L.T.P. que de uma forma ou de outra ajudaram na realização deste trabalho, obrigada a todos.

RESUMO

No Estado do Pará, convencionalmente são empregados rocha britada ou seixo rolado natural como agregados nas misturas asfálticas. Nas proximidades da região metropolitana de Belém, não há disponibilidade destes materiais, obrigando o transporte destes agregados de boa qualidade de pedreiras e jazidas distantes mais de 170 Km, aumentando consideravelmente os custos de pavimentação. Com o objetivo de redução de custos, buscou-se o estudo de um outro agregado natural não-convencional, a laterita, abundante nas proximidades de Belém. Três tipos de ligantes asfálticos foram utilizados nas misturas asfálticas pesquisadas: um asfalto convencional CAP de penetração 50-60 proveniente da refinaria da LUBNOR, no Ceará; um asfalto da refinaria da REMAN da Amazônia modificado por asfaltita; e um asfalto-borracha da região sudeste. Uma quarta alternativa da mistura asfáltica foi considerada, empregando conjuntamente laterita e seixo rolado como agregados. Foi realizada uma análise comparativa das misturas asfálticas baseada em ensaios laboratoriais tais como: dosagem Marshall, danos por umidade induzida, deformação permanente em simulador de tráfego, resistência à tração por compressão diametral, módulo de resiliência e fadiga. Um processo inovador foi concebido para separação e lavagem das lateritas. Os resíduos desta seleção de agregados foram testados de modo a viabilizar seu emprego como material de base ou sub-base. Foi realizada também uma breve análise mecanicista de estruturas de pavimentos com o auxílio do programa ELSYM 5. Concluiu-se que as misturas asfálticas com laterita lavada podem ser usadas em revestimentos de pavimento de vias públicas e de rodovias de baixo volume tráfego obtendo-se os melhores resultados para as misturas de laterita-asfalto com o ligante modificado por asfaltita.

Palavras chave: concreção laterítica, revestimento asfáltico, pavimento.

ABSTRACT

Crushed igneous rocks and washed quartzite gravels are conventional aggregates for asphalt mixes in the State of Pará, northern Brazil. However, these materials are not available in many parts of the state, specially near the city of Belem, the state capital. The current practice is to import these high quality aggregates from the few quarries located in remote sites, leading to a considerable increase in construction costs. To cut down costs, it is necessary to look for alternative sources of natural aggregates. This study attempts to present an alternative solution for asphalt mixtures using a non-conventional natural aggregate: laterites, which are widely available in the metropolitan area. Three types of asphalt binders were used: a conventional one – AC penetration of 50-60, an asphalt cement modified by gilsonite, and an asphalt rubber. A fourth type of asphalt mix was considered, using washed quartzite gravels in addition to the laterite. A comparative analysis was conducted using parameters obtained from laboratory tests like Marshall design, stripping test, wheel tracking test, indirect tensile strength, resilient modulus, and fatigue life. An innovative process was developed to clean the laterite by water washing. Residuals from the process were tested regarding its possible use as a material for pavement base or sub-base. Finally, a mechanistic analysis was performed, using ELSYM 5 software. Results indicate a good performance to the hot-mixes and the one with gilsonite modified binder presented the best performance.

Keywords: laterite, hot mix asphalt, pavement.

SUMÁRIO

	página
LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS	viii
LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS.....	xii
CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO.....	1
1.1–ENQUADRAMENTO TEMÁTICO.....	1
1.2–OBJETIVOS DO TRABALHO.....	2
1.3–AÇÕES NECESSÁRIAS AO DESENVOLVIMENTO DA TESE...	3
1.4–ORGANIZAÇÃO DA TESE.....	3
CAPÍTULO 2: FORMAÇÃO, CONCEITUAÇÃO E APLICAÇÃO DA LATERITA.....	5
2.1–INTRODUÇÃO.....	5
2.2–LATERITA.....	5
2.3–LATERITIZAÇÃO.....	7
2.4–AS LATERITAS DA AMAZÔNIA.....	8
2.5–PERFIL LATERÍTICO DA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM.....	14
2.6–A LATERITA NA CONSTRUÇÃO CIVIL.....	20
2.7–A LATERITA EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS.....	23
2.8–CONTROLE AMBIENTAL NA EXPLORAÇÃO DAS LATERITAS.....	27
2.8.1–Procedimentos Necessários a Legalização de Exploração de Materiais Naturais de Construção na Região Metropolitana de Belém e Adjacências.....	29
2.8.2– Experiência do Distrito Federal.....	31

CAPÍTULO 3: MATERIAIS UTILIZADOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS E SEUS MÉTODOS CARACTERIZADORES.....	36
3.1–INTRODUÇÃO.....	36
3.2–ESCOLHA DA JAZIDA DE LATERITA.....	36
3.3–MATERIAIS EMPREGADOS NAS MISTURAS DE LATERITA – ASFALTO.....	53
3.3.1–Agregados Graúdos.....	53
3.3.1.1–Concreção laterítica.....	53
3.3.1.2–Seixo de rio.....	56
3.3.2–Agregado Miúdo.....	57
3.3.3–Material de Enchimento.....	59
3.3.4–Ligantes Asfálticos.....	60
 CAPÍTULO 4: MÉTODOS AVALIADORES DAS MISTURAS DE LATERITA – ASFALTO E DO REFUGO DA LATERITA LAVADA.....	 63
4.1–INTRODUÇÃO.....	63
4.2–ENSAIO MARSHALL.....	63
4.3–UMIDADE INDUZIDA (AASHTO T 283 – 89).....	68
4.4–SIMULADOR DE TRÁFEGO DE LABORATÓRIO.....	69
4.5–ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	71
4.6–ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	73
4.7–ENSAIO DE FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL COM TENSÃO CONTROLADA.....	75
4.8–ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO DE SOLOS UTILIZANDO AMOSTRAS TRABALHADAS, DE ÍNDICE SUPORTE CALIFÓRNIA E MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLOS.....	78
 CAPÍTULO 5: PROGRAMA EXPERIMENTAL.....	 81

5.1–INTRODUÇÃO.....	81
5.2–ESTUDO DE CASO DE LATERITA – ASFALTO DO ESTACIONAMENTO DO DNIT EM BELÉM.....	81
5.3–MISTURAS ASFÁLTICAS PROPOSTAS NA TESE.....	85
5.3.1–Preparação dos agregados.....	85
5.3.2–Formulação das misturas asfálticas.....	85
5.3.3–Produção e compactação das misturas asfálticas.....	88
5.3.4–Dosagem Marshall.....	89
5.3.5–Ensaio de umidade induzida.....	99
5.3.6–Ensaio de deformação permanente.....	99
5.3.7–Ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral.....	105
5.3.8–Ensaio de determinação do módulo de resiliência por compressão diametral.....	106
5.3.9–Ensaio de fadiga por compressão diametral.....	108
5.4–AVALIAÇÃO DO REFUGO DA LATERITA LAVADA.....	111
5.4.1–Curvas granulométricas da laterita in natura e do refugo da laterita.....	111
5.4.2–Ensaio de compactação de solos utilizando amostras trabalhadas..	112
5.4.3–Ensaio de Índice Suporte Califórnia.....	113
5.4.4–Ensaio de módulo de resiliência de solos.....	114
5.5–ANÁLISE ESTRUTURAL.....	116
5.5.1–Equações de Fadiga.....	123
5.5.2–Considerações.....	123
5.6–REVESTIMENTOS USUAIS NA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM.....	125
5.6.1–Análise Estrutural.....	131
5.7–SUGESTÕES PARA O PROCESSO DE LAVAGEM DA LATERITA.....	134
5.7.1–Estimativa da quantidade de material gerado após a lavagem da laterita in natura, por m ² , para revestimento e base.....	137

CAPÍTULO 6: CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	139
6.1–INTRODUÇÃO.....	139
6.2–ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	139
6.3–ENSAIOS MARSHALL.....	139
6.4–ENSAIOS DE UMIDADE INDUZIDA.....	141
6.5–ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	141
6.6–ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE E FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	142
6.7–ENSAIOS DE I.S.C. E MÓDULO DE RESILIÊNCIA DA LATERITA.....	142
6.8–CONCLUSÃO GERAL.....	143
6.9–RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS.....	144
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	 145
ANEXO I.....	154
DECLARAÇÃO DA PREFEITURA MUNICIPAL DE BELÉM	
DECLARAÇÃO DO DER – ACRE	
ANEXO II.....	157
FICHAS DE ENSAIO CUJOS EQUIPAMENTOS AINDA ESTÃO POUCO DIFUNDIDOS NO BRASIL:	
RESISTÊNCIA À CARGA PUNTUAL	
MÉTODO DAS PASTILHAS	
SIMULADOR DE TRÁFEGO DE LABORATÓRIO TIPO LCPC	

LISTA DE FIGURAS

	página
FIGURA 2.1 Linhas de pedras em perfis lateríticos imaturos e maduros, respectivamente (Costa, 1991).....	9
FIGURA 2.2 Linhas de pedra – jazida Tota e rodovia que leva à alça viária nas proximidades de Belém – Pará.....	10
FIGURA 2.3 Perfil laterítico imaturo autóctone na Amazônia (Costa, 1997).....	11
FIGURA 2.4 Perfil laterítico fosfáticos maduros autóctones na Amazônia (Costa, 1997).....	12
FIGURA 2.5 Grês do Pará no tamanho “pedra de mão” encontrado e lavrado na Jazida (cava) Boa Vista e em bloco de arenito ferruginizado na alça rodoviária nas proximidades de Belém – Pará.....	13
FIGURA 2.6 Perfil esquemático da geologia da Região Metropolitana de Belém (Costa et al 2002).....	14
FIGURA 2.7 Região metropolitana de Belém e adjacências (SEICOM, 1995).....	17
FIGURA 2.8 Distribuição das Regiões Ambientais (SEICOM, 1995)...	18
FIGURA 2.9 Esboço geológico da região metropolitana de Belém e adjacências (SEICOM, 1995).....	19
FIGURA 2.10 Exemplos de utilizações de concreções lateríticas e do Grês do Pará na construção civil.....	22
FIGURA 2.11 Exemplos de utilização de tijolos cerâmicos e de laterita – asfalto em Rio Branco – Acre (Fotos: Jairo Lima, 1990).....	23
FIGURA 2.12 Lavra predatória de laterita em Coroadó, São Luiz-Ma (Caldeira, 1994).....	28
FIGURA 2.13 Jazida de laterita interditada pela SECTAM, na região do Aurá em Belém (Costa et al, 2002).....	28

FIGURA 2.14	Exploração de laterita nas proximidades de Belém – Pa...	33
FIGURA 2.15	Processo de lavagem da laterita em um lavador próximo a Rio Branco no Acre (Fotos: Darci Rogério, 2003).....	34
FIGURA 3.1	Exemplos de concreções lateríticas (Jazida Tota).....	37
FIGURA 3.2	Granulometria das quatro amostras de laterita.....	38
FIGURA 3.3	Amostras no tamanho “pedra de mão” – jazidas Boa Vista.....	40
FIGURA 3.4	Detalhes da britagem das amostras, no tamanho pedra de mão - jazida Nazareno.....	40
FIGURA 3.5	Resultados do ensaio de Abrasão Los Angeles.....	41
FIGURA 3.6	Vista geral do equipamento de resistência à carga puntual.....	41
FIGURA 3.7	Resultados dos ensaios de resistência à carga puntual.....	42
FIGURA 3.8	Resultados dos ensaios treton.....	43
FIGURA 3.9	Resultados dos ensaios de degradação Washington.....	43
FIGURA 3.10	Difratograma de raios-x do material coletado da Jazida Tota, mostrando a presença de quartzo, caulinita, hematita e goethita.....	44
FIGURA 3.11	Difratograma de raios – x do material coletado na jazida Boa Vista mostrando a presença dos mesmos minerais da Figura 3.10.....	45
FIGURA 3.12	Difratograma de raios – x do material coletado na jazida Jaderlândia mostrando a presença de caulinita e quartzo..	45
FIGURA 3.13	Difratograma de raios-x do material coletado na Jazida Jaderlândia mostrando a presença de hematita, halloysita, caulinita e goethita.....	46
FIGURA 3.14	Difratograma de raios-x do material coletado na Jazida Nazareno mostrando a presença de quartzo, hematita, goethita, caulinita e lepidocrocita.....	46
FIGURA 3.15	Detalhe das reentrâncias nas concreções lateríticas – Jazidas Jaderlândia.....	47
FIGURA 3.16	Detalhe das reentrâncias nas concreções lateríticas –	

	Jazidas Nazareno.....	48
FIGURA 3.17	Pastilhas saídas da estufa com os solos das jazidas Jaderlândia, Nazareno, Boa vista e Tota, respectivamente	51
FIGURA 3.18	Pastilha com baixa expansão e alta resistência à penetração do cone, respectivamente - jazida Nazareno (nº 20) e jazida Boa Vista (nº 08).....	51
FIGURA 3.19	Vista geral do equipamento do ensaio das pastilhas.....	52
FIGURA 3.20	Mapa rodoviário da região de Belém e adjacências.....	54
FIGURA 3.21	Vista geral do beneficiamento de seixo em São Miguel do Guamá – Pará (Amaral, 2000).....	56
FIGURA 3.22	Detalhes da superfície das amostras de seixo de rio utilizadas na pesquisa (aumentos de 20,8 X).....	57
FIGURA 3.23	Detalhes da morfologia dos grãos de areia nas frações retidas nas peneiras de nº 40 e nº 80, respectivamente (aumentos de 25X e de 64 X).....	58
FIGURA 3.24	Detalhes da morfologia dos grãos de areia nas frações retidas nas peneiras de nº 200 e no fundo respectivamente (aumento de 56 X).....	59
FIGURA 3.25	Curvas granulométricas dos materiais.....	59
FIGURA 4.1	Misturadora utilizada no ensaio Marshall.....	65
FIGURA 4.2	Arranjos utilizados no ensaio Rice (ASTM D 2041/00)....	67
FIGURA 4.3	Arranjos utilizados para saturação dos corpos-de-prova Marshall para o ensaio de umidade induzida no Laboratório da Concessionária Novadutra e no Laboratório de Tecnologia da Pavimentação, respectivamente.....	69
FIGURA 4.4	Mesa compactadora tipo LCPC.....	70
FIGURA 4.5	Simulador de tráfego tipo LCPC.....	70
FIGURA 4.6	Equipamento para ensaio de resistência à tração por compressão diametral e, em detalhe, o seu centralizador de amostras.....	73

FIGURA 4.7	Equipamento de módulo de resiliência por compressão diametral e, em detalhe, o seu centralizador de amostras..	75
FIGURA 4.8	Equipamento de fadiga por compressão diametral e, em detalhe, o seu centralizador de amostras.....	78
FIGURA 4.9	Vista geral do equipamento de módulo de resiliência de solos e, em detalhe, o suporte dos corpos-de-prova.....	80
FIGURA 5.1	Detalhe das trincas no pavimento asfáltico em laterita – asfalto do estacionamento do DNIT em Belém.....	82
FIGURA 5.2	Amostra em placa do revestimento de laterita – asfalto coletada no estacionamento do DNIT em Belém.....	82
FIGURA 5.3	Enquadramento da granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler calcário) na Faixa C do DNIT.....	85
FIGURA 5.4	Enquadramento da granulometria B (concreção laterítica, seixo de rio, areia natural e fíler calcário) na Faixa 12,5 da metodologia Superpave.....	86
FIGURA 5.5	Agregados das composições granulometria A e B, respectivamente.....	87
FIGURA 5.6	Curvas granulométricas A, B e do estudo de caso do DNER e suas respectivas faixas de enquadramento.....	88
FIGURA 5.7	Valores médios do volume de vazios para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o CAP 50/60.....	91
FIGURA 5.8	Valores médios do volume de vazios para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IMP 5.....	92
FIGURA 5.9	Valores médios do volume de vazios para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IPIPEN 60/25.....	92
FIGURA 5.10	Valores médios do volume de vazios para os corpos-de-prova moldados na granulometria B (concreção laterítica, seixo de rio, areia natural e fíler) com o CAP 50/60.....	92
FIGURA 5.11	Valores médios do volume de vazios das quatro misturas.	93

FIGURA 5.12	Valores médios da densidade aparente para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o CAP 50/60.....	94
FIGURA 5.13	Valores médios da densidade aparente para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IMP 5.....	94
FIGURA 5.14	Valores médios da densidade aparente para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IPIPEN 60/25.....	94
FIGURA 5.15	Valores médios da densidade aparente para os corpos-de-prova moldados na granulometria B (concreção laterítica, seixo de rio, areia natural e fíler) com o CAP 50/60.....	95
FIGURA 5.16	Valores médios da densidade aparente das quatro misturas.....	95
FIGURA 5.17	Valores médios da densidade máxima teórica das quatro misturas.....	96
FIGURA 5.18	Valores médios das estabilidades Marshall para as quatro misturas.....	96
FIGURA 5.19	Valores médios das fluências Marshall para as quatro misturas.....	97
FIGURA 5.20	Valores médios da porcentagem de vazios do agregado mineral para as quatro misturas.....	97
FIGURA 5.21	Valores médios da relação betume/vazios para as quatro misturas.....	98
FIGURA 5.22	Valores médios da capacidade de suporte Marshall para as quatro misturas.....	98
FIGURA 5.23	Valores da razão da resistência à tração (RRT) para as quatro misturas.....	99
FIGURA 5.24	Porcentagem de afundamento em trilha de roda nas misturas asfálticas de granulometria A.....	100
FIGURA 5.25	Porcentagem de afundamento em trilha de roda nas misturas asfálticas de granulometria A e IMP 5.....	101

FIGURA 5.26	Porcentagem de afundamento em trilha de roda para as quatro misturas asfálticas.....	103
FIGURA 5.27	Foto do corte transversal da placa do simulador de tráfego para a mistura de granulometria A e CAP 50/60...	103
FIGURA 5.28	Foto do corte transversal da placa do simulador de tráfego para a mistura de granulometria A com 8,1% de IMP 5.....	104
FIGURA 5.29	Foto do corte transversal da placa do simulador de tráfego para a mistura de granulometria A com 6,1% de IMP 5.....	104
FIGURA 5.30	Foto do corte transversal da placa do simulador de tráfego para a mistura de granulometria A e IPIPEN 60/25.....	104
FIGURA 5.31	Foto do corte transversal da placa do simulador de tráfego para a mistura de granulometria B e CAP 50/60...	105
FIGURA 5.32	Valores médios da resistência à tração para as quatro misturas.....	105
FIGURA 5.33	Valores médios dos módulos de resiliência por compressão diametral para as quatro misturas.....	107
FIGURA 5.34	Valores médios das relações MR/RT para as quatro misturas.....	108
FIGURA 5.35	Resultados dos ensaios de fadiga para as quatro misturas.	111
FIGURA 5.36	Curvas granulométricas das laterita <i>in natura</i> e do refugo da laterita lavada.....	112
FIGURA 5.37	Resultados do ensaio de compactação de solos da laterita <i>in natura</i>	112
FIGURA 5.38	Resultado do ensaio de índice suporte Califórnia da laterita <i>in natura</i>	114
FIGURA 5.39	Módulo de resiliência da laterita <i>in natura</i>	115
FIGURA 5.40	Módulo de resiliência do refugo da laterita lavada.....	115
FIGURA 5.41	Croquis da estrutura de pavimento em estudo.....	116
FIGURA 5.42	Curvas granulométricas dos materiais utilizados na	

	mistura asfáltica “referência com brita” (Carvalho, 1999)	126
FIGURA 5.43	Agregados das composições de “referência com brita” e de “referência com seixo” (Carvalho, 1999).....	126
FIGURA 5.44	Curvas granulométricas dos materiais utilizados na mistura asfáltica “referência com seixo” (Carvalho, 1999).....	127
FIGURA 5.45	Enquadramento na Faixa C do DNIT para a “referência com brita” (Carvalho, 1999).....	128
FIGURA 5.46	Enquadramento na Faixa C do DNIT para a “referência com seixo” (Carvalho, 1999).....	128
FIGURA 5.47	Gráfico do ensaio de trilha de rodas para a mistura de “referência com brita” (Carvalho, 1999).....	129
FIGURA 5.48	Gráfico do ensaio de trilha de rodas para a mistura de “referência com seixo” (Carvalho, 1999).....	130
FIGURA 5.49	Esquema da separação das frações granulométricas nos processos de lavagem da laterita.....	134
FIGURA 5.50	Processo de beneficiamento da laterita por via seca.....	136
FIGURA 5.51	Beneficiamento da laterita com o scrubber.....	136
FIGURA 5.52	Beneficiamento da laterita por telas de lavagem.....	137

LISTA DE TABELAS

	página
TABELA 2.1 Aspectos geológicos da Região Metropolitana de Belém. Pt= profundidade do topo, E=espessura do pacote sedimentar (Costa, 2001).....	15
TABELA 2.2 Associação dos tipos de materiais naturais de construção à geologia (Costa et al, 2002).....	16
TABELA 3.1 Resultados dos limites de Atterberg.....	38
TABELA 3.2 Critérios adotados para identificação dos grupos de solos (Godoy & Bernucci, 2000).....	49
TABELA 3.3 Resultados do método das pastilhas aplicado à fração que passa na peneira de 0,425 mm.....	50
TABELA 3.4 Resultados do método das pastilhas aplicado à fração que passa na peneira de 0,074 mm.....	50
TABELA 3.5 Características físicas do agregado laterítico (jazida Nazareno).....	55
TABELA 3.6 Características físicas do agregado seixo de rio.....	56
TABELA 3.7 Características físicas dos grãos de areia natural.....	58
TABELA 3.8 Características físicas dos aglutinantes usados na pesquisa...	60
TABELA 3.9 Características físicas dos aglutinantes usados na pesquisa, após perda (ECA TOFT, ABNT/NBR 14736/01).....	62
TABELA 3.10 Fracionamento químico do CAP 50/60 (ASTM D 2006/76)..	62
TABELA 3.11 Adesividade do agregado graúdo e do miúdo ao ligante asfáltico (DNER - ME 78/84 e DNER - ME 79/84, respectivamente).....	62
TABELA 4.1 Ensaio Marshall – valores limites (ABNT NBR 12891/93)...	66
TABELA 5.1 Caracterização do ligante asfáltico recuperado – estacionamento do DNIT em Belém.....	83

TABELA 5.2	Granulometria da mistura asfáltica – estacionamento do DNIT em Belém.....	84
TABELA 5.3	Percentuais de cada agregado que compõem a granulometria A.....	86
TABELA 5.4	Percentuais de cada agregado que compõem a granulometria B.....	87
TABELA 5.5	Temperaturas de produção das misturas asfálticas.....	89
TABELA 5.6	Resultados médios do ensaio Marshall para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o CAP 50/60.....	89
TABELA 5.7	Resultados médios do ensaio Marshall para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IMP 5.....	90
TABELA 5.8	Resultados médios do ensaio Marshall para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IPIPEN 60/25.....	90
TABELA 5.9	Resultados médios do ensaio Marshall para os corpos-de-prova moldados na granulometria B (concreção laterítica, seixo de rio, areia natural e fíler) com o CAP 50/60.....	91
TABELA 5.10	Resultados médios das resistências à tração por compressão diametral das quatro misturas.....	106
TABELA 5.11	Resultados médios dos ensaios de módulo de resiliência para as quatro misturas.....	107
TABELA 5.12	Resultados do ensaio de fadiga por compressão diametral para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o CAP 50/60	109
TABELA 5.13	Resultados do ensaio de fadiga por compressão diametral para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IMP 5.....	109
TABELA 5.14	Resultados do ensaio de fadiga por compressão diametral	

	para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IPIPEN 60/25.....	109
TABELA 5.15	Resultados do ensaio de fadiga por compressão diametral para os corpos-de-prova moldados na granulometria B (concreção laterítica, seixo de rio, areia natural e fíler) com o CAP 50/60.....	110
TABELA 5.16	Localização dos pontos em análise.....	117
TABELA 5.17	Características das vinte estruturas de pavimento.....	118
TABELA 5.18	Resultados da análise estrutural para os casos de base de 15,00cm, com refugo da laterita lavada, e revestimento de 4,00 cm.....	121
TABELA 5.19	Resultados da análise estrutural para os casos de base de 15,00cm, com laterita in natura, e revestimento de 4,00 cm..	121
TABELA 5.20	Resultados da análise estrutural para os casos de base de 30,00cm, com refugo da laterita lavada, e revestimento de 3,00 cm.....	122
TABELA 5.21	Resultados da análise estrutural para diversos casos de base e revestimento, com laterita in natura.....	122
TABELA 5.22	Resultados da análise estrutural para os casos de base de 20,00cm, com laterita in natura, e revestimento de 3,00 cm..	122
TABELA 5.23	Equações de fadiga – caso 19 (Granulometria A e IPIPEN 60/25).....	123
TABELA 5.24	Percentuais de cada agregado que compõem a granulometria “referência com brita” (Carvalho, 1999).....	125
TABELA 5.25	Percentuais de cada agregado que compõem a granulometria “referência com seixo” (Carvalho, 1999).....	127
TABELA 5.26	Resultados médios do ensaio Marshall para as misturas de “referência com brita e com seixo”, respectivamente (Carvalho, 1999).....	129

TABELA 5.27	Resultados médios dos ensaios de RT, MR e das relações MR/RT para as misturas de “referência com brita e com seixo”, respectivamente (Carvalho, 1999).....	129
TABELA 5.28	Características das oito estruturas de pavimento com revestimentos mais usuais na região metropolitana de Belém.....	131
TABELA 5.29	Resultados da análise estrutural para a “referência com brita”.....	133
TABELA 5.30	Resultados da análise estrutural para a “referência com seixo”.....	133
TABELA 5.31	Densidades utilizadas no cálculo da quantidade de material para revestimento e base, após a lavagem da laterita.....	138

LISTA DE SIGLAS E ABREVIATURAS

AASHTO	American Association of State Highway and Transportation Officials
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnica
ABPv	Associação Brasileira de Pavimentação
AFNOR	Association Française de Normalisation
ASTM	American Society for Testing Materials
CAP	Cimento Asfáltico do Petróleo
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CINCOM	Conselho Consultivo da Política Industrial, Comercial e de Mineração
CONAMA	Conselho Nacional do Meio Ambiente
CPRM	Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (Serviço Geológico do Brasil)
CSM	Capacidade de Suporte Marshall
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DMT	Densidade Máxima Teórica
DNC	Departamento Nacional de Combustíveis
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
DNIT	Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes
DNPM	Departamento Nacional de Produção Mineral
DUI	Determinação da Umidade Induzida
ECA	Efeito do Calor e do Ar
EIA	Estudo de Impacto Ambiental
ELSYM	Elastic Layered System
EPUSP	Escola Politécnica da Universidade de São Paulo
IBAMA	Instituto Brasileiro do Meio Ambiente e dos Recursos Naturais Renováveis
IMP	Ligante Asfáltico Modificado por Borracha Reciclada de Pneus
IPIPEN	Ligante Asfáltico Modificado por Asfaltita

IPT	Instituto de Pesquisas Tecnológicas
ISC	Índice de Suporte Califórnia
ISRM	International Society for Rock Mechanics
LCPC	Laboratoire Central des Ponts et Chaussées
LTP	Laboratório de Tecnologia de Pavimentação
LUBNOR	Lubrificantes e Derivados de Petróleo do Nordeste
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
ME	Método de Ensaio
MR	Módulo de Resiliência
NCHRP	National Cooperative Highway Research Program
PCA	Plano de Controle Ambiental
RBV	Relação Betume – Vazios
RCA	Relatório de Controle Ambiental
RIMA	Relatório de Impacto Ambiental
RRT	Razão da Resistência à Tração
RT	Resistência à Tração
RTOFT	Rolling Thin Film Oven Test
SECTAM	Secretaria Executiva de Ciência e Tecnologia e Meio Ambiente
SEICOM	Secretaria de Estado de Indústria, Comércio e Mineração
UFPA	Universidade Federal do Pará
UNESCO	United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization
VAM	Vazios do Agregado Mineral
Vv	Volume de Vazios

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1 – ENQUADRAMENTO TEMÁTICO

As rodovias e as vias públicas dos municípios do Estado do Pará costumam ser pavimentadas com concretos betuminosos usinados a quente (CBUQ), cujo agregado graúdo mais frequentemente usado é o seixo rolado. Recentemente, algumas rodovias e vias públicas foram pavimentadas em CBUQ com brita ou com uma mistura de brita com seixo, embora a brita ainda seja pouco empregada devido ao seu elevado preço em comparação ao seixo extraído de depósitos aluvionares, sem passar por processos de britagem.

Na cidade de Belém os orçamentos para os revestimentos asfálticos, a cada dia, oneram-se em vista das distâncias onde são coletados os agregados. As areias já são encontradas a uma distância média de 50 km, o seixo rolado a 170 km e a brita a uma distância média de 200 km. Outro fator preponderante para os preços elevados das misturas asfálticas consiste na inexistência de refinarias de petróleo no Pará, sendo necessário, portanto, que os ligantes sejam trazidos ou de Fortaleza-CE ou de Manaus-AM.

Diante do exposto, acredita-se que a utilização em misturas asfálticas de agregados não convencionais, mais próximos do mercado consumidor, talvez seja uma opção satisfatória para a prefeitura de Belém e municípios vizinhos, pois, em muitos casos, o alto custo do revestimento tradicional tem inviabilizado projetos de pavimentação de vias urbanas.

1.2 – OBJETIVOS DO TRABALHO

Os principais objetivos deste trabalho foram avaliar o desempenho em laboratório de misturas asfálticas tipo CBUQ, usinadas com concreções lateríticas lavadas como agregado graúdo, e do refugo da laterita lavada em camadas de pavimentos. Com o estudo das misturas asfálticas com laterita lavada objetiva-se incentivar o uso de misturas asfálticas alternativas, com agregados graúdos não convencionais de grande disponibilidade regional que são as concreções lateríticas. Para atingir os objetivos principais definiram-se os seguintes objetivos intermediários correspondentes às várias fases deste estudo:

- Processos de lavagem da laterita visando a recuperação do material que não pode ser utilizado nas misturas asfálticas;
- Escolha da jazida de laterita dentre quatro disponíveis: a seleção deu-se por meio da avaliação dos resultados encontrados em ensaios de caracterização e mecânicos das concreções lateríticas;
- Ensaios de caracterização de outro agregado graúdo utilizado na pesquisa, o seixo de rio, e ainda do agregado miúdo, do material de enchimento e de três tipos de ligante;
- Execução dos ensaios avaliadores das propriedades mecânicas da mistura asfáltica;
- Avaliação das propriedades mecânicas do refugo da laterita lavada.

O trabalho incluiu ainda uma breve análise estrutural com alguns exemplos de pavimentos.

1.3 – AÇÕES NECESSÁRIAS AO DESENVOLVIMENTO DA TESE

Para o estudo das misturas asfálticas com concreções lateríticas lavadas como agregado graúdo foram realizados estudos de caráter teórico, de investigação aplicada e de desenvolvimento experimental.

Os estudos teóricos abordaram, em especial, os perfis lateríticos do Estado do Pará, o emprego da laterita na pavimentação, as misturas asfálticas com concreções lateríticas, os asfaltos modificados por asfaltita e por borracha de pneu reciclada e também os possíveis processos de lavagem da laterita.

A investigação aplicada refere-se ao estudo realizado com amostras de um pré-misturado a quente com laterita executado há vinte e três anos pelo engº rodoviário Antonio Wilson Tavares no pátio de estacionamento do DNIT em Belém. Este revestimento, executado com um material típico da região, a laterita, e tendo durado tantos anos, influenciou de fato a escolha do tema para a presente tese. Neste estudo são abordados os seguintes aspectos: coleta de amostras do revestimento; avaliação da graduação; determinação do teor de ligante asfáltico da mistura e caracterização do ligante asfáltico recuperado.

O desenvolvimento experimental abrangeu a coleta de amostras de laterita, de areia e de seixo; a caracterização das quatro jazidas de laterita disponíveis e a seleção da jazida para o presente estudo; a caracterização do seixo de rio, do agregado miúdo, do material de enchimento e dos ligantes asfálticos; a avaliação mecânica de quatro misturas asfálticas e do refugo da laterita lavada.

