

UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

CARACTERIZAÇÃO E USO DE AGREGADOS LATERÍTICOS DO  
DISTRITO FEDERAL E DO ESTADO DE RORAIMA EM CBUQ

JOEL CARLOS MOIZINHO

ORIENTADOR: JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO  
CO-ORIENTADOR: MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS

TESE DE DOUTORADO EM GEOTECNIA

PUBLICAÇÃO: G.TD - 043A/07

BRASÍLIA / DF: ABRIL / 2007

**UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA  
FACULDADE DE TECNOLOGIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**CARACTERIZAÇÃO E USO DE AGREGADOS LATERÍTICOS DO DISTRITO  
FEDERAL E DO ESTADO DE RORAIMA EM CBUQ**

**JOEL CARLOS MOIZINHO**

TESE DE DOUTORADO SUBMETIDA AO DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL  
DA UNIVERSIDADE DE BRASÍLIA COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS  
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE DOUTOR.

APROVADA POR:

---

JOSÉ CAMAPUM DE CARVALHO, PhD (UnB)  
(ORIENTADOR)

---

MÁRCIO MUNIZ DE FARIAS, PhD (UnB)  
(CO-ORIENTADOR)

---

PEDRO MURRIETA SANTOS NETO, DSc (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)

---

LUIZ FERNANDO MARTINS RIBEIRO, DSc (UnB)  
(EXAMINADOR INTERNO)

---

LIEDI LEGI BARIANI BERNUCCI, DSc (EPUSP)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

---

ÉDER DE SOUZA MARTINS, DSc (EMBRAPA)  
(EXAMINADOR EXTERNO)

LOCAL E DATA: BRASÍLIA/DF, 13 DE ABRIL DE 2007.

## FICHA CATALOGRÁFICA

MOIZINHO, JOEL CARLOS

Caracterização e Uso de Agregados Lateríticos do Distrito Federal e do Estado de Roraima em CBUQ. [Distrito Federal] 2007

xxvii, 288 p., 210x297 mm (ENC/FT/UnB, Doutor, Geotecnia, 2007)

Tese de Doutorado - Universidade de Brasília. Faculdade de Tecnologia.

Departamento de Engenharia Civil

1. Agregados lateríticos      2. Comportamento Mecânico

3. Concreto betuminoso      4. Pavimentação

I. ENC/FT/UnB

II. Título (série)

## REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

MOIZINHO, J.C. (2007). Caracterização e Uso de Agregados Lateríticos do Distrito Federal e do Estado de Roraima em CBUQ Tese de Doutorado, Publicação G.DM-043A/07, Departamento de Engenharia Civil, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 288 p.

## CESSÃO DE DIREITOS

NOME DO AUTOR: Joel Carlos Moizinho

TÍTULO DA TESE DE DOUTORADO: Caracterização e Uso de Agregados Lateríticos do Distrito Federal e do Estado de Roraima em CBUQ

GRAU / ANO: DOUTOR / 2007

É concedida à Universidade de Brasília a permissão para reproduzir cópias desta tese de doutorado e para emprestar ou vender tais cópias somente para propósitos acadêmicos e científicos. O autor reserva outros direitos de publicação e nenhuma parte desta tese de doutorado pode ser reproduzida sem a autorização por escrito do autor.

---

Joel Carlos Moizinho  
Rua Tota Terêncio 286, Jardim Floresta I  
CEP - 69310-100 Boa Vista/RR - Brasil

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este trabalho a meus pais José e Francisca, a minha esposa Eliane e meu querido filho Arthur Moizinho, pelo incentivo e na certeza que pode-se vencer pela inteligência pela habilidade ou pela sorte, mas nunca sem trabalho.

## AGRADECIMENTOS

A Deus, meu guia, pela paz oferecida nos momentos mais difíceis, ajudando a levantar-me e seguir em frente.

A meus pais, irmãos, sobrinhos, sogro, sogra e cunhados pelo bom convívio familiar, família é tudo.

Ao professor José Camapum de Carvalho, pela orientação, ensinamentos transmitidos e pela lição de bom humor e otimismo sempre presente em sua personalidade.

Ao professor Márcio Muniz de Farias, pela orientação conjunta, pela dedicação na leitura e suporte nos artigos que publicamos juntos, pelas excelentes sugestões necessárias ao bom andamento da pesquisa.

A todos os professores do Programa de Pós-Graduação em Geotecnia, pelos conhecimentos transmitidos, pelo sentido de trabalho em grupo despertado e em especial ao professor José Henrique Feitosa (in memoriam) pela atenção nos meus primeiros contatos com a UnB.

A secretária Nilzith, pelos inúmeros formulários e memorandos, sempre feitos com boa vontade.

A UFRR e a UnB pela oportunidade de realização deste sonho.

As professoras Cláudia Gurjão e Neusa Motta, cujos contatos foram decisivos para minha estadia na UnB e em especial ao professor Leon Tolstoi pela tão sabia coordenação deste projeto de pesquisa.

Aos professores Ary Ferreira, João Bosco, Cláudio Gomes, Nazaré Santos e Gioconda Martinez pelo apoio recebido, principalmente no envio de parte de material de minha pesquisa do Estado de Roraima para Brasília.

Ao DER-DF, pelo apoio oferecido durante a realização de parte dos ensaios laboratoriais, em especial ao Geólogo Raimundo na localização e coleta de amostras e aos técnicos, Hamilton, Tolentino e Geraldo, pela ajuda tão importante e o melhor com a maior boa vontade.

À distribuidora de Petróleo Centro Oeste da Petrobrás, pelo fornecimento do ligante asfáltico utilizado na pesquisa.

A professora Liedi Bernucci, pelo apoio oferecido para realização dos ensaios mecânicos no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP (EPUSP).

Ao amigo e professor Edson Moura, Técnico do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP, cuja boa vontade que lhe é peculiar e suportes técnicos foram fundamentais para realização dos ensaios mecânicos referente à pesquisa.

A professora Edi do laboratório de Geoquímica da UnB pelas análises mineralógicas realizadas, sempre com muita boa vontade.

A professora Simone Amaral que tanto contribuiu no levantamento bibliográfico desta pesquisa.

A FURNAS Centrais Elétricas, na pessoa do Engenheiro Renato Guimarães pelo apóio para realização de análise Química em amostras de solo da pesquisa.

A EMBRAPA Cerrado, na pessoa do Doutor Eder Martins pela realização de ensaios de termogravimetria em amostras de solos desta pesquisa.

Aos laboratoristas, Osvaldo, Ricardo, Alessandro, Severino e Xavier pela amizade, confiança transmitida e esforço dedicado na realização de diversos ensaios e outras atividades relativas à pesquisa.

A minha esposa Eliane pela companheira dedicada, batalhadora e amiga, minha incentivadora.

A meu filho Arthur, fonte de minha inspiração.

A todos os colegas de curso, Valeu.