1.4 – ORGANIZAÇÃO DA TESE

O trabalho está organizado em sete capítulos que, em seguida, são sucintamente descritos:

No presente Capítulo 1, é feito o enquadramento temático justificando-se a necessidade do estudo de misturas asfálticas alternativas, para a região metropolitana de Belém, com a utilização de agregados não convencionais. São apresentados, também, os objetivos e as ações a serem desenvolvidas durante a pesquisa.

No Capítulo 2 é apresentada a revisão bibliográfica, compreendendo os seguintes temas: lateritas e laterização, perfis lateríticos na Amazônia, as jazidas de laterita nas proximidades de Belém, o uso de concreções lateríticas na construção civil, a laterita na pavimentação e o problema do controle ambiental na exploração das lateritas, incluindo a legislação vigente.

No Capítulo 3, recorrendo a ensaios de laboratório, são descritas a caracterização das lateritas e a avaliação mecânica das concreções lateríticas, referentes às quatro jazidas estudadas. São apresentadas também: as caracterizações do outro agregado graúdo (o seixo de rio), do agregado miúdo, do material de enchimento e dos aglutinantes asfálticos utilizados nesta pesquisa.

O Capítulo 4 foi dedicado aos métodos e procedimentos realizados para os ensaios de avaliação mecânica das misturas asfálticas e do refugo da laterita lavada.

No Capítulo 5 estão apresentados: o estudo de caso da laterita-asfalto do pátio de estacionamento do DNIT em Belém; as diretrizes de formulação, produção e compactação das misturas asfálticas da presente pesquisa, e por fim, a apresentação e a análise dos resultados dos ensaios de laboratório dessas misturas asfálticas, do refugo da laterita lavada, uma breve avaliação estrutural com o programa ELSYM 5, sugestões de processos de lavagem da laterita e uma estimativa da quantidade de material gerado após a lavagem da laterita.

O Capítulo 6 contém as principais conclusões obtidas ao longo do trabalho e recomendações para futuros trabalhos.

CAPÍTULO 2

FORMAÇÃO, CONCEITUAÇÃO E APLICAÇÃO DA LATERITA

2.1 – INTRODUÇÃO

Para o estudo da laterita nas misturas asfálticas, considera-se necessário discorrer sobre sua formação e conceituação, e sua aplicação na engenharia civil, tendo em vista que a maioria dos profissionais desta área ainda não teve a oportunidade de utilizá-la como material de construção.

2.2 – LATERITA

Segundo Melfi (1997), o termo laterita (do latim later = tijolo) foi usado em 1807, nas regiões montanhosas da costa do Malabar no sul da Índia, pelo geógrafo inglês F. Buchanann, para englobar material de aspecto argiloso sem estratificação, extremamente poroso, rico em cavidades e que possuía grandes quantidades de ferro na forma de óxidos e hidróxidos, de coloração amarela – avermelhada, que podia ser facilmente cortado com um canivete, mas que em contato com o ar, sofria um notável endurecimento, de maneira irreversível, produzindo um excelente material para construção.

Para Costa (1990), Berthier, em Les Baux, sul da França, em 1821, descreveu material similar, estratificado, muito rico em Al_2O_3 e pobre em SiO_2 , depositado sobre rochas calcárias, ao qual denominou *bauxite*.

Ainda segundo Melfi (1997), o termo *laterita* criado por Buchanann teve seu significado modificado ao longo dos tempos, sendo ampliado por uns (solos, formações superficiais, couraças, carapaças, etc) e restringido para outros (somente

formações ferruginosas endurecidas), de tal forma que quando usado por geólogos, engenheiros e pedólogos nem sempre define o mesmo objeto, e nem sempre tem o mesmo significado. Diante desta situação, a partir de 1978, foram formados grupos de trabalho, organizados pela Associação Internacional de Geoquímica e Cosmoquímica e pela UNESCO, para uniformizarem os conceitos e melhor compreender sua gênese, distribuição e propriedades.

Como resultado dos estudos efetuados pelos grupos de trabalho, em 1980 Schellmann expôs a moderna definição de laterita: “acumulações superficiais ou subsuperficiais de produtos provenientes do intenso intemperismo de rochas, desenvolvidas sob condições favoráveis a uma maior mobilidade dos elementos alcalinos, alcalinos terrosos e sílica, e imobilização de ferro e alumínio”.

Para Melfi (1997), fica evidente que pela definição adotada por Schellmann, as lateritas, a despeito de serem formadas a partir de um único processo, podem englobar vários tipos de produtos, pois a intensidade do processo pode variar de local para local, assim como o tipo de material de origem, o tempo de atuação do processo, etc. As lateritas podem então apresentar propriedades físicas (cor, “fabric”, dureza, consistência, etc), químicas, físico-químicas e mineralógicas (aluminosas, ferruginosas, manganesíferas, níquelíferas, etc) diferentes.

Para Bourman e Ollier (2002), a definição de Schellmann para laterita é inadequada porque dentre outras inconsistências é baseada apenas na análise química, o que não permite sua identificação em campo, necessitando também para melhor caracterizá-la, de conhecimentos geológicos, estratigráficos, de evolução geomorfológica, de mineralogia e de micromorfologia.

Para Costa (1991), o termo laterita designa rochas formadas ou em fase de formação por meio de intenso intemperismo químico de rochas preexistentes, inclusive de lateritas antigas, sob condições tropicais, ou equivalentes. Ainda segundo Costa (1990 e 1991), as lateritas são caracteristicamente ricas em Fe e Al, e pobres em Si, K e Mg, se comparadas à composição da rocha que lhe deu origem. Podem ser

compactas, maciças, coesas e incoesas, terrosas ou argilosas, com coloração variando de vermelho, violeta, amarelo, marrom até branco. Sua composição mineralógica envolve geralmente oxi-hidróxidos de ferro (hematita, maghemita e goethita), de alumínio (gibbsita, boehmita e Al-goethita), de fosfatos de alumínio (crandalita-goyazita, variscita, angelita, wardita), de manganês (litioforita, todorokita), argilo-minerais (caulinita, esmectita e halloysita) e resistatos (turmalina, cassiterita, rutilo, etc). A textura, estrutura, mineralogia, composição química e coloração das lateritas variam amplamente em seção vertical, dando origem a uma sucessão característica de horizontes sub - horizontais, e compondo os perfis lateríticos.

2.3 – LATERITIZAÇÃO

“Lateritização é um conjunto de complexas reações químicas, mineralógicas e bioquímicas interligadas (hidrólise, hidratação, oxi-redução, quelação, dissolução), agindo sobre rochas preexistentes expostas à superfície da Terra. As reações são provocadas pelo contato das rochas com o meio ambiente de clima de floresta tropical e sub - tropical alternado e finalizado com período semi-árido de savana, que ao longo do tempo geológico transformam as rochas preexistentes em lateritas. A lateritização é assim um processo geológico estritamente dependente de climas específicos, sendo suas rochas importantes registros paleogeográficos, paleoclimáticos e paleobotânicos” (Costa, 1990).

“As condições fundamentais para a formação de lateritas são a coexistência de clima de floresta tropical chuvoso à savana, com relativa estabilidade tectônica. Para a iniciação dos processos lateríticos é necessário um clima de monção tropical atuando sobre as rochas aflorantes. O desenvolvimento do perfil, com perfeita diferenciação em horizontes, exige a mudança do clima tropical para clima de savana (semi-árido), dentro de zona tropical. As novas condições favorecem o acúmulo de ferro, a desidratação e a formação de crostas. A mudança de clima acontece várias vezes, representando vários ciclos. O clima de savana caracteriza-se por: amplitude térmica e prolongado período seco, de menor porte de biomassa, com evaporação e precipitação balanceadas e distribuídas alternadamente. Estas condições afastam a

ação química destrutiva da massa tropical e favorecem o alcance do equilíbrio químico dentro do perfil. Se forem muito destrutivas levam à destruição física dentro do perfil” (Costa, 1990).

Para Melfi (1997), as altas temperaturas encontradas nas regiões tropicais, promovem a rápida degradação da matéria orgânica, que é totalmente mineralizada, dando origem à água e CO₂ (gás carbônico). O gás carbônico confere às soluções de alteração características levemente ácidas (pH~5,5-6). Nestas condições de pH há um certo controle no comportamento dos principais elementos constituintes dos minerais formadores das rochas. O alumínio e o ferro são praticamente insolúveis, acumulando-se na forma de óxidos e/ou hidróxidos. Os elementos alcalinos e alcalinos terrosos são totalmente lixiviados, enquanto que a sílica é também mobilizada, porém com velocidade mais baixa do que os alcalinos, havendo possibilidade, em certas situações, de recombinação de parte desta sílica com o alumínio que permanece “in situ”, gerando argilominerais.

2.4 – AS LATERITAS DA AMAZÔNIA

Em Costa (1991), as lateritas da Amazônia, com base em suas feições geomorfológicas, mineralógicas e geoquímicas, relacionadas ao grau de evolução, estão classificadas em dois grandes grupos: lateritas imaturas e lateritas maduras.

As lateritas imaturas formam o relevo jovem que predomina em toda a Amazônia. Apresentam características típicas de baixo grau de evolução e, classicamente, a presença de um horizonte concrecionário ferruginoso.

As lateritas maduras não possuem a mesma extensão geográfica das imaturas. Compõem, em geral, o relevo mais elevado, sob a forma de platôs ou morros. São lateritas evoluídas, com maior complexidade de horizontes, texturas, estruturas, mineralogia, feições geoquímicas e mineralizações associadas.

Ainda segundo o mesmo autor, os dois grupos podem ocorrer tanto na forma autóctone¹ como alóctone². A identificação da natureza autóctone ou alóctone é feita com base na sucessão dos horizontes e nas respectivas texturas e estruturas, sendo na Amazônia subdivididas em:

- Perfis lateríticos alóctones – linhas de pedra:

As linhas de pedra são corpos lenticulares, constituídos de fragmentos de lateritas em matriz argilo-arenosa e espalhados por toda a Amazônia, parecendo ser mais restritas do que as autóctones (Costa, 1991). A observação mostra que as alóctones, em geral, são constituídas de lateritas imaturas, estando intimamente relacionadas com a dissecação do relevo regional durante o Terciário e o Quaternário, encontrando-se comumente como camadas de forma côncava ou convexa, de dezenas a centenas de metros de extensão e com espessura centimétrica a métrica. Os fragmentos mais comuns são derivados das lateritas imaturas (horizonte ferruginoso), sobre os quais geralmente se assentam (Figura 2.1).

Figura 2.1 – Linhas de pedras em perfis lateríticos imaturos e maduros, respectivamente (Costa, 1991)

A morfologia dos corpos das linhas de pedra, segundo Costa (1991), sugere que eles representam paleosuperfícies, ligeiramente onduladas, desenvolvidas durante a cobertura vegetal, tipo savana. As linhas de pedra (Figura 2.2, a e b) são, assim, resultantes da erosão de corpos lateríticos comuns e aflorantes à época de sua

¹ Rocha originada “in situ”.

² Depósito constituído de material proveniente de outros lugares.

formação, submetidos inicialmente ao intemperismo químico e seguido de erosão. Alguns depósitos de piçarras³ na Amazônia equivalem às linhas de pedra e outros são o próprio horizonte concrecionário dos lateritos imaturos.

Figura 2.2 – Linhas de pedra: (a) jazida Tota; e (b) rodovia que leva à alça viária nas proximidades de Belém – Pará

- Perfis lateríticos imaturos autóctones:

Os perfis lateríticos imaturos autóctones apresentam quatro horizontes característicos, do topo para a base (Figura 2.3):

- Cobertura: composta por solo amarelo areno-argiloso, cuja mineralogia é constituída de caulinita, quartzo, goethita aluminosa e hematita;
- Horizonte ferruginoso: é constituído de nódulos⁴, concreções⁵, esferólitos⁶ e fragmentos compostos de oxi-hidróxido de ferro, em matriz argilosa a terrosa, cujos minerais mais presentes são a hematita, goethita, goethita aluminosa, maghemita, quartzo, caulinita, gibbsita, anatásio e ouro. A matriz, se presente, é branca-amarelada ou cinza composta de caulinita, quartzo, goethita aluminosa, goethita, gibbsita e anatásio;

³ Termo dado pelos construtores de estradas na Amazônia, ao material terroso, rico em concentrações, nódulos e esferólitos de óxi-hidróxidos de ferro, situado na superfície do terreno ou até 2 m de profundidade, e empregado na construção de estradas.

⁴ Corpo concrecionário, que pode ser separado como massa distinta da formação em que ele ocorreu

⁵ Massas arredondadas ou lenticulares, desde 1 mm até um metro ou mais de diâmetro equivalente ou de extensão na maior dimensão, cuja dureza difere das rochas em que estão incrustadas.

⁶ Globulitos relativamente grandes com estrutura radiada.

- Horizonte argiloso: constituído fundamentalmente de argilo-minerais subdividido em zona amarela com nódulos de hidróxido de ferro, zona mosqueada/amarelada (plintito) e zona saprolítica fina;
- Horizonte pálido ou transicional: encontra-se imediatamente abaixo do horizonte argiloso, em contato direto com a rocha mãe, numa espécie de base de saprólito apresentando mais frequentemente esmectita, illita e minerais primários.

Figura 2.3 – Perfil laterítico imaturo autóctone na Amazônia (Costa, 1997)

- Perfis lateríticos maduros autóctones:

Os lateritos evoluídos da Amazônia (Figura 2.4), segundo Costa (1991), são sempre compostos dos seguintes horizontes:

- Cobertura/solo: composta de solo, nódulos e sedimentos onde os minerais mais frequentes no solo são a caulinita, o quartzo, a goethita aluminosa, e a gibbsita. Nos nódulos, a gibbsita, caulinita, quartzo, hematita, goethita, e nos sedimentos, a siderita, pirita, turfa e fosfatos de ferro.

Figura 2.4 – Perfil laterítico fosfáticos maduros autóctones na Amazônia (Costa, 1997)

- Crosta ferruginosa: encontrada normalmente no topo dos perfis, em geral sob a forma de rocha dura e densa, muitas vezes magnética, de coloração marrom-avermelhada. Por se encontrar próxima à superfície, está atualmente em via de intemperismo. Apresenta agregados de nódulos, concreções e esferólitos vermelhos de oxi-hidróxido de ferro cimentados por fosfatos e/ou hidróxidos de alumínio, brancos e amarelados, originando um material tipo conglomerado cujos minerais mais encontrados são a hematita, a goethita, quartzo, caulinita, gibbsita e outros;
- Horizonte bauxítico e/ou de fosfatos de alumínio: encontrado geralmente logo abaixo da crosta ferruginosa, em contato direto e quase abrupto. É constituído de rocha amarela, de creme à vermelha; formada de blocos centimétricos a métricos, nódulos, esferólitos, numa matriz argilo-arenosa de abundância variável, cujos minerais mais frequentes são a gibbsita, augelita, variscita, hematita, goethita, quartzo e outros;
- Horizonte argiloso: abaixo do horizonte bauxítico e/ou fosfático, em contato quase abrupto. Os minerais mais representativos são os argilo-minerais e os

oxi-hidróxidos de ferro. Pode apresentar zonas mosqueadas, saprólito mosqueado, saprólito marrom e a zona argilosa e/ou terrosa de amarela a marrom. A espessura do horizonte varia de 10 a 30 m;

- Horizonte pálido ou transicional: corresponde à transição entre a rocha-mãe na base e o horizonte argiloso acima onde são encontrados a esmectita, illita, minerais primários.
- Pseudolateritas – Grês do Pará:

Ainda segundo Costa (1991), formações ferruginosas de natureza não-laterítica são muito freqüentes na Amazônia. Estas rochas (Figura 2.5, a e b) são compostas essencialmente de oxi-hidróxidos de ferro (hematita e goethita), formam camadas, pseudoveios e bolsões isolados, sem apresentar características dos perfis lateríticos anteriormente citados apesar de poderem ser encontradas dentro dos próprios perfis lateríticos.

Dentre os quatro tipos de lateritas encontradas na Amazônia, verifica-se que os perfis lateríticos imaturos, sejam eles alóctones ou autóctones, e as pseudolateritas (Grês do Pará) conhecidas também por pedra jacaré têm amplo emprego na construção civil da região metropolitana de Belém e adjacências.

(a)

(b)

Figura 2.5 – Grês do Pará (a) no tamanho “pedra de mão” encontrado e lavrado na Jazida (cava) Boa Vista; e (b) em bloco de arenito ferruginizado na alça rodoviária nas proximidades de Belém – Pará

2.5 – PERFIL LATERÍTICO DA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM

Para Costa *et al.* (2002), a compartimentação geológica da Região Metropolitana de Belém apresenta estreita relação com os materiais naturais de construção. Na área foram identificadas duas unidades básicas de interesse: Sedimentos Recentes e Sedimentos Pós-Barreiras/Barreiras, propostas por Costa em seu doutorado de 2001.

A Figura 2.6 exibe um perfil esquemático da geologia da Região Metropolitana de Belém e na Tabela 2.1 é mostrada a sua respectiva coluna estratigráfica.

Figura 2.6 – Perfil esquemático da geologia da Região Metropolitana de Belém (Costa *et al.*, 2002)

Tabela 2.1 – Aspectos geológicos da Região Metropolitana de Belém. Pt= profundidade do topo, E=espessura do pacote sedimentar (Costa, 2001)

ERA	PERÍODO	ÉPOCA	UNIDADE	PROFUN-DIDADE	DESCRIÇÃO RESUMIDA
CENOZÓICO	QUATERNÁRIO	Holoceno	Sedimen- tos Recentes	Pt= 0m E= 0 a 70m	Depósitos de argilas, argilas siltosas e argilas arenosas, orgânicas ou não, associadas aos principais cursos d'água, as quais são intercaladas em vários locais por níveis arenosos na forma de camadas ou lentes. Esses materiais apresentam profundidades que variam, em geral, de 2 a 70m, a depender do curso d'água vinculado ao depósito. Os materiais finos apresentam altos teores de umidade e elevado índice de vazios. São materiais que têm baixa resistência ao cisalhamento e alta compressibilidade.
		Pleistoceno		E= 0 a 4m	HORIZONTE DE “SOLO” Fácies silto-arenosa a Argilo-arenosa: ocorre em mais de 90% da área de ocorrência do horizonte tem espessura de até 4m, incoesos, de cor cinza-amarelado a amarelo, por vezes, bioturbadas e apresentam grãos milimétricos a centimétricos dispersos de concreções lateríticas, quartzo leitoso e ágata na forma de seixos. Mineralógica é composta por quartzo (grãos), caulinita (argila) e Al-goethita (cor amarela) e hematita (concreções). Fácies Arenosa Branca: possuem mais de 95% de areia branca, com espessura de até 2m fruto da podzolização da fácies Silto-arenosa a Argilo-arenosa. São conhecidas na região como covões
				E= 0 a 1m	Linha de Pedras ou de Seixos intermitente; formada por agregados de arenito ferruginoso e concreções lateríticas ou Superfície Erosiva.
		Holoce- no Pleisto- ceno	Sedimentos Pós- Barreiras / Barreiras Pt= 0 a 70 m E = 80 a 135m	E= 0,5 a 5m	HORIZONTE FERRUGINOSO Fácies Concrecionário: possui matriz areno-argilosa a areno-siltosa, envolvendo concreções lateríticas irregulares distribuídas aleatoriamente; coloração amarelada ou avermelhada, a espessura varia de alguns centímetros até 5m. Fácies Areno Argilosa: é constituída por areias argilosas maciças de coloração avermelhadas. Ocorrem ao mesmo nível topográfico da fácies Concrecionário, resultando de uma variação lateral desta fácies. Fácies Arenito Ferruginoso: ocorre, em geral, logo abaixo da fácies Concrecionário, fazendo contato inferior com o Horizonte Argiloso. É formada por matriz areno-argilosa a areno-siltosa envolvendo blocos de arenito ferruginoso de dimensões centimétricas a métricas, de cor preta, constituídos de grãos de tamanho em geral areia podendo chegar até pedregulhos de quartzo cimentados por hematita. Tem ocorrência irregular e restrita, sua espessura pode chegar a 2,5m. São conhecidas na RMB como pedra preta ou grês do Pará. Fácies Arenoso Ferruginizado: é constituída por seqüências essencialmente arenosas (mais de 80% de areia) ferruginizadas, de coloração amarelada e avermelhada. Ocorre também na base da fácies Concrecionária, em alguns locais ocorrem em contato direto com o Horizonte de Solo separados por linha de seixos. Mineralogicamente este Horizonte é constituído por quartzo, caulinita, hematita e goethita, em diferentes proporções a depender da fácies avaliada.
				E= 1 a 8m	HORIZONTE ARGILOSO ocorre logo abaixo do Horizonte Ferruginoso; é formado por uma espessa camada de argila que pode chegar até a 8m de espessura, ocorrendo em três fácies. Fácies Argila Mosqueada: forma seqüências essencialmente argilosas (caulinita) tendo algum quartzo formando lentes centimétricas de areia, além de hematita e goethita as quais são responsáveis pela formação de manchas irregulares com tons, variados de vermelho e amarelo. No contato com a fácies Arenito Ferruginoso apresenta-se endurecido pela presença de hematita. Fácies Argilitos: Laminado, formada por argilas (caulinita) finamente laminadas de coloração branca com manchas avermelhas. É formada mineralogicamente por caulinita e pouco quartzo, tendo goethita e hematita como acessórios os quais formam manchas insipientes. Ocorre também logo abaixo do Horizonte Ferruginoso. Fácies Argilito Maciço: é formada por argilas brancas (caulinita); compostas por caulinita e algum quartzo. Ocorrem logo abaixo da fácies Argila Mosqueada e apresenta espessura superior a 1m.
	TERCIÁRIO	Mioceno	Form. Pirabas		Intercalações sedimentos siliciclásticos representados por argilitos, arenitos, comumente ferruginizados, com estratificações.
		Mioceno/ Oligoceno		Pt=80 a 135m E > 370m	Calcários estratificados ou não, margas e folhelhos.

Segundo a carta geológica de 1998, da Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais (CPRM), verifica-se a inexistência de rochas cristalinas aflorantes tanto em Belém e como num raio mínimo de 200Km de distância desta cidade. A Tabela 2.2 associa os tipos encontrados de materiais naturais de construção à geologia da Região Metropolitana de Belém (Costa *et al.*, 2002).

Tabela 2.2 – Associação dos tipos de materiais naturais de construção à geologia (Costa *et al.*, 2002)

UNIDADE GEOLÓGICA		MATERIAS NATURAIS DE CONSTRUÇÃO	USO CORRENTE
Sedimentos Recentes		Argila Vermelha	Tijolos, telhas, peças de artesanato, pisos cerâmicos
		Argila branca	Azulejos, tijolos, telhas, peças de artesanato, pisos cerâmicos
Horizonte de Solo	Fácies Silto arenosa a argilo arenosa	Argila	Mistura para argamassa
	Fácies Arenosa Branca	Areia	Agregado argamassa, asfalto betuminoso, etc..
Linha de seixos		Agregado graúdo	Mistura para argamassa, gabiões, enrocamento
Horizonte Ferruginoso	Fácies Concrecionária	Concreções lateríticas	Bases e sub-bases de pavimento e aterros em geral
	Fácies Arenosa argilosa	Areia argilosa	Aterros em geral
	Fácies Arenito Ferruginoso	Agregado graúdo	Mistura para argamassa, gabiões, enrocamento
	Fácies Arenoso Ferruginizado	Areia	Aterro Hidráulico
	Fácies: Mosqueada, Laminada e Maciça	Argila Argila Argila	Azulejos, tijolos, telhas, peças de artesanato, pisos cerâmicos

Dentro da região metropolitana de Belém e adjacências (Figura 2.7), as concreções lateríticas ocorrem, segundo a SEICOM (1995), dentro das “Regiões Ambientais de Terra Firme”, nos locais do Grupo Barreiras. A “Região Ambiental de Terra Firme” é uma das três unidades do relevo local, as outras duas são a “Região Ambiental de Várzea” e a “Região Ambiental de Áreas Urbana ou de Expansão Urbana”. O mapa da Figura 2.8 mostra a localização das referidas unidades do relevo e a Figura 2.9 um esboço geológico, evidenciando o Grupo Barreiras dentro da Região Metropolitana de Belém e adjacências.

Figura 2.7 – Região metropolitana de Belém e adjacências (SEICOM, 1995)

Figura 2.8 – Distribuição das Regiões Ambientais (SEICOM, 1995)

Figura 2.9 – Esboço geológico da região metropolitana de Belém e adjacências (SEICOM, 1995)

2.6 – A LATERITA NA CONSTRUÇÃO CIVIL

Para Santana e Gontijo (1987), a tendência no Brasil é não usar o termo laterita isoladamente, considerando-se os materiais lateríticos sob três diferentes formas:

- Concreções ferruginosas (ou lateríticas) resistentes – quando passíveis de, por britagem, fornecerem agregados graúdos, de acordo com especificações apropriadas;
- Solos arenosos finos de comportamento laterítico – quando as frações constituintes do solo passam integralmente pela peneira de 2,0 mm, sendo passíveis de fornecerem solos para sub-bases e bases para vias de baixo volume de tráfego, de acordo com especificações apropriadas;
- Solos graúdos de comportamento laterítico – passíveis de fornecerem solos, cujas frações constituintes vão desde o pedregulho até a argila, para sub-bases e bases (inclusive tráfego pesado). Os agregados graúdos, ou as concreções lateríticas, obtidas por lavagem e peneiramento são utilizadas em camadas asfálticas (inclusive tratamentos superficiais) e em concreto de cimento Portland, de acordo com especificações apropriadas.

A Associação Brasileira de Pavimentação, desde 1976, considera que a laterita é bem aceita em camadas de base, sub-base e revestimento primário e notifica que, historicamente, as primeiras experiências com este tipo de material ocorreram em 1953, nos estados do Pará e Maranhão, e como exemplos mais importantes de seu uso cita as pavimentações das rodovias Belém – Brasília e Trasmazônica, ambas da década de setenta.

Na região norte e em alguns estados da região nordeste, como no Maranhão, as concreções lateríticas, incluindo o Grês do Pará ou pedra jacaré, podem ser vistos em alvenarias de pedra argamassada, em arrimos, baldrames, enrocamentos, calçamentos de vias urbanas e de praças, em meios-fios e sarjetas, como agregados em concreto

de cimento Portland, em misturas asfálticas e lastros de ferrovias. A Figura 2.10 (a, b, c, d, e, f), ilustra algumas utilizações deste material na construção civil.

Segundo Azevedo (1982), no projeto Trombetas, no Pará, foi executada uma rodod-ferrovia de 26 Km. Sobre o mesmo leito correm, lado a lado, a ferrovia e a rodovia, ambas revestidas com lateritas que na rodovia foi compactada, e na ferrovia as concreções lateríticas foram separadas e serviram de lastro para os dormentes. No Amapá o lastro da ferrovia Santana – Serra do Navio também foi feito com concreções lateríticas.

No Estado do Acre, segundo Lima (1991), o perfil laterítico apresenta-se predominantemente argiloso, com ocorrência de areias, solo arenoso fino laterítico e de piçarra como no Estado do Pará. Com a argila laterítica são fabricados blocos (tijolos) cerâmicos maciços utilizados em pavimentação desde 1940, perfazendo atualmente centenas de quilômetros; além de serem usados nas ruas, o tijolo é comumente utilizado em pátios de estacionamento e em garagens, em acostamentos de vias com fluxo de veículos pesados, em postos de serviço, na confecção de guias e sarjetas, calçadas, em pequenos reparos na pavimentação asfáltica, em bueiros e até como agregado para concreto de cimento Portland.

Ainda segundo o mesmo autor, os solos arenosos finos lateríticos são empregados em reforço de subleito, sub-bases e bases de rodovias de baixo volume de tráfego e em reforço de subleito e sub-bases de rodovias de médio volume de tráfego, e na ocorrência de concreção laterítica (na piçarra), esta é lavada e utilizada como agregado graúdo nos concretos de cimento Portland e em misturas asfálticas.

A Figura 2.11 (a, b, c e d) ilustra a utilização de tijolos cerâmicos em vias públicas do Acre bem como a utilização de revestimento de laterita – asfalto em cima do pavimento cerâmico em rodovias de baixo volume de tráfego.

Alvenarias de pedra argamassada, Alcântara – Ma (a) e Belém – Pa (b)

Alvenaria de pedra argamassada, Igreja do Polo Joalheiro em Belém (c e d)

Calçamento de praças e vias públicas, Mosqueiro em Belém (e) e ladeira do jacaré em Alcântara – Ma (f)

Figura 2.10 (a - f) – Exemplos de utilizações de concreções lateríticas e do Grês do Pará na construção civil

Figura 2.11 (a, b, c, d) – Exemplos de utilização de tijolos cerâmicos e de laterita – asfalto em Rio Branco – Acre (Fotos: Jairo Lima, 1990)

2.7 – A LATERITA EM REVESTIMENTOS ASFÁLTICOS

Destacam-se, a seguir, algumas experiências brasileiras, de campo e de laboratório, para ilustrar a possibilidade de uso das lateritas no revestimento de pavimentos:

- Experiências de campo:
 - 1943 – Revestimento asfáltico da pista de pouso e decolagem do aeroporto de São Luiz – MA, na 2ª Guerra Mundial pelo Corpo de Engenheiros do Exército Americano. Tratou-se de um concreto betuminoso usinado a quente com concreções lateríticas lavadas, sobre o qual foi feita uma capa selante (*seal coat*) que durante 20 anos apresentou um bom desempenho (Santana e

Gontijo, 1987). Vertamatti (1988) menciona também algumas experiências isoladas com laterita lavada nas pistas de pouso de Macapá - AP e Cachimbo - PA;

- 1960 – Revestimento asfáltico da MG 3, trecho BR 31/ Itabira. Tratou-se de um revestimento asfáltico do tipo CBUQ cujo agregado graúdo foi o fino do minério de ferro (hematita compacta) resultante da britagem e peneiramento no sistema de beneficiamento da Companhia Vale do Rio Doce (Ribeiro e Ramos, 1960);
- 1962 – Revestimento asfáltico da PB 1, rodovia que liga Sapé a Guariba na Paraíba. Constituiu-se de um tratamento superficial duplo, cujas concreções lateríticas foram separadas por peneiramento, apresentando por 10 anos bom desempenho (Moizinho, 1994);
- 1962 – Ampliação do aeroporto de Belém. Revestimento com concreto betuminoso usinado a quente com concreção laterítica lavada, cujos parâmetros de norma foram atendidos (Moizinho, 1994);
- 1968 – BR 135 trecho de 20 Km entre Miranda e Caxuxa no Maranhão. Tratou-se de um pré-misturado a quente, inicialmente sem lavagem, tendo sido restaurado em 1977 quando ainda se encontrava em boas condições para o tráfego (Macêdo, 1989);
- 1972 – BR 317 trecho Camburé – Xapuri no Acre. Tratou-se de um pré-misturado a quente (Carletti, 1974). Segundo o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Acre, em declaração constante do *Anexo I*, nesta rodovia a laterita não foi lavada, obtendo desempenho insatisfatório, tendo durado por aproximados cinco anos. A partir desta experiência ruim, a laterita passou a ser lavada e foi utilizada satisfatoriamente durante as décadas de oitenta e noventa, principalmente nos municípios do vale do rio Acre, revestindo os pavimentos cerâmicos, sobretudo nas vias com menor volume

de tráfego. Este Departamento de Estradas de Rodagem sustenta também que o uso do refugo da laterita lavada em misturas asfálticas, conhecido regionalmente como areião, é viável, tendo sido utilizado nas rodovias BR 317 e AC 040;

- 1976 – BR 316 trecho experimental Belém – Castanhal no Pará. Tratou-se de um pré-misturado a quente (Tavares, 1979);
- 1976 – Estacionamento do DNIT em Belém. Trata-se de um pré-misturado a quente com laterita, sem lavagem. O pavimento encontra-se sendo usado até hoje mas, logo após sua execução, apareceram trincas de contração por excesso de finos lateríticos;
- 1987 – BR 364 trecho Rio Madeira – Rio Branco no Acre. Tratou-se de um concreto betuminoso usinado a quente, cujas concreções lateríticas foram lavadas (Santana e Gontijo, 1987). Segundo o Departamento de Estradas de Rodagem do Estado do Acre, conforme declaração em anexo, após a construção desta rodovia, que liga o Acre à Rondônia, a brita granítica tornou-se competitiva em vista de seu transporte ter sido facilitado, diminuindo assim, sensivelmente o uso de laterita em misturas asfálticas.
- 1992 – Trecho experimental de 9,2 Km entre Garapuava e o entrocamento Arinos/Buritis em Minas Gerais. Tratou-se de um concreto betuminoso usinado a quente cujas concreções lateríticas foram lavadas e que até dois anos de uso apresentava desempenho satisfatório (Castro e Salem, 1994) .
- 1999 – Vias urbanas, em Senador Guiomar, no Acre, com 700 metros de extensão com concreto betuminoso usinado a quente utilizando como agregado graúdo a laterita lavada (Guimarães e Motta, 2000).

- Algumas experiências apenas laboratoriais:
 - Em Brasileiro (1983), foi mostrado um estudo comparativo do comportamento de três concretos betuminosos usinados a quente. Uma das misturas asfálticas foi com um agregado graúdo proveniente de rocha granítica de utilização comum na Paraíba e as outras duas com agregados graúdos, provenientes da britagem de concreções lateríticas, de diferentes graus de dureza. Os resultados obtidos com o ensaio Marshall, de uma maneira geral, foram iguais para todas as misturas estudadas;
 - Em Brasileiro (1990), foi verificado que os agregados graúdos lateríticos têm como principais características uma elevada porosidade, e variam suas propriedades físicas e mecânicas quando submetidos a diferentes teores de umidade e de temperatura. Foi verificado também, que no ensaio Marshall, as misturas asfálticas com esses agregados se assemelham em comportamento, àquelas fabricadas com agregados graúdos convencionais;
 - Em Guimarães e Motta (2000), foram analisadas as características físicas e mecânicas de uma mistura asfáltica tipo CBUQ, com concreção laterítica lavada do Acre como agregado graúdo. Os resultados obtidos foram satisfatórios pela metodologia Marshall e também nos ensaios dinâmicos como fadiga por compressão diametral e módulo de resiliência;
 - Em Tavares (1979), foi feita uma pesquisa de traço de laterita-betume para um pré - misturado a quente, utilizado experimentalmente na BR 316, trecho Belém – Castanhal, no Pará, cuja conclusão satisfatória incentivou o autor a propor especificação técnica para este tipo de revestimento;
 - Em Birman (s/data), foi feito um estudo de um CBUQ com laterita “in natura”, proveniente do Maranhão, e ainda com a mesma laterita alterando-se a sua granulometria. Como resultado, obteve-se uma mistura satisfatória segundo metodologia Marshall;

- Em Macêdo (1988), os resultados obtidos em mistura asfáltica do tipo CBUQ com agregado laterítico e calcários permitiram concluir que existem boas perspectivas de utilização deste material em pavimentação, embora os estudos tenham sido restritos ao âmbito de laboratório.

Verifica-se que devido à época em que foi feita a maioria destes estudos laboratoriais, o critério de avaliação baseou-se apenas no ensaio Marshall, o qual, segundo Siddiqui *et al.* (1998) possui variáveis que podem afetar e alterar seus resultados, quando da utilização de diferentes equipamentos e laboratoristas.

2.8 – CONTROLE AMBIENTAL NA EXPLORAÇÃO DAS LATERITAS

Na região metropolitana de Belém, o horizonte do perfil laterítico de interesse à extração de material de construção é a zona de esferólitos ou concrecionário ferruginoso que se apresenta com até 3,0m de espessura, conforme visto anteriormente, resultando consequentemente na devastação de grandes áreas para obtê-los. Portanto, o uso da laterita *in natura* precisa ser racional, de modo que não haja o desperdício de nenhuma de suas frações granulométricas.

Em face da ilegalidade com que é exercida a maior parte da atividade de mineração na região, segundo a SEICOM (1995) faz-se necessário uma maior atenção para a recuperação dessas áreas degradadas, pois, quando abandonadas e em determinados níveis, podem ocorrer processos de desertificação, como por exemplo, o caso da região de Coroadó, na Ilha de São Luiz, Maranhão, segundo Caldeira (1994), cuja retirada excessiva ocorreu em 1976 (Figura 2.12).

Figura 2.12 – Lavra predatória de laterita em Coroado, São Luiz-Ma (Caldeira, 1994)

Para Costa *et al.* (2002), a exploração sem critérios dos materiais naturais de construção na Região Metropolitana de Belém tem gerado ao longo dos anos alguns impactos frequentes como: rebaixamento do nível d'água, remoção da cobertura vegetal e do solo fértil, mudança na topografia gerando depressões que acumulam água e não raramente são utilizadas para disposição inadequada de lixo, o que contamina o lençol freático, gera mau cheiro e torna o ambiente propício à proliferação de animais vetores de doenças. A Figura 2.13 ilustra a vista geral de uma jazida de material de empréstimo de laterita (horizonte concretionário) na região do Aurá - Belém, interdita pela Secretaria Executiva de Ciência, Tecnologia e Meio Ambiente.

Figura 2.13 – Jazida de laterita interdita pela SECTAM, na região do Aurá em Belém (Costa *et al.*, 2002)

2.8.1 – Procedimentos Necessários à Legalização de Exploração de Materiais Naturais de Construção na Região Metropolitana de Belém e Adjacências

- Legislação Minerária:

Segundo SEICOM (1995), a legislação que trata do aproveitamento das substâncias minerais de emprego imediato na construção civil é bastante abrangente, e sua aplicabilidade e cumprimento despontam como meios capazes de solucionar, ou reduzir, os graves problemas causados pelo extrativismo mineral em áreas urbanas.

O código de mineração, com as alterações introduzidas pela Lei Nº 6567 de 24 de setembro de 1978, disciplina o aproveitamento das substâncias minerais de emprego imediato na construção civil, enquadradas na classe II a que se refere o artigo 5º do referido código, Decreto Lei Nº 227 de 28 de fevereiro de 1967. Nesta classe, enquadram-se as argilas usadas no fabrico de cerâmica vermelha, de calcário dolomítico usado como corretivo de solos na agricultura, e os basaltos utilizados como pedras de revestimento ou ornamental na construção civil.

A outorga do direito de lavra é concedida pelo município em cuja área se encontra a jazida; esta outorga, sob a forma de licenciamento, somente terá validade com a expedição pelo DNPM (Departamento Nacional de Produção Mineral) do registro de licença e com o licenciamento ambiental de competência do órgão estadual do meio ambiente.

A Constituição do Estado do Pará, em seu artigo 245 caput, consigna a presença controladora do Estado no que se refere à atividade mineral através do CINCOM – Conselho Consultivo da Política Industrial, Comercial e de Mineração, criado pela Lei Nº 5.342 de 04/11/86; através do qual o Estado orienta e coordena a formulação de políticas de desenvolvimento voltadas para a mineração no seu território.

- **Legislação Ambiental:**

No Estado do Pará a SECTAM (Secretaria de Estado de Ciência, Tecnologia e Meio Ambiente) é o órgão seccional, definido pela Lei Nº 6938 de 31/08/81, responsável pela execução de programas e projetos de controle e fiscalização das atividades suscetíveis de degradarem a qualidade do meio ambiente. Esta Secretaria pode estabelecer também normas supletivas e complementares em consonância com o que for estabelecido pelo Conselho Nacional do Meio Ambiente (CONAMA). O requerimento de qualquer licença ambiental, necessária para a outorga do direito de lavra por parte do município (minerais da classe II), é dirigido à SECTAM, que cumpre esta missão institucional, com base nos respectivos EIA (Estudo de Impacto Ambiental) e do RIMA (Relatório de Impacto Ambiental)

As licenças ambientais para minerais de classe II expedidas pelo IBAMA ou pelo órgão estadual do meio ambiente (SECTAM no caso do Pará), conforme as orientações contidas na Resolução/CONAMA N.º 010 de 06/12/90 (D.O.U. de 28/12/90), são:

- **Licença prévia, documentos necessários:**

- Requerimento de licença prévia – LP
- Cópia da publicação do pedido de licença prévia – LP
- Apresentação do Estudo de Impacto Ambiental (EIA), do respectivo Relatório de Impacto Ambiental (RIMA) ou Relatório de Controle Ambiental (RCA)

- **Licença de instalação, documentos necessários:**

- Requerimento de Licença de Instalação – LI
- Cópia da publicação da LP
- Cópia da autorização de desmatamento expedida pelo IBAMA
- Licença da prefeitura municipal
- Plano de Controle Ambiental – PCA
- Cópia da publicação do pedido da LI

- Licença de operação, documentos necessários:
- Requerimento de licença de Operação – LO
- Cópia da publicação da LI e do pedido de licença prévia – LP
- Cópia do registro de licenciamento

Recentemente, segundo Oliveira *et al.* (2003), foi aprovada no Brasil a Lei Nº 9605/98, que trata dos crimes ambientais. A lei dos crimes ambientais tem como essência coibir a prática da degradação ambiental, punir degradadores e promover mudanças comportamentais. Prevê penas alternativas, multas, paralisações de atividades e até a detenção dos agressores ao meio ambiente. Seu objetivo é dar fim à impunidade, tornando mais claras as penalidades.

2.8.2 - Experiência do Distrito Federal

Em face ao problema da existência de áreas devastadas em várias partes do país, Carvalho (1998) recomenda como plano de lavra, visando a recuperação de áreas onde há a ocorrência de cascalhos lateríticos como no Distrito Federal, o método de lavra em tiras, que possibilita a recuperação concomitante à extração. Os procedimentos básicos deste método são:

- A jazida é subdividida superficialmente em faixas com cerca de 30 a 40 metros de largura, paralelas às curvas de nível e o avanço da lavra é feito das cotas inferiores para as superiores dentro de cada tira;
- Os trabalhos são iniciados com a retirada da vegetação, remoção e armazenamento da camada fértil do solo e a seguir do solo sem concreções ferruginosas até se atingir o nível do cascalho laterítico;
- Apesar da existência de cascalho laterítico na 1ª camada, a matéria orgânica nela existente é necessária na fase de recuperação da área lavrada;

- A seguir, é dado o início à exploração da primeira tira, preservando-se uma camada de cascalho laterítico com espessura mínima de 0,30 m sobre o topo do solo saprolítico subjacente com o intuito de favorecer a infiltração da água;
- Concluída a exploração na 1ª tira, é dado o início ao desmatamento e à remoção da camada fértil da faixa seguinte;
- Concomitante à exploração da 2ª faixa são realizados na tira anterior os serviços de terraplenagem na tira anterior incluindo o retaludamento dos barrancos, a regularização topográfica, a escarificação e o recobrimento ao fundo da cava com o solo vegetal enleirado nas bordas;
- Esses procedimentos são repetidos, sucessivamente, para as demais tiras, até a lavra de toda a jazida;
- Após os procedimentos anteriores dá-se o processo de re-vegetação da área que se inicia pelo preparo do solo para receber uma cobertura vegetal de acordo com a utilização futura da área;
- Concluído o plantio das herbáceas e mudas, a manutenção da vegetação dar-se-á por dois anos.

Segundo Vasconcelos e Carvalho (1998), o lodo de esgoto é um excelente condicionador de solos de substrato na re-vegetação de jazidas de cascalho laterítico com total ausência de solo fértil, podendo essa prática ser incorporada à tecnologia de recuperação de áreas degradadas.

Durante os trabalhos de coleta das amostras, em 2000, para a presente pesquisa, não foram verificados procedimentos visando à recuperação das áreas devastadas nas jazidas de laterita. As Figuras 2.14 (a, b, c e d) ilustram as lavras predatórias, nas proximidades de Belém, das jazidas Jaderlândia, Boa Vista, Nazareno e Tota. No

caso da jazida Nazareno, o fato de na época ela ainda não ter sido explorada não exime seus proprietários dos danos à natureza pelo fato de que a limpeza do terreno, sem método aprovado pela legislação vigente, para futura exploração, acarretou a total remoção da cobertura vegetal e do solo fértil.

(a) – Jazida Jaderlândia

(b) – Jazida Boa Vista

(c) – Jazida Tota

(d) – Jazida Nazareno

Figura 2.14 (a, b, c e d) – Exploração de laterita nas proximidades de Belém - Pa

As fotos da Figura 2.15 (a até j) ilustram os procedimentos de lavagem da laterita de um lavador, nas proximidades de Rio Branco - Acre, em 2003, onde a falta de cuidado com o refugo da laterita lavada ainda contraria as leis para exploração de materiais de construção vigentes. A lavagem é feita pela aplicação de uma cortina de água em forma de jato sobre o material que está sendo peneirado em peneiras vibratórias; a água empregada para tal finalidade é captada de um lago próximo.

(a) – Estoque de laterita a ser lavada

(b) – Corte do material a ser lavado

(c) – Lago usado na lavagem

(d) – Bomba d'água

(e) – Entrada da laterita a ser lavada

(f) – Entrada no equipamento

Figura 2.15 (a – j) – Processo de lavagem da laterita em um lavador próximo a Rio Branco no Acre (Fotos: Darci Rogério, 2003)

(g) – Peneiras vibratórias

(h) – Saída das peneiras vibratórias

(i) – Resíduo da laterita lavada

(j) – Estoque de laterita lavada

**Figura 2.15 (a – j) Continuação – Processo de lavagem da laterita em um lavador próximo a Rio Branco no Acre
(Fotos: Darci Rogério, 2003)**

CAPÍTULO 3

MATERIAIS UTILIZADOS NAS MISTURAS ASFÁLTICAS E SEUS MÉTODOS CARACTERIZADORES

3.1 – INTRODUÇÃO

Segundo a Prefeitura Municipal de Belém em declaração constante do *Anexo I*, a cidade de Belém possui 1200 Km de vias públicas das quais cerca de 66% estão asfaltadas. Os revestimentos usados são o concreto betuminoso usinado a quente e a areia asfalto a quente, sendo o primeiro responsável por 98% do total.

Os agregados graúdos utilizados nesses concretos betuminosos usinados a quente são o seixo de rio e as britas de origem graníticas, ou mesmo uma mistura entre os dois. Este trabalho de pesquisa propõe-se a avaliar este tipo de revestimento utilizando as concreções lateríticas como agregado graúdo em vista das mesmas serem encontradas a 20 Km de distância da cidade de Belém e em grande volume em comparação com os seixos e as britas encontradas respectivamente a 170 Km e a 200 Km da mesma.

Neste capítulo são apresentadas as caracterizações dos materiais componentes das misturas asfálticas propostas por este programa experimental.

3.2 – ESCOLHA DA JAZIDA DE LATERITA

Para a seleção do agregado graúdo do tipo concreção laterítica (Figura 3.1, a e b) foram estudadas quatro jazidas de laterita, todas situadas ao longo da Rodovia BR-316:

- Jazida Jaderlândia, no município de Castanhal, distante 68 Km de Belém;
- Jazida Tota, no município de Castanhal, distante 60 Km de Belém;
- Jazida Boa Vista, no município de Santa Izabel do Pará a 35 Km de Belém;
- Jazida Nazareno, localizada no município de Benevides, a 29 Km de Belém.

A escolha da jazida foi feita a partir da comparação dos resultados encontrados, nos ensaios de: Granulometria e Sedimentação, Limites de Atterberg, Abrasão Los Angeles, Resistência à Compressão Puntual, Difração de Raio X, Adesividade aos Ligantes Betuminosos e, complementarmente, Método das Pastilhas para identificação das frações que passaram pela peneira 0,42 mm.

Figura 3.1 (a e b) – Exemplos de concreções lateríticas (Jazida Tota)

a) Granulometria e Sedimentação

No presente trabalho de pesquisa as granulometrias foram obtidas por meio da aplicação da norma de solos da ABNT NBR 7181/84. De acordo com a Figura 3.2, a jazida Nazareno possui um percentual maior de concreções lateríticas na fração pedregulho do solo (47%) em comparação com as outras jazidas.

Vale ressaltar, entretanto, que Lima (1983) observou que o método mais adequado para a determinação da distribuição granulométrica da laterita deveria ter: redução da quantidade de amostra a ser ensaiada para 1000 g, a eliminação da secagem prévia em estufa após lavagem e antes do peneiramento, e um tempo de lavagem sucessiva através da série de peneiras entre 15 e 17 minutos.

A sugestão para a redução de material é justificada por ter sido observado que com a laterita havia uma tendência de sobrecarga nas peneiras na hora da lavagem. Com relação à eliminação da secagem prévia é porque elas são sensíveis à secagem, podendo conduzir a variações na distribuição granulométrica.

Figura 3.2 – Granulometria das quatro amostras de laterita

b) Limites de Atterberg

Na Tabela 3.1 verifica-se que os índices de plasticidade (ABNT NBR 7180/84) para as quatro jazidas corresponderam a materiais fracamente plásticos.

Tabela 3.1 – Resultados dos limites de Atterberg

CARACTERÍSTICAS	J. Tota	J. Boa Vista	J. Jaderlândia	J. Nazareno
Limite de Liquidez (%)	23,4	19,2	22,5	23,7
Limite de Plasticidade (%)	17,8	13,9	16,8	18,4
Índice de Plasticidade (%)	5,6	5,2	5,7	5,3

c) Abrasão Los Angeles

O ensaio de abrasão Los Angeles avalia a resistência do agregado submetido simultaneamente ao desgaste por atrito e por impacto, duas características muito importantes em pavimentação.

Para Macedo *et al.* (1988), este ensaio não é suficientemente adequado com agregados porosos e de menor dureza porque tem sido verificado desempenho satisfatório de misturas asfálticas cujos agregados apresentaram valores de “Los Angeles” bem acima do máximo permitido na especificação brasileira.

Ainda segundo os mesmos autores, em estudos comparativos realizados na Universidade Federal da Paraíba, com agregados calcários, lateríticos e graníticos, secos naturalmente ao ar e os mesmos secos previamente em estufa, foi verificado que houve uma diminuição no valor do desgaste “Los Angeles” com a elevação de temperatura de secagem dos agregados mais porosos. Macedo *et al.* (1988), então, concluíram que executar este ensaio com os agregados lateríticos à temperatura ambiente não reflete exatamente o valor de desgaste do mesmo, principalmente nas condições em que este é incorporado à massa asfáltica, onde os mesmos passam por um aquecimento prévio.

As jazidas Boa Vista, Jaderlândia e Nazareno possuem concreções lateríticas na dimensão de “pedra de mão” (Figura 3.3, a e b) e até mesmo matacões; entretanto, somente as jazidas Jaderlândia e Nazareno possuem ainda um bom volume desses materiais.

Dessas duas jazidas foram coletadas amostras, as quais foram britadas (Figura 3.4, a e b) e enquadradas na graduação A. A britagem foi feita no Laboratório da Mecânica das Rochas do curso de Engenharia de Minas da EPUSP, com um britador de mandíbula com abertura de boca de 20 cm x 15 cm do fabricante *Denver Company*.

Os ensaios de abrasão Los Angeles, na presente pesquisa, foram executados segundo a ABNT NBR 6465/84. Todas as amostras não britadas apresentaram resultados satisfatórios segundo os parâmetros do DNER, sendo que os agregados lateríticos da jazida Boa Vista apresentaram os menores percentuais. As perdas encontradas para as amostras britadas foram consideradas acentuadas, optando-se por descartá-las como possíveis agregados graúdos das misturas asfálticas em estudo (Figura 3.5).

Figura 3.3 (a e b) – Amostras no tamanho “pedra de mão” – jazidas Boa Vista

Figura 3.4 (a e b) – Detalhes da britagem das amostras, no tamanho pedra de mão - jazida Nazareno

Figura 3.5 – Resultados do ensaio de Abrasão Los Angeles

d) Índice de Resistência à Carga Puntual

Foi utilizado um equipamento portátil (*ISRM Point load test*, 1985), elaborado para medir a resistência de amostras de rocha no campo. Para transmitir carga à amostra, utiliza-se um par de compressores cônicos devendo as amostras, variarem de 25 a 100 mm. Podem ser feitos ensaios diametrais, axiais, com fragmentos irregulares e com rochas anisotrópicas. A Figura 3.6 (a e b) ilustra o equipamento utilizado no Laboratório de Mecânica das Rochas do curso de Engenharia de Minas da EPUSP.

Figura 3.6 (a e b) – Vista geral do equipamento de resistência à carga puntual

Na impossibilidade de obtermos corpos-de-prova cilíndricos para as concreções lateríticas foram feitos portando ensaios de fragmento irregular para a determinação do índice de resistência à carga puntual, obtendo, as jazidas Jaderlândia e Nazareno, os melhores resultados (Figura 3.7).

Figura 3.7 – Resultados dos ensaios de resistência à carga puntual

Parte das amostras foi lavada e seca em estufa a 105 °C antes de seu rompimento, a título de comparação com os demais ensaios caracterizadores de resistência das concreções lateríticas. Nota-se que os materiais *in natura*, lavados e secos em estufa, demonstraram os melhores resultados. Espera-se, que o processo de secagem e aquecimento nos tambores da usina de asfalto promovam o aumento de resistência da mesma forma que constatado neste ensaio. O processo de britagem, no entanto, parece danoso para os agregados lateríticos.

e) Ensaio treton e ensaio de degradação Washington

Com o intuito de não se descartar o material britado como agregado graúdo das misturas de laterita – asfalto, optou-se pela avaliação mecânica desse material em mais dois ensaios: o ensaio Treton (DNER ME 399/99) e o ensaio de degradação Washington (DNER-ME 397/99). De acordo com os gráficos das Figuras 3.8 e 3.9, verifica-se uma maior perda para os materiais britados da jazida Nazareno no ensaio Treton enquanto que resultados satisfatórios foram obtidos nos ensaios de Degradação Washington.

Figura 3.8 – Resultados dos ensaios treton

Figura 3.9 – Resultados dos ensaios de degradação Washington

f) Análises Mineralógicas por Difração de Raio X

O conhecimento dos argilo-minerais de um solo permite melhorar a interpretação dos ensaios de Laboratório da Mecânica dos Solos e estabelecer um critério

complementar para possíveis modificações ou controle das propriedades indesejáveis dos mesmos. As amostras foram ensaiadas na condição natural e os resultados analíticos obtidos mostram que os materiais são constituídos, basicamente, de quartzo, hematita, caulinita e goethita; portanto, do ponto de vista da engenharia, não foi detectada a presença de minerais expansivos.

As Figuras de 3.10 a 3.14, ilustram os resultados dos ensaios de difração de raios-x, em goniômetro Philips PW 3020, com fenda de divergência automática e monocromador de grafite, tubo de raios-x com anodo de cobre operando a 45 kV e 40 mA com varredura contínua de $0,04^\circ$ 20 seg e amostragem a cada $0,02^\circ$ 20, com controle automático Philips PW 3710 acoplado a microcomputador realizados no Centro de Geociências da Universidade Federal do Pará. Os difratogramas foram interpretados com os programas computacionais *Automated Powder Diffraction*, *Diffac AT V. 31* e *V. 5.0* e as fichas *Powder Diffraction File* do International Centre for Diffraction Data.

Figura 3.10 - Difratograma de raios-x do material coletado da Jazida Tota, mostrando a presença de quartzo, caulinita, hematita e goethita

Figura 3.11 – Difratoograma de raios – x do material coletado na jazida Boa Vista mostrando a presença dos mesmos minerais da Figura 3.10

Figura 3.12 – Difratoograma de raios – x do material coletado na jazida Jaderlândia mostrando a presença de caulinita e quartzo

Figura 3.13 – Difratoograma de raios-x do material coletado na Jazida Jaderlândia mostrando a presença de hematita, halloysita caulinita e goethita

Figura 3.14 – Difratoograma de raios-x do material coletado na Jazida Nazareno mostrando a presença de quartzo, hematita, goethita, caulinita e lepidocrocita

f) Adesividade aos Ligantes Betuminosos

Em todas as amostras de concreções lateríticas submetidas aos ensaios de adesividade aos ligantes betuminosos pelo método de ensaio ME 78-94 do DNER, foram verificados resultados satisfatórios, conforme padrão de avaliação estabelecido pela norma.

As imagens feitas pela lupa Stemi SV11 da Zeiss no Instituto de Geociências da USP evidenciam as reentrâncias existentes nas concreções lateríticas (Figuras 3.15 e 3.16). Essas reentrâncias podem explicar em parte os bons resultados encontrados em vista de que, durante o recobrimento do agregado pelo ligante, o mesmo encontrando-se aquecido e menos viscoso, alojando-se nestes tipos de “orifícios”, evitando assim o seu descobrimento, pois age como um ponto de “engastamento” do ligante.

Figura 3.15 – Detalhe das reentrâncias nas concreções lateríticas – Jazida Jaderlândia

Figura 3.16 – Detalhe das reentrâncias nas concreções lateríticas – Jazida Nazareno

g) Ensaio das Pastilhas

Como foi exposto nos capítulos anteriores, o objetivo deste trabalho é avaliar o aproveitamento não só das concreções lateríticas como agregado graúdo para as misturas de laterita - asfalto, mas das jazidas como um todo, sem geração de qualquer resíduo e, portanto, foi estudada a parcela mais fina do refugo da laterita lavada visando sua possível utilização como material de base, sub-base ou de reforço do subleito de pavimentos.

O método escolhido foi o ensaio das pastilhas (Godoy e Bernucci, 2000), que possibilita a hierarquização do comportamento geotécnico dos solos finos, de uma forma preliminar, segundo as propriedades de resistência, deformabilidade e permeabilidade, de acordo com os critérios mostrados na Tabela 3.2. O estudo

mostrou que todas as jazidas podem ser identificadas como de caráter laterítico, conforme mostra a Tabela 3.3.

Tabela 3.2 – Critérios adotados para identificação dos grupos de solos (Godoy e Bernucci, 2000)

Classes de solos	Características/ Grupos de solos	Contração (%)	Inchamento (%)	Penetração cone 30 g (mm)	Índice de Reabsorção
LATERÍTICOS	Típicos	> 2	< 1	0	Negativo
	Argilosos	≥ 6			
	Arenosos	2 - 6	$\leq 10,5$	≤ 6	$\leq 0,65$
	Areias	≤ 2			
NÃO-LATERÍTICOS	Argilosos	≥ 6	> 8	≥ 8	> 0,4
	Siltosos	2 - 4	9 - 15	≥ 11	0,4 – 0,7
	Arenosos	2 - 6	> 8	≥ 8	> 0,4
	Areias	≤ 2	> 5	≥ 8	> 0,4

A fração que passa na peneira 40 (0,42 mm) pôde ser caracterizada pelo Método das Pastilhas que a identificou como de caráter laterítico. A identificação de solos de caráter laterítico é essencial para inferir as boas propriedades de alta resistência e baixa deformabilidade que serão observadas no material em campo usado compactado como camada de pavimento.

Complementarmente, foi estudada a fração das lateritas que passa na peneira de nº 200 (menor que 0,074 mm) como forma de separar esta fração fina (silte + argila) da fração de areia fina para que pudesse ser estudado o seu comportamento quanto à “atividade”. Os resultados aplicando o método das pastilhas à fração que passa na peneira de nº 200 mostraram que todos os finos são de caráter laterítico, confirmando os resultados anteriores, conforme Tabela 3.4.

Tabela 3.3 – Resultados do método das pastilhas aplicado à fração que passa na peneira de 0,425 mm

JAZIDAS	J. Tota	J. Boa Vista	J. Jaderlândia	J. Nazareno
Umidade de Moldagem (%)	21,6	20,5	23,8	21,8
Contração Diametral da Pastilha (%)	3,4	3,6	4,2	3,3
Expansão ou Inchamento da Pastilha (%)	2,8	0,9	5,4	7,3
Reabsorção d'água da Pastilha (%)	16,8	14,1	31,7	29,0
Índice reabsorção d'água (%)	-0,2	-0,3	0,3	0,3
Penetração do cone de 30 gramas / 60 ⁰	0	0	0	0
Identificação da Fração:	Arenoso Laterítico	Laterítico Típico	Arenoso Laterítico	Arenoso Laterítico

Tabela 3.4 – Resultados do método das pastilhas aplicado à fração que passa na peneira de 0,074 mm

JAZIDAS	J. Tota	J. Boa Vista	J. Jaderlândia	J. Nazareno
Umidade de Moldagem (%)	33,9	33,0	35,5	29,8
Contração Diametral da Pastilha (%)	6,5	4,8	5,9	4,9
Expansão ou Inchamento da Pastilha (%)	1,8	1,1	1,8	1,9
Reabsorção d'água da Pastilha (%)	19,1	18,5	32,9	19,5
Índice reabsorção d'água (%)	-0,4	-0,4	-0,1	-0,4
Penetração do cone de 30 gramas / 60 ⁰	0	0	0	0
Identificação da Fração:	Laterítico Típico	Laterítico Típico	Arenoso Laterítico	Laterítico Típico

As Figuras 3.17 e 3.18 (a e b) ilustram o comportamento geotécnico das lateritas analisadas: médias contrações, baixas expansões e altas resistências à penetração de cone. Na Figura 3.19 (a e b) são mostrados alguns detalhes do equipamento para o ensaio das pastilhas do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação, o L.T.P., da Escola Politécnica da USP.

Figura 3.17 – Pastilhas saídas da estufa com os solos das jazidas Jaderlândia, Nazareno, Boa vista e Tota, respectivamente

Figura 3.18 (a e b) – Pastilha com baixa expansão e alta resistência à penetração do cone, respectivamente - jazida Nazareno (nº 20) e jazida Boa Vista (nº 08)

Figura 3.19 (a e b) – Vista geral do equipamento do ensaio das pastilhas

No caso de misturas asfálticas onde apenas as concreções lateríticas (na fração pedregulho) farão parte da mistura, a fração do material não utilizável nas misturas (a matriz areia - silte - argila), quando classificado como de caráter laterítico poderá ser aproveitada em bases, sub-bases e reforços de subleito, não havendo, portanto, resíduo desnecessário neste processo, dando ao mesmo um destino racional e economicamente significativo, o que no aspecto ambiental seria de fundamental importância.

h) Análise global dos resultados e escolha da jazida

As concreções lateríticas britadas ou não, do ponto de vista mecânico, são passíveis de serem utilizadas como agregados graúdos; entretanto, neste trabalho de pesquisa o material escolhido não foi o britado, em vista da dificuldade financeira de coleta e de transporte até São Paulo, bem como, na logística de britagem de muito material em laboratório. Além disso, observou-se uma maior perda após britagem no ensaio de abrasão Los Angeles.

O ensaio de resistência puntual mostrou um ganho de resistência com o agregado lavado e pré-aquecido em relação aos agregados *in natura*. No entanto, neste ensaio, os resultados mostram que há um ganho de resistência após britagem em relação à resistência dos agregados *in natura*, contradizendo os resultados do Los Angeles. Outro fator realça, porém, que a análise de resultados merece uma maior cautela: os agregados britados, lavados e secos, perdem resistência em comparação àqueles sem britagem, porém também lavados e secos. Ou seja, neste caso, a britagem foi prejudicial.

Estas inconsistências nos resultados levaram a analisar os dados com cautela uma vez que a forma do agregado pode levar a erros de cálculos de resistência. Este ensaio poderia ser empregado caso fosse feito um estudo muito mais aprofundado sobre os erros inerentes ao ensaio e repetibilidade, ações que não foram consideradas neste estudo. No entanto, devido à praticidade do método e possibilidade de realização em campo devido à simplicidade da aparelhagem, este ensaio poderia ser futuramente melhor explorado para seleção de agregados.

Comparando-se os resultados dos itens de *a* a *g*, verifica-se ainda que não existem diferenças muito significativas entre as jazidas estudadas, principalmente no que tange à plasticidade dos finos, e abrasão Los Angeles e adesividade dos agregados graúdos, fatores bastante considerados no meio rodoviário. Fica então como critério de seleção o fato da Jazida Nazareno possuir um maior volume de agregados graúdos e de ficar mais próxima a Belém, cerca de 29 Km, facilitando assim os processos de coleta e de transporte.