Meu muito obrigado

# CARACTERIZAÇÃO E USO DE AGREGADOS LATERÍTICOS DO DISTRITO FEDERAL E DO ESTADO DE RORAIMA EM CBUQ

## RESUMO

Esta tese apresenta o comportamento mecânico de quatro misturas betuminosas usinadas a quente fabricado com agregados lateríticos do Estado de Roraima e do Distrito Federal e CAP 50/70. Após lavagem e secagem ao ar, os agregados foram britados e enquadrados na faixa C do DNIT. Foi mantida a mesma granulometria para as quatro misturas, variando apenas o tipo de agregado. As misturas betuminosas foram constituídas por 32,5% de agregado graúdo laterítico, 60% de areia lateítica e 7,5% de filer laterítico. Foram determinados para os agregados: a absorção, massa específica real e aparente dos agregados em função do diâmetro, índices de degradação Marshall e de Washington, abrasão Los Angeles, resistência ao esmagamento, resistência à produção 10% de finos e impacto Treton. Procurou-se verificar a influência da secagem no comportamento mecânico dos agregados, além de suas caracterizações químicas e mineralógicas. Também foram obtidos parâmetros das misturas betuminosas por meio da metodologia Marshall, resistência à tração a 25°C, desgaste Cântabro para vários teores de ligantes, resistência à tração retida, módulo de resiliência, resistência à fadiga e deformação permanente. Os resultados obtidos mostraram diferente comportamento dos agregados lateríticos em relação aos parâmetros de resistência medidos, massa específica dos agregados variando em função do diâmetro e comportamento mecânico de alguns tipos de agregados fortemente sensível à variação de temperatura. Para as misturas betuminosas foram obtidos elevados valores de estabilidade e resistência à tração, desgaste Cântabro decrescendo com o aumento do teor de ligante e variando também com o tipo de agregado, vida de fadiga compatível com misturas densas convencionais e mistura betuminosa com baixa deformação permanente, medida em simulador de tráfego. Em particular, foi dado um foco especial à utilização da fração mais fina como material de enchimento (fíler), cujos resultados foram satisfatórios, quando comparados com o filer cal, substituindo o laterítico nas misturas. Também foi simulado, usando o programa kenlayer, o comportamento mecânico de estruturas de pavimentos, usando como material de revestimento misturas betuminosas desta pesquisa. É apresentado um estudo econômico simplificado, dos custos comparativos de misturas convencionais, usualmente empregadas no Distrito Federal e no Estado de Roraima, e alternativas, propostas neste trabalho.

Palavras Chaves: Mistura betuminosa, agregados lateríticos, comportamento mecânico.

# CHARACTERIZATION AND USE OF LATERITIC AGREGATES FROM THE FEDERAL DISTRICT AND RORAIMA STATE (BRAZIL) IN HOT ASPHALT MIXES

## ABSTRACT

This thesis investigates the mechanical behavior of four hot mix asphalts prepared using lateritic concretions from the state of Roraima and from the Federal District, Brazil, and using CAP20 as asphalt binder. The lateritic aggregates were dried, then crushed into smaller fractions and mixed to meet the requirements of the gradation envelope C of DNIT. The same gradation was used in all mixes and only the type of aggregate was changed. The mixes were composed of 32,5% of coarse lateritic aggregate, 60% of lateritic sand and 7,5% of lateritic filler. Besides full characterization, the following tests were performed on the aggregates: real specific mass, apparent specific mass, resistance to crushing, loss of mass during Treton impact, index of degradation of Washington, Los Angeles abrasion, index of Marshall degradation. Adhesion tests between the coarse and fine fractions of aggregate and the asphalt binder were also performed. It was also investigated the influence of different heating temperatures on the mechanical behavior of aggregates, besides the changes on their chemical and mineralogical properties. The hot asphalt mixture was designed using Marshall Method and the following tests were carried out: indirect tensile strength, loss of strength due to induced humidity, Cantabro loss of mass, resilient modulus and rutting due to permanent deformation. The results show distinct behavior for different lateritic aggregates in relation to the measured parameters of resistance, real and apparent specific mass dependent on the grain size and mechanical behavior of some types of aggregates strongly sensible to the temperature variation. For the hot asphalt mixes the results show: a satisfactory adhesion between the coarse fraction of aggregates and the binder, either with the aggregates subject to pre-washing or not; high values of Marshall stability; high tensile strength; high resilient modulus; low Cantabro loss and excellent resistance against rutting. It was verified the excellent results obtained with lateritic filler when compared to those obtained from samples that used the same amount of the conventional limestone filler. A mechanistic analysis of pavement was performed, using Kenlayer program. Finally, a simplified economic analysis was presented to compare the costs of mixes prepared with conventional materials and the full use of crushed lateritic aggregates. The results also showed that these mixes are economically viable up to a given bitumen content.

**KEY WORDS:** Bituminous mixture, lateritic aggregates, mechanical behavior.



# ÍNDICE

<b>CAPÍTULO</b>	<b>PÁGINA</b>
<b>CAPÍTULO 1</b>	
1.0 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 RELEVÂNCIA DO ASSUNTO.....	1
1.2 OBJETIVOS.....	5
1.2.1 Objetivo geral.....	5
1.2.2 Objetivos específicos.....	5
1.3 METODOLOGIA.....	6
1.4 DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA.....	6
1.5 ESCOPO DO TRABALHO.....	7
<b>CAPÍTULO 2</b>	
2.0 REVISÃO DA LITERATURA.....	9
2.1 ESCOPO DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	9
2.2 DISTRIBUIÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS NO BRASIL E NO MUNDO.....	10
2.3 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DAS LATERITAS.....	11
2.4. ASPECTOS DA GEOLOGIA DO ESTADO DE RORAIMA E DISTRITO FEDERAL.....	15
2.4.1 Caracterização geológica e geomorfológica do Distrito Federal.....	15
2.4.2 Caracterização geológica e geomorfológica do Estado de Roraima.....	20
2.4.2.1 Perfis lateríticos alóctones – linhas de pedra.....	20
2.4.2.2 Perfil laterítico imaturo e maduros autóctones.....	21
2.5 ORIGEM E FORMAÇÃO DE MATERIAL CONCRECIONÁRIO LATERÍTICO.....	27
2.6 CARACTERIZAÇÃO DO TRATAMENTO TÉRMICO NAS PROPRIEDADES DE SOLOS E CONCREÇÕES LATERÍTICAS.....	31
2.6.1 Caracterização da energia térmica nas propriedades de solos lateríticos.....	31
2.6.2 Caracterização da energia térmica nas propriedades das concreções lateríticas.....	36
2.7 PROPRIEDADES E USO DE AGREGADO LATERÍTICO EM REVESTIMENTO ASFÁLTICO.....	41
2.7.1 Propriedades de agregados lateríticos.....	41
2.8 EXPERIÊNCIAS COM MISTURAS BETUMINOSAS COM EMPREGO DE LATERITA EM CAMPO E EM LABORATÓRIO.....	51
2.9 USO DE AGREGADO LATERÍTICO NA CONSTRUÇÃO CIVIL.....	58
<b>CAPÍTULO 3</b>	
3.0 MATERIAIS E MÉTODOS.....	64
3.1 MATERIAIS.....	64
3.2 FORMAÇÃO LATERÍTICA DO ESTADO DE RORAIMA.....	66
3.3 FORMAÇÃO LATERÍTICA DO DISTRITO FEDERAL.....	67
3.3.1 Características geomorfológicas das jazidas pesquisadas no DF.....	68
3.3.1.1 Jazida JEURI.....	68

3.3.1.2 Jazida J406.....	69
3.3.1.3 Jazida J275.....	70
3.4 AGREGADOS UTILIZADOS NA PESQUISA.....	71
3.4.1 Agregados graúdos e miúdos.....	71
3.4.2 Filer.....	72
3.5 MÉTODOS DE ENSAIO UTILIZADOS.....	76
3.5.1 Caracterização dos agregados.....	76
3.5.2 Ensaio.....	77
3.5.2.1 Porosidade, massa específica real e aparente dos agregados lateríticos pesquisados.....	77
3.5.2.2 Ensaio de abrasão Los Angeles.....	79
3.5.2.3 Determinação da perda ao choque no aparelho Treton.....	81
3.5.2.4 Resistência ao esmagamento.....	83
3.5.2.5 Ensaio 10% de finos.....	84
3.5.2.6 Índice de degradação Proctor.....	86
3.5.2.7 Índice de degradação Marshall.....	87
3.5.2.8 Ensaio de degradação Washington.....	88
3.5.2.9 Adesividade do agregado graúdo e miúdo.....	89
3.5.2.10 Equivalente de areia.....	90
3.5.2.11 Ensaio de índice de forma.....	91
3.5.2.12 Análise química e mineralógica dos agregados.....	92
3.5.2.13 Análise termica gravimétrica.....	94
3.5.2.14 Microscopia digital.....	97
3.5.2.15 Análise granulométrica com o uso de granulômetro a laser.....	98
3.5.2.16 Determinação do pH (H <sub>2</sub> O e KCl).....	99
3.6 INFLUÊNCIA DA SECAGEM NA RESISTÊNCIA DE AGREGADOS LATERÍTICOS.....	99
3.7 LIGANTE ASFÁLTICO.....	100
3.8 MISTURAS DE AGREGADOS UTILIZADOS NA PESQUISA.....	101
3.9 ENSAIOS MECÂNICOS COM AS MISTURAS BETUMINOSAS.....	104
3.9.1 Ensaio Marshall.....	104
3.9.1.1 Determinação da densidade máxima teórica da mistura asfáltica.....	106
3.9.2 Determinação da resistência da mistura asfáltica compactada ao dano por umidade induzida – AASHTO T 283/89.....	111
3.9.3 Ensaio Cântabro.....	112
3.9.4 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	113
3.9.5 Ensaio de módulo de resiliência.....	115
3.9.6 Ensaio de fadiga.....	118
3.9.7 Compactação de placas de misturas asfálticas.....	122
3.9.8 Deformação permanente de placas de misturas asfálticas.....	124
3.9.9 Massa específica real e aparente de agregados lateríticos após uso em CBUQ e extração do ligante asfáltico.....	128

## CAPÍTULO 4

4.0 ANÁLISE DOS RESULTADOS.....	129
4.1 ANÁLISE QUÍMICA DOS AGREGADOS.....	129
4.1.1 pH dos agregados.....	129
4.1.2 Composição química.....	130
4.2 ANÁLISE MINERALÓGICA DOS AGREGADOS.....	132

4.2.1 Análise termo gravimétrica.....	132
4.2.2 Análise Difração de raio X.....	134
4.3 ADESIVIDADE DOS AGREGADOS.....	136
4.4 ANÁLISE MICROSCÓPICA DA SUPERFÍCIE DOS AGREGADOS LATERÍTICOS EM FUNÇÃO DO TRATAMENTO TÉRMICO.....	139
4.5 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DOS AGREGADOS PESQUISADOS.....	145
4.6 COMPORTAMENTO MECÂNICO E INFLUÊNCIA DA ENERGIA TÉRMICA EM PROPRIEDADES DE AGREGADOS LATERÍTICOS.....	152
4.6.1 Ensaio de abrasão Los Angeles.....	153
4.6.1.1 Influência do tratamento térmico no desgaste Los Angeles dos agregados.....	155
4.6.2 Índice de degradação Marshall.....	156
4.6.2.1 Influência do tratamento térmico no índice de degradação Marshall dos agregados.....	160
4.6.3 Índice de degradação Proctor.....	161
4.6.3.1 Influência do tratamento térmico no índice de degradação Proctor dos agregados.....	162
4.6.4 Ensaio de equivalente de areia.....	163
4.6.5 Ensaio de resistência ao esmagamento.....	163
4.6.5.1 Influência do tratamento térmico no ensaio de resistência ao esmagamento.....	164
4.6.6 Ensaio 10% de finos.....	165
4.6.6.1 Influência do tratamento térmico no ensaio 10% de finos.....	165
4.6.7 Ensaio de desgaste por impacto Treton.....	167
4.6.7.1 Influência do tratamento térmico no desgaste por impacto dos agregados.....	167
4.6.8 Índice de degradação de Washington.....	170
4.6.8.1 Influência do tratamento térmico no índice de degradação de Washington.....	170
4.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE A RELAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS REALIZADOS.....	171
4.8 APLICAÇÃO DO TESTE DE HIPÓTESE NA VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO TRATAMENTO TÉRMICO NA RESISTÊNCIA DOS AGREGADOS LATERÍTICOS USADOS NA PESQUISA.....	173

## **CAPÍTULO 5**

5.0 RESULTADOS E ANÁLISE DAS PROPRIEDADES DAS MISTURAS BETUMINOSAS.....	178
5.1 PARÂMETROS MARSHALL.....	178
5.1.1 Influência do tipo de filer nos parâmetros Marshall.....	184
5.2 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO.....	188
5.3 ENSAIO DE UMIDADE INDUZIDA .....	192
5.4 MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	193
5.5 ENSAIOS DE FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	197
5.6 ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE.....	201
5.7 ENSAIO CÂNTABRO.....	215
5.8 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS AGREGADOS PESQUISADOS, APÓS SUA EXTRAÇÃO DE CONCRETO BETUMINOSO.....	220
5.9 ANÁLISE ESTRUTURAL.....	222
5.9.1 Considerações sobre as estruturas pesquisadas.....	230
5.10 ANÁLISE ECONÔMICA DAS MISTURAS.....	238

## **CAPÍTULO 6**

6.0 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	241
6.1 INTRODUÇÃO.....	241
6.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS.....	241
6.3 ENSAIO MARSHALL.....	243
6.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS BETUMINOSAS.....	243
6.5 ENSAIO DE UMIDADE INDUZIDA E CÂNTABRO.....	244
6.6 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO E MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	245
6.7 ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE E FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL.....	246
6.7.1 Ensaio de deformação permanente.....	246
6.7.2 Ensaio de fadiga.....	247
6.8 ANÁLISE ESTRUTURAL .....	247
6.9 CONCLUSÃO GERAL.....	248
6.10 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS.....	249
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	250
APÊNDICES.....	263

## LISTA DE TABELAS

### CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 - Classificação de solos lateríticos (Winterkorn e Chandrasenkharan,1951).....	12
Tabela 2.2 - Principais terminologias adotadas para caracterização de perfis de intemperismo (modificado de Butt e Anand 1997).....	19
Tabela 2.3 – Estratigrafia para o Estado de Roraima Fonte Projeto Roraima Central (CPRMBrasil, 2000).....	26
Tabela 2.4 – Influência da secagem nos limites de liquidez e plasticidade e granulometria dos solos de Papua e Nova Guiné (modificado de Frost,1967).....	32
Tabela 2.5 – Ensaio abrasão Los Angeles a diversas temperaturas com agregados graníticos, lateríticos de João Pessoa – PB e Sapé – PB (Macêdo,1989).....	37
Tabela 2.6 – Comportamento mecânico de agregados lateríticos do Nordeste do Brasil em função do tratamento térmico (Moizinho,1994).....	38
Tabela 2.7 – Comportamento mecânico de agregados lateríticos do Nordeste do Brasil no estado natural e após ser extraído de concreto betuminoso usinado a quente (Moizinho, 1994).....	40
Tabela 2.8 – Especificação para pedregulhos lateríticos (Bhatia e Hammond, 1970).....	43
Tabela 2.9 - Hierarquização dos diferentes graus de importância das propriedades das Rochas e agregados (Frazão, 2002).....	47
Tabela 2.10 - Especificações para agregados graúdos para concretos hidráulicos, conforme algumas entidades normalizadoras (Frazão, 2002).....	48
Tabela 2.11 - Especificações para agregados graúdos para lastro ferroviário e para pavimentos rodoviários, conforme algumas entidades normalizadoras (Frazão, 2002).....	49
Tabela 2.12 - Especificações para agregados miúdos para concretos e argamassas, conforme algumas entidades normalizadoras (Frazão, 2002).....	50
Tabela 2.13 - Avaliação de agregados lateríticos da Índia em relação ao desempenho na pavimentação rodoviária (Nanda e Krishnamachari ,1958).....	52
Tabela 2.14 - Características Marshall de mistura betuminosa usada trecho experimental da BR – 316, Belém – Castanhal (Tavares,1976).....	53
Tabela 2.15 - Características Marshall de mistura Pré misturada a quente usada no trecho da BR – 135, Miranda – Caxuxa, Maranhão (Brito, 1978).....	53
Tabela 2.16 - Características Marshall de um CBUQ usado na rodovia BR – 364, Acre (Santana e Gontijo, 1987).....	54
Tabela 2.17 - Características Marshall de três misturas betuminosas usinadas a quente com agregados lateríticos do Nordeste do Brasil (Moizinho, 1994).....	54
Tabela 2.18 - Características Marshall de um CBUQ usado no trecho experimental Garapuava e o entroncamento Arinos / Buritis em Minas Gerais (Castro e Salem, 1994).....	55
Tabela 2.19 - Características Marshall de um CBUQ usado no pavimento de via urbana da cidade de Senador Guimar – AC (Guimarães e Motta, 2000).....	55
Tabela 2.20 - Características Marshall e mecânicas de concreto betuminoso usinado a quente com laterita do Estado do Pará (Amaral, 2004).....	56
Tabela 2.21 - Comparação de características mecânicas de concreto betuminoso usinado com agregados convencionais e alternativos (Pinto e Motta, 1995).....	56

## CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 - Ensaio de caracterização física e mecânica para agregados lateríticos pesquisados.....	76
Tabela 3.2. Granulometria padrão da amostra de rocha.....	86
Tabela 3.3 - Granulometria da amostra após compactação.....	86
Tabela 3.4 - Granulometria padrão da amostra de rocha.....	87
Tabela 3.5 - Avaliação da adesividade de agregados miúdos.....	90
Tabela 3.6 - Minerais identificados com suas respectivas fórmulas estruturais e composição químicas estequiométricas (Martins, 2000).....	95
Tabela 3.7- Características do ligante utilizado na pesquisa.....	100
Tabela 3.8 - Limites superiores e inferiores da amplitude da faixa C do DNIT.....	102
Tabela 3.9 - Ensaio Marshall – valores limites (DNIT-ES 031/2006).....	106
Tabela 3.10 - Condições do corpo de prova para o ensaio de Resistência por umidade Induzida.....	112

## CAPÍTULO 4

Tabela 4.1- pH dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR.....	130
Tabela 4.2 - Classificação de solo quanto ao pH (EMBRAPA, Brasília, 1999).....	130
Tabela 4.3 - Análise Química da fração menor que 0,075mm dos agregados .....	131
Tabela 4.4 - Análise Química da fração (0,075mm -9,5mm) dos agregados.....	132
Tabela 4.5 - Análise Química da fração (9,5mm- 19mm) dos agregados .....	132
Tabela 4.6- Percentagem de caulinita, gibbsita e goethita, presentes nos agregados.....	133
Tabela 4.7 - Resultados da mineralogia a partir da metodologia adaptada de Martins (2000).133	133
Tabela 4.8- Mineralogia do agregado JEURI em função do diâmetro e temperatura.....	135
Tabela 4.9- Mineralogia do agregado J406 em função do diâmetro e temperatura.....	135
Tabela 4.10 - Mineralogia do agregado J275 em função do diâmetro e temperatura.....	135
Tabela 4.11- Mineralogia do agregado BVRR em função do diâmetro e temperatura.....	136
Tabela 4.12- Adesividade do agregado graúdo e do miúdo ao ligante asfáltico.....	136
Tabela 4.13- Absorção, porosidade total e interna dos agregados em função do diâmetro.....	148
Tabela 4.14 - Variação da massa específica e porosidade interna não conectada ( $n_i$ ) do agregado JEURI em função do diâmetro.....	149
Tabela 4.15- Variação da massa específica e porosidade interna não conectada ( $n_i$ ) do agregado J406 em função do diâmetro.....	149
Tabela 4.16 - Variação da massa específica e porosidade interna não conectada ( $n_i$ ) do agregado J275 em função do diâmetro.....	150
Tabela 4.17 - Variação da massa específica e porosidade interna não conectada ( $n_i$ ) do agregado BVRR em função do diâmetro.....	150
Tabela 4.18 - Resultados médios de três determinações, obtidos em ensaios com os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR.....	153
Tabela 4.19 - Relação entre as porosidades não conectadas e conectadas com a abrasão Los Angeles dos agregados lateríticos.....	154
Tabela 4.20 - Variação do desgaste Los Angeles dos agregados pesquisados em função da temperatura de secagem.....	155

Tabela 4.21- Granulometria após compactação Marshall do agregado JEURI em diferentes condições de ensaio.....	159
Tabela 4.22 - Granulometria após compactação Marshall do agregado J406 em diferentes condições de ensaio.....	159
Tabela 4.23 - Granulometria após compactação Marshall do agregado J275 em diferentes condições de ensaio.....	159
Tabela 4.24- Granulometria após compactação Marshall do agregado BVRR em diferentes condições de ensaio.....	159
Tabela 4.25 - Efeito da secagem na resistência ao esmagamento dos agregados pesquisados.....	164
Tabela 4.26 - Efeito da secagem na resistência nos resultados do ensaio 10% de finos para os agregados.....	166
Tabela 4.27- Efeito da secagem na resistência nos resultados do ensaio desgaste por impacto Treton para os agregados.....	168
Tabela 4.28 - Variação do desgaste Treton dos agregados em função do tempo de tratamento térmico.....	168
Tabela 4.29 - Resultado de ensaios de resistência ao desgaste para agregados naturais - amplitude de valores (Brasil, 1998).....	173
Tabela 4.30 - Limites sugeridos para agregados de rochas naturais para uso em pavimentos (Brasil, 1998).....	173
Tabela 4.31- Ensaio abrasão Los Angeles para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR no estado natural e tratados a 175°C.....	174
Tabela 4.32- Resumo do teste de hipótese aplicado aos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR – Ensaio “Los Angeles”.....	174
Tabela 4.33- Resumo dos resultados de desgaste por impacto Treton dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR em diferentes condições de ensaios.....	176
Tabela 4.34 - Resumo do teste de hipótese aplicado aos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR – Ensaio Impacto Treton.....	177

## **CAPÍTULO 5**

Tabela 5.1 - Resultado do ensaio Marshall para a mistura asfáltica JEURI.....	180
Tabela 5.2 - Resultado do ensaio Marshall para a mistura asfáltica J406.....	180
Tabela 5.3 - Resultado do ensaio Marshall para a mistura asfáltica J275.....	180
Tabela 5.4 - Resultado do ensaio Marshall para a mistura asfáltica BVRR.....	180
Tabela 5.5 - Resumo Marshall para agregado proveniente de entulho da cidade de Goiânia (Guimarães e Ribeiro, 2005).....	181
Tabela 5.6 - Parâmetros físicos e mecânicos das misturas asfálticas no teor ótimo de Asfalto.....	186
Tabela 5.7 - Resultado da estabilidade Marshall de nove corpos de prova para as misturas betuminosas JEURI, J406, J275 e BVRR no teor 9% de ligante asfáltico.....	187
Tabela 5.8 - Teste de Hipótese para as misturas betuminosas JEURI, J406, J275 e BVRR.....	188
Tabela 5.9 - Resistência à tração diametral em função do teor de asfalto para as misturas asfálticas J406, JEURI, J275 e BVRR.....	189
Tabela 5.10 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.....	192