3.3 - MATERIAIS EMPREGADOS NAS MISTURAS DE LATERITA - ASFALTO

3.3.1 – Agregados Graúdos

3.3.1.1 – Concreção laterítica

A área da jazida Nazareno compreende vinte e cinco hectares, que estão localizados na Colônia Nossa Senhora do Carmo de Benevides, no Município de Benevides, Estado do Pará, aproximadamente no Km 29 da BR-316 e a 500 m desta rodovia federal, na estrada do Cupuaçu, que liga a BR-316 à Vila do Cupuaçu (Figura 3.20). Na Tabela 3.5 constam as características físicas do agregado laterítico utilizado nas misturas asfálticas procedente da jazida Nazareno.

Figura 3.20 – Mapa rodoviário da região de Belém e adjacências

Segundo VIEIRA (1982), a região mostrava-se conservada, embora pertença ao planalto rebaixado da Amazônia, onde aparecem áreas erodidas da “Região Ambiental de Terra Firme”. A configuração da paisagem apresenta um relevo plano a ligeiramente ondulado. Verifica-se que, a partir deste tipo de relevo, o trabalho de extração ficará facilitado.

Segundo o mesmo autor, a região próxima a Belém está constituída por um grande capeamento sedimentar Cenozóico, pertencente ao Grupo Barreiras, que apresenta grande diversidade de tipos de rochas, variando do argilito ao conglomerado, e por aluviões formados por argilas, areias e muitas vezes cascalhos.

Na área da jazida, a sedimentação Barreiras está sobreposta a Formação Pirabas, também do Terciário, que compreende principalmente camadas horizontais de um calcário fossilífero de formação marinha, intercalado por camadas de areia e de argila. O Grupo Barreiras apresenta-se constituído por sedimentos areno-argilosos, com areias finas coloridas em profundidade, e por concreções lateríticas. Ainda segundo o mesmo autor, a área está constituída por três classes de solos, geneticamente desenvolvidos: o Latossolo Amarelo, o Concrecionário Laterítico e o Hidromórfico Cinzento.

O concrecionário Laterítico está constituído por solos medianamente profundos, formado por uma mistura de partículas finas e concreções ferruginosas de vários diâmetros, que freqüentemente preenchem a massa do solo. Tratam-se de solos com avançado grau de intemperização, caracterizados por uma mistura de óxi-hidróxidos de ferro (hematita e goethita) e alumínio com variável proporção de argila 1:1, além de minerais altamente resistentes aos processos intempéricos (como o quartzo).

As concreções lateríticas têm o seu material originário no Grupo Barreiras principalmente, e constituem uma unidade de solos de maior ocorrência na área, ocupando normalmente as cotas mais altas do terreno.

Tabela 3.5 – Características físicas do agregado laterítico (jazida Nazareno)

Ensaio	Norma Técnica	Concreção laterítica
Densidade real	DNER ME 195/97	2,669
Densidade Aparente	DNER ME 195/97	2,192
Absorção	DNER ME 195/97	8,15 %
Abrasão Los Angeles	ABNT/NBR 6465/84	46 % - Graduação A
Impacto Treton	DNER ME 399/99	41,7 %
Resistência Pontual	ISRM: Point Load Test/85	43 N/mm ²
IDW	DNER-ME 397/99	100
Durabilidade	DNER ME 089/94	3,7 %
Índice de Forma	ABNT NBR 7809/83	1,9

3.3.1.2 – Seixo de rio

O seixo utilizado na pesquisa é procedente do município de São Miguel do Guamá, distante 170 Km de Belém, cujo beneficiamento é ilustrado na Figura 3.21 (a e b). A Tabela 3.6 mostra as características físicas desse material e a Figura 3.22 (a, b, c e d), ilustra quatro diferentes superfícies encontradas nas amostras de seixo utilizadas na confecção dos corpos-de-prova das misturas asfálticas. As imagens feitas com a lupa Stemi 2000-C da Zeiss, foram feitas no Laboratório de Microestrutura, no Departamento de Engenharia de Construção Civil, do curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Figura 3.21 (a e b) – Vista geral do beneficiamento de seixo em São Miguel do Guamá – Pará (Amaral, 2000)

Tabela 3.6 – Características físicas do agregado seixo de rio

Ensaio	Norma Técnica	Seixo de rio
Densidade real	DNER ME 195/97	2,639
Densidade aparente	DNER ME 195/97	2,557
Absorção	DNER ME 195/97	1,22 %
Abrasão Los Angeles	ABNT/NBR 6465/84	68,41 %
Impacto treton	DNER ME 399/99	53,32 %

Tabela 3.6 (continuação) – Características físicas do agregado seixo de rio

Ensaio	Norma Técnica	Seixo de rio
Resistência Pontual	ISRM: Point Load Test/85	124 N/mm ²
IDW	DNER-ME 397/99	100
Durabilidade	DNER ME 089/94	0,4 %
Índice de forma	ABNT NBR 7809/83	2,0

Figura 3.22 (a, b, c e d) – Detalhes da superfície das amostras de seixo de rio utilizadas na pesquisa (aumentos de 20,8 X)

3.3.2 - Agregado Miúdo

Como agregado miúdo, foi utilizada uma areia natural, constituída basicamente de quartzo, procedente do município de Santo Antônio do Tauá, distante 40 Km da cidade de Belém. Na Tabela 3.7 estão as características físicas desse material e nas

Figuras 3.23 (a e b) e 3.24 (c e d) os detalhes morfológicos ampliados pela lupa Stemi 2000-C da Zeiss no Laboratório de Microestrutura, no Departamento de Engenharia da Construção Civil, do curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica da Universidade de São Paulo.

Tabela 3.7 – Características físicas dos grãos de areia natural

Ensaio	Norma Técnica	Areia Natural
Densidade real	AASHTO T 84/99	2,662
Densidade aparente	AASHTO T 84/99	2,650
Absorção	AASHTO T 84/99	0,1 %
Durabilidade	DNER ME 089/94	3,8 %
Vazios de agregados finos não compactados	AASHTO T 304/96 – Método A	44,5 %

Figura 3.23 (a e b) – Detalhes da morfologia dos grãos de areia nas frações retidas nas peneiras de nº 40 e nº 80, respectivamente (aumentos de 25X e de 64 X)

Figura 3.24 (c e d) – Detalhes da morfologia dos grãos de areia nas frações retidas nas peneiras de nº 200 e no fundo respectivamente (aumento de 56 X)

3.3.3 – Material de Enchimento

O material de enchimento é o fíler calcário, com massa específica de $2,86 \text{ g/cm}^3$ ($28,6 \text{ kN/m}^3$) (DNER ME 85/97) e teor de cálcio de 23,20% (ABNT NBR 9203/85), oriundo do Estado do Ceará, explorado e comercializado pela empresa Itamil, Itaoca Mineração Ltda, cujo processo de beneficiamento consiste basicamente em: extração, moagem e ensacamento. Na Figura 3.25 estão mostradas as curvas granulométricas dos agregados e do material de enchimento, constituintes das misturas asfálticas.

Figura 3.25 – Curvas granulométricas dos materiais

3.3.4 – Ligantes Asfálticos

Os ligantes utilizados foram três: o CAP 50-60 da empresa Lubrificantes do Nordeste – LUBNOR (Petrobrás), o IMP 5 e o IPIPEN 60/25 da Ipiranga Asfaltos S.A. O CAP 50/60 foi produzido do petróleo venezuelano Bachaquero. Os ligantes IMP 5 e IPIPEN 60/25 são cimentos asfálticos tipo CAP 20 modificados, respectivamente, por borracha de pneu reciclado e por asfaltita, ambos ainda em teste de mercado.

Nas Tabelas de 3.8 a 3.11 constam as características físicas dos três ligantes e o fracionamento químico do CAP 50/60 executados no Laboratório de Pavimentação e Impermeabilização do Departamento de Engenharia Civil do Instituto de Pesquisas Tecnológicas de São Paulo. O método utilizado para o fracionamento químico foi o desenvolvido por Rostler e Sternberg, padronizado pela ASTM sob o número D – 2006/76, o qual baseia-se na separação dos asfaltenos a partir da sua insolubilização em n-pentano e posterior separação das frações maltênicas por precipitação química, usando H_2SO_4 de densidades crescentes separando o asfalto em cinco frações: Asfaltenos, Bases Nitrogenadas, Acidafinas I, Acidafinas II e Saturados.

Tabela 3.8 – Características físicas dos aglutinantes usados na pesquisa

CARACTERÍSTICAS	CAP 50/60	IMP 5	IPIPEN 60/25
Viscosidade absoluta a 60° C, poise (ABNT NBR 5847/01)	3608	-	12303,4
Viscosidade cinemática a 90° C, centistokes (DNER ME 151/94)	11.098	-	60996
Viscosidade cinemática a 120° C, centistokes	1.030	-	3166
Viscosidade cinemática a 150° C, centistokes	211	-	553,3
Viscosidade Saybolt Furol, s, 135 °C (DNER ME 004/94)	187	-	418,5
Viscosidade Saybolt Furol, s, 150°C	95	-	177,3

Tabela 3.8 (continuação) – Características físicas dos aglutinantes usados na pesquisa

CARACTERÍSTICAS	CAP 50/60	IMP 5	IPIPEN 60/25
Viscosidade Saybolt Furol, s, 177°C	31	-	57
Viscosidade Brookfield, 135° C, centipoise (ASTM D 4402/87)	-	1266,9	-
Viscosidade Brookfield, 145° C, centipoise	-	790,6	-
Viscosidade Brookfield, 177° C, centipoise	-	235,0	-
Penetração, 100g, 5s, 15°C, 0,1 mm (DNER ME 003/94)	18	17	9
Penetração, 100g, 5s, 25°C, 0,1 mm	54,5	52	25
Penetração, 100g, 5s, 40°C, 0,1 mm	262	199	115
% da penetração original	75	77	81
Ponto de Fulgor, °C (DNER ME 148/94)	282	299	334
Ponto de Amolecimento, °C (ABNT NBR 6560/00)	52	57	60
Recuperação elástica a 25° C, % (DNER ME 382/99)	-	52,5	-
Perda por aquecimento a 163 °C, % (DNER ME 001/94)	0,166	0,170	0,174
Solubilidade ao Tricloroetileno, % (ABNT NBR 14885/00)	99,2	-	-
Densidade (DNER ME 193/96)	1,03	1,05	1,02
Ductilidade a 25 °C, cm (DNER ME 163/98)	> 100	> 100	46,5
Índice Susceptibilidade Térmica	-0,5	+0,5	-0,47

Tabela 3.9 – Características físicas dos aglutinantes usados na pesquisa, após perda (ECA TOFT, ABNT NBR 14736/01))

CARACTERÍSTICAS	CAP 50/60	IMP 5	IPIPEN 60/25
Ponto de Amolecimento após perda, °C	53	57	65
Viscosidade Absoluta, após perda a 60 °C, poise	6.473	-	22.284
Ductilidade após perda a 25°C, cm	> 100	> 100	19
Penetração a 25 °C, após perda	41	40,2	20

Tabela 3.10 – Fracionamento químico do CAP 50/60 (ASTM D 2006/76)

CARACTERÍSTICAS	CAP 50/60
% Asfaltenos	20,9
% Bases	28,3
% Primeiras Acidafins	19,9
% Segundas Acidafins	21,6
% Saturados	9,3

Tabela 3.11 – Adesividade do agregado graúdo e do miúdo ao ligante asfáltico (DNER - ME 78/84 e DNER - ME 79/84, respectivamente)

	CONCREÇÃO LATERÍTICA	SEIXO DE RIO	AREIA NATURAL
CAP 50/60	satisfatória	insatisfatória	0 - 3
IMP 5	satisfatória	insatisfatória	satisfatória
IPIPEN 60/25	satisfatória	satisfatória	satisfatória

CAPÍTULO 4

MÉTODOS AVALIADORES DAS MISTURAS DE LATERITA-ASFALTO E DO REFUGO DA LATERITA LAVADA

4.1 – INTRODUÇÃO

Os métodos de ensaio apresentados neste capítulo são referentes ao preparo de corpos de prova, dosagem e determinação de propriedades mecânicas das misturas asfálticas e dos materiais de refugo da laterita lavada, para constituírem bases, sub-bases ou reforços do subleito dos pavimentos.

Os ensaios escolhidos para as misturas asfálticas foram:

- Ensaio Marshall
- Ensaio de umidade induzida
- Ensaio de deformação permanente
- Ensaio de resistência à tração por compressão diametral
- Ensaio de módulo de resiliência por compressão diametral
- Ensaio de fadiga por compressão diametral

Os ensaios selecionados neste estudo para o refugo das lateritas foram:

- Ensaio de compactação de solos
- Ensaio de índice suporte Califórnia
- Ensaio de módulo de resiliência de solos

4.2 – ENSAIO MARSHALL

Para Pais (1999), o objetivo da formulação de uma mistura asfáltica é a definição das porcentagens dos seus componentes de modo a obter um material com as características exigidas para o tipo de aplicação a que se destina.

As principais características mecânicas exigidas a uma mistura asfáltica são:

1. Resistir às trincas por fadiga;
2. Resistir às deformações permanentes;
3. Resistir às fissuras por ação das intempéries;
4. Resistir ao desgaste.

Além destas exigências estruturais, uma mistura asfáltica deve também apresentar requisitos funcionais tais como:

1. Ser impermeável para proteger toda a estrutura do pavimento;
2. Ser trabalhável durante a fabricação e o espalhamento para facilitar a compactação;
3. Apresentar micro e macro-textura conferindo segurança ao usuário em termos de aderência pneu/pavimento, principalmente em pavimentos molhados.

Estas características devem ser cumpridas procurando maximizar a relação benefícios/custos. Para isto existem métodos de formulação de misturas asfálticas, principalmente empíricos, que permitem determinar o teor de asfalto com base na experiência ou critérios dela derivados, em função de uma determinada graduação dos agregados e filler, fixada *a priori*. Para este trabalho, a formulação foi realizada recorrendo ao método Marshall.

Os ensaios Marshall foram feitos no laboratório da concessionária Novadutra e obedeceram à norma técnica brasileira ABNT NBR 12891 (1993), que consiste basicamente em:

- a) Secagem, análise granulométrica e composição da mistura para os agregados;
- b) Estimativa da porcentagem ótima do ligante para o agregado a ser utilizado, com base em experiência anterior;

Obs.: O tempo de mistura necessário para o ligante envolver completamente toda a superfície dos agregados, para o tipo de agregados e ligantes utilizados, foi da ordem de 4 minutos. Esta tarefa foi realizada na misturadora mostrada na Figura 4.1 (a e b);

Figura 4.1 (a e b) – Misturadora utilizada no ensaio Marshall

- c) Após a produção das misturas asfálticas, estas foram armazenadas em estufa à temperatura de compactação durante 2 horas;
- d) Moldagem dos corpos de prova, por impacto de um soquete padronizado, com 4.540g de massa e 45 cm de altura de queda, com 50 golpes para cada lado, para no mínimo três corpos-de-prova para cada teor de ligante (em média, quinze corpos-de-prova por mistura asfáltica);
- e) Colocação dos corpos-de-prova recém moldados, por no mínimo 12 horas, à temperatura ambiente em superfície lisa e plana com posterior extração dos mesmos de seus respectivos moldes;
- f) Pesagem dos Corpos-de-prova ao ar e imersos em água para determinação das características físicas;
- g) Imersão dos corpos-de-prova em banho-maria por 30 a 40 minutos, à $60^{\circ}\text{C} \pm 1^{\circ}\text{C}$. Após este tempo, os corpos-de-prova foram colocados no molde de compressão, centrando-os no prato da prensa Marshall e submetidos ao

ensaio de ruptura (Marshall) para determinação das características mecânicas de estabilidade e fluência;

- h) Escolha do teor de projeto foi feita levando em conta o volume de vazios de 4%, conforme tem sido preconizado pela metodologia *Superpave* e que atendessem concomitantemente também os demais requisitos da especificação constante na Tabela 4.1; são verificados estes requisitos com base em quatro gráficos cartesianos onde em abcissas estão os teores de ligante utilizados e, em ordenadas: as médias dos valores da estabilidade, da fluência, da relação betume-vazios e da densidade aparente correspondentes a cada teor de ligante testado.

Tabela 4.1 – Ensaio Marshall – valores limites (ABNT NBR 12891/93)

DISCRIMINAÇÃO	CAMADA DE ROLAMENTO
Porcentagem de Vazios (%)	3 a 5
Relação Betume/Vazios (%)	75/82
Estabilidade, mínima, (Kgf)	250 (50 golpes)
Fluência (mm)	2,0 – 4,5

A problemática da porosidade e a alta absorção de ligante asfáltico pela concreção laterítica ainda permanece sem solução. O ensaio utilizado no Brasil para a determinação do percentual de absorção e das densidades aparente e real ainda é feito com água, que não possui uma viscosidade compatível com a do ligante asfáltico aquecido, impedindo que se atinja resultados corretos, provocando assim um erro no cálculo do teor de ligante no ensaio Marshall.

Macêdo & Brasileiro (1987) verificaram que após extração de betume de corpos-de-provas de misturas asfálticas com agregados graúdos lateríticos, os mesmos sofreram uma redução na densidade real e na absorção d'água em comparação ao mesmo

agregado no estado natural. A absorção d'água do agregado graúdo laterítico, no estado natural, foi de 5,1% e após a extração do betume a absorção d'água passou a variar entre 3,2% e 3,6% havendo uma redução média de 1,7%, que para os autores, pode indicar que a absorção do ligante betuminoso pelo agregado laterítico na realidade é pequena.

Em Macêdo & Brasileiro (1987) e Moizinho (1994), para o cálculo da densidade teórica das misturas betuminosas, foi utilizada a média aritmética das densidades real e aparente do agregado graúdo laterítico, para que houvesse uma maior aproximação no valor calculado para os vazios da mistura sem, no entanto, representar o valor real, pois para tanto, os autores sabem que seria necessário determinar a quantidade de vazios permeáveis neste tipo de agregado ocupado pelo ligante asfáltico.

Diante do exposto, para o cálculo do teor de projeto nesta pesquisa, optou-se pela determinação da densidade máxima teórica pela norma americana ASTM D 2041/00, conhecida por ensaio *Rice*, que utiliza uma bomba de vácuo (Figura 4.2, a e b) ao invés do método da ponderação das densidades reais dos materiais (ABNT NBR 12891/93) ou mesmo pela média aritmética das densidades reais e aparentes dos materiais que compõem a mistura asfáltica, em vista, de ambos, segundo Vasconcelos et al (2003), contribuírem para o aumento do teor de ligante.

Figura 4.2 (a e b) – Arranjos utilizados no ensaio Rice (ASTM D 2041/00)

4.3 – UMIDADE INDUZIDA (AASHTO T 283 – 89)

O ensaio de resistência de misturas asfálticas compactadas ao dano por umidade induzida é oriundo da junção dos métodos Tunnicliff & Root (NCHRP-274/84, ASTM-D4867/88) e Lottman Test (NCHRP-246/82).

Este método avalia a durabilidade de misturas asfálticas, relativas principalmente à propriedade da adesividade ligante/agregado, considerando o efeito deletério da água em corpos-de-prova Marshall, com volume de vazios entre 6% e 8%. A análise é feita com a obtenção da relação entre as médias dos valores obtidos na resistência à tração pela compressão diametral de corpos-de-prova submetidos previamente a condicionamentos e a resistência à tração pela compressão diametral de corpos-de-prova sem condicionamento. Esta relação de resistência em porcentagem é denominada de resistência à tração retida.

O valor desta relação pode ser utilizado para prever o desempenho de misturas asfálticas quanto à adesividade ligante / agregado e avaliar o benefício da adição de aditivos líquidos e/ou pulverulentos melhoradores de adesividade.

O método preconiza moldagem de seis corpos-de-prova para cada mistura asfáltica, os quais foram separados em dois grupos. O primeiro grupo foi submetido ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral sem condicionamento.

O segundo grupo passou por um condicionamento, onde os corpos-de-prova foram imersos em um banho à temperatura ambiente, e submetidos a uma pressão de vácuo de 660 mm de coluna de mercúrio até obter-se a saturação de 55% a 80%. A seguir, os mesmos foram acondicionados em sacos plásticos e ficaram sujeitos a um resfriamento à 17°C negativos, por 18 horas. Ao término do resfriamento, os corpos-de-prova passaram por um banho Maria à 60°C por 24 horas e depois foram deixados por quinze minutos à temperatura de 25°C; por fim, foram submetidos ao ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Os ensaios de umidade induzida foram feitos parte no laboratório da concessionária Novadutra e parte no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP. As fotos da Figura 4.3 (a e b) mostram os equipamentos utilizados para a saturação dos corpos-de-prova Marshall para o ensaio de umidade induzida dos dois laboratórios.

Figura 4.3 (a e b) – Arranjos utilizados para saturação dos corpos-de-prova Marshall para o ensaio de umidade induzida no Laboratório da Concessionária Novadutra e no Laboratório de Tecnologia da Pavimentação, respectivamente

4.4 – SIMULADOR DE TRÁFEGO DE LABORATÓRIO

O ensaio com o simulador de tráfego francês tipo LCPC (*Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*) obedece à norma francesa AFNOR NF - P-253-1 (1933) e utiliza um par de placas (para cada mistura asfáltica) moldadas em mesa compactadora tipo LCPC que, por sua vez, obedece a norma francesa AFNOR NF - P-98-250-2 (1993). As dimensões dessas placas são: 180 mm de largura, 500 mm de comprimento e 50 mm de altura. As Figuras 4.4 e 4.5 ilustram, respectivamente a mesa compactadora e o simulador de tráfego do tipo LCPC.

Figura 4.4 – Mesa compactadora tipo LCPC

Figura 4.5 – Simulador de tráfego tipo LCPC

A compactação é feita por amassamento e rolagem do material asfáltico através dos pneumáticos simulando o que ocorre em campo. A pressão da roda do pneu, a pressão de inflação do pneu, as cargas no eixo de solicitação e a trajetória da roda sobre a placa podem variar.

O equipamento possui uma base metálica móvel interna ao molde de compactação a qual no início de uma compactação posiciona-se a 40 mm abaixo da borda inferior do molde. No estágio em que a superfície da mistura asfáltica que está sendo compactada começa a se deformar para dentro do molde o equipamento solicita a base móvel elevando-a, e esta por sua vez, eleva a mistura asfáltica já parcialmente

compactada até atingir a borda superior do molde. O procedimento de compactação e elevação da massa asfáltica é repetido até que se atinja o estágio final de subida da base metálica móvel, ou seja, quando a mistura asfáltica acondicionada dentro do molde atinge 50 mm de espessura.

Após a compactação, o conjunto molde mais placa é removido da mesa compactadora e colocado sobre superfície lisa e plana por no mínimo 48 horas, sem retirar do molde metálico, de onde será levada ao simulador de tráfego que ensaia duas placas de uma vez.

O simulador de tráfego de laboratório tipo LCPC é capaz de simular o afundamento em trilha de rodas a que uma via poderá ficar sujeita, em um curto espaço de tempo (cerca de um dia). O equipamento é munido de um sistema de aquecimento possibilitando ensaios de 20°C a 70°C, com pressão do pneu e carga a ser aplicada reguláveis e onde a passagem das rodas é feita em ciclos de ida e vinda sobre a parte central das placas com frequência de 1 Hz no ciclo completo.

As anotações das medidas de afundamento das trilhas de roda são feitas a 0, 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 30000 ciclos e efetuadas em 15 pontos diferentes sobre a trilha de roda. A porcentagem de afundamento é calculada pela relação entre a diferença das leituras médias finais e iniciais pela espessura da placa.

4.5 – ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os ensaios de resistência à tração por compressão diametral obedeceram à norma brasileira DNER ME 138/94, e seus corpos-de-prova foram fabricados em laboratório, de forma cilíndrica, com altura e diâmetro segundo o método Marshall. Foram confeccionados em média quatro corpos-de-prova por teor, para cada mistura de laterita-asfalto. Os procedimentos de ensaio foram:

- a) Medição da altura (H) do corpo-de-prova com um paquímetro, em quatro posições diametralmente opostas. Adotou-se como altura, a média aritmética das quatro leituras;

- b) Medição do diâmetro (D) do corpo-de-prova com o paquímetro, em três posições paralelas. Adotou-se como diâmetro o valor da média aritmética das três leituras;
- c) Colocou-se o corpo-de-prova em uma câmara térmica dotada de termostato e insuflação de ar quente ou de ar frio, por um período de doze horas, na temperatura de 25°C;
- d) Aplicou-se a carga progressivamente, com uma velocidade de deslocamento de $0,8 \pm 0,1$ mm/s, até a ruptura, por separação do corpo-de-prova em duas metades, segundo o plano diametral vertical. Anotou-se a carga de ruptura (F);
- e) Calculou-se a resistência à tração do corpo-de-prova rompido por compressão diametral, pela expressão:

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi\phi H} \quad (4.1)$$

Onde:

σ_t – resistência à tração, MPa

F – carga de ruptura, N;

ϕ – diâmetro do corpo-de-prova, mm;

H – altura do corpo-de-prova, mm.

A Figura 4.6 (a e b) mostra o equipamento utilizado nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral e em detalhe o centralizador de amostra do equipamento.

Figura 4.6 (a e b) - Equipamento para ensaio de resistência à tração por compressão diametral e, em detalhe, o seu centralizador de amostras

4.6 – ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os procedimentos para o ensaio normalmente adotados no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP são:

- a) Moldagem do corpo-de-prova conforme procedimentos descritos no ensaio Marshall. Foram confeccionados em média três corpos-de-prova por teor, para cada mistura asfáltica;
- b) Medição da altura (H) do corpo-de-prova com um paquímetro, em quatro posições diametralmente opostas. Adotou-se como altura, a média aritmética das quatro leituras;
- c) Colocação do corpo-de-prova na câmara térmica do equipamento de módulo de resiliência, por um período de doze horas, de modo a se obter a temperatura de ensaio desejada, no caso, 25° C. A câmara térmica é dotada de termostato e insuflação de ar quente ou de ar frio e permite reproduzir o

ensaio em temperaturas na faixa de 5°C a 60°C, embora a temperatura máxima de ensaio seja recomendada pela ASTM em 45°C;

- d) Posicionamento do corpo-de-prova na base do dispositivo centralizador de amostra;
- e) Fixação e ajuste do transdutor mecânico - magnético tipo LVDT (*Linear variable differential transformer*) de modo a se obter o registro dos deslocamentos diametrais na direção horizontal;
- f) Posicionamento preciso do pistão de carga na rótula do dispositivo centralizador de amostra;
- g) Aplicação de 60 vezes uma carga vertical repetida (F) diametralmente no corpo-de-prova, de modo a se obter uma tensão (σ_t) entre 10 e 15% da resistência à tração determinada no ensaio de compressão diametral estático. A frequência de aplicação da carga (F) é de 1 Hz com tempo de aplicação total de carga de 0,1 segundo e de repouso de 0,9 segundo;
- h) Registro dos deslocamentos nos últimos dez ciclos e cálculo da parcela de deslocamento recuperável pela ASTM D 4123;
- i) Com os valores obtidos são calculados os módulos de resiliência através da expressão:

$$MR = \frac{F(0,997\mu + 0,2692)}{H \times \Delta} \quad (4.2)$$

Onde:

MR - módulo de resiliência, MPa.

F - carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo-de-prova, N.

Δ - deslocamento recuperável ou resiliente registrada nas últimas 10 aplicações de carga (F), mm.

H - altura do corpo-de-prova, mm.

μ - coeficiente de Poisson.

A Figura 4.7 (a e b) mostra o equipamento instalado no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP e utilizado nos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral e em detalhe o centralizador de amostra do equipamento.

Figura 4.7 (a e b) – Equipamento de módulo de resiliência por compressão diametral e, em detalhe, o seu centralizador de amostras

4.7 - ENSAIO DE FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL COM TENSÃO CONTROLADA

“No ensaio de fadiga por compressão diametral com tensão controlada, a carga aplicada é mantida constante e as deformações resultantes aumentam no decorrer do ensaio. A carga dinâmica é induzida através de uma solicitação simples onde os parâmetros de carga como a forma, duração, frequência, nível e intervalo, entre as cargas, são mantidas constantes durante o ensaio” (Pinto, 1991). Os procedimentos de ensaio, adotados pelo Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP, são:

- a) Os corpos-de-prova do ensaio de fadiga por compressão diametral foram fabricados em laboratório em número mínimo de quatro, no teor de projeto, em amostras cilíndricas, tipo Marshall, com altura de $63,5 \pm 1,3$ mm e diâmetro de 100 ± 2 mm;

- b) Medição da altura (H) do corpo-de-prova com um paquímetro, em quatro posições diametralmente opostas. Adotou-se como altura, a média aritmética das quatro leituras;
- c) Medição do diâmetro (D) do corpo-de-prova com o paquímetro, em três posições paralelas. Adotou-se como diâmetro o valor da média aritmética das três leituras;
- d) Posicionamento do corpo-de-prova na base do dispositivo centralizador de amostra;
- e) Posicionamento preciso do pistão de carga na rótula do dispositivo centralizador de amostra (Figura 4.8, a e b);
- f) Regulagem da pressão do manômetro que marca a carga vertical (F) diametralmente no corpo-de-prova, de modo a obter tensões correspondentes a 40%, 30%, 20% e 15% da carga de ruptura do ensaio de resistência à tração por compressão diametral; em alguns casos, pode-se empregar cargas abaixo de 15% da de ruptura, principalmente quando o material é pouco resistente à fadiga, para aumentar a faixa de tensões analisadas;
- g) A carga aplicada é dinâmica pulsatória com frequência de aplicação de 1 Hz com tempo de aplicação total de carga de 0,1 segundo e de repouso de 0,9 segundos;
- h) As aplicações de ciclos são registradas no contador analógico conforme ocorre variação da pressão durante a aplicação da carga. Registra-se o número de ciclos final necessário à ruptura total da amostra. Quando não ocorre a divisão do corpo-de-prova em duas partes durante o ensaio, o critério de ruptura adotado no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP é quando ocorrem deslocamentos maiores ou iguais a 3,5 mm;

- i) Com os valores de carga aplicados são calculadas as tensões de tração horizontal e de compressão vertical nos planos diametrais do corpo-de-prova e a diferença entre elas:

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi\phi H} \quad (4.3)$$

$$\sigma_c = -\frac{6F}{\pi\phi H} \quad (4.4)$$

$$\Delta\sigma = \sigma_t - \sigma_c \quad (4.5)$$

Onde:

σ_t – tensão de tração horizontal, MPa;

σ_c – tensão de compressão vertical, MPa;

F – carga de ruptura, N;

ϕ – diâmetro do corpo-de-prova, mm;

H – altura do corpo-de-prova, mm;

$\Delta\sigma$ - diferença de tensões, no centro do corpo-de-prova.

- j) Representação das curvas de fadiga em um gráfico mono – log, com os números de solitação de cargas que levam à ruptura do corpo-de-prova nas ordenadas e as diferenças de tensões que levaram à ruptura nas abcissas.

Figura 4.8 (a e b) – Equipamento de fadiga por compressão diametral e, em detalhe, o seu centralizador de amostras

4.8 – ENSAIOS DE COMPACTAÇÃO DE SOLOS UTILIZANDO AMOSTRAS TRABALHADAS, DE ÍNDICE DE SUPORTE CALIFÓRNIA E MÓDULO DE RESILIÊNCIA DE SOLOS

O ensaio de compactação de solos (DNER ME 162/94) e o ensaio de Índice de Suporte Califórnia (DNER ME 049/94) foram executados na empresa de engenharia ESTACON S.A., em Belém do Pará, de acordo com as referidas normas técnicas. Os ensaios de módulo de resiliência para a laterita *in natura* e para o refugo da laterita foram realizados no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP, segundo procedimentos normalmente adotados para solos neste laboratório, que sucintamente foram:

- a) Preparação dos corpos-de-prova: foi adicionada água à amostra para atingir o teor ótimo de umidade e, em seguida, a amostra foi acondicionada em um saco plástico e colocada em uma câmara úmida, por um período de vinte e quatro horas, para melhor distribuição e homogeneização da umidade. Os corpos-de-prova foram obtidos em compactação por impacto com soquete padronizado, com 4.540 g de massa e 45 cm de altura de queda, na energia intermediária, em molde cilíndrico de 15 cm de diâmetro por 30 cm de altura;
- b) Após a compactação dos corpos-de-prova, estes foram extraídos de seus moldes e feitas as medições da altura (H) e do diâmetro (D) com paquímetro

em três posições e, a seguir, foram envolvidos com filme plástico de PVC, por um período de vinte e quatro horas para estabilização;

- c) O corpo-de-prova foi colocado na câmara de ensaio sobre uma base metálica de igual diâmetro e na parte superior do mesmo foi colocado um *top seal* onde foram acoplados dois LVDTs de modo a se obter o registro dos deslocamentos verticais resultantes da aplicação de carga realizada por meio de uma célula de carga;
- d) Fase de condicionamento - aplicou-se, primeiramente, uma tensão confinante (σ_3) de 0,70 Kgf/cm² (70 KPa) concomitante com a aplicação de 200 ciclos de tensão desvio (σ_d) de 0,70 Kgf/cm² (70 KPa); a seguir, foram aplicados mais 200 ciclos com uma tensão desvio (σ_d) de 2,1 Kgf/cm² (210 KPa) para a mesma tensão de confinamento anterior; na terceira fase de condicionamento foram aplicados mais 200 ciclos com uma tensão desvio (σ_d) de 3,15 Kgf/cm² (315 KPa) para uma tensão de confinamento (σ_3) de 1,05 Kgf/cm² (105 KPa). Compreende-se como um ciclo a frequência de 1 Hz, onde o tempo de duração da aplicação de carga é de 0,10 segundo e o tempo de repouso é de 0,90 segundos;
- e) Registro das tensões e dos deslocamentos – Para as tensões confinantes (σ_3) de 0,21 Kgf/cm² (21 KPa), 0,50 Kgf/cm² (50 KPa), 0,70 Kgf/cm² (70 KPa), 1,00 Kgf/cm² (100 KPa) e 1,50 Kgf/cm² (150 KPa) foram aplicados 200 ciclos com as tensões desvio (σ_d) de 0,70 Kgf/cm² (70 KPa), 1,00 Kgf/cm² (100 KPa), 1,50 Kgf/cm² (150 KPa) e 2,00 Kgf/cm² (200 KPa). Os registros das tensões e dos deslocamentos foram efetuados nos últimos 10 ciclos do período de cada 200 aplicações;

- f) Com os valores das tensões e dos deslocamentos obtidos são calculados os módulos de resiliência através da expressão:

$$MR = \frac{\sigma_d}{\epsilon_R} \quad (4.6)$$

Onde:

MR – Módulo de resiliência, em MPa;

σ_d – Tensão desvio aplicada repetidamente, MPa;

ϵ_R – Deformação específica resiliente mm/mm.

- g) Com os resultados de módulo de resiliência foram feitos gráficos di-log cujas ordenadas são os valores de módulo de resiliência e as abscissas os valores das tensões confinantes.

As fotos da Figura 4.9 (a e b) ilustram o equipamento utilizado no ensaio de módulo de resiliência para solos.

Figura 4.9 (a e b) – Vista geral do equipamento de módulo de resiliência de solos e, em detalhe, o suporte dos corpos-de-prova

CAPÍTULO 5

PROGRAMA EXPERIMENTAL

5.1 – INTRODUÇÃO

Este capítulo é dedicado à apresentação dos resultados encontrados no estudo de caso do estacionamento do DNIT em Belém, da dosagem das misturas asfálticas estudadas, dos ensaios mecânicos com as mesmas e com o refugo da laterita lavada estudados nesta pesquisa e também a uma breve análise estrutural de um pavimento-tipo, com o programa ELSYM 5.

5.2 – ESTUDO DE CASO DE LATERITA – ASFALTO DO ESTACIONAMENTO DO DNIT EM BELÉM

O revestimento do pavimento do estacionamento do DNIT em Belém é um pré-misturado a quente com laterita, sem lavagem, com aproximadamente vinte e oito anos de uso. Este caso de obra foi estudado neste trabalho de pesquisa, pois, no Estado do Pará, é o único testemunho das pesquisas realizadas no passado com laterita-asfalto.

A laterita não tendo sido lavada ocasionou, provavelmente, as trincas em bloco por excesso de finos coesivos, como são mostradas na Figura 5.1 (a e b). Segundo consta, apesar da existência dessas trincas, o alto índice pluviométrico local e o tráfego intenso de equipamentos pesados durante anos não provocaram o aparecimento de buracos, de panelas ou mesmo de desagregação.

Figura 5.1 (a e b) – Detalhe das trincas no pavimento asfáltico em laterita – asfalto do estacionamento do DNIT em Belém

As trincas infelizmente impediram uma avaliação da estrutura do pavimento sendo feita então, uma pesquisa aplicada resumida que incluiu a coleta de material no local, a recuperação do ligante asfáltico pelo método Abson (ASTM D 1856-95a) e sua posterior caracterização, a determinação do teor existente de ligante e a composição granulométrica da laterita. As amostras de laterita – asfalto foram coletadas em placas como é mostrado na Figura 5.2. Os resultados dos ensaios são mostrados nas Tabelas 5.1 e 5.2.

Figura 5.2 – Amostra em placa do revestimento de laterita – asfalto coletada no estacionamento do DNIT em Belém

Tabela 5.1 – Caracterização do ligante asfáltico recuperado – estacionamento do DNIT em Belém

CARACTERÍSTICAS	MÉTODOS	CAP
Ponto de amolecimento, °C	ABNT NBR 6560/00	110,8
Penetração a 15°C (1/10 mm)	DNER ME 003/94	0,5
Penetração a 25°C (1/10 mm)	DNER ME 003/94	2,5
Penetração a 35°C (1/10 mm)	DNER ME 003/94	6,2
Penetração a 40°C (1/10 mm)	DNER ME 003/94	8,2
Penetração a 45°C (1/10 mm)	DNER ME 003/94	12,3
Viscosidade Absoluta a 90°C, Poise	ABNT NBR 5847/01	281.078
Viscosidade Cinemática a 150°C, Centi-Stokes	DNER ME 151/94	79.090,8
Viscosidade Brookfield a 150°C, Centi-Poise	ASTM D 4402/87	83400
Viscosidade Brookfield a 170°C, Centi-Poise	ASTM D 4402/87	14238,75
Viscosidade Brookfield a 190°C, Centi-Poise	ASTM D 4402/87	4313,125
Teor de betume em relação à mistura, %	DNER ME 053/94	7,48

No ábaco de Heukelom o Índice de Susceptibilidade Térmica encontrado foi de 2,5, portanto, fora do limite do Regulamento Técnico DNC 01/92 – Revisão 02, que vai de -1,5 à +1,0, certamente por tratar-se de um asfalto bem envelhecido, com

penetração extremamente baixa. Não se pode dizer com os dados atuais se seu enrijecimento advém exclusivamente de seu envelhecimento ao longo do tempo ou se houve também uma componente de sobre-aquecimento na usinagem. Após 28 anos de uso transformou-se em um CAP gel ⁴, com elevado Ponto de Amolecimento, pouca susceptibilidade térmica e não mais adequado à pavimentação.

Nota-se que não houve uma preocupação àquela época quanto ao enquadramento do material em faixas granulométricas dentro das normas nacionais. Provavelmente a laterita *in natura* foi corrigida com areia porque normalmente, na região, o material que passa na peneira de N° 200 representa 20% do total. Acredita-se que esta correção teve como objetivo a correção da plasticidade.

Tabela 5.2 – Granulometria da mistura asfáltica – estacionamento do DNIT em Belém

# de Malha Quadrada		% PASSANDO, EM PESO DAS FAIXAS			
Discriminação	Abertura mm	Granulometria Encontrada	Faixas (DNER ES 313/979)		
			A	B	C
2"	50,8	-	100	-	-
1 ½"	38,1	100	95 – 100	100	-
1"	25,4	99,48	75 – 100	95 – 100	-
¾"	19,1	98,96	60 – 90	80 – 100	100
½"	12,7	98,65	-	-	85 - 100
3/8"	9,5	96,77	35 – 65	45 – 80	75 - 100
N° 4	4,8	92,89	25 – 50	28 – 60	50 - 85
N° 10	2,0	90,68	20 – 40	20 – 45	30 - 75
N° 40	0,42	69,44	10 – 30	10 – 32	15 – 40
N° 80	0,18	22,94	5 – 20	8 – 20	8 – 30
N° 200	0,074	7,94	1 – 8	3 – 8	5 - 10

⁴ CAP de susceptibilidade térmica muito baixa (duros) e ponto de amolecimento alto, sujeito a trincamentos, com remota possibilidade de ocorrência de deformação plástica, a menos que a temperatura atinja valores excessivamente altos

5.3 – MISTURAS ASFÁLTICAS PROPOSTAS NA TESE

5.3.1 - Preparação dos agregados

Os agregados graúdos, o agregado miúdo e o material de enchimento foram secos em estufa a 50°C durante 12 horas e peneirados manualmente, nas frações correspondentes a cada uma das peneiras especificadas na norma DNER ES 313/97, sendo cada fração armazenada individualmente em sacos plásticos devidamente etiquetados.

5.3.2 - Formulação das misturas asfálticas

A Figura 5.3 corresponde ao enquadramento dos agregados na faixa C do DNIT para as misturas de nº 1, 2 e 3, neste trabalho, intitulada de granulometria A, composta por agregado graúdo (a concreção laterítica), de agregado miúdo (uma areia natural) e material de enchimento (um fíler de origem calcária). Na Tabela 5.3 constam os percentuais, de cada componente seco da mistura, correspondentes à referida faixa.

Figura 5.3 – Enquadramento da granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler calcário) na Faixa C do DNIT

Tabela 5.3 – Percentuais de cada agregado que compõem a granulometria A

	Concreção Laterítica	Areia natural	Fíler calcário
Granulometria A	47%	50%	3%

A Figura 5.4 corresponde ao enquadramento dos agregados na faixa 12,5 da metodologia *Superpave* da mistura de nº 4 com uma granulometria intitulada de granulometria B, composta de dois agregados graúdos (a concreção laterítica e o seixo de rio), de areia natural como agregado miúdo e como material de enchimento fíler de origem calcária. Na Tabela 5.4 constam os percentuais de cada componente seco da mistura, necessário ao enquadramento na referida faixa. Observa-se uma

redução significativa da fração areia, diminuindo de 50% para 30%.

Figura 5.4 – Enquadramento da granulometria B (concreção laterítica, seixo de rio, areia natural e fíler calcário) na Faixa 12,5 da metodologia Superpave

Tabela 5.4 – Percentuais de cada agregado que compõem a granulometria B

	Concreção Laterítica	Seixo de rio	Areia natural	Fíler calcário
Granulometria B	34,3 %	33,0 %	29,7 %	3%

As fotos da Figura 5.5 (a e b) ilustram as composições das referidas misturas.

Figura 5.5 (a e b) – Agregados das composições granulometria A e B, respectivamente

Na Figura 5.6 é apresentado um gráfico comparativo das curvas granulométricas das lateritas - asfalto do estudo de caso do estacionamento do DNIT em Belém, das duas granulometrias propostas no presente trabalho (A e B), e de suas respectivas faixas granulométricas.

Figura 5.6 – Curvas granulométricas A, B e do estudo de caso do DNER e suas respectivas faixas de enquadramento

5.3.3 – Produção e compactação das misturas asfálticas

Foram estudadas quatro misturas: três com granulometria A e uma com a granulometria B. As misturas com granulometria A (concreção laterítica, areia e fíler) foram feitas com três diferentes ligantes: a primeira com o CAP 50/60 (da Lubnor do Ceará), a segunda com o IMP 5 (asfalto-borracha, obtido a partir de um CAP 20 de Manaus) e a terceira com o IPIPEN 60/25 (também obtido a partir de um CAP 20 de Manaus). O ligante utilizado na mistura de granulometria B foi o CAP 50/60 (da Lubnor, Ceará). As temperaturas de trabalho constam da Tabela 5.5. Foram compactados, em média, 40 corpos-de-prova Marshall e duas placas do simulador de tráfego para cada tipo de mistura asfáltica.

Tabela 5.5 – Temperaturas de produção das misturas asfálticas

TEMPERATURAS	CAP 50-60 (°C)	IMP 5 (°C)	IPIPEN 60/25 (°C)
Agregados	167	170	170
Usinagem	149 - 155	155 - 164	155 - 164
Compactação	139 - 143	145 - 155	145 - 155

5.3.4 – Dosagem Marshall

As Tabelas 5.6 a 5.9 contêm os resultados médios obtidos nos ensaios Marshall das quatro misturas asfálticas estudadas: a densidade aparente (d), a densidade máxima teórica (DMT), o volume de vazios (Vv), a relação betume/vazios (RBV), a estabilidade (E), a fluência (F) e a capacidade de suporte Marshall (CSM).

Tabela 5.6 – Resultados médios do ensaio Marshall para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o CAP 50/60

teor (%)	d (g/cm ³)	DMT (g/cm ³)	Vv (%)	RBV (%)	E (Kgf)	F (mm)	CSM (Kgf/mm)
4,0	2,070	2,339	11,5	35,5	903	4,18	216,03
5,0	2,103	2,308	8,9	48,9	1135	3,51	323,36
6,0	2,129	2,278	6,5	62,0	1230	2,31	532,47
7,0	2,160	2,249	4,0	76,4	1159	2,65	437,36
8,0	2,185	2,221	1,6	90,3	884	3,31	267,07

Tabela 5.7 – Resultados médios do ensaio Marshall para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IMP 5

teor (%)	d (g/cm ³)	DMT (g/cm ³)	V _v (%)	RBV (%)	E (Kgf)	F (mm)	CSM (Kgf/mm)
6,5	2,116	2,301	8.0	55,9	542	4,08	132,84
7,0	2,142	2,287	6.3	64,0	562	3,80	147,89
7,5	2,151	2,273	5.4	69,8	709	4,74	149,58
8,0	2,158	2,259	4.4	75,2	741	3,37	219,88
8,5	2,162	2,245	3.7	79,7	645	4,01	160,85

Tabela 5.8 – Resultados médios do ensaio Marshall para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IPIPEN 60/25.

teor (%)	d (g/cm ³)	DMT (g/cm ³)	V _v (%)	RBV (%)	E (Kgf)	F (mm)	CSM (Kgf/mm)
6,0	2,132	2,260	5,6	67,3	1147	2,86	401,05
6,5	2,139	2,245	4,7	72,6	1148	2,64	434,85
7,0	2,157	2,231	3,3	80,7	1296	2,57	504,28
7,5	2,167	2,217	2,3	86,8	1216	3,09	393,53
8,0	2,175	2,203	1,3	92,6	1124	3,25	345,85

Tabela 5.9 – Resultados médios do ensaio Marshall para os corpos-de-prova moldados na granulometria B (concreção laterítica, seixo de rio, areia natural e fíler) com o CAP 50/60

teor (%)	d (g/cm ³)	DMT (g/cm ³)	V _v (%)	RBV (%)	E (Kgf)	F (mm)	CSM (Kgf/mm)
4,5	2,207	2,355	6,3	54,9	801	2,32	345,26
5,0	2,228	2,339	4,8	65,0	876	2,53	346,25
5,5	2,258	2,324	2,8	78,0	979	2,33	420,17
6,0	2,281	2,308	1,2	90,6	993	3,43	289,50
6,5	2,279	2,293	0,6	95,2	893	2,69	331,97

Os teores de projeto foram encontrados a partir da fixação de 4% de volume de vazios. Observando-se as Figuras de 5.7 a 5.10, nota-se que os teores de projeto obtidos segundo esse critério são iguais a 7,0% para mistura de nº 1 (granulometria A e CAP 50/60), 8,1% para a mistura nº 2 (granulometria A e IMP 5), 6,8% para a mistura nº 3 (granulometria A e o IPIPEN 60/25) e finalmente 5,2% para a mistura nº 4 (granulometria B e CAP 50/60).

Figura 5.7 – Valores médios do volume de vazios para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o CAP 50/60

Figura 5.8 – Valores médios do volume de vazios para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IMP 5

Figura 5.9 – Valores médios do volume de vazios para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IPIPEN 60/25

Figura 5.10 – Valores médios do volume de vazios para os corpos-de-prova moldados na granulometria B (concreção laterítica, seixo de rio, areia natural e fíler) com o CAP 50/60

Na Figura 5.11 é apresentado o conjunto das curvas de variação dos volumes de vazios em função do teor de ligante para as quatro misturas. Nessa figura, as curvas são decrescentes, com formas semelhantes e valores próximos para as misturas de granulometria A com os ligantes CAP 50/60 e IPIPEN 60/25. O comportamento com IMP 5 era esperado uma vez que o asfalto-borracha é mais viscoso e aumenta a espessura do filme asfáltico que envolve as partículas, aumentando assim o consumo de ligante para um determinado volume de vazios.

Figura 5.11 – Valores médios do volume de vazios das quatro misturas

Nas Figuras de 5.12 a 5.15 são apresentadas as curvas de variação das densidades aparentes das misturas em função dos teores de asfalto. Os valores encontrados para as densidades aparentes, nos teores de projeto, para as quatro misturas foram: 2,160 g/cm³ (21,60 kN/m³) para mistura de nº 1 (granulometria A e CAP 50/60), 2,160 g/cm³ (21,60 kN/m³) para a mistura nº 2 (granulometria A e IMP 5), 2,151 g/cm³ (21,51 kN/m³) para a mistura nº 3 (granulometria A e o IPIPEN 60/25), e 2,239 g/cm³ (22,39 kN/m³) para a mistura nº 4 (granulometria B e CAP 50/60).

Figura 5.12 – Valores médios da densidade aparente para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o CAP 50/60.

Figura 5.13 – Valores médios da densidade aparente para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IMP 5

Figura 5.14 – Valores médios da densidade aparente para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IPIPEN 60/25

Figura 5.15 – Valores médios da densidade aparente para os corpos-de-prova moldados na granulometria B (concreção laterítica, seixo de rio, areia natural e fíler) com o CAP 50/60

Vê-se na Figura 5.16 que há uma aproximação nos valores de densidade aparentes para os teores ótimos das misturas de granulometria A (concreção laterítica, areia e fíler). Verifica-se também que a mistura de granulometria B (concreção laterítica, seixo, areia e fíler) apresentou densidades bem superiores às demais.

Figura 5.16 – Valores médios da densidade aparente das quatro misturas

Na Figura 5.17, é apresentado o gráfico com as variações das densidades máximas teóricas, onde nota-se que as misturas com o CAP 50/60 apresentaram valores maiores para todos os teores de asfalto.

Figura 5.17 – Valores médios da densidade máxima teórica das quatro misturas

Nas Figuras de 5.18 a 5.22 são apresentadas as curvas de variação das propriedades, estabilidade, fluência, relação betume/vazios, porcentagem de vazios do agregado mineral e estabilidade Marshall em função dos teores de ligante, para as quatro misturas asfálticas pesquisadas.

Na Figura 5.18, é apresentado o gráfico com os valores das estabilidades Marshall para as quatro misturas, verificando-se estabilidade máxima superior, da ordem de 12500 N (1250 Kgf) para a mistura de nº 3 com granulometria A e IPIPEN 60/25. Pode-se concluir, pelos ensaios realizados e resultados obtidos, embora restritos para um pequeno número de amostras, que a utilização de asfalto modificado por asfaltita causa aumento no valor da estabilidade Marshall.

Figura 5.18 – Valores médios das estabilidades Marshall para as quatro misturas

Na Figura 5.19 são apresentadas as curvas das fluências Marshall para as quatro misturas. Observando-se estas curvas verifica-se que, a fluência apresentou-se bem superior para a mistura asfáltica com asfalto borracha (IMP 5), fato que vem sendo constatado quando da utilização deste tipo de ligante. No entanto, sabe-se que são ligantes que apresentam recuperação elástica, enquanto que os demais praticamente não exibem esta propriedade. Portanto, em ensaio estático não é possível caracterizar tal propriedade benéfica ao desempenho das misturas asfálticas.

Figura 5.19 – Valores médios das fluências Marshall para as quatro misturas

Na Figura 5.20 são apresentadas as curvas de variação dos vazios do agregado mineral em função do teor de ligante. Nota-se a sobreposição das curvas correspondentes às misturas de mesma granulometria A com os ligantes CAP 50/60 e IPIPEN 60/25. Verificam-se também os menores valores para a mistura de granulometria B, mais densa e com um percentual menor de concreção laterítica.

Figura 5.20 – Valores médios da porcentagem de vazios do agregado mineral para as quatro misturas

Na Figura 5.21 são apresentadas as curvas de variação da relação betume/vazios em função do teor de ligante, verifica-se que a tendência é semelhante à encontrada para o volume de vazios. Nota-se que, para os respectivos teores de projeto, o valor da relação betume/vazios encontrado para as quatro misturas foram: 76.4% para mistura de nº 1 (granulometria A e CAP 50/60), 76.2% para a mistura nº 2 (granulometria A e IMP 5), 77.5% para a mistura nº 3 (granulometria A e o IPIPEN 60/25) e 69.9% para a mistura nº 4 (granulometria B e CAP 50/60).

Figura 5.21 – Valores médios da relação betume/vazios para as quatro misturas

As curvas da capacidade de suporte Marshall encontram-se na figura 5.22, onde pode-se ver que as misturas de nº 1 e nº 3 com granulometria A e ligantes CAP 50/60 e IPIPEN 60/25, respectivamente, apresentam valores bem próximos no ramo descendente.

Figura 5.22 – Valores médios da capacidade de suporte Marshall para as quatro misturas

5.3.5– Ensaios de umidade induzida

Os resultados encontrados para a razão de resistência à tração ou resistência à tração retida das misturas asfálticas compactadas ao dano por umidade induzida constam da Figura 5.23. Pode-se concluir que a utilização do asfalto modificado por borracha, o IMP 5, causa um melhor desempenho da mistura asfáltica em relação à adesividade ligante/agregado.

Vale ressaltar ainda que apesar das quatro misturas terem como material de enchimento um fíler de origem calcário, que geralmente, melhora a adesividade asfalto/agregado, o mesmo possui apenas 23,20% de teor de cálcio, valor este inferior aos 35% de óxido de cálcio recomendado pela Associação Brasileira de Produtores de Cal. Deve-se ressaltar também a melhora de propriedades de adesividade na mistura tipo B, com outra distribuição granulométrica e diferente porcentagem das frações participantes.

Figura 5.23 – Valores da razão da resistência à tração (RRT) para as quatro misturas

5.3.6 – Ensaio de deformação permanente

A Figura 5.24 mostra os resultados dos ensaios de deformação permanente referentes à porcentagem de afundamento na trilha de roda pelo número de ciclos a que foram sujeitas as misturas de granulometria A.

Os primeiros testes no simulador de tráfego de laboratório foram feitos com a mistura asfáltica de granulometria A e CAP 50/60. O desempenho insatisfatório apresentado, segundo Brosseuad (1993), que deve ser de menos de 10% de afundamento na trilha de roda para camadas pouco espessas de concreto asfáltico, a 30.000 ciclos, levou a novas tentativas, primeiramente, mantendo-se a granulometria A e baixando-se o teor de ligante asfáltico para 6%.

Foi feito então, outro ensaio de danos por umidade induzida para a mistura de granulometria A com 6% de CAP 50/60. O objetivo da diminuição do teor de ligante era de melhorar o desempenho da mistura com relação à deformação permanente, entretanto, o resultado encontrado na razão da resistência à tração foi de apenas 48,6% o que fez que não se tentasse essa mistura no simulador de tráfego.

A segunda tentativa foi continuar mantendo a granulometria A, mas alterando-se o tipo de ligante asfáltico e, assim, foram testados os ligantes IMP 5, modificado por borracha, e o IPIPEN 60/25, modificado por asfaltita, por serem ligantes que apresentam normalmente melhores comportamentos à deformação permanente.

Figura 5.24 – Porcentagem de afundamento em trilha de roda nas misturas asfálticas de granulometria A

Verifica-se que os níveis de afundamento em trilha de roda melhoraram consideravelmente com a mistura de ligante asfáltico modificado por asfaltita

(IPIPEN 60/25), entretanto, mais uma vez, foi ultrapassado o valor de 10%, de afundamento, em trilha de roda, para 30.000 ciclos recomendados pelas normas francesas para tráfego pesado. No entanto, com IPIPEN 60/25 os resultados mostraram deformações inferiores a 10% para 10000 ciclos, o que leva a aceitação da mistura asfáltica para tráfego não pesado.

Devido ao desempenho inaceitável da mistura asfáltica com asfalto-borracha (IMP 5) com 8,1% de ligante asfáltico, a mesma foi testada mais uma vez com um percentual menor, com 6,1% de teor de ligante asfáltico (Figura 5.25). Este resultado vem confirmar dados já obtidos com outras misturas asfálticas no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP que mostraram deformação permanente excessiva com asfalto borracha quando se procurou atender os requisitos de mistura dosada pelo Método Marshall. O asfalto borracha imprime às misturas asfálticas densas comportamento diferenciado e não deve seguir padrões pré-estabelecidos para CBUQ ou Pré misturado a quente com asfalto convencional.

Figura 5.25 – Porcentagem de afundamento em trilha de roda nas misturas asfálticas de granulometria A e IMP 5

Desta vez não foi feito o teste da umidade induzida por acreditar-se que a mistura teria um bom resultado em vista do alto valor obtido na razão da resistência à tração com 8,1% de IMP 5. Além disso, a mistura com 6,1% foge das características volumétricas adotadas como admissíveis para misturas densas no Brasil e não se sabe se o teste de umidade induzida é representativo para tais situações.

Nestas condições foram feitas leituras até 20.000 ciclos uma vez que a diminuição no teor de ligante asfáltico propiciou o aumento do volume de vazios na mistura, acarretando um processo de consolidação com uma menor compensação lateral devido à solicitação. Os resultados ressaltam que a graduação do tipo A não é satisfatória para a propriedade de deformação permanente com asfalto convencional de penetração 50/60 e com asfalto borracha. Somente o uso do asfalto modificado por asfaltita, que o deixa mais viscoso ou mais duro, leva a resultados satisfatórios de deformação permanente.

A granulometria A possuía dois problemas: inexistência de agregado na peneira de nº 10 (2,0 mm) e um percentual alto de agregado miúdo. As alterações na curva granulométrica com a introdução do seixo de rio para a correção das descontinuidades da granulometria A reduziram significativamente a parcela de areia natural.

A mudança de granulometria foi bastante acertada, pois a nova mistura, intitulada de granulometria B com CAP 50/60, obteve níveis de afundamento na trilha de roda satisfatórios, segundo os princípios franceses, conforme pode ser visto no gráfico comparativo de afundamento na trilha de rodas para as quatro misturas (Figura 5.26). As fotos das Figuras de 5.27 a 5.31 ilustram os resultados obtidos nos ensaios de deformação permanente para as misturas estudadas. Deve-se ressaltar que a queda significativa de deformação permanente foi obtida por ter aumentado provavelmente o travamento granular ou a resistência ao cisalhamento da mistura dada a distribuição mais densa, o que acarretou uma redução de teor de ligante, que sempre leva a uma redução de deformação permanente.

Figura 5.26 – Porcentagem de afundamento em trilha de roda para as quatro misturas asfálticas

Figura 5.27 – Foto do corte transversal da placa do simulador de tráfego para a mistura de granulometria A e CAP 50/60

Figura 5.28 – Foto do corte transversal da placa do simulador de tráfego para a mistura de granulometria A com 8,1% de IMP 5

Figura 5.29 – Foto do corte transversal da placa do simulador de tráfego para a mistura de granulometria A com 6,1% de IMP 5

Figura 5.30 – Foto do corte transversal da placa do simulador de tráfego para a mistura de granulometria A e IPIPEN 60/25

Figura 5.31 – Foto do corte transversal da placa do simulador de tráfego para a mistura de granulometria B e CAP 50/60

5.3.7 – Ensaio de determinação da resistência à tração por compressão diametral

O gráfico da Figura 5.32 mostra a variação dos valores médios da resistência à tração em função do teor de ligante das misturas. Nota-se que a curva de resistência à tração para a mistura de nº 3 com granulometria A e IPIPEN 60/25 tem seu ponto máximo superior aos pontos máximos das demais curvas de resistência à tração. Na Tabela 5.10 estão apresentados os resultados dos ensaios de resistência à tração por compressão diametral. Os resultados obtidos com as misturas de graduação A mostram a importância da viscosidade do ligante nos resultados de deformação permanente. Quanto mais duro o ligante asfáltico, maior a resistência à tração.

Figura 5.32 – Valores médios da resistência à tração para as quatro misturas

Tabela 5.10 – Resultados médios das resistências à tração por compressão diametral das quatro misturas

MISTURA	TEOR DE LIGANTE	RESISTENCIA À TRAÇÃO (MPa), 25 °C
MISTURA 01:	6,0	1,50
GRANULOMETRIA A + CAP 50/60	7,0	1,63
	8,0	1,44
MISTURA 02:	7,1	1,33
GRANULOMETRIA A + IMP 5	8,1	1,28
	9,1	1,24
MISTURA 03:	5,8	1,68
GRANULOMETRIA A + IPIPEN 60/25	6,8	1,78
	7,8	1,74
MISTURA 04:	4,2	1,39
GRANULOMETRIA B + CAP 50/60	5,2	1,43
	6,2	1,32

5.3.8 – Ensaios de determinação do módulo de resiliência por compressão diametral

Na Tabela 5.11 estão apresentados os resultados dos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral e da relação MR/RT para as quatro misturas estudadas. As Figuras 5.33 e 5.34 apresentam, respectivamente, os valores médios encontrados para os módulos de resiliência e para as relações MR/RT em função do teor de ligante.

Tabela 5.11 – Resultados médios dos ensaios de módulo de resiliência para as quatro misturas

MISTURA	TEOR DE LIGANTE	MR (MPa)	MR/RT
MISTURA 01:	6,0	7983	5340
GRANULOMETRIA A + CAP 50/60	7,0	7878	4842
	8,0	6755	4684
MISTURA 02:	7,1	5872	4412
GRANULOMETRIA A + IMP 5	8,1	5552	4344
	9,1	3918	3155
MISTURA 03:	5,8	9063	5401
GRANULOMETRIA A + IPIPEN 60/25	6,8	7413	4155
	7,8	6226	3589
MISTURA 04:	4,2	9370	6731
GRANULOMETRIA B + CAP 50/60	5,2	10893	7602
	6,2	8448	6381

Figura 5.33 – Valores médios dos módulos de resiliência por compressão diametral para as quatro misturas

Nota-se que os valores do módulo de resiliência para a mistura de granulometria B e CAP 50/60 ficaram bem acima aos das demais misturas. O maior travamento entre os

agregados deve explicar tal comportamento, promovendo uma maior resistência a deslocamentos frente à aplicação de carga.

Verifica-se também que o módulo de resiliência variou relativamente pouco com a granulometria A, exceto para a mistura com o IMP 5 (asfalto modificado por borracha).

Figura 5.34 – Valores médios das relações MR/RT para as quatro misturas

Nota-se que a mistura asfáltica de granulometria A com ligante asfáltico IPIPEN 60/25, no teor de projeto, obteve o menor resultado nas relações MR/RT indicando assim, a possibilidade de uma maior resistência à fadiga.

5.3.9 – Ensaio de fadiga por compressão diametral

Nas Tabelas de 5.12 a 5.15 encontram-se os resultados dos ensaios de fadiga por compressão diametral, com tensão controlada, para as quatro misturas em questão.