Tabela 5.11 - Resultados médios dos ensaios de módulo de resiliência e da relação MR/σt.....	194
Tabela 5.12 - Granulometria dos materiais de enchimento (fíler) usados na pesquisa.....	194
Tabela 5.13 - Resultado do ensaio de fadiga para a mistura J406/fíler Laterítico.....	198
Tabela 5.14 - Resultado do ensaio de fadiga para a mistura J406/Fíler cal.....	198
Tabela 5.15 - Resultado do ensaio de fadiga para a mistura BVRR/fíler Laterítico.....	198
Tabela 5.16 - Resultado do ensaio de fadiga para a mistura BVRR/fíler cal.....	198
Tabela 5.17 - Equações de fadiga para as misturas JEURI, J406, J275 BVRR.....	201
Tabela 5.18 - Comparação de parâmetros de corpos de prova de concreto betuminoso laterítico fabricados por diferentes metodologias.....	214
Tabela 5.19 - Desgaste Cántabro em função do teor de asfalto para as misturas Pesquisadas.....	216
Tabela 5.20 - Desgaste Cántabro para as misturas J406 e BVRR em função do teor de ligante e tipo de fíler usado.....	219
Tabela 5.21 - Massa específica e absorção dos agregados, antes e após uso em CBUQ.....	221
Tabela 5.22 - Localização dos pontos de análise para análise estrutural do pavimento.....	223
Tabela 5.23 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler laterítico para o caso de revestimento de 3cm e base de 30 cm.....	224
Tabela 5.24 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler laterítico para o caso de revestimento de 3cm e base de 40 cm.....	224
Tabela 5.25 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler laterítico para o caso de revestimento de 5cm e base de 30 cm.....	224
Tabela 5.26 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler laterítico para o caso de revestimento de 5cm e base de 40 cm.....	224
Tabela 5.27 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler laterítico para o caso de revestimento de 10cm e base de 30 cm.....	225
Tabela 5.28 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler laterítico para o caso de revestimento de 10cm e base de 40 cm.....	225
Tabela 5.29 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler cal para o caso de revestimento de 3cm e base de 30 cm.....	225
Tabela 5.30 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler cal para o caso de revestimento de 3cm e base de 40 cm.....	225
Tabela 5.31 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler cal para o caso de revestimento de 5cm e base de 30 cm.....	226
Tabela 5.32 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler cal para o caso de revestimento de 5cm e base de 40 cm.....	226
Tabela 5.33 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler cal para o caso de revestimento de 10cm e base de 30 cm.....	226
Tabela 5.34 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/fíler cal para o caso de revestimento de 10cm e base de 40 cm.....	226
Tabela 5.35 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/fíler laterítico para o caso de revestimento de 3cm e base de 30 cm.....	227
Tabela 5.36 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/fíler laterítico para o caso de revestimento de 3cm e base de 40 cm.....	227
Tabela 5.37 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/fíler laterítico para o caso de revestimento de 5cm e base de 30 cm.....	227
Tabela 5.38 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/fíler laterítico para o caso de revestimento de 5cm e base de 40 cm.....	227
Tabela 5.39 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/fíler laterítico para o caso de revestimento de 10cm e base de 30 cm.....	228



Tabela 5.40 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer laterítico para o caso de revestimento de 10cm e base de 40 cm.....	228
Tabela 5.41 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 3cm e base de 30 cm.....	228
Tabela 5.42 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 3cm e base de 40 cm.....	228
Tabela 5.43 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 3cm e base de 30 cm.....	229
Tabela 5.44 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 5cm e base de 40 cm.....	229
Tabela 5.45 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 10cm e base de 30 cm.....	229
Tabela 5.46 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 10cm e base de 40 cm.....	229
Tabela 5.47 - Altura do revestimento J406, em função da deformação de tração limite fixada.....	232
Tabela 5.48 - Altura do revestimento BVRR, em função da deformação de tração limite fixada.....	232
Tabela 5.49 - Equações de fadiga para estruturas com a mistura J406/filer laterítico.....	235
Tabela 5.50 - Equações de fadiga para estruturas de pavimentos com a mistura J406/filer cal.....	235
Tabela 5.51 - Equações de fadiga para estruturas com a mistura BVRR/ filer laterítico.....	236
Tabela 5.52 - Equações de fadiga para estruturas de pavimentos para mistura BVRR/filer cal.....	236
Tabela 5.53 - Equações de fadiga de campo para os revestimentos pesquisados.....	237
Tabela 5.54 - Preços médios de CAP 50/70 e agregados para pavimentos.....	238
Tabela 5.55 - Composição de misturas betuminosas para análise de custo.....	239

## LISTA DE FIGURAS

### CAPÍTULO 2

Figura 2.1 - Extensão do fenômeno de laterização na superfície do globo (Melfi, 1997).....	10
Figura 2.2 - Distribuição das coberturas lateríticas no Brasil (Villibor et al., 2000).....	11
Figura 2.3 - Mapa Geológico do Distrito Federal.....	17
Figura 2.4 - Mapa de solos do Distrito Federal (Reatto et al, 2004).....	18
Figura 2.5 - Linhas de pedras em perfis lateríticos imaturos (A) e maduros (B) (Costa, 1991).....	21
Figura 2.6 - Perfil laterítico imaturo autóctone na Amazônia . Perfil laterítico maduros autóctones (Costa, 1997).....	21
Figura 2.7 - Perfil laterítico fosfático maduros autóctone na Amazônia (Costa,1997).....	22
Figura 2.8 - Classes de solos no Estado de Roraima.....	23
Figura 2.9 - Esboço Geológico da área do Projeto Roraima Central (CPRM Brasil, 2000).....	24
Figura 2.10 - Esboço Geológico do Estado de Roraima (CPRM Brasil, 2000).....	25
Figura 2.11 - Exemplo de formação de couraças lateríticas (Santana e Gontijo,1987).....	28
Figura 2.12 - Efeito do conteúdo de óxido de ferro na resistência de agregados lateríticos (Maignein, 1966).....	29
Figura 2.13 - Efeito da secagem em agregados lateríticos (Bhatia e Hammond, 1970).....	36
Figura 2.14 - Ensaio abrasão Los Angeles a diversas temperaturas com agregados granítico, lateríticos de João Pessoa – PB e Sapé – PB.(Macedo, 1989).....	37
Figura 2.15 – Influência da temperatura de secagem na resistência a: (a) abrasão Los Angeles, (b)resistência ao esmagamento e (c) 10% de finos para agregados lateríticos do Nordeste do Brasil (Moizinho, 1994).....	39
Figura 2.16 - Carga puntual em agregados lateríticos do Estado do Pará (Amaral, 2004).....	40
Figura 2.17 - Variação da massa específica dos grãos de solos lateríticos de GO e DF em função de seu diâmetro (Camapum de carvalho et al,1998).....	46
Figura 2.18 - Valores de estabilidade para misturas betuminosas do Norte e Nordeste do Brasil usando agregados lateríticos (modificado de Motta et al, 2000).....	57
Figura 2.19 (a) - Laterita constituindo muro de arrimo – Boa Vista – RR.....	59
Figura 2.19 (b) - Lateritas como material decorativo. Praça Rio Branco – Boa Vista, RR.....	59
Figura 2.19 (c) - Lateritas como camada de sub-base para pavimentos. Parque Anauá. Boa Vista-RR.....	60
Figura 2.19 (d) - Laterita usada em alvenaria. Igreja São Domingos – Uberaba MG.....	60
Figura 2.19 (e) - Laterita como elemento decorativo. Zoológico de Brasília.....	60
Figura 2.19 (f) - Utilização de tijolos de laterita – asfalto em Rio Branco – AC.....	61
Figura 2.19 (g) - Calçamento de praças e vias públicas (Praça matriz em Mosqueiro, Belém- Pará e ladeira do jacaré em Alcântra – MA).....	61
Figura 2.19 (h) - Exploração de lateritos para pedra de construção. Goa, Índia. Pedreira de Banbolin.....	61
Figura 2.19 ( i) - Produção de tijolos de laterita ( Angadipuram, India).....	62
Figura 2.19 ( j) - Laterita servindo de lastro na ferrovia da ICOMI.....	62
Figura 2.19 ( l) - Cascalho laterítico como material de base. Duplicação da L3 Norte-DF.....	62