Tabela 5.12 – Resultados do ensaio de fadiga por compressão diametral para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o CAP 50/60

Nível de carregamento	Carga (Kgf)	P. manômetro (Kgf/cm ²)	Número de ciclos	$\Delta\sigma$ (MPa)
15 %	203,4	1,96	9740	0,787
20 %	271,2	2,30	4030	1,049
30 %	406,8	2,99	1159	1,574
40 %	542,4	3,69	495	2,099

Tabela 5.13 – Resultados do ensaio de fadiga por compressão diametral para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IMP 5

Nível de carregamento	Carga (Kgf)	P. manômetro (Kgf/cm ²)	Número de ciclos	$\Delta\sigma$ (MPa)
15 %	191,3	1,89	8623	0,740
20 %	255,0	2,22	7397	0,987
30 %	382,5	2,87	4229	1,480
40 %	510,0	3,52	714	1,974

Tabela 5.14 – Resultados do ensaio de fadiga por compressão diametral para os corpos-de-prova moldados na granulometria A (concreção laterítica, areia natural e fíler) com o IPIPEN 60/25

Nível de carregamento	Carga (Kgf)	P. manômetro (Kgf/cm ²)	Número de ciclos	$\Delta\sigma$ (MPa)
15 %	278,3	2,34	70090	1,077
20 %	371,0	2,81	10959	1,436
30 %	556,5	3,76	4242	2,153
40 %	742,0	4,70	1097	2,871

Tabela 5.15 - Resultados do ensaio de fadiga por compressão diametral para os corpos-de-prova moldados na granulometria B (concreção laterítica, seixo de rio, areia natural e fíler) com o CAP 50/60

Nível de carregament o	Carga (Kgf)	P. manômetro (Kgf/cm ²)	Número de ciclos	$\Delta\sigma$ (MPa)
15 %	223,5	2,06	25949	0,865
20 %	298,0	2,44	4158	1,153
30 %	447,0	3,20	2164	1,730
40 %	596,0	3,96	1033	2,306

A Figura 5.35 apresenta os valores encontrados na diferença de tensões das quatro misturas. Verifica-se uma vida de fadiga significativamente maior para a mistura de granulometria A e IPIPEN 60/25, comprovando o que foi detectado pela relação MR/RT.

Observa-se uma superioridade do uso de IMP 5, asfalto borracha, em relação ao CAP 50/60 nas misturas de granulometria A. O emprego de granulometria B, com adição de seixo e curva mais densa, mostrou-se superior em relação à granulometria A, com o mesmo tipo de ligante asfáltico, o CAP 50/60. Embora para a mistura de granulometria B tenha usado menos ligante que em A, a importância da distribuição granulométrica no comportamento à fadiga foi mais importante que a riqueza em teor de ligante.

Figura 5.35 – Resultados dos ensaios de fadiga para as quatro misturas

5.4 – AVALIAÇÃO DO REFUGO DA LATERITA LAVADA

5.4.1 – Curvas granulométricas da laterita *in natura* e do refugo da laterita

A granulometria da laterita proveniente da jazida Nazareno, apresentada no capítulo 3, serviu apenas para a comparação com as granulometrias das demais jazidas estudadas, porque foi feita com amostras beneficiadas, passando na peneira de 25 mm, em vista de um menor custo de transporte do material de Belém até São Paulo e também porque, na ocasião, ainda não tinha sido proposto o reaproveitamento do refugo da laterita lavada.

Foi feita então, mais uma curva granulométrica com amostras provenientes da jazida Nazareno, mas sem beneficiamento, e uma curva granulométrica do refugo da laterita lavada como é mostrado na Figura 5.36. Este refugo refere-se ao material após a retirada de agregados para compor as misturas asfálticas.

Figura 5.36 – Curvas granulométricas das laterita *in natura* e do refugo da laterita lavada

5.4.2 – Ensaio de compactação de solos utilizando amostras trabalhadas

O gráfico da Figura 5.37 ilustra os resultados obtidos no ensaio de compactação da laterita *in natura*, que foram de 2,034 g/cm³ (20,34 kN/m³) para o peso específico aparente seco máximo e de 13,6 % de umidade ótima.

Figura 5.37 – Resultados do ensaio de compactação de solos da laterita *in natura*

Não foi feito outro ensaio de compactação para o material com *gap*, após retirada de agregados, porque o ensaio deveria ser conduzido mediante a DNER ME 162/94, somente com o material abaixo de 4,8 mm, devido à exigência pela referida norma de retirada de material graúdo acima de 19,1 mm e sua substituição por agregados de menor diâmetro equivalente. Esta substituição de material não refletiria o material do corpo-de-prova do módulo de resiliência, no qual foi utilizado também o material retido na peneira de 19,1 mm. Dever-se-ia ter feito uma curva de compactação com corpos-de-prova compactados em cilindro de 150 mm de diâmetro para evitar substituição, porém a quantidade de material necessária para tal ensaio não se dispunha em São Paulo.

5.4.3 – Ensaio de Índice Suporte Califórnia

O gráfico da Figura 5.38 ilustra o ótimo resultado obtido no ensaio de Índice Suporte Califórnia para a laterita *in natura*, na energia intermediária. Este valor mostra que é um material que pode substituir materiais granulares nobres de pavimentação, como as britas graduadas simples.

Deve-se ressaltar que para vias de tráfego menor que 10^6 repetições do eixo padrão, a Norma de dimensionamento de pavimentos flexíveis do DNER de 1981 especifica material de base com índice de superte Califórnia de no mínimo 60%. O resultado obtido mostra que o material retirado de jazida *in natura*, compactado, atende com folga os requisitos de resistência da norma. Atende mesmo para tráfego mais elevado, onde a exigência é de índice de suporte maior que 80%.

Figura 5.38 – Resultado do ensaio de índice suporte Califórnia da laterita *in natura*

5.4.4 – Ensaio de módulo de resiliência de solos

Foram feitos dois ensaios de módulo de resiliência para solos, um com a laterita *in natura* e um outro com o refugo da laterita lavada, em ambos foram subtraídos o material maior ou igual a duas polegadas, para simular o que normalmente ocorreria em campo. Nos dois ensaios foi utilizado o teor ótimo obtido no ensaio de compactação da laterita *in natura*.

Os gráficos das Figuras 5.39 e 5.40 mostram os resultados obtidos nos dois ensaios. Verificam-se valores de 2000 a 6000 Kgf/cm² (200 a 600 MPa) para a laterita *in natura* compactada e valores menores, da ordem de 1000 a 3000 Kgf/cm² (100 a 300 MPa) para o refugo da laterita lavada.

Preussler (1997) em um estudo de resiliências de pedregulhos lateríticos de Roraima e Rondônia encontrou também com amostras de 15 cm de diâmetro, na energia intermediária, variando a tensão desvio de 0,5 a 2,0 Kgf/cm², valores de módulo de resiliência de 4000 a 6000 Kgf/cm² (400 a 600 MPa), corroborando os resultados obtidos nesta tese.

Figura 5.39 – Módulo de resiliência da laterita *in natura*

Figura 5.40 – Módulo de resiliência do refugo da laterita lavada

Observa-se que a falta de uma parcela interfere possivelmente no travamento do material granular, levando a uma redução de valores de módulo de resiliência. Outro fator que deve ser considerado é que a umidade empregada poderia ter sido um pouco elevada para o material ensaiado, uma vez que há adição de material graúdo, que demanda menor quantidade de água para envolvimento no momento de compactação. Um pequeno excesso de umidade pode ter causado uma redução de módulo de resiliência indesejada.

Apesar do aumento de deformabilidade do refugo de laterita, observa-se que os valores são compatíveis com os melhores materiais granulares de pavimentação, como as britas graduadas simples.

5.5 – ANÁLISE ESTRUTURAL

Nesta pesquisa foi feita uma breve análise estrutural, com o auxílio do programa computacional ELSYM 5 (*Elastic Layered System 5*), com o objetivo de, mais uma vez, comparar o desempenho das misturas em questão.

O programa computacional ELSYM 5 determina os esforços internos solicitantes da estrutura do pavimento em um sistema tridimensional (sistema de coordenadas x, y, z) de camadas elástico-lineares submetidas a até dez cargas verticais aplicadas na superfície do sistema ($z = 0$). Determina, também, as tensões, os deslocamentos e as deformações atuantes na estrutura do pavimento constituído por até cinco camadas, sob uma condição de carregamento pré-estabelecida.

Foram calculados, então, os deslocamentos no topo da camada de revestimento, as tensões e deformações de tração nas fibras inferiores do revestimento e as tensões verticais e suas deformações no topo da camada do subleito, em três pontos da estrutura de pavimento, conforme mostrado na Figura 5.41. A localização desses pontos consta da tabela 5.16.

Figura 5.41 – Croquis da estrutura de pavimento em estudo

Tabela 5.16 – Localização dos pontos em análise

Pontos de análise	Plano Superficial (x, y)		Coordenada z da profundidade	
	X (cm)	Y (cm)	H _R =3 cm H _B =20 cm	H _R =3 cm H _B =30 cm
1	14,4	0	0,01	0,01
2	14,4	0	2,99	2,99
3	14,4	0	23,01	33,01

Pontos de análise	Plano Superficial (x, y)		Coordenada z da profundidade	
	X (cm)	Y (cm)	H _R =4 cm H _B =15 cm	H _R =4 cm H _B =20 cm
1	14,4	0,0	0,01	0,01
2	14,4	0,0	3,99	3,99
3	14,4	0,0	19,01	24,01

Pontos de análise	Plano Superficial (x, y)		Coordenada z da profundidade	
	X (cm)	Y (cm)	H _R =5 cm H _B =15 cm	H _R =5 cm H _B =20 cm
1	14,4	0,0	0,01	0,01
2	14,4	0,0	4,99	4,99
3	14,4	0,0	20,01	25,01

A solicitação utilizada foi a do eixo simples de roda duplas com 8.200 kgf (82 kN). A carga é de 2.050 kgf (20,5 kN), equivalente a uma das rodas do eixo simples de rodas duplas, e a pressão exercida pela carga é de 5,60 kgf/cm² ou 0,56 MPa.

Foram analisados vinte casos de estrutura conforme a Tabela 5.17, a seguir. O valor do módulo de resiliência para o subleito foi estimado em 400 kgf/cm³ (40 MPa), tendo em vista que na região o Índice de Suporte Califórnia normalmente encontrado é de apenas 4%. Os resultados encontrados nas análises estruturais estão apresentados nas tabelas 5.18 a 5.22, a seguir.

Tabela 5.17 – Características das vinte estruturas de pavimento

1º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + CAP50/60)	4,00	78780	0,30
Base - refugo da laterita lavada	15,00	3000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
2º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + IMP 5)	4,00	55520	0,30
Base – refugo da laterita lavada	15,00	3000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
3º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + IPIPEN 60/25)	4,00	74130	0,30
Base – refugo da laterita lavada	15,00	3000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
4º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. B + CAP50/60)	4,00	108930	0,30
Base – refugo da laterita lavada	15,00	3000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
5º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + CAP50/60)	4,00	78780	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	15,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
6º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + IMP 5)	4,00	55520	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	15,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45

Tabela 5.17 (continuação) – Características das vinte estruturas de pavimento

7º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + IPIPEN 60/25)	4,00	74130	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	15,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
8º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. B + CAP50/60)	4,00	108930	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	15,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
9º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + CAP50/60)	3,00	78780	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	30,00	3000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
10º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + IMP 5)	3,00	55520	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	30,00	3000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
11º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + IPIPEN 60/25)	3,00	74130	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	30,00	3000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
12º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. B + CAP50/60)	3,00	108930	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	30,00	3000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45

Tabela 5.17 (continuação) – Características das vinte estruturas de pavimento

13º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + IPIPEN 60/25)	4,00	74130	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	20,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
14º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. B + CAP50/60)	4,00	108930	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	20,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
15º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. B + CAP50/60)	5,00	108930	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	15,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
16º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. B + CAP50/60)	5,00	108930	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	20,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
17º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + CAP50/60)	3,00	78780	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	20,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
18º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + IMP 5)	3,00	55520	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	20,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45

Tabela 5.17 (continuação) – Características das vinte estruturas de pavimento

19º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. A + IPIPEN 60/25)	3,00	74130	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	20,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45
20º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ²)	Coef. Poisson
Rev. - (gran. B + CAP50/60)	3,00	108930	0,30
Base - laterita <i>in natura</i>	20,00	6000	0,40
Subleito	0,00	400	0,45

Tabela 5.18 – Resultados da análise estrutural para os casos de base de 15,00cm, com refugo da laterita lavada, e revestimento de 4,00 cm

Localização do ponto / Caso nº	1	2	3	4
Deslocamento no topo do revest. (10 ⁻² mm) - ponto 1	112	114	112	110
Tensão de tração na base do revest., kgf/cm ² - ponto 2	19,97	13,05	18,64	28,04
Deformação específica na base do revestimento, (10 ⁻⁴ cm/cm)	2,72	2,77	2,74	2,60
Tensão vertical no topo do subleito, kgf/cm ² -ponto 3,*	0,77	0,80	0,77	0,73
Deformação específica no topo do subleito, (10 ⁻⁴ cm/cm) *	16,1	16,7	16,2	15,5

* Valores negativos (compressão)

Tabela 5.19 – Resultados da análise estrutural para os casos de base de 15,00cm, com laterita *in natura*, e revestimento de 4,00 cm

Localização do ponto / Caso nº	5	6	7	8
Deslocamento no topo do revest. (10 ⁻² mm) - ponto 1	93	95	94	92
Tensão de tração na base do revest., kgf/cm ² - ponto 2	8,45	4,00	7,57	14,04
Deformação específica na base do revestimento, (10 ⁻⁴ cm/cm)	1,40	1,24	1,38	1,47
Tensão vertical no topo do subleito, kgf/cm ² -ponto 3,*	0,58	0,60	0,58	0,56
Deformação específica no topo do subleito, (10 ⁻⁴ cm/cm) *	11,6	12,0	11,7	11,3

* Valores negativos (compressão)

Tabela 5.20 – Resultados da análise estrutural para os casos de base de 30,00cm, com refugo da laterita lavada, e revestimento de 3,00 cm

Localização do ponto / Caso nº	9	10	11	12
Deslocamento no topo do revest. (10^{-2} mm) - ponto 1	83	84	83	82
Tensão de tração na base do revest., kgf/cm ² -ponto 2	8,41	4,10	7,54	13,91
Deformação específica na base do revestimento, (10^{-4} cm/cm)	1,78	1,69	1,77	1,79
Tensão vertical no topo do subleito, kgf/cm ² -ponto 3,*	0,40	0,41	0,41	0,40
Deformação específica no topo do subleito, (10^{-4} cm/cm) *	9,4	9,5	9,4	9,2

* Valores negativos

Tabela 5.21 – Resultados da análise estrutural para diversos casos de base e revestimento, com laterita in natura

Localização do ponto / Caso nº	13	14	15	16
Deslocamento no topo do revest. (10^{-2} mm) - ponto 1	79	78	86	74
Tensão de tração na base do revest., kgf/cm ² -ponto 2	5,08	10,28	17,34	13,47
Deformação específica na base do revestimento, (10^{-4} cm/cm)	1,13	1,21	1,61	1,35
Tensão vertical no topo do subleito, kgf/cm ² -ponto 3,*	0,43	0,41	0,50	0,38
Deformação específica no topo do subleito, (10^{-4} cm/cm) *	9,1	8,8	10,2	8,1

* Valores negativos

Tabela 5.22 – Resultados da análise estrutural para os casos de base de 20,00cm, com laterita in natura, e revestimento de 3,00 cm

Localização do ponto / Caso nº	17	18	19	20
Deslocamento no topo do revest. (10^{-2} mm) - ponto 1	82	84	83	81
Tensão de tração na base do revest., kgf/cm ² -ponto 2	0,92	*1,70	0,37	4,63
Deformação específica na base do revestimento, (10^{-4} cm/cm)	0,74	0,49	0,70	0,89
Tensão vertical no topo do subleito, kgf/cm ² -ponto 3,*	0,46	0,48	0,47	0,45
Deformação específica no topo do subleito, (10^{-4} cm/cm) *	9,7	9,9	9,7	9,5

* Valores negativos

Os casos de 1 a 4 foram concebidos com o intuito primeiro de verificar o desempenho das quatro misturas em estudo, bem como, a utilização do refugo da laterita lavada na camada de base. Os casos de 5 a 8 elucidam a influência da melhoria da resistência do material de base, com a utilização da laterita *in natura*, com relação aos casos anteriores. Os casos de 9 a 20 visam, tão somente, verificar o que ocorreria na tensão de tração da fibra inferior do revestimento ao se utilizar uma menor espessura do revestimento e/ou uma maior espessura de base.

5.5.1 – Equações de Fadiga

A Tabela 5.23 ilustra os resultados encontrados para o caso 19, do número N, nos pontos de análise 2 e 3, segundo duas equações de fadiga. Este caso foi analisado em especial para testar a possibilidade técnica da introdução de asfaltos modificados por asfaltitas e uso de camadas de revestimentos delgadas, com apenas 3 cm.

Tabela 5.23 – Equações de fadiga – caso 19 (Granulometria A e IPIPEN 60/25)

Fadiga da Mistura Asfáltica – $\epsilon_t = 0,7 \times 10^{-4}$; $N = k \times \epsilon_t^{-n}$				
Equação		K	n	N
1	FHWA	$1,09 \times 10^{-6}$	3,512	$4,3 \times 10^8$
Critério de ruptura do Subleito – $\epsilon_c = 9,7 \times 10^{-4}$; $N = k \times \epsilon_c^{-n}$				
Equação		K	n	N
1	Shell Ksla (Dormon & Metcalf)	$6,07 \times 10^{-10}$	4,762	$1,36 \times 10^5$

Pelos resultados encontrados, verifica-se que a camada crítica, da estrutura de pavimento, é a camada de subleito com um número N da ordem de 10^5 .

5.5.2 - Considerações

Comparando-se os três grupos de caso observou-se:

- A utilização do refugo da laterita lavada (casos 1 a 4) provoca maiores deflexões no topo do revestimento, maiores tensões e deformações de tração na fibra inferior do revestimento e maiores tensões e deformações de compressão no topo do subleito. Estes casos demonstram a necessidade de aumento de espessura da base para enrijecimento da estrutura como um todo, ou aumento da espessura do revestimento. Nos casos de 9 até 12, a situação se altera pelo uso de bases mais espessas, mas, mesmo assim, ocorrem altíssimas tensões e deformações de tração na fibra inferior do revestimento

devido à reduzida espessura do revestimento de apenas 3 cm nestes casos analisados;

- Nos casos de 5 a 8 apesar de apresentarem altas tensões de tração na fibra inferior do revestimento, nota-se que as mesmas podem ser significativamente aliviadas com uma camada de base com material melhor (laterita *in natura*), em comparação aos casos 1 a 4. Tal alívio de tensões proporciona uma maior vida de fadiga para a mistura asfáltica;
- As misturas de granulometria B com CAP 50/60 obtiveram os piores resultados de tensões de tração na fibra inferior do revestimento, aparentemente o típico caso do “vidro sobre a espuma”, ocasionando, uma menor vida de fadiga para o revestimento. Verifica-se também uma grande melhora nestes valores no caso 20 que possui um revestimento mais delgado e uma base melhor, em termos de resistência, e com maior espessura;
- No caso 19, verifica-se que trabalhar com módulo de resiliência do revestimento mais baixo flexibiliza o revestimento asfáltico, aliviando também as tensões de tração na fibra inferior do revestimento, demonstrando a importância de se trabalhar com revestimentos de laterita – asfalto de pequena espessura; mais flexíveis, porém resistentes à deformação permanente;
- De maneira geral, a diminuição da espessura do revestimento e o aumento da camada de base, tanto com laterita *in natura* quanto com o refugo da laterita lavada, resultou em um melhor desempenho para as estruturas de pavimento; A inversão deste comportamento poderia ter sido obtida com revestimentos mais espessos, da ordem de 8 cm, por exemplo, mas que para a região é inviável do ponto de vista econômico;
- Os melhores resultados foram obtidos, de um modo geral, pela mistura de granulometria A com IPIPEN 60/25, apesar do critério de ruptura do subleito adotado (camada crítica) prever um N de $1,36 \times 10^5$, que poderia indicar uma necessidade de aumentar a espessura da camada de base;
- O aumento da espessura do revestimento (caso 15), não alivia a tensão de tração na fibra inferior do revestimento (ponto 2);

- Todos os deslocamentos foram inferiores ao deslocamento máximo admissível pela norma do DNIT, a PRO 11/79, que determina o valor de 135×10^{-2} mm para um N de 10^5 , valor proposto como alvo para as vias urbanas da cidade de Belém, de menor tráfego;
- Pelas equações de fadiga: a mistura asfáltica suportará um N de $4,3 \times 10^8$ (FHWA) e o subleito um N de $1,36 \times 10^5$ (Dormon & Metcalf). O uso de duas camadas de laterita, uma de base e uma reforço do subleito, seja *in natura* como de refugo, aliviaria a tensão no topo do subleito, constituído de material de baixa capacidade de suporte.

5.6 – REVESTIMENTOS USUAIS NA REGIÃO METROPOLITANA DE BELÉM

Com o objetivo de comparar as misturas de laterita – asfalto com as misturas asfálticas usuais empregadas na região de Belém, foram utilizados alguns dados do trabalho de mestrado de Carvalho (1999) referente a duas misturas, já utilizadas em rodovias no Estado do Pará ambas com o CAP 50/60 da LUBNOR, uma com brita, intitulada originalmente de “referência com brita” e outra, com seixo, intitulada originalmente de “referência com seixo”. Nas Tabelas de 5.24 a 5.27 e nas Figuras de 5.42 a 5.48 são mostradas as principais características dessas duas misturas.

Tabela 5.24 – Percentuais de cada agregado que compõem a granulometria “referência com brita” (Carvalho, 1999)

Brita 1	Brita 0	Pó de pedra	Areia	Fíler calcário
15 %	31 %	17 %	35 %	2 %

Figura 5.42 – Curvas granulométricas dos materiais utilizados na mistura asfáltica “referência com brita” (Carvalho, 1999)

Figura 5.43 – Agregados das composições de “referência com brita” e de “referência com seixo” (Carvalho, 1999)

Tabela 5.25 – Percentuais de cada agregado que compõem a granulometria “referência com seixo” (Carvalho, 1999)

Seixo 1	Seixo 0	Areia A	Areia B
18 %	42 %	33 %	7 %

Figura 5.44 – Curvas granulométricas dos materiais utilizados na mistura asfáltica “referência com seixo” (Carvalho, 1999)

Figura 5.45 – Enquadramento na Faixa C do DNIT para a “referência com brita”
(Carvalho, 1999)

Figura 5.46 – Enquadramento na Faixa C do DNIT para a “referência com seixo”
(Carvalho, 1999)

Tabela 5.26 – Resultados médios do ensaio Marshall para as misturas de “referência com brita e com seixo”, respectivamente (Carvalho, 1999)

Mistura	teor (%)	d (g/cm ³)	Vv (%)	RBV (%)	E (Kgf)	F (mm)
Ref. c/ brita	5,9	2,280	5,16	76,8	690	2,16
Ref. c/ seixo	5,9	2,190	7,70	68,4	390	1,73

Tabela 5.27 – Resultados médios dos ensaios de RT, MR e das relações MR/RT para as misturas de “referência com brita e com seixo”, respectivamente (Carvalho, 1999)

MISTURA	RT (MPa)	MR (MPa)	MR/RT
Referência com brita	0,85	3129	3681
Referência com seixo	0,60	1862	3103

Figura 5.47 – Gráfico do ensaio de trilha de rodas para a mistura de “referência com brita” (Carvalho, 1999)

Figura 5.48 – Gráfico do ensaio de trilha de rodas para a mistura de “referência com seixo” (Carvalho, 1999)

Da comparação com as misturas de laterita - asfalto, observa-se:

- Volume de vazios mais alto; não foi adotada a metodologia *Superpave*; foi empregada a metodologia do DNER para a dosagem pelo Marshall;
- Estabilidades inferiores às de laterita – asfalto, entretanto, as fluências das lateritas –asfalto são maiores;
- Teor de projeto superior à da mistura de granulometria B com o CAP 50/60;
- Afundamento de trilha de roda insatisfatória, segundo os parâmetros franceses, e inferiores aos encontrados para as misturas de laterita – asfalto com granulometria A e IIPEN 60/25 e granulometria B com CAP 50/60, mostrando a importância de emprego de asfaltos mais resistentes à deformação permanente ou de graduações mais densas ou mais bem graduada;
- Resistência à tração, módulo de resiliência e relações MR/RT baixos comparados aos encontrados com as lateritas – asfalto.

5.6.1 – Análise Estrutural

Na análise estrutural com os dados do trabalho de Carvalho (1999), adotou-se a mesma estrutura de pavimento, a mesma localização dos pontos de análise e os mesmos parâmetros de eixo, da carga e de módulo de resiliência da base *in natura* e do subleito usados na análise das lateritas – asfalto. Foram avaliados oito casos descritos na Tabela 5.28 e os resultados encontrados constam das Tabelas 5.29 e 5.30.

Tabela 5.28 – Características das oito estruturas de pavimento com revestimentos mais usuais na região metropolitana de Belém

1º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ³)	Coef. Poisson
Rev. - (ref. c/ brita + CAP50/60)	4.00	31290	0.30
Base - laterita <i>in natura</i>	15.00	6000	0.40
Subleito	0.00	400	0.45
2º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ³)	Coef. Poisson
Rev. - (ref. c/ brita + CAP50/60)	4.00	31290	0.30
Base - laterita <i>in natura</i>	20.00	6000	0.40
Subleito	0.00	400	0.45
3º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ³)	Coef. Poisson
Rev. - (ref. c/ brita + CAP50/60)	5.00	31290	0.30
Base - laterita <i>in natura</i>	15.00	6000	0.40
Subleito	0.00	400	0.45
4º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ³)	Coef. Poisson
Rev. - (ref. c/ brita + CAP50/60)	5.00	31290	0.30
Base - laterita <i>in natura</i>	20.00	6000	0.40
Subleito	0.00	400	0.45

Tabela 5.28 (continuação) – Características das oito estruturas de pavimento com revestimentos mais usuais na região metropolitana de Belém

5º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ³)	Coef. Poisson
Rev. - (ref. c/ seixo + CAP50/60)	4.00	18620	0.30
Base - laterita <i>in natura</i>	15.00	6000	0.40
Subleito	0.00	400	0.45
6º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ³)	Coef. Poisson
Rev. - (ref. c/ seixo + CAP50/60)	4.00	18620	0.30
Base - laterita <i>in natura</i>	20.00	6000	0.40
Subleito	0.00	400	0.45
7º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ³)	Coef. Poisson
Rev. - (ref. c/ seixo + CAP50/60)	5.00	18620	0.30
Base - laterita <i>in natura</i>	15.00	6000	0.40
Subleito	0.00	400	0.45
8º CASO			
Camada	Espessura (cm)	M.R. (kgf/cm ³)	Coef. Poisson
Rev. - (ref. c/ seixo + CAP50/60)	5.00	18620	0.30
Base - laterita <i>in natura</i>	20.00	6000	0.40
Subleito	0.00	400	0.45

Tabela 5.29 – Resultados da análise estrutural para a “referência com brita”

Localização do ponto / Caso nº	1	2	3	4
Deslocamento no topo do revest. (10^{-2} mm) - ponto 1	99	83	94	8
Tensão de tração na base do revest., kgf/cm ² -ponto 2	*0.47	*1.12	1.82	0.84
Deformação na base do revestimento, (10^{-4})	0,74	0,59	1,25	1,03
Tensão vertical no topo do subleito, kgf/cm ² -ponto 3,*	0.64	0.47	0.59	0.44
Deformação no topo do subleito, (10^{-4}) *	12,5	9,7	11,7	9,1

* Valores negativos (compressão)

Tabela 5.30 – Resultados da análise estrutural para a “referência com seixo”

Localização do ponto / Caso nº	5	6	7	8
Deslocamento no topo do revest. (10^{-2} mm) - ponto 1	102	87	98	84
Tensão de tração na base do revest., kgf/cm ² -ponto 2*	2.35	2.41	0.72	1.07
Deformação na base do revestimento, (10^{-4})	0,02	0,02	0,69	0,58
Tensão vertical no topo do subleito, kgf/cm ² -ponto 3,*	0.69	0.51	0.64	0.47
Deformação no topo do subleito, (10^{-4}) *	13,0	10,1	12,2	9,6

* Valores negativos (compressão)

Da comparação com as misturas de laterita – asfalto, observa-se:

- Como os módulos de revestimento são significativamente mais baixos, observou-se compressão na fibra inferior do revestimento, passando para a base a tração; estes casos são comuns em bases de solo arenoso fino laterítico com tratamentos superficiais no Estado de São Paulo, demandando um material de base mais rígido ou mais resistente à tração;
- As misturas de referência com seixo e com brita necessitam de camadas de revestimento mais espessas do que as de laterita – asfalto – deve-se ressaltar que à época de 1998 e 1999, os ensaios de resiliência eram realizados com tempo de aplicação de carga de 0,14 segundos e empregava-se cargas de ensaios da ordem de 30% da carga de ruptura, levando a valores mais baixos de módulo de resiliência. Provavelmente se fossem testados na atualidade, com a configuração de equipamento e procedimento de ensaio usuais no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP, os módulos de resiliência seriam indiscutivelmente mais elevados.

5.7 - SUGESTÕES PARA O PROCESSO DE LAVAGEM DA LATERITA

A laterita a ser utilizada na massa asfáltica deve ser beneficiada mediante um processo de separação dos agregados graúdos que compõem esse material, mostrado esquematicamente na Figura 5.49, de tal forma que:

- O material passante na tela da peneira $\frac{3}{4}$ " e retido na tela da peneira nº 4 possa ser usado na laterita - asfalto; e o material retido na tela da peneira $\frac{3}{4}$ " e o passante na tela da peneira nº 4 sejam usados em bases, sub-bases ou reforços do subleito.

Chegou-se a dois tipos fundamentais e tecnicamente possíveis de processos de beneficiamento da laterita: por via seca e por via úmida.

Laterita *in natura*

Figura 5.49 - Esquema da separação das frações granulométricas nos processos de lavagem da laterita

Os processos aqui sugeridos basearam-se no levantamento bibliográfico das experiências nos Estados do Pará e do Acre com a laterita – asfalto, bem como, nas experiências de obra da Superintendência de Máquinas e Equipamentos e da Diretoria de Apoio Operacional da ESTACON ENGENHARIA S.A. de Belém do Pará.

A Figura 5.50 mostra esquematicamente o processo por via seca. Neste processo a laterita retirada *in situ* seria despejada no silo A, e uma correia extratora B alimentaria o secador de agregados C. No secador, o material é elevado e tombado no percurso de seu comprimento; durante o intervalo de tempo Δt de sua trajetória recebe uma quantidade de calor ΔQ , do queimador D, necessária para remover a água contida no material. O material seco é levado por uma correia transportadora E para o conjunto de peneiras vibratórias F, com dois *decks* de telas nas bitolas $\frac{3}{4}$ " e 4,8 mm, que separam segundo as graduações:

1. Material retido na tela $\frac{3}{4}$ "
2. Material passante na tela $\frac{3}{4}$ " e retido na tela de N° 4
3. Material passante na tela de N° 4

As correias CT-1, CT-2 e CT-3 empilham esses materiais disponibilizando-os para o consumo. Sendo assim, o material 2 é usado direto na usina de asfalto e os materiais 1 e 3 deverão ser misturados em proporções adequadas ao seu uso como base.

No processo por via úmida, o rejeito é separado pela ação de lavagem com água por *scrubber* ou por telas de lavagem. A Figura 5.51 mostra esquematicamente o processo de separação por via úmida com o *scrubber*, onde o material é levado ao *scrubber* com tela de N° 4, por uma calha na qual é adicionada a água.

Várias palhetas angulares são aparafusadas longitudinalmente no interior da superfície do *scrubber*, com a finalidade de provocar desagregação ao mesmo tempo em que o material é empurrado para frente da tela que reveste o cilindro e onde é feita a lavagem. Parte da água escorre por uma abertura apropriada que carrega consigo os materiais menores que 4,8 mm que podem ser recuperados por meio de um classificador em espiral. Após lavagem, o material retido na tela do *scrubber* necessita de uma operação complementar de peneiramento da laterita que se pretende obter, para manter a faixa compreendida entre 4,8 mm e 19 mm.

Figura 5.50 - Processo de beneficiamento da laterita por via seca

Figura 5.51 - Beneficiamento da laterita com o scrubber

O processo de beneficiamento da laterita por via úmida com telas de lavagem está apresentado esquematicamente na Figura 5.52. Consiste em um conjunto de peneiras vibratórias com uma tela superior de $\frac{3}{4}$ " e outra inferior de Nº 4. A lavagem é feita pela aplicação de uma cortina de água em forma de jato sobre o material que está sendo peneirado. Feita a lavagem na peneira lavadora, o material abaixo de 4,8 mm pode ser recuperado por meio de um classificador em espiral.

Figura 5.52 - Beneficiamento da laterita por telas de lavagem

5.7.1 – Estimativa da quantidade de material gerado após a lavagem da laterita *in natura*, por m², para revestimento e base

Segundo a curva granulométrica, da laterita *in natura* da jazida Nazareno, mostrada no item 5.4, intitulado “Avaliação do Refugo da Laterita Lavada”, o percentual referente ao material retido na peneira $\frac{3}{4}$ " corresponde a 32,4%. Nota-se também que o material que serve para agregado graúdo das misturas asfálticas estudadas ($\frac{3}{4}$ " > # > Nº 4) corresponde a 28,9% e por fim, o material menor que a peneira de Nº 4 corresponde a 38,7%. As densidades necessárias utilizadas nos cálculos constam da tabela 5.31.

Tabela 5.31 – Densidades utilizadas no cálculo da quantidade de material para revestimento e base, após a lavagem da laterita

Densidades	Normas	laterita
Dens. máxima compactada para solo	DNER ME 162/94	20,34
Densidade aparente da mistura asfáltica compactada - (gran. A + CAP50/60)	ABNT NBR 12891/93	21,60
Densidade do solo no estado solto	DNER ME 152/95	15,83

Com 1125,83 Kg de refugo da laterita lavada faz-se 5,18m² de base com 15 cm de espessura e com 457,17 Kg de concreção laterítica pode-se fazer 12,10 m² de revestimento com 4,00 cm de espessura na granulometria A e CAP 50/60.

Verifica-se, mediante a quantidade pequena de material gerado para bases, que provavelmente, em campo, o refugo da laterita lavada será misturada à laterita *in natura*, formando um outro material.

CAPÍTULO 6

CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

6.1 – INTRODUÇÃO

Este capítulo é dedicado às conclusões obtidas a partir dos resultados encontrados nos ensaios laboratoriais de caracterização dos componentes das misturas asfálticas estudadas, bem como, nos ensaios mecânicos com essas misturas e na análise estrutural com o programa computacional ELSYM 5.

6.2 – ENSAIOS DE CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

As concreções lateríticas estudadas indicam ser adequadas para o uso em misturas asfálticas, uma vez que já foram obtidos resultados similares na caracterização de jazidas lateríticas por outros pesquisadores, como Tavares (1979), Brasileiro (1990), Brasileiro & Lucena (1983), Macêdo (1989), Castro & Salem (1994), Guimarães & Motta (2000) e Azevedo (1982) e as observações de campo levam a crer no seu desempenho adequado para o uso em revestimentos asfálticos de vias de baixo-volume de tráfego.

6.3 – ENSAIOS MARSHALL

As misturas asfálticas com laterita lavada de granulometria A apresentaram altos teores de projeto porque além de possuírem agregados porosos, sua curva granulométrica

apresenta uma porcentagem excessiva de agregado miúdo, 50%, levando a uma maior superfície específica e maior consumo de ligante para envolver todas suas partículas.

Os valores das densidades aparentes foram maiores para as misturas de granulometria B com CAP 50/60, devido à sua melhor distribuição granulométrica, mais densa, e o valor da relação betume/vazios, no teor de projeto, foi maior para as misturas de granulometria A e IPIPEN 60/25, pois a maior viscosidade do ligante aumenta a espessura do filme que envolve as partículas, requerendo um maior consumo de ligante para a mesma relação betume/vazios.

Os valores referentes à variação dos volumes de vazios foram muito parecidos, para as misturas de granulometria A com CAP 50/60 e de granulometria A com o IPIPEN 60/25. Os menores valores da variação de volume de vazios foram encontrados nas misturas de granulometria B com CAP 50/60.

Os menores valores de fluência, nos teores de projeto, ocorreram com as misturas de granulometria B e CAP 50/60 e granulometria A com o IPIPEN 60/25, o primeiro devido à graduação densa e o segundo devido à maior viscosidade do ligante.

O valor de estabilidade Marshall, no teor de projeto, foi maior para a mistura de granulometria A com o IPIPEN 60/25 devido à maior viscosidade do ligante, aumento a rigidez no ensaio Marshall a 60°C.

A mistura asfáltica de granulometria A com IPIPEN 60/25, no teor de projeto, apresentou os maiores valores de rigidez Marshall.

6.4 – ENSAIOS DE UMIDADE INDUZIDA

Somente as misturas asfálticas de granulometria A com o IMP 5 e de granulometria B com o CAP 50/60 foram aprovadas na relação de resistência à tração com resultados maiores que 70%. Outros melhoradores de adesividade devem ser testados para garantia de durabilidade a longo prazo. Deve-se ressaltar que a mistura com IMP5 foi a que exibiu os melhores resultados, devido ao tipo de ligante ser modificado por borracha.

6.5 – ENSAIOS DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os resultados dos ensaios de resistência à tração e de módulo de resiliência, ambos por compressão diametral, indicam que as misturas de laterita – asfalto possuem rigidez compatível com os concretos densos.

As misturas asfálticas com granulometria A com o IPIPEN 60/25 apresentaram os maiores resultados nos ensaios de resistência à tração por compressão diametral e as misturas de granulometria B e CAP 50/60 apresentaram os maiores resultados de módulo de resiliência por compressão diametral.

Os menores valores de relações MR/RT, no teor de projeto, foram obtidos pelas misturas asfálticas de granulometria A com o IPIPEN 60/25 indicando uma maior flexibilidade e, portanto, uma provável melhor resistência à fadiga.

6.6 – ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE E FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Os resultados encontrados no ensaio de deformação permanente para a mistura asfáltica de granulometria B com CAP 50/60 foram os únicos satisfatórios, considerando os parâmetros franceses de 10% de afundamento na trilha de roda para 30.000 ciclos.

Verifica-se que os níveis de afundamento em trilha de roda melhoraram consideravelmente com a mistura de ligante asfáltico modificado por asfaltita (IPIPEN 60/25), entretanto, mais uma vez, foi ultrapassado o valor de 10%, de afundamento, em trilha de roda, para 30.000 ciclos recomendados pelas normas francesas para tráfego pesado. No entanto, com IPIPEN 60/25 os resultados mostraram deformações inferiores a 10% para 10000 ciclos, o que leva a aceitação da mistura asfáltica para tráfego não pesado.

Os melhores resultados para o ensaio de fadiga por compressão diametral foram obtidos pelas misturas asfálticas de granulometria A com o IPIPEN 60/25, indicando um comportamento muito superior aos demais testados. Este tipo de asfalto deve ser melhor estudado dada sua potencialidade de emprego em regiões com problemas semelhantes aos enfrentados em Belém: falta de material granular tradicional e necessidade de utilização de material granular de graduação descontínua, com degraus ou *gaps*.

6.7 – ENSAIOS DE I.S.C. E MÓDULO DE RESILIÊNCIA DA LATERITA

A laterita *in natura* apresentou elevada resistência no ensaio de Índice Suporte Califórnia e elevados módulos de resiliência, comparáveis a brita graduada simples, material nobre na pavimentação.

A mistura resultante do refugo da laterita lavada, apesar de ser de graduação descontínua, com ausência das frações entre as peneiras de $\frac{3}{4}$ " e de 4,8 mm, apresentou também um aceitável módulo de resiliência mostrando sua viabilidade como material de base, sub – base ou reforço de subleito, mostrando que o processo não gera resíduos ou excedentes, fato importante do ponto de vista ambiental.

6.8 – CONCLUSÃO GERAL

De um modo geral, nos ensaios Marshall, resistência à tração, módulo de resiliência e de fadiga por compressão diametral e também pela análise estrutural com o programa computacional ELSYM 5, as misturas asfálticas de granulometria A com o IPIPEN 60/25 obtiveram os melhores resultados; entretanto, pelo ensaio de deformação permanente, com referência aos parâmetros franceses, a mistura somente poderia ser empregada para baixo volume de tráfego, meta deste trabalho. Em termos de deformação permanente, mistura asfáltica de granulometria B com o CAP 50/60 apresentou as menores deformações, porque possuía uma melhor curva granulométrica devido à inexistência de *gap* e de um menor percentual de areia.

Uma melhor curva granulométrica, apesar de ter sido preponderante, para as misturas asfálticas de granulometria B com o CAP 50/60, frente aos ensaios de deformação permanente, sem um ligante asfáltico superior, como é o caso do IPIPEN 60/25, não ajudou a obter os melhores resultados nas relações MR/RT e nos ensaios de fadiga por compressão diametral coincidindo com a análise estrutural a qual obteve os piores resultados, para as tensões de tração na base do revestimento. Novas composições estruturais devem ser testadas para viabilizar tecnicamente tal solução.

Ainda segundo a análise estrutural, as misturas de granulometria A são passíveis de serem aproveitadas como revestimentos asfálticos com base proveniente da laterita *in natura*, apesar de não terem sido aprovadas no simulador de tráfego mediante os

parâmetros franceses. As misturas com granulometria B e CAP 50/60 necessitam de bases mais rígidas com espessura superior a 20,00 cm.

As misturas de laterita – asfalto, com agregados da região metropolitana de Belém, podem ser utilizadas como revestimento de pavimentos porque tiveram resultados aceitáveis (para rodovias de baixo volume de tráfego e vias públicas) e às vezes até resultados melhores que as misturas mais usuais da região.

6.9– RECOMENDAÇÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com relação ao ensaio de deformação permanente com o simulador de tráfego do tipo LCPC, verificar a validade de parâmetros limites de aceitação para baixo volume de tráfego às misturas asfálticas que são empregadas em vias públicas e em rodovias de baixo a médio volume de tráfego no Brasil.

Estudar o ensaio de compactação de solos para que seu resultado não interfira no ensaio de módulo de resiliência quando do emprego de refugo da laterita lavada.

Avaliar as misturas de solo laterítico estabilizado com betume.

Dar continuidade ao estudo de misturas asfálticas alternativas, incluindo agregados alternativos como a argila expandida, a argila calcinada, o refugo da construção civil, etc, de extrema importância para as regiões brasileiras que carecem de materiais granulares tradicionalmente adotados para as misturas asfálticas.

Testar os arranjos propostos de processos de beneficiamento das lateritas para viabilizar o uso da laterita lavada como agregado em misturas asfálticas e o aproveitamento de seu refugo como material de construção de bases, sub-bases ou reforços do subleito.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- AMARAL, S. (2000) *Estudos de misturas asfálticas densas com agregados do Estado do Pará, utilizando asfalto convencional (CAP 40) e asfalto modificado com polímero SBS (BETUFLEX B 65/60)* São Carlos. 147 p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1999) *AASHTO T 84-99 – Specific Gravity and absorption of fine aggregates*. USA. 3p.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1989) *AASHTO T 283-89 –Resistance of compacted bituminous mixture to moisture induced damage*. USA. 4p.
- AMERICAN ASSOCIATION OF STATE HIGHWAY AND TRANSPORTATION OFFICIALS (1996) *AASHTO T 304-96 –Uncompacted void content of fine aggregate – modified – Method A*. USA. 2p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001) *ABNT NBR 5847 – Materiais betuminosos - Determinação da viscosidade absoluta*. Rio de Janeiro. 14p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) *ABNT NBR 6465 – Agregado- determinação da abrasão Los Angeles*. Rio de Janeiro. 5p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2000) *ABNT NBR 6560 – Materiais betuminosos- Determinação do ponto de amolecimento- método anel e bola*. Rio de Janeiro. 4p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) *ABNT NBR 7180 – Solo – Determinação do limite de plasticidade*. Rio de Janeiro. 3p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1984) *ABNT NBR 7181 – Solo-análise granulométrica*. Rio de Janeiro. 13p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1983) *ABNT NBR 7809 – Agregado Gráudo- Determinação do Índice de forma pelo método do paquímetro*. Rio de Janeiro. 3p.

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1985) *ABNT NBR 9203 – Cimento portland comum e clínquer – Análise química por complexometria*. Rio de Janeiro. 7p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1993) *ABNT NBR 12891 – Dosagem de misturas betuminosas pelo método Marshall*. Rio de Janeiro. 12 p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001) *ABNT NBR 14736 – Materiais asfálticos - Determinação do efeito do calor e do ar – método da película delgada*. Rio de Janeiro. 6p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2002) *ABNT NBR 14855 – Materiais betuminosos- Determinação da solubilidade em tricloroetileno*. Rio de Janeiro. 5p.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO (1976) *Utilização da laterita em pavimentação*. ABPv.- Relatório Técnico N° 9, Editora Gráfica Luna LTDA, Rio de Janeiro, 47 p.
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION (1993) *AFNOR NF P 98-250-2 – Préparation des mélanges hydrocarbonés. Partie 2: Compactage des plaques*. França. 11p.
- ASSOCIATION FRANÇAISE DE NORMALISATION (1993) *AFNOR NF P 98-253-1 – Déformation permanente des mélanges hydrocarbonés. Partie 1: Essai d'orniérage*, França. 11p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1995) *ASTM D 1856-95a –Standard test method for recovery of asphalt from solution by Abson method*. USA. 4p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1976) *ASTM D 2006 – Characterist groups in rubber extender and processing oils by the precipitation method*. USA. 9p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (2000) *ASTM D 2041 – Standard test method for theoretical maximum specific gravity and density of bituminous paving mixtures*. USA. 9p.

- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1987) *ASTM D 4402 – Viscosity determinations of unfilled asphalts using the Brookfield thermosel apparatus*. USA. 9p.
- AMERICAN SOCIETY FOR TESTING AND MATERIALS (1986) *ASTM D 4867 – Effect of moisture on asphalt concrete paving mixtures*. USA. 9p.
- AZEVEDO, A.B. (1982) *A laterita acreana utilizada como agregado graúdo no concreto*. São Carlos. 78p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- BIRMAN, S. (s/referência). “Aplicação de lateritas em concreto asfáltico”, IPR/DNER
- BOURMAN, R. P.; OLLIER, C. D. (2002) A critique of the Schellmann definition and classification of “laterite”. *Catena* 47, p. (117 – 131)
- BRASILEIRO, F.E. (1983). *Estudo comparativo do comportamento de concretos betuminosos a quente, fabricados com agregados graúdos convencionais e não convencionais quando utilizado o ensaio de estabilidade Marshall*. Campina Grande. 110p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal da Paraíba.
- BRASILEIRO, F.E. (1990) Agregados lateríticos – Propriedades e uso em concretos betuminosos usinados a quente. *Anais do 10º Encontro de Asfalto do IBP*, p.147-154.
- BROSSEUAD, Y.; DELORME, J. ; HIERNAUX, R. (1993) Study of permanent deformations in asphalt with the help of th LCPC wheel tracking rutting tester: Evaluation and future prospects, Transportation Research Board. 72nd Annual meeting, Washington. Paper number: 930606.
- CALDEIRA, P.C. (1994) *O uso de solo laterítico e escória de alto-forno ativada em edificações e obras viárias*. São Carlos. 217p. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- CARLETTI, H. (1974) Solo laterítico como agregado de pré-misturado a quente. Ministério da Aeronáutica, Serviço de Engenharia (Relatório Interno).
- CARVALHO, A.D. (1999) *Propriedades das misturas asfálticas densas com brita e com seixo rolado utilizadas como revestimento de pavimentos no Pará*. São Paulo. 220p. Dissertação (Mestrado) - Escola Politécnica, Universidade de São Paulo.

- CARVALHO, R.M. (1998) Recomendações de controle ambiental na exploração de jazidas de laterita no planalto central. 3º Encontro ibero-americano de unidades ambientais do setor transportes, 9 p.
- CASTRO, C.S.; SALEM, G.S. (1994) *Utilização de solos lateríticos em concreto betuminoso usinado a quente*. Belo Horizonte. 32p. Especialização – Pontifícia Universidade Católica de Minas Gerais.
- COSTA, M.L. (1990) Lateritos e laterização. Congresso Brasileiro de Geologia, Natal. Anais, SBG, Volume 1 p.404-421.
- COSTA, M.L. (1991) Aspéctos geológicos dos lateritos da Amazônia. Revista Brasileira de Geociências, V.21, p.146-160.
- COSTA, M.L. (1997) Lateritization as a major process of ore deposit formation in the amazon region. Explor. Mining Geol., V.6, Nº 1, p.79-104.
- COSTA, T. C. .D. (2001) *Análise crítica das metodologias gerais de mapeamento geotécnico visando formulação de diretrizes para a cartografia no trópico úmido e aplicação da região metropolitana de Belém, escala 1:50.000* Belém. 256 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Pará.
- COSTA, T. C. .D.; GANDOLFI, N.; COSTA, J.A. (2002) Carta de áreas preferenciais a exploração de materiais naturais de construção da região metropolitana de Belém, na escala 1:50.000. 10º CBGE , Ouro Preto, Código: 047 Gu.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE COMBUSTÍVEIS (1992) *DNC Nº01/92 - Regulamento técnico*, revisão 02. 2 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1997) *DNER-ES 313/97 -Pavimentação – Concreto betuminoso*, Rio de Janeiro. 16 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) DNER-ME 001/94 – Material Asfáltico – Determinação do efeito do calor do ar – Método da película delgada, Rio de Janeiro. 2 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 003/94 – Material betuminoso – Determinação da penetração*, Rio de Janeiro. 5 p.
- DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 004/94 – Material betuminoso – Determinação da viscosidade Saybolt – Furol a*

alta temperatura, Rio de Janeiro. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 049/94 – Solos – Determinação do Índice Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas*, Rio de Janeiro. 14 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 053/94 – Mistura betuminosa – Porcentagem de betume*, Rio de Janeiro. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 078/94 - Agregado graúdo - Adesividade a ligante betuminoso*, Rio de Janeiro. 3 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 079/94 - Agregado- Adesividade a ligante betuminoso*, Rio de Janeiro. 4 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 085/94 – Massa específica real de material finamente pulverizado – Determinação da massa específica real*, Rio de Janeiro. 4 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 089/94 - Agregados – Avaliação da durabilidade pelo emprego de soluções de sulfato de sódio ou de magnésio*, Rio de Janeiro. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 131/94 - Solos - determinação do módulo de resiliência*, Rio de Janeiro. 8 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 133/94 - Misturas betuminosas - determinação do módulo de resiliência*, Rio de Janeiro. 5 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 138/94 - Misturas betuminosas - determinação da resistência à tração por compressão diametral*, Rio de Janeiro. 4 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 148/94 – Material Betuminoso - Determinação dos pontos de fulgor e combustão*, Rio de Janeiro. 10 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME 151/94 – Determinação da viscosidade cinemática*, Rio de Janeiro. 2 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1995) *DNER-ME*

152/95 – Agregado em estado solto – Determinação da massa unitária, Rio de Janeiro. 3 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1994) *DNER-ME*

162/94 – Solos – Ensaio de compactação utilizando amostras trabalhadas, Rio de Janeiro. 7 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1998) *DNER-ME*

163/98 – Material Betuminoso - Determinação da ductilidade, Rio de Janeiro. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1996) *DNER-ME*

193/96 – Produtos betuminosos líquidos e semi-sólidos – Determinação da densidade, Rio de Janeiro. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1997) *DNER-ME*

195/97 - Agregados - Determinação da absorção e da massa específica de agregado miúdo, Rio de Janeiro. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1999) *DNER-ME*

382/99 – Recuperação elástica de materiais asfálticos, Rio de Janeiro. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1999) *DNER-ME*

397/99 - Agregados - Determinação do Índice de Degradação Washington ID_w , Rio de Janeiro. 6 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1999) *DNER-ME*

399/99 - Agregados - Determinação da perda ao choque no aparelho Treton, Rio de Janeiro. 5 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM (1979) *DNER-PRO*

11/79 – Avaliação estrutural dos pavimentos flexíveis – Procedimento B, Rio de Janeiro. 24 p.

GANDOLFI, N.; PARAGUASSU, A.B.; RODRIGUES, J.E.; MARINO, L.; MATTIELLO, F. (1983) Ensaio de laboratório em geologia. Escola de Engenharia de São Carlos, USP. 134 p.

GODOY, H.; BERNUCCI, L.B. (2000) Caracterização de propriedades geotécnicas de solos realizada no próprio campo e de maneira expedita. Anais da 32ª R.A.Pv. Brasília p. 107-115.

- GUIMARÃES, A. C.R.; MOTTA, L.M.G. (2000) Execução de revestimentos asfáltico com agregado de laterita lavada no Acre. Anais do 15º Encontro de Asfalto do IBP, Rio de Janeiro, p.86-95.
- INTERNATIONAL SOCIETY FOR ROCKS MECHANICS (1985) *ISRM Suggested Method for Determining Point Load Strength*. 8 p., Great Britain.
- LIMA, J.S.P. de (1991) A utilização de tijolo cerâmico na pavimentação urbana. Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos, USP. 88 p.
- LIMA, R.C. (1983) Avaliação de uma metodologia para determinação da distribuição granulométrica de solos lateríticos. 18ª R.A.Pv. Porto Alegre p. 385-392.
- LOTTMAN, R. P. (1982) Predicting moisture induced damage to asphalt concrete – field evaluation. Transportation Research Board, NCHRP, Report nº. 246.
- MACÊDO, J.A.G. (1989) *Estudo comparativo das características físicas e mecânicas de agregados graúdos convencional e não convencionais visando suas aplicações em concreto betuminoso usinado à quente*. Campina Grande. 216p. Dissertação (Mestrado) – Universidade federal da Paraíba.
- MACÊDO, J.A.G.; BRASILEIRO, F.E. (1987) Características físicas e mecânicas de agregados graúdos lateríticos, após extração em concretos betuminosos usinados a quente. 22ª R.A.Pv., Alagoas, volume 1. p (23 –37).
- MACÊDO, J.A.G.; BRASILEIRO, F.E.; FERREIRA, H.C. (1988) Influência da temperatura de secagem na resistência de agregados graúdos medida pelo ensaio “Los Angeles”. 23ª R.A.Pv., Florianópolis. p (51-63).
- MEDINA, J. (1997) Mecânica de pavimentos. Editora da Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 380 p.
- MELFI, A.J, (1997) Lateritas e processos de laterização. Escola de Engenharia de São Carlos, USP. 29 p.
- Ministério das Minas e Energia (1998) Companhia de Pesquisa de recursos minerais (CPRM). Programa de levantamentos geológicos básicos do Brasil, Carta geológica. Escala 1:250:000, anexo I, Folha AS 23-v-c, Castanhal.
- MOIZINHO, J.C. (1994) *Influência da energia térmica em propriedades mecânicas e físicas de agregados lateríticos utilizados em concreto betuminoso*. Campina

- Grande. 109p. Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal da Paraíba.
- OLIVEIRA NETO, R.; KAUTZMANN, R.M.; FARIAS, L. M.; OLIVEIRA, L. J. (2003) Aspectos importantes do gerenciamento ambiental de rodovias associado às jazidas minerais . 8º ENACOR, Porto Alegre, 5 p.
- PAIS, J. C. (1999) *Consideração da reflexão de fendas no dimensionamento de reforços de pavimentos flexíveis*. Portugal. 262 p. Tese (Doutorado) – Universidade do Minho.
- PINTO, S. (1991) *Estudo do comportamento à fadiga de misturas betuminosas e aplicação na avaliação estrutural de pavimentos* Rio de Janeiro. 478 p. Tese (Doutorado) – Universidade Federal do Rio de Janeiro, COPPE.
- RIBEIRO, S.B.; RAMOS, H.G. (1960) Concreto asfáltico com finos de minério. Revista construção, Nº 42, p. 24-32.
- SANTANA, H.; Gontijo, P.R.A. (1987) Os materiais lateríticos na pavimentação de baixo custo no Brasil. 22ª R.A.Pv. Maceió. 34 p.
- SCHELLMANN, W. (1980) Considerations on the definition and classification of laterites. Proc. Int. Seminar on Lateritisation Process (Trivandrum, 1979). Oxford IBH Publish. 1 – 10.
- SECRETARIA DE ESTADO DE INDÚSTRIA, COMÉRCIO E MINERAÇÃO (1995) SEICOM Plano diretor de mineração em áreas urbanas, região metropolitana de Belém e adjacências. Projeto: Estudo do meio ambiente em sítios de extração de materiais de construção na região Belém – Benevides, Estado do Pará. Relatório Final. Belém. 157p.
- SIDDIQUI, Z.; TRETHERWEY, M.W.; ANDERSON, D. A. (1988) Variables affecting Marshall test results. Transportation Research Record Nº 1171.
- TAVARES, A.W. (1979) Laterita-betume pré-misturado à quente. Publicação do DNER, Rio de Janeiro, 31 p.
- TUNNICLIFF, D. G.; ROOT, R. E. (1984) Use of antistripping additives in asphalt concrete mixtures – Laboratory phase – Transportation Research Board, NCHRP, Report nº. 274.
- VASCONCELOS, A.N.; CARVALHO, R.M. (1998) Utilização do lodo de esgoto na

revegetação de jazidas de “cascalho laterítico” exploradas pelo Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal. 3º Encontro ibero-americano de unidades ambientais do setor transportes, 10 p.

VASCONCELOS, K.L.; SOARES, J.B.; LEITE, L. M. (2003) Influência da densidade máxima teórica na dosagem de misturas asfálticas. XVII Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes, Rio de Janeiro, 10 p.

VERTAMATTI, E. (1998) *Contribuição ao conhecimento geotécnico de solos da Amazônia com base na investigação de aeroportos e metodologias MCT e resiliente*. São José dos Campos, São Paulo. 276p. Tese (Doutorado) – Instituto Tecnológico de Aeronáutica.

VIEIRA, L.S. (1982) Fazenda Meruoca, lote 10 – Relatório técnico de pedologia (Particular). Belém. 79p.

ANEXO I

DECLARAÇÃO DA PREFEITURA MUNICIPAL DE BELÉM
DECLARAÇÃO DO DER - ACRE

PREFEITURA MUNICIPAL DE BELÉM
SECRETARIA MUNICIPAL DE SANEAMENTO – SESAN
ASSESSORIA TÉCNICA – NPE

DECLARAÇÃO

Belém possui 1.200 km de vias públicas, destas, cerca de 800 km estão asfaltadas. Os revestimentos asfálticos usados são o concreto betuminoso usinado a quente e a areia asfáltica a quente, onde o primeiro responde por 98% do consumo.

Os concretos betuminosos usinados a quente se utilizam normalmente para agregado graúdo, dos seixos de rio e de britas de origem granítica ou mesmo de uma mistura dos dois. Os seixos de rio distam, hoje em dia, cerca de 170 km, as britas cerca de 200 km e o agregado miúdo cerca de 50 km da cidade de Belém.

Belém (PA), 11 de Dezembro de 2001.

Engº Emir Beltrão da Silva
Chefe da Assessoria Técnica da SESAN

Secretaria de Infra-Estrutura e Integração - SEINFRA
Departamento de Estradas de Rodagem do Acre – DERACRE
Via Chico Mendes, Km 0
0800 647 1324
gabinete.seinfra@ac.gov.br

DECLARAÇÃO

A utilização da laterita em misturas asfálticas, no Acre, iniciou-se na década de 70, com a construção de 105 quilômetros na BR 317. A laterita utilizada, nesta rodovia, não foi lavada e durou aproximadamente cinco anos. Foi verificada uma reação química entre os agregados mais finos e o ligante asfáltico provocando, então, um desempenho insatisfatório.

A partir desta experiência ruim, a laterita passou a ser lavada e foi utilizada principalmente, nas décadas de 80 e 90, nos municípios do vale do rio Acre (Assis Brasil, Brasiléia, Epitaciolândia, Xapuri, Capixaba, Rio Branco, Porto Acre, Plácido de Castro, Acrelândia, Senador Guimard e Sena Madureira), revestindo os pavimentos cerâmicos, sobretudo nas vias com menor volume de tráfego.

Temos experiência satisfatória também, com a utilização do refugo da laterita lavada, chamado regionalmente de areião, em misturas asfálticas e como exemplos podemos citar alguns trechos das rodovias BR 317 e AC 040.

Hoje em dia, depois da construção da rodovia BR 364, que liga o Acre a Rondônia, a brita granítica tornou-se competitiva em vista de seu transporte ter sido facilitado, diminuindo, assim, sensivelmente o uso da laterita em misturas asfálticas. Esta brita de Rondônia chega a Rio Branco a R\$ 90,00/m³ sendo a laterita, já lavada, vendida a R\$ 75,00/m³. Entretanto, as misturas produzidas com a brita têm menor teor de ligante e resistência superior.

Rio Branco (Acre), 12 de fevereiro de 2004.

Sergio Yoshio Nakamura
Diretor Geral

ANEXO II

**FICHAS DE ENSAIO CUJOS EQUIPAMENTOS AINDA ESTÃO POUCO
DIFUNDIDOS NO BRASIL:**

**RESISTÊNCIA À CARGA PUNTUAL
MÉTODO DAS PASTILHAS
SIMULADOR DE TRÁFEGO DE LABORATÓRIO TIPO LCPC**

LABORATÓRIO DE MECÂNICA DAS ROCHAS

Engenharia de Minas e de Petróleo

Escola Politécnica

RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO PUNTUAL

Trabalho nº: 4

Amostra nº: Jazida Jaderlândia Interessado: Simonne Amaral

Local: Castanhal - Pará

Data: 29 / 08 / 2001

N ⁰	TIPO	P (KN)	ÁREA(mm²)	De (mm)	De²(mm²)	Is	F	Is ₍₅₀₎	(KN/mm²)
1	i //	2	514,62	25,60	655,56	0,0031	0,74	0,0023	0,050
2	i //	2	308,88	19,84	393,48	0,0051	0,66	0,0034	0,074
3	i //	1	548,41	26,43	698,61	0,0014	0,75	0,0011	0,024
4	i //	1	355,95	21,29	453,44	0,0022	0,68	0,0015	0,033
5	i //	2	697,00	29,80	887,90	0,0023	0,79	0,0018	0,039
							média:	0,0020	0,044

Observação: Material Lavado e seco em estufa à 105 - 110 °C. Amostra de formato irregular (i) e aplicação de carga paralela ao plano de ruptura (/). K_(adotado) = 22.

N ⁰	TIPO	P (KN)	ÁREA(mm²)	De (mm)	De²(mm²)	Is	F	Is ₍₅₀₎	(KN/mm²)
1-A	i //	1	1802,88	47,92	2296,66	0,0004	0,98	0,0004	0,009
2-A	i //	1	628,18	28,29	800,23	0,0012	0,77	0,0010	0,021
3-A	i //	1	528,03	25,94	672,64	0,0015	0,74	0,0011	0,024
4-A	i //	2	598,99	27,62	763,05	0,0026	0,77	0,0020	0,044
5-A	i //	1	599,71	27,64	763,96	0,0013	0,77	0,0010	0,022
6-A	i //	2	783,30	31,59	997,83	0,0020	0,81	0,0016	0,036
							média:	0,0012	0,026

Observação: Material britado. Amostra de formato irregular (i) e aplicação de carga paralelo ao plano de ruptura (/). K_(adotado) = 22.

N ⁰	TIPO	P (KN)	ÁREA(mm²)	De (mm)	De²(mm²)	Is	F	Is ₍₅₀₎	(KN/mm²)
1-B	i //	1	429,15	23,38	546,68	0,0018	0,71	0,0013	0,029
2-B	i //	1	535,94	26,13	682,73	0,0015	0,75	0,0011	0,024
3-B	i //	1	544,36	26,33	693,45	0,0014	0,75	0,0011	0,024
4-B	i //	2	455,06	24,08	579,69	0,0035	0,72	0,0025	0,055
5-B	i //	1	394,35	22,41	502,36	0,0020	0,70	0,0014	0,031
							média:	0,0015	0,032

Observação: Material britado, lavado e seco em estufa à 105 - 110 °C. Amostra de formato irregular (i) e aplicação de carga paralelo ao plano de ruptura (/). K_(adotado) = 22..

N ⁰	TIPO	P (KN)	ÁREA(mm²)	De (mm)	De²(mm²)	Is	F	Is ₍₅₀₎	(KN/mm²)
H-1	i //	2	1826,33	48,23	2326,54	0,0009	0,98	0,0008	0,019
H-2	i //	2	4210,69	73,24	5363,94	0,0004	1,19	0,0004	0,010
H-3	i //	2	3889,43	70,39	4954,69	0,0004	1,17	0,0005	0,010
H-4	i //	2	3113,09	62,97	3965,72	0,0005	1,11	0,0006	0,012
							média:	0,0006	0,013

Observação: Material in natura, de formato irregular (i) e aplicação de carga paralela ao plano de ruptura (/).