## CAPÍTULO 3

Figura 3.1- Jazida laterítica EURI.....	65
Figura 3.2- Jazida laterítica J406.....	65
Figura 3.3- Jazida laterítica J275.....	65
Figura 3.4- Jazida laterítica BVRR.....	65
Figura 3.5 - Localização da Jazida BVRR e área de estudo do Projeto Roraima Central (CPRM-Brasil ,2002).....	66
Figura 3.6 - Mapa geográfico do Distrito Federal e localização das jazidas pesquisadas.....	68
Figura 3.7 - Aspecto do agregado “in natura” e após britagem e peneiramento.....	71
Figura 3.8 - Fíler laterítico e cal utilizado na pesquisa.....	72
Figura 3.9- Curva granulométrica do filer JEURI - granulômetro a laser.....	73
Figura 3.10 Curva granulométrica do filer J406 - granulômetro a laser.....	73
Figura 3.11- Curva granulométrica do filer J275 - granulômetro a laser.....	74
Figura 3.12- Curva granulométrica do filer BVRR - granulômetro a laser.....	74
Figura 3.13 - Curva granulométrica dos filer cal - granulômetro a laser.....	74
Figura 3.14 - Fluxograma da caracterização física e mecânica dos agregados lateríticos.....	75
Figura 3.15 - Representação de agregados com vazios conectados (VC) e não conectados (VNC).....	77
Figura 3.16 - Aparelho Treton.....	82
Figura 3.17 - Ensaio de esmagamento de agregados.....	84
Figura 3.18 - Equipamento utilizado no ensaio de ATG.....	96
Figura 3.19- Microscópio digital.....	97
Figura 3.20 - Granulômetro a laser.....	97
Figura 3.21- Curva viscosidade Saybolt-Furol x temperatura para o CAP 50/70.....	101
Figura 3.22 - Faixa granulométrica da mistura de agregado.....	102
Figura 3.23 - Fluxograma ensaios de misturas betuminosas aplicada na pesquisa.....	103
Figura 3.24- Ilustração da DMT para mistura asfáltica.....	106
Figura 3.25 Ilustração dos vazios conectados sem ligante e os vazios existente nos filmes de ligante, ou grumos.....	107
Figura 3.26 - Corpo-de-prova após ensaio de resistência à tração.....	115
Figura 3.27- a) Equipamento módulo de resiliência por compressão diametral e b) Detalhe do centralizador de amostras.....	118
Figura 3.28 - Equipamento utilizado para ensaio de fadiga.....	121
Figura 3.29- Detalhe do dispositivo que controla a deformação limite do corpo-de-prova estabelecida para o ensaio de fadiga .....	122
Figura 3.30- Mistura da massa asfáltica para compactação das placas.....	123
Figura 3.31 - Mesa compactadora das placas das misturas asfálticas.....	124
Figura 3.32- Simulador de tráfego da EPUSP.....	125
Figura 3.33 - Esquema da zona de transiência da carga solicitante da máquina de deformação permanente e os respectivos pontos de leitura das deformações na placa.....	126
Figura 3.34 - Detalhe do equipamento e da extração de corpos-de-prova de concreto betuminoso.....	127
Figura 3.35 - Etapas da preparação de corpo de prova - placa betuminosa/solo compactado.....	128

## CAPÍTULO 4

Figura 4.1 - Ensaio de adesividade do agregado J406 sem lavagem.....	137
Figura 4.2 - Ensaio de adesividade do agregado J406 com lavagem.....	137
Figura 4.3 - Detalhe das reentrâncias da concreção laterítica JEURI .....	138
Figura 4.4 - Detalhe das reentrâncias da concreção laterítica J406 .....	138
Figura 4.5 - Detalhe das reentrâncias da concreção laterítica J275 .....	138
Figura 4.6 - Detalhe das reentrâncias da concreção laterítica BVRR.....	139
Figura 4.7 - Imagem microscópica digital da superfície do agregado JEURI com diferentes tratamentos térmicos.....	141
Figura 4.8 - Imagem microscópica digital da superfície do agregado J406 com diferentes tratamentos térmicos.....	142
Figura 4.9 - Imagem microscópica digital da superfície do agregado J275 com diferentes tratamentos térmicos.....	143
Figura 4.10 - Imagem microscópica digital da superfície do agregado BVRR com diferentes tratamentos térmicos.....	144
Figura 4.11 - Massa específica real e aparente do agregado JEURI em função do diâmetro...146	
Figura 4.12 - Massa específica real e aparente do agregado J406 em função do diâmetro.....147	
Figura 4.13 - Massa específica real e aparente do agregado J275 em função do diâmetro.....147	
Figura 4.14 - Massa específica real e aparente do agregado BVRR em função do diâmetro...147	
Figura 4.15 - Porosidade do agregado JEURI.....	151
Figura 4.16- Porosidade do agregado J406.....	151
Figura 4.17- Porosidade do agregado J275.....	151
Figura 4.18- Porosidade do agregado BVRR.....	152
Figura 4.19- Abrasão Los Angeles em função da relação entre a porosidade interna não conectada e a porosidade total dos agregados lateríticos.....	154
Figura 4.20 - Degaste Los Angeles para os agregados pesquisados em função da secagem.....	156
Figura 4.21 - Degradação Marshall dos agregados em função da metodologia de ensaio.....	158
Figura 4.22 - Comparação entre a granulometria original normalizada (CGO) e a granulometria dos agregados JEURI, J406, J275 E BVRR após compactação Marshall sem Ligante.....	158
Figura 4.23 - Índice de Degradação Marshall do agregado JEURI em função da secagem.....	160
Figura 4.24 - Índice de Degradação Marshall do agregado J406 em função da secagem.....	160
Figura 4.25 - Índice de Degradação Marshall do agregado J275 em função da secagem.....	161
Figura 4.26 - Índice de Degradação Marshall do agregado BVRR em função da secagem.....	161
Figura 4.27 -Degradação Proctor dos agregados em função da metodologia de ensaio.....	162
Figura 4.28- Equivalente de areia para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR.....	163
Figura 4.29 - Resistência ao esmagamento dos agregados pesquisados em função da secagem.....	164
Figura 4.30 - Variação de resistência 10% de finos dos agregados em função da temperatura de secagem.....	166
Figura 4.31 - Variação do desgaste Treton dos agregados em função do tempo de secagem..169	
Figura 4.32 - Variação do desgaste Treton dos agregados em função do tratamento térmico..169	
Figura 4.33 - Variação do Índice de degradação de Washington dos agregados com o tratamento térmico.....	171

Figura 4.34 - Correlação obtida entre os ensaios de abrasão Los Angeles e Índice de Degradação Marshall sem Ligante (IDm) para os agregados lateríticos pesquisados.....	172
--	-----

## CAPÍTULO 5

Figura 5.1 - Vazios totais e efetivos da mistura JEURI.....	181
Figura 5.2 - Vazios totais e efetivos da mistura J406.....	182
Figura 5.3 - Vazios totais e efetivos da mistura J275.....	182
Figura 5.4 - Vazios totais e efetivos da mistura BVRR.....	182
Figura 5.5 - Relação betume vazios totais e efetivos da mistura JEURI.....	183
Figura 5.6 - Relação betume vazios totais e efetivos da mistura J406.....	183
Figura 5.7 - Relação betume vazios totais e efetivos da mistura J275.....	183
Figura 5.8 - Relação betume vazios totais e efetivos da mistura BVRR.....	184
Figura 5.9 - Estabilidade Marshall de misturas betuminosa utilizando agregado laterítico em função do teor de asfalto (Modificado de Motta, 2000).....	187
Figura 5.10 - Resistência à tração da mistura JEURI.....	189
Figura 5.11 - Resistência à tração das misturas J406.....	190
Figura 5.12 - Resistência à tração da mistura J275 com filer laterítico.....	190
Figura 5.13 - Resistência à tração das misturas BVRR.....	190
Figura 5.14 - Resistência à tração das misturas J406, JEURI, J275 e BVRR para diferentes teores de ligante.....	191
Figura 5.15 - Valores da razão da resistência à tração (RRT) para as quatro misturas.....	193
Figura 5.16 - Módulos de resiliência por compressão diametral para a mistura J406.....	196
Figura 5.17 - Módulos de resiliência por compressão diametral para a mistura BVRR.....	196
Figura 5.18 - Relação módulo de resiliência/resistência à tração por compressão diametral para a mistura J406.....	196
Figura 5.19 - Relação módulo de resiliência/resistência à tração por compressão diametral para a mistura BVRR.....	197
Figura 5.20 - Resultado dos ensaios de fadiga para a mistura J406.....	199
Figura 5.21 - Resultado dos ensaios de fadiga para a mistura BVRR.....	200
Figura 5.22 - Afundamento em trilha de roda para a mistura J406/filer laterítico.....	203
Figura 5.23 - Percentagem de afundamento em trilha de roda para a mistura J406/filer laterítico.....	203
Figura 5.24 - Afundamento em trilha de roda para a mistura J406/filer cal.....	204
Figura 5.25 - Percentagem de afundamento em trilha de roda para a mistura J406/filer cal.....	204
Figura 5.26 - Afundamento em trilha de roda para a mistura BVRR/filer laterítico.....	205
Figura 5.27 - Percentagem de afundamento em trilha de roda para a mistura BVRR/filer laterítico.....	205
Figura 5.28 - Afundamento em trilha de roda para a mistura BVRR/ filer cal.....	206
Figura 5.29 - Percentagem de afundamento em trilha de roda para a mistura BVRR/filer cal.....	206
Figura 5.30 - Afundamento em trilha de roda para a placa solo/mistura asfáltica J406/filer laterítico.....	207

Figura 5.31 – Percentagem de afundamento em trilha de roda para a placa solo/mistura asfáltica J406/filer laterítico.....	207
Figura 5.32 – Afundamento em trilha de roda para a placa solo/mistura asfáltica BVRR/filer laterítico.....	208
Figura 5.33 – Comparação da percentagem de afundamento em trilha de roda para a placa mista solo/mistura asfáltica J406 e Placa simples J 406 filer laterítico.....	210
Figura 5.34 – Comparação da percentagem de afundamento em trilha de roda para a placa mista solo/mistura asfáltica BVRR e Placa simples BVRR/ filer laterítico.....	211
Figura 5.35 – Efeito do envelhecimento na percentagem de afundamento em trilha de roda para a placa mista solo/mistura BVRR/filer laterítico.....	212
Figura 5.36 - Corte transversal da placa asfáltica, após ensaio da mistura J406/filer laterítico.....	212
Figura 5.37 - Corte transversal da placa asfáltica, após ensaio da mistura J406/filer cal.....	213
Figura 5.38 - Corte transversal da placa asfáltica, após ensaio da mistura BVRR/ filer laterítico.....	213
Figura 5.39 - Corte transversal da placa asfáltica após ensaio da mistura BVRR/filer cal.....	213
Figura 5.40 - Corte transversal da placa asfáltica após ensaio - solo/mistura J406/filer laterítico.....	214
Figura 5.41 - Desgaste Cântabro em função do teor de asfalto para a mistura JEURI.....	216
Figura 5.42 - Desgaste Cântabro, em função do teor de asfalto para a mistura J406.....	217
Figura 5.43 - Desgaste Cântabro em função do teor de asfalto para a mistura J275.....	217
Figura 5.44 - Desgaste Cântabro, em função do teor de asfalto para a mistura BVRR.....	217
Figura 5.45 - Desgaste Cântabro em função do teor de asfalto e de filer para a mistura J406.....	219
Figura 5.46 - Desgaste Cântabro, em função do teor de asfalto e filer, para a mistura BVRR.....	220
Figura 5.47 - Croquis da estrutura de pavimento em estudo.....	222
Figura 5.48 - Deformação específicas de tração em revestimento de pavimento tipo com a mistura JEURI.....	233
Figura 5.49 - Deformação específicas de tração em revestimento de pavimento tipo com a mistura BVRR.....	233

## APÊNDICE

Figura A1 - Análise termogravimétrica - agregado JEURI.....	264
Figura A2 - Análise termogravimétrica - agregado J406.....	264
Figura A3 - Análise termogravimétrica - agregado J275.....	265
Figura A4 - Análise termogravimétrica - agregado BVRR.....	265
Figura A5 - Análise termogravimétrica - agregado calcário DF.....	266
Figura B1 - Difratoograma de Raio X para amostra BVRR ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(175°C).....	267
Figura B2 - Difratoograma de Raio X para amostra BVRR ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C).....	267
Figura B3 - Difratoograma de Raio X para amostra BVRR ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C).....	268
Figura B4 - Difratoograma de Raio X para amostra BVRR ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C).....	268
Figura B5 - Difratoograma de Raio X para amostra BVRR ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C).....	269
Figura B6 - Difratoograma de Raio X para amostra BVRR ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C).....	269
Figura B7 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(175°C).....	270

Figura B8 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C).....	270
Figura B9 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C).....	271
Figura B10 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C).....	271
Figura B11 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C).....	272
Figura B12 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C).....	272
Figura B13 - Difratoograma de Raio X para amostra J406 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(175°C).....	273
Figura B14 - Difratoograma de Raio X para amostra J406 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C).....	273
Figura B15 - Difratoograma de Raio X para amostra J406 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C).....	274
Figura B16 - Difratoograma de Raio X para amostra J406 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C).....	274
Figura B17 - Difratoograma de Raio X para amostra J406 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C).....	275
Figura B18 - Difratoograma de Raio X para amostra J406 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C).....	275
Figura B19 - Difratoograma de Raio X para amostra JEURI ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(175°C).....	276
Figura B20 - Difratoograma de Raio X para amostra JEURI ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C).....	276
Figura B21 - Difratoograma de Raio X para amostra JEURI ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C).....	277
Figura B22 - Difratoograma de Raio X para amostra JEURI ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C).....	277
Figura B23 - Difratoograma de Raio X para amostra JEURI ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C).....	278
Figura B24 - Difratoograma de Raio X para amostra JEURI ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C).....	278
Figura B25 - Difratoograma de Raio X para amostra BVRR ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C).....	279
Figura B26 - Difratoograma de Raio X para amostra BVRR ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/ (25°C)/(175°C).....	279
Figura B27 - Difratoograma de Raio X para amostra BVRR ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C).....	280
Figura B28 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C).....	280
Figura B29 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/ (25°C)/(175°C).....	281
Figura B30 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C).....	281
Figura B31 - Difratoograma de Raio X para amostra J406 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C).....	282
Figura B32 - Difratoograma de Raio X para amostra J406 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/ (25°C)/(175°C).....	282
Figura B33 - Difratoograma de Raio X para amostra J406 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C).....	283
Figura B34 - Difratoograma de Raio X para amostra JEURI ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C).....	283
Figura B35 - Difratoograma de Raio X para amostra JEURI ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/ (25°C)/(175°C).....	284
Figura B36 - Difratoograma de Raio X para amostra JEURI( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C).....	284
Figura C1 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura JEURI : (a) Estabilidade; (b) Fluência c) Relação Betume/Vazios RBV); (d) Percentagem de Vazios; (e) Volume de vazios corrigido e (f) Densidade Aparente.....	285
Figura C2 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura J406: (a) Estabilidade; (b) Fluência c) Relação Betume/Vazios RBV); (d) Percentagem de Vazios; (e) Volume de vazios corrigido e (f) Densidade Aparente.....	286
Figura C3 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura J275: (a) Estabilidade; (b) Fluência c) Relação Betume/Vazios RBV); (d) Percentagem de Vazios; (e) Volume de vazios corrigido e (f) Densidade Aparente.....	287
Figura C4 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura BVRR: (a) Estabilidade; (b) Fluência c) Relação Betume/Vazios RBV); (d) Percentagem de Vazios; (e) Volume de vazios corrigido e (f) Densidade Aparente.....	288

## LISTA DE SIMBOLOS E ABREVIACÖES

A E L - Após extração de ligante;  
AAQ - Areia-asfalto a quente;  
AASHTO- American Association of State Highway and Transportation Officials;  
ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;  
ABS - Absorção do agregado;  
ABS - AE - Absorção do agregado à água, após sua extração de corpo de prova Marshall;  
AC - Acre;  
AFNOR - Association Française de Normalisation;  
Afund.( A - Esq -P 749) - Afundamento da placa 749 situada do lado esquerdo do simulador;  
Afund.( B - Dir -P 750) - Afundamento da placa 750 situada do lado direito do simulador;  
AM - Amostra;  
ARPB - Jazida laterítica Areias Estado da Paraíba;  
ASTM - American Society for Testing Materials;  
ATG - Análise termogravimétrica;  
BBSG - Béton Bitumineux Semi Grenus;  
BS - Norma Inglesa British Standard;  
BVRR - Jazida laterítica Boa Vista Estado de Roraima;  
CA - Cimento asfáltico;  
CAP - Cimento asfáltico de petróleo;  
CAPI - Jazida laterítica Castelo Estado da Piauí;  
CAUQ - Concreto asfáltico usinado a quente;  
CBUQ - Concreto betuminoso usinado a quente;  
CBUQDF - Concreto betuminoso usinado a quente no Distrito Federal;  
CBUQRR - Concreto betuminoso usinado a quente no Estado de Roraima;  
CEDEX - Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas;  
CG105 - Composição granulométrica após compactação Marshall dos agregados a 105°C;  
CG175 - Composição granulométrica após compactação Marshall dos agregados a 175°C;  
CG25 - Composição granulométrica após compactação Marshall dos agregados a 25°C;  
CG250 - Composição granulométrica após compactação Marshall dos agregados a 250°C;  
CGELMOD - Composição granulométrica dos agregados, após compactação Marshall com ligante em teor modificado da norma;  
CGENL - Composição granulométrica dos agregados, após compactação Marshall normal com ligante;  
CGO - Composição Granulométrica padronizada de Ensaio;  
Cm - Centímetro  
CODEPLAN- Companhia de Desenvolvimento do Planalto Central;  
CP - Corpo de prova;  
CPRM - Companhia de Pesquisa de Recursos Minerais - Serviços Geológicos do Brasil;  
CTPB - Jazida laterítica Cuité Estado da Paraíba;  
D preço(%) - Diferença de preço entre concreto betuminoso alternativo e convencional;  
DC - Deformação controlada;  
DERACRE - Departamento de Estradas de Rodagem do Acre;  
DER-DF - Departamento de Estradas de Rodagem do Distrito Federal;  
DER-GB - Departamento de Estradas de Rodagem da Guanabara;  
DER-MG - Departamento de Estradas de Rodagem de Minas Gerais;  
DF - Distrito Federal;  
DNER - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem;



DNIT - Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes;  
Do - Deflexão no topo do revestimento asfáltico;  
DP - Desvio padrão;  
DRX - Difração de raio X;  
E - Estabilidade Marshall;  
RE (%) - Resistência ao esmagamento;  
EA - Equivalente de areia;  
 $e_b$  - Espessura da base;  
ECA - Efeito do calor e do ar;  
EMBRAPA - Empresa Brasileira de Pesquisa Agropecuária;  
EPUSP - Escola Politécnica da Universidade de São Paulo;  
 $e_r$  - Espessura do revestimento;  
ES - Especificação de serviço;  
F - Carga vertical;  
FHWA - Federal Highway Administration;  
FL - Fluência;  
FR - Frequência;  
GO - Goiás;  
H - Altura  
Hz - Hertz  
ICOMI - Indústria e Comércio de Minérios S/A;  
ID Fervura - Índice de degradação após fervura do agregado;  
IDM - Índice de degradação Marshall;  
 $ID_{ml}$  - Índice de degradação Marshall com ligante;  
 $ID_{mlo}$  - Índice de degradação Marshall no teor ótimo de ligante;  
IDP - Índice de Degradação Proctor;  
 $ID_w$  - Índice de Degradação de Washington;  
In natura - No estado natural;  
In situ - no local;  
ISC - Índice de Suporte Califórnia;  
J275 - Jazida laterítica 275;  
J406 - Jazida laterítica 406;  
JEURI - Jazida laterítica Eurípedes;  
JPPB - Jazida laterítica João Pessoa Estado da Paraíba;  
Kgf - Quilograma força  
Km - quilômetro  
kN - kilo Newton  
Kr - Relação sílica sesquióxidos;  
LCPC - Laboratoire Central des Ponts et Chaussées;  
LNEC - Laboratório Nacional de Engenharia Civil;  
LPC - Laboratoire des Ponts et Chaussées;  
Ltda - Limitada;  
LTP - Laboratório de Tecnologia de Pavimentação;  
LVDT - Linear Variable Differential Transducer;  
M - Molar  
m - metro  
MA - Maranhão;  
Máx - Máximo;  
MB - Módulo de resiliência do material de base;  
ME - Método de ensaio;

Min- Mínimo;  
mm - milímetro  
mm - milímetros  
MPa - Mega Pascal  
 $M_{RA}$  - Módulo de resiliência do revestimento asfáltico;  
MR- Módulo de resiliência;  
 $MR/\sigma_t$  - Razão entre o módulo resiliente e a resistência à tração das misturas betuminosas;  
 $M_{SL}$  - Módulo do solo do subleito;  
NBR - Normas Brasileiras;  
NCHRP - National Cooperative Highway Research Program;  
NESP - Não especificado;  
ND - Não determinado;  
NF - Norme Française;  
Nf - Vida de Fadiga expressa em repetições de carga;  
 $n_i$  - porosidade interna do agregado;  
 $n_R$  - porosidade real ou total do agregado;  
NP - Não plástico;  
P - poise;  
P (2.0 mm) - Material passando na peneira 2.0 mm;  
PA - Pará;  
PB- Paraíba;  
pH - potencial Hidrognônico;  
Placa BVRR + CSC - Placa betuminosa com agregado BVRR sobre camada de solo compactado;  
Placa BVRR LAT - Placa Betuminosa com agregado BVRR e filer laterítico;  
Placa J406 + CSC - Placa betuminosa com agregado J406 sobre camada de solo;  
Placa J406 LAT - Placa betuminosa com agregado J406 e filer laterítico;  
PMQA - Pré-Misturado a Quente Aberto;  
PVC - Poli cloreto de vinila