K_(adotado) = 22.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	Jazida: Boa Vista	Operador: Simonne Amaral
		DATA: 10/07/2001

Granulometria (mm)		gramas	%
	<0,075 mm	60	

Anéis n°	22	23	24	Média
Massa pastilha úmida + anel (g)	41,06	40,84	41,28	41,06
Massa seca (pastilha + anel) (g)	36,56	36,39	36,91	36,62
Massa seca pastilha (g)	13,42	13,27	13,69	13,46
Diâmetro da pastilha seca (mm)	33,23	33,26	33,47	33,32
Tempo ascensão (min / segundos)	horário:16:52	27'57"	24'53"	26'39"
Tipo de trincamento * (1,2,3)	1	1	1	
Diâmetro após reabsorção (mm)	33,78	33,56	33,68	33,67
Penetrações cones (mm)	10 g	0	0	0
	30 g	0	0	0
	60 g	0	0	0
Massa após reabsorção (com papel)	17,49	17,27	17,8	17,52
Massa papel (gramas)	1,57	1,57	1,57	1,57
Resistência ao esmagamento ** (1,2,3)	2			
Esfera imersa	Tempo de interação (min)	1'30"		
em água	Produto:*** (1,2,3,4)	2		

Umidade de moldagem (%) =	32,99
Contração (%) =	4,80
Expansão (%) =	1,06
Reabsorção d'água (%) =	18,50
Índice reabsorção d'água (%) =	-0,44

Resposta:

Laterítico típico

Trincas

Inchamento

OBS: A esfera partiu-se em duas. Nas laterais das pastilhas não são trincas provavelmente são decorrentes do desmolde.

Classes / Gripos geotécnico: Lateríticos: Típico, Argiloso, Arenoso, Areia; Transicionais: Argiloso, Arenoso, Areia;

Não-Lateríticos: Argiloso, Siltoso, Arenoso, Areia.

Atribuições:

* 1- Ausência de trincas sem inchamento ou ocorrências de poucas trincas, sem inchamento, formando blocos resistentes;

2 - Presença de certo trincamento com inchamento; 3 - Muito trincado ou ausência de trincas visíveis a olho nu com inchamento

** 1 - Esfera quebra-se entre os dedos polegar e indicador; 2 - Esfera quebra-se entre o dedo polegar e uma superfície plana dura;

3 - Esfera não se quebra

*** 1 - Esfera trinca ou não se altera; 2 - Blocos de dimensões milimétricos; 3 - Partículas identificáveis a olho nu; 4 - Pasta.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	Jazida: Boa Vista	Operador: Simonne Amaral
		DATA: 10/07/2001

Granulometria (mm)		gramas	%
	<0,425 mm	60	

Anéis n°	7	8	9	Média
Massa pastilha úmida + anel (g)	42,68	42,62	42,7	42,67
Massa seca (pastilha + anel) (g)	39,31	39,3	39,45	39,35
Massa seca pastilha (g)	16,07	16,02	16,4	16,16
Diâmetro da pastilha seca (mm)	33,69	33,71	33,85	33,75
Tempo ascensão (min / segundos)	22'41"	25'54"	27'10"	
Tipo de trincamento * (1,2,3)	1	1	1	
Diâmetro após reabsorção (mm)	34,2	33,96	33,98	34,05
Penetrações cones (mm)	10 g	0	0	0
	30 g	0	0	0
	60 g	0	0	0
Massa após reabsorção (com papel)	20,03	19,67	19,81	19,84
Massa papel (gramas)	1,4	1,4	1,4	1,4
Resistência ao esmagamento ** (1,2,3)	3			
Esfera imersa em água	Tempo de interação (min)	1h22'41"		
	Produto:*** (1,2,3,4)	2		

Umidade de moldagem (%) =	20,50
Contração (%) =	3,57
Expansão (%) =	0,88
Reabsorção d'água (%) =	14,06
Índice reabsorção d'água (%) =	-0,31

Resposta:

Laterítico típico

Trincas

Inchamento

OBS:

Classes / Grupos geotécnico: Lateríticos: Típico, Argiloso, Arenoso, Areia; Transicionais: Argiloso, Arenoso, Areia;

Não-Lateríticos: Argiloso, Siltoso, Arenoso, Areia.

Atribuições:

* 1- Ausência de trincas sem inchamento ou ocorrências de poucas trincas, sem inchamento, formando blocos resistentes;

2 - Presença de certo trincamento com inchamento; 3 - Muito trincado ou ausência de trincas visíveis a olho nu com inchamento

** 1 - Esfera quebra-se entre os dedos polegar e indicador; 2 - Esfera quebra-se entre o dedo polegar e uma superfície plana dura;

3 - Esfera não se quebra

*** 1 - Esfera trinca ou não se altera; 2 - Blocos de dimensões milimétricos; 3 - Partículas identificáveis a olho nu; 4 - Pasta.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	Jazida: Nazareno	Operador: Simonne Amaral
		DATA: 10/07/2001

Granulometria (mm)		gramas	%
	<0,075 mm	60	

Anéis n°	16	17	20	Média
Massa pastilha úmida + anel (g)	41,39	41,45	41,63	41,49
Massa seca (pastilha + anel) (g)	37,11	37,19	37,52	37,27
Massa seca pastilha (g)	13,98	14	14,5	14,16
Diâmetro da pastilha seca (mm)	33,24	33,23	33,35	33,27
Tempo ascensão (min / segundos)	43'31"	48'11"	47'30"	
Tempo ascensão (min / segundos)	43'31"	48'11"	47'30"	
Tempo ascensão (min / segundos)	43'31"	48'11"	47'30"	
Tipo de trincamento * (1,2,3)	1	1	1	
Diâmetro após reabsorção (mm)	34,12	33,66	33,94	33,91
Penetrações cones (mm)	10 g	0	0	0
	30 g	0	0	0
	60 g	2	0	0
Massa após reabsorção (com papel)	18,98	17,9	18,58	18,49
Massa papel (gramas)	1,57	1,57	1,57	1,57
Resistência ao esmagamento ** (1,2,3)	3			
Esfera imersa em água	Tempo de interação (min)	10'		
	Produto:*** (1,2,3,4)	1		

Umidade de moldagem (%) =	29,78
Contração (%) =	4,93
Expansão (%) =	1,90
Reabsorção d'água (%) =	19,47
Índice reabsorção d'água (%) =	-0,35

Resposta:

Laterítico típico

Trincas

Inchamento

OBS: Até 10' a esfera estava intacta. A pastilha 16 teve uma trinca somente que a partiu ao meio.
 As pastilhas 17 e 20 ficaram sem trincas.

Classes / Gripos geotécnico: Lateríticos: Típico, Argiloso, Arenoso, Areia; Transicionais: Argiloso, Arenoso, Areia;

Não-Lateríticos: Argiloso, Siltoso, Arenoso, Areia.

Atribuições:

* 1- Ausência de trincas sem inchamento ou ocorrências de poucas trincas, sem inchamento, formando blocos resistentes;

2 - Presença de certo trincamento com inchamento; 3 - Muito trincado ou ausência de trincas visíveis a olho nu com inchamento

** 1 - Esfera quebra-se entre os dedos polegar e indicador; 2 - Esfera quebra-se entre o dedo polegar e uma superfície plana dura;

3 - Esfera não se quebra

*** 1 - Esfera trinca ou não se altera; 2 - Blocos de dimensões milimétricos; 3 - Partículas identificáveis a olho nu; 4 - Pasta.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	Jazida: Nazareno	Operador: Simonne Amaral
		DATA: 10/07/2001

Granulometria (mm)		gramas	%
	<0,425 mm	60	

Anéis n°	4	5	6	Média
Massa pastilha úmida + anel (g)	42,55	42,32	42,56	42,48
Massa seca (pastilha + anel) (g)	39,01	38,81	39,25	39,02
Massa seca pastilha (g)	15,83	15,62	16,16	15,87
Diâmetro da pastilha seca (mm)	33,81	33,79	33,99	33,86
Tempo ascensão (min / segundos)	22'18"	20'15"	19'49"	
Tipo de trincamento * (1,2,3)	1	1	1	
Diâmetro após reabsorção (mm)	36,26	36,12	36,62	36,33
Penetrações cones (mm)	10 g	0	0	
	30 g	1	0	
	60 g	máx.	máx.	0
Massa após reabsorção (com papel)	22,14	21,61	21,87	21,87
Massa papel (gramas)	1,4	1,4	1,4	1,4
Resistência ao esmagamento ** (1,2,3)	3			
Esfera imersa	Tempo de interação (min)	29'40"		
em água	Produto:*** (1,2,3,4)	3		

Umidade de moldagem (%) =	21,76
Contração (%) =	3,25
Expansão (%) =	7,29
Reabsorção d'água (%) =	29,01
Índice reabsorção d'água (%) =	0,33

Resposta:

Arenoso Laterítico

Trincas

Inchamento

OBS: A pastilha 6 foi mais resistente que as outras.

Classes / Grupos geotécnico: Lateríticos: Típico, Argiloso, Arenoso, Areia; Transicionais: Argiloso, Arenoso, Areia;

Não-Lateríticos: Argiloso, Siltoso, Arenoso, Areia.

Atribuições:

* 1- Ausência de trincas sem inchamento ou ocorrências de poucas trincas, sem inchamento, formando blocos resistentes;

2 - Presença de certo trincamento com inchamento; 3 - Muito trincado ou ausência de trincas visíveis a olho nu com inchamento

** 1 - Esfera quebra-se entre os dedos polegar e indicador; 2 - Esfera quebra-se entre o dedo polegar e uma superfície plana dura;

3 - Esfera não se quebra

*** 1 - Esfera trinca ou não se altera; 2 - Blocos de dimensões milimétricos; 3 - Partículas identificáveis a olho nu; 4 - Pasta.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	Jazida: Jaderlândia	Operador: Simonne Amaral
		DATA: 10/07/2001

Granulometria (mm)		gramas	%
	<0,075 mm	60	

Anéis n°	13	14		Média
Massa pastilha úmida + anel (g)	40,4	41,08		40,74
Massa seca (pastilha + anel) (g)	35,76	36,43		36,10
Massa seca pastilha (g)	13,07	13,1		13,09
Diâmetro da pastilha seca (mm)	32,9	32,94		32,92
Tempo ascensão (min / segundos)	horário:16:52	15'24"	15'15"	
Tipo de trincamento * (1,2,3)	1	1		
Diâmetro após reabsorção (mm)	33,38	33,64		33,51
Penetrações cones (mm)	10 g	0	0	
	30 g	2,5	3,5	
	60 g	7,5	máx.	
Massa após reabsorção (com papel)	19,02	18,89		18,96
Massa papel (gramas)	1,57	1,57		1,57
Resistência ao esmagamento ** (1,2,3)	2			
Esfera imersa em água	Tempo de interação (min)	1'15"		
	Produto:*** (1,2,3,4)	3		

Umidade de moldagem (%) =	35,50
Contração (%) =	5,94
Expansão (%) =	1,79
Reabsorção d'água (%) =	32,86
Índice reabsorção d'água (%) =	-0,07

Resposta:
Arenoso Laterítico

Trincas

Inchamento

OBS: A esfera rapidamente se fragmentou. Em cima parece que as placas levantaram um pouco, mas não pareceu-me que tenha sido inchamento

Classes / Grupos geotécnico: Lateríticos: Típico, Argiloso, Arenoso, Areia; Transicionais: Argiloso, Arenoso, Areia;

Não-Lateríticos: Argiloso, Siltoso, Arenoso, Areia.

Atribuições:

* 1- Ausência de trincas sem inchamento ou ocorrências de poucas trincas, sem inchamento, formando blocos resistentes;

2 - Presença de certo trincamento com inchamento; 3 - Muito trincado ou ausência de trincas visíveis a olho nu com inchamento

** 1 - Esfera quebra-se entre os dedos polegar e indicador; 2 - Esfera quebra-se entre o dedo polegar e uma superfície plana dura;

3 - Esfera não se quebra

*** 1 - Esfera trinca ou não se altera; 2 - Blocos de dimensões milimétricos; 3 - Partículas identificáveis a olho nu; 4 - Pasta.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	Jazida: Jaderlândia	Operador: Simonne Amaral
		DATA: 10/07/2001

Granulometria (mm)		gramas	%
	<0,425 mm	60	

Anéis n°	1	2	3	Média
Massa pastilha úmida + anel (g)	41,25	42,07	41,28	41,53
Massa seca (pastilha + anel) (g)	37,98	38,25	37,68	37,97
Massa seca pastilha (g)	15,03	15,01	14,93	14,99
Diâmetro da pastilha seca (mm)	33,45	33,43	33,67	33,52
Tempo ascensão (min / segundos)	horário:16:52	17'16"	17'44"	16'4"
Tipo de trincamento * (1,2,3)	1	1	1	
Diâmetro após reabsorção (mm)	35,42	34,72	35,82	35,32
Penetrações cones (mm)	10 g	0,5	0	0,5
	30 g	3,5	2	5
	60 g	máx.	máx.	máx.
Massa após reabsorção (com papel)	20,98	21,18	21,26	21,14
Massa papel (gramas)	1,4	1,4	1,4	1,4
Resistência ao esmagamento ** (1,2,3)	2			
Esfera imersa em água	Tempo de interação (min)	10'31"		
	Produto:*** (1,2,3,4)	3/4		

Umidade de moldagem (%) =	23,77
Contração (%) =	4,24
Expansão (%) =	5,38
Reabsorção d'água (%) =	31,69
Índice reabsorção d'água (%) =	0,33

Resposta:

Arenoso Laterítico

Trincas

OBS: A pastilha 2 com o cone 30g e em sua beirada ficou destruída

Classes / Grupos geotécnico: Lateríticos: Típico, Argiloso, Arenoso, Areia; Transicionais: Argiloso, Arenoso, Areia;

Não-Lateríticos: Argiloso, Siltoso, Arenoso, Areia.

Atribuições:

* 1- Ausência de trincas sem inchaço ou ocorrências de poucas trincas, sem inchaço, formando blocos resistentes;

2 - Presença de certo trincamento com inchaço; 3 - Muito trincado ou ausência de trincas visíveis a olho nu com inchaço

** 1 - Esfera quebra-se entre os dedos polegar e indicador; 2 - Esfera quebra-se entre o dedo polegar e uma superfície plana dura;

3 - Esfera não se quebra

*** 1 - Esfera trinca ou não se altera; 2 - Blocos de dimensões milimétricos; 3 - Partículas identificáveis a olho nu; 4 - Pasta.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	Jazida: Tota	Operador: Simonne Amaral
		DATA: 10/07/2001

Granulometria (mm)		gramas	%
	<0,075 mm	60	

Anéis n°	28	27		Média
Massa pastilha úmida + anel (g)	41,07	41,04		41,06
Massa seca (pastilha + anel) (g)	36,57	36,56		36,57
Massa seca pastilha (g)	13,23	13,27		13,25
Diâmetro da pastilha seca (mm)	32,72	32,74		32,73
Tempo ascensão (min / segundos)	43'30"	37' 21"		
Tipo de trincamento * (1,2,3)	1	1		
Diâmetro após reabsorção (mm)	33,14	33,52		33,33
Penetrações cones (mm)	10 g	0	0	
	30 g	0	0	
	60 g	0	0	
Massa após reabsorção (com papel)	17,41	17,29		17,35
Massa papel (gramas)	1,57	1,57		1,57
Resistência ao esmagamento ** (1,2,3)	3			
Esfera imersa	Tempo de interação (min)	30"		
em água	Produto:*** (1,2,3,4)	2		

Umidade de moldagem (%) =	33,89
Contração (%) =	6,49
Expansão (%) =	1,83
Reabsorção d'água (%) =	19,09
Índice reabsorção d'água (%) =	-0,44

Resposta:

Laterítico típico

Trincas

Inchamento

OBS: A esfera partiu-se em três rapidamente. As trincas laterais é devido ao desmolde.

Classes / Grupos geotécnico: Lateríticos: Típico, Argiloso, Arenoso, Areia; Transicionais: Argiloso, Arenoso, Areia;

Não-Lateríticos: Argiloso, Siltoso, Arenoso, Areia.

Atribuições:

* 1- Ausência de trincas sem inchamento ou ocorrências de poucas trincas, sem inchamento, formando blocos resistentes;

2 - Presença de certo trincamento com inchamento; 3 - Muito trincado ou ausência de trincas visíveis a olho nu com inchamento

** 1 - Esfera quebra-se entre os dedos polegar e indicador; 2 - Esfera quebra-se entre o dedo polegar e uma superfície plana dura;

3 - Esfera não se quebra

*** 1 - Esfera trinca ou não se altera; 2 - Blocos de dimensões milimétricos; 3 - Partículas identificáveis a olho nu; 4 - Pasta.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES
Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

IDENTIFICAÇÃO DA AMOSTRA	Jazida: Tota	Operador: Simonne Amaral
		DATA: 10/07/2001

Granulometria (mm)		gramas	%
	<0,425 mm	60	

Anéis n°	10	11	12	Média
Massa pastilha úmida + anel (g)	42,48	42,7	42,78	42,65
Massa seca (pastilha + anel) (g)	39,02	39,21	39,38	39,20
Massa seca pastilha (g)	15,82	15,98	16,16	15,99
Diâmetro da pastilha seca (mm)	33,81	33,8	33,85	33,82
Tempo ascensão (min / segundos)	horário:14:26	36'40"	36'15"	41' 20"
Tipo de trincamento * (1,2,3)	1	1	1	
Diâmetro após reabsorção (mm)	34,64	35,18	34,46	34,76
Penetrações cones (mm)	10 g	0	0,5	0
	30 g	2	2	0
	60 g	2	3	0
Massa após reabsorção (com papel)	20,1	20,76	19,88	20,25
Massa papel (gramas)	1,57	1,57	1,57	1,57
Resistência ao esmagamento ** (1,2,3)	3			
Esfera imersa em água	Tempo de interação (min)	10'		
	Produto:*** (1,2,3,4)	1		

Umidade de moldagem (%) =	21,58
Contração (%) =	3,37
Expansão (%) =	2,78
Reabsorção d'água (%) =	16,83
Índice reabsorção d'água (%) =	-0,22

Resposta:
Arenoso Laterítico

Trincas

Inchamento

OBS: Até 10 minutos a esfera estava praticamente intacta. A pastilha 12 não teve trincas
A pastilha 11 não teve foto com o cone.

Classes / Grupos geotécnico: Lateríticos: Típico, Argiloso, Arenoso, Areia; Transicionais: Argiloso, Arenoso, Areia;

Não-Lateríticos: Argiloso, Siltoso, Arenoso, Areia.

Atribuições:

* 1- Ausência de trincas sem inchamento ou ocorrências de poucas trincas, sem inchamento, formando blocos resistentes;

2 - Presença de certo trincamento com inchamento; 3 - Muito trincado ou ausência de trincas visíveis a olho nu com inchamento

** 1 - Esfera quebra-se entre os dedos polegar e indicador; 2 - Esfera quebra-se entre o dedo polegar e uma superfície plana dura;

3 - Esfera não se quebra

*** 1 - Esfera trinca ou não se altera; 2 - Blocos de dimensões milimétricos; 3 - Partículas identificáveis a olho nu; 4 - Pasta.

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES

Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

Local GRANA + CAP 5060 - 7%

Nº. Amostra: 321

t = 60 C

320

LADO A direito

Ciclos: 0

	1	2	3	4	5
A	1358	1332	1329	1316	1314
B	943	945	960	938	929
C	1391	1309	1451	1307	1319

Ciclos: 100

	1	2	3	4	5
A	1460	1411	1414	1386	1400
B	1005	1071	1104	1068	1064
C	1456	1375	1516	1375	1381

Ciclos: 300

	1	2	3	4	5
A	1540	1477	1481	1461	1480
B	1062	1165	1187	1154	1157
C	1519	1426	1579	1445	1423

Ciclos: 1000

	1	2	3	4	5
A	1695	1607	1573	1593	1591
B	1194	1325	1309	1289	1300
C	1624	1536	1682	1566	1520

Ciclos: 3000

	1	2	3	4	5
A	1979	1829	1729	1825	1825
B	1446	1581	1515	1510	1555
C	1771	1728	1830	1763	1712

Ciclos: 10000

	1	2	3	4	5
A	2378	2141	2010	2151	2178
B	1884	1925	1793	1812	1990
C	2101	2090	2057	2041	2097

Ciclos: 30000

	1	2	3	4	5
A	2655	2455	2261	2448	2463
B	2264	2177	2040	2052	2185
C	2390	2289	2267	2257	2259

LADO B esquerdo

Ciclos: 0

	1	2	3	4	5
A	1480	1555	1490	1422	1341
B	1007	1040	1049	970	888
C	1315	1357	1334	1245	1205

Ciclos: 100

	1	2	3	4	5
A	1605	1711	1666	1605	1447
B	1091	1222	1153	1103	1049
C	1386	1457	1457	1345	1319

Ciclos: 300

	1	2	3	4	5
A	1681	1792	1753	1693	1530
B	1145	1308	1247	1188	1168
C	1445	1529	1554	1415	1415

Ciclos: 1000

	1	2	3	4	5
A	1775	1900	1873	1829	1671
B	1277	1449	1386	1331	1363
C	1558	1649	1710	1547	1603

Ciclos: 3000

	1	2	3	4	5
A	1913	2041	2048	2013	1878
B	1425	1631	1600	1548	1617
C	1726	1835	1949	1730	1878

Ciclos: 10000

	1	2	3	4	5
A	2170	2272	2395	2318	2180
B	1646	1982	2090	1757	1942
C	1995	2202	2351	2059	2269

Ciclos: 30000

	1	2	3	4	5
A	2406	2500	2724	2615	2454
B	1830	2214	2424	2040	2218
C	2240	2487	2660	2356	2550

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES

Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

Local GRAN A + IMP 5 - 6,1%

N°. Amostra: 626

t = 60 C

627

LADO A esquerda

Ciclos: 0

	1	2	3	4	5
A	1199	1390	1380	1339	1041
B	932	1078	1065	977	780
C	1282	1389	1370	1313	1197

Ciclos: 100

	1	2	3	4	5
A	1322	1515	1548	1458	1190
B	1077	1219	1206	1117	959
C	1362	1479	1505	1444	1317

Ciclos: 300

	1	2	3	4	5
A	1404	1583	1626	1517	1245
B	1173	1300	1271	1183	1031
C	1428	1526	1554	1502	1380

Ciclos: 1000

	1	2	3	4	5
A	1515	1695	1750	1638	1329
B	1312	1415	1495	1295	1156
C	1519	1608	1651	1595	1473

Ciclos: 3000

	1	2	3	4	5
A	1734	1926	1990	1840	1591
B	1565	1683	1640	1490	1371
C	1703	1925	1851	1768	1660

Ciclos: 10000

	1	2	3	4	5
A	2345	2298	2319	2204	1771
B	1931	2076	1978	1803	1673
C	2011	2195	2172	2067	1964

Ciclos: 20000

	1	2	3	4	5
A	1965	2477	2406	2404	2404
B	1835	2115	2273	2240	2054
C	2115	2310	2347	2281	2199

LADO B direita

Ciclos: 0

	1	2	3	4	5
A	1275	1298	1396	1685	1638
B	854	923	1236	1236	1122
C	1120	1224	1517	1490	1524

Ciclos: 100

	1	2	3	4	5
A	1358	1541	1750	1802	1710
B	903	1089	1397	1377	1267
C	1209	1368	1560	1589	1614

Ciclos: 300

	1	2	3	4	5
A	1388	1594	1794	1850	1749
B	946	1154	1461	1443	1335
C	1259	1432	1605	1645	1651

Ciclos: 1000

	1	2	3	4	5
A	1439	1655	1875	1939	1810
B	1018	1245	1568	1553	1434
C	1359	1530	1685	1738	1734

Ciclos: 3000

	1	2	3	4	5
A	1525	1797	2024	2112	1932
B	1135	1433	1778	1757	1614
C	1551	1747	1890	1923	1865

Ciclos: 10000

	1	2	3	4	5
A	1614	1993	2279	2453	2177
B	1286	1724	2118	2097	1900
C	1810	2096	2231	2264	2090

Ciclos: 20000

	1	2	3	4	5
A	1683	2122	2384	2556	2300
B	1353	1845	2242	2184	2022
C	1920	2222	2360	2423	2225

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES

Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

Local GRAN A + IMP 5 - 8,1%

N°. Amostra: 621

t = 60 C

620

LADO A esquerdo

Ciclos: 0

	1	2	3	4	5
A	1411	1548	1669	1657	1650
B	979	1060	1086	1110	1159
C	1295	1439	1431	1441	1441

Ciclos: 100

	1	2	3	4	5
A	1525	1711	1820	1818	1789
B	1171	1287	1350	1398	1413
C	1398	1560	1610	1648	1588

Ciclos: 300

	1	2	3	4	5
A	1601	1800	1890	1898	1848
B	1298	1417	1472	1534	1515
C	1483	1623	1675	1740	1665

Ciclos: 1000

	1	2	3	4	5
A	1707	1907	1984	1990	1938
B	1442	1576	1622	1679	1659
C	1573	1735	1786	1875	1762

Ciclos: 3000

	1	2	3	4	5
A	1972	2124	2276	2179	2129
B	1746	1914	1915	1981	1895
C	1882	2040	2012	2110	1969

Ciclos: 10000

	1	2	3	4	5
A	2594	2967	2938	2812	2540
B	2353	2738	2676	2689	2433
C	2467	2776	2795	2847	2580

Ciclos: 30000

	1	2	3	4	5
A	3000	3000	3000	3000	3000
B	3000	3000	3000	3000	3000
C	3000	3000	3000	3000	3000

LADO B

Ciclos: 0

	1	2	3	4	5
A	1495	1453	1358	1595	1554
B	1056	1121	1204	1121	1100
C	1404	1445	1590	1452	1428

Ciclos: 100

	1	2	3	4	5
A	1679	1769	1800	1758	1709
B	1291	1402	1410	1362	1335
C	1537	1602	1658	1594	1572

Ciclos: 300

	1	2	3	4	5
A	1746	1838	1855	1825	1793
B	1494	1512	1492	1475	1445
C	1612	1672	1729	1674	1631

Ciclos: 1000

	1	2	3	4	5
A	1855	1924	1934	1932	1882
B	1535	1646	1606	1605	1577
C	1737	1777	1810	1782	1714

Ciclos: 3000

	1	2	3	4	5
A	2014	2109	2073	2097	2040
B	1743	1888	1811	1828	1789
C	1910	1955	1975	1981	1883

Ciclos: 10000

	1	2	3	4	5
A	2331	2511	2415	2421	2352
B	2098	2323	2230	2231	2162
C	2254	2411	2414	2432	2254

Ciclos: 30000

	1	2	3	4	5
A	3000	3000	3000	3000	3000
B	3000	3000	3000	3000	3000
C	3000	3000	3000	3000	3000

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES

Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

Local GRAN A + IPIPEN 60/25 - 6,8%

Nº. Amostra: 624

t = 60 C

625

LADO A direito

Ciclos: 0

	1	2	3	4	5
A	1574	1445	1472	1359	1218
B	1120	1105	1103	978	845
C	1520	1466	1398	1330	1155

Ciclos: 100

	1	2	3	4	5
A	1649	1548	1558	1455	1309
B	1212	1250	1204	1088	946
C	1576	1500	1483	1426	1221

Ciclos: 300

	1	2	3	4	5
A	1685	1578	1592	1489	1354
B	1257	1281	1245	1130	996
C	1607	1574	1512	1454	1254

Ciclos: 1000

	1	2	3	4	5
A	1733	1620	1640	1541	1419
B	1336	1355	1308	1192	1079
C	1642	1611	1557	1499	1295

Ciclos: 3000

	1	2	3	4	5
A	1810	1699	1721	1620	1515
B	1450	1480	1421	1303	1190
C	1697	1691	1628	1577	1363

Ciclos: 10000

	1	2	3	4	5
A	1983	1881	1895	1781	1675
B	1630	1697	1652	1498	1373
C	1815	1869	1824	1810	1518

Ciclos: 30000

	1	2	3	4	5
A	2285	2325	2194	2122	1888
B	1872	2007	1990	1775	1593
C	1995	2145	2152	2172	1720

LADO B esquerdo

Ciclos: 0

	1	2	3	4	5
A	1357	1446	1430	1419	1388
B	882	976	977	958	903
C	1293	1332	1314	1288	1386

Ciclos: 100

	1	2	3	4	5
A	1430	1523	1515	1510	1435
B	969	1082	1068	1074	972
C	1350	1389	1395	1354	1461

Ciclos: 300

	1	2	3	4	5
A	1463	1562	1551	1549	1466
B	1011	1147	1117	1125	996
C	1383	1426	1441	1385	1495

Ciclos: 1000

	1	2	3	4	5
A	1521	1610	1608	1568	1526
B	1074	1215	1180	1223	1085
C	1430	1481	1493	1430	1553

Ciclos: 3000

	1	2	3	4	5
A	1603	1696	1679	1656	1603
B	1179	1340	1277	1297	1193
C	1504	1577	1561	1485	1625

Ciclos: 10000

	1	2	3	4	5
A	1800	1862	1808	1787	1715
B	1366	1556	1464	1494	1301
C	1686	1758	1691	1596	1788

Ciclos: 30000

	1	2	3	4	5
A	2156	2162	2008	1985	1868
B	1624	1842	1658	1699	1658
C	2011	2029	1915	1764	2032

ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE TRANSPORTES

Laboratório de Tecnologia de Pavimentação

Local GRANB + CAP 5060 - 5,2%

N°. Amostra: 622

t = 60 C

623

LADO A esquerdo

Ciclos: 0

	1	2	3	4	5
A	1404	1483	1533	1458	1290
B	1047	1147	1095	1131	1000
C	1445	1562	1679	1583	1486

Ciclos: 100

	1	2	3	4	5
A	1468	1553	1593	1535	1334
B	1108	1225	1138	1225	1117
C	1484	1612	1723	1635	1530

Ciclos: 300

	1	2	3	4	5
A	1517	1595	1624	1571	1369
B	1150	1278	1164	1273	1175
C	1505	1642	1742	1651	1555

Ciclos: 1000

	1	2	3	4	5
A	1578	1655	1675	1626	1411
B	1226	1360	1207	1352	1228
C	1545	1662	1754	1688	1595

Ciclos: 3000

	1	2	3	4	5
A	1668	1760	1756	1700	1484
B	1328	1468	1267	1487	1358
C	1617	1722	1825	1733	1645

Ciclos: 10000

	1	2	3	4	5
A	1778	1901	1872	1808	1570
B	1457	1601	1425	1597	1468
C	1710	1810	1899	1820	1715

Ciclos: 30000

	1	2	3	4	5
A	1883	1986	1949	1864	1655
B	1539	1711	1471	1705	1542
C	1790	1904	1949	1842	1772

LADO B direito

Ciclos: 0

	1	2	3	4	5
A	1301	1415	1462	1433	1349
B	877	886	885	867	912
C	1156	1138	1134	1168	1256

Ciclos: 100

	1	2	3	4	5
A	1422	1534	1594	1556	1462
B	994	1028	1062	1025	1065
C	1251	1217	1234	1289	1373

Ciclos: 300

	1	2	3	4	5
A	1516	1624	1671	1657	1538
B	1083	1125	1178	1141	1184
C	1334	1304	1323	1403	1475

Ciclos: 1000

	1	2	3	4	5
A	1617	1742	1777	1783	1644
B	1199	1263	1347	1300	1355
C	1414	1419	1443	1559	1617

Ciclos: 3000

	1	2	3	4	5
A	1730	1850	1890	1960	1757
B	1325	1379	1527	1481	1537
C	1539	1575	1617	1714	1828

Ciclos: 10000

	1	2	3	4	5
A	1845	1968	2030	2118	1885
B	1447	1520	1733	1681	1710
C	1665	1764	1832	1883	2002

Ciclos: 30000

	1	2	3	4	5
A	1929	2055	2106	2218	1985
B	1524	1635	1860	1810	1838
C	1750	1872	1971	2001	2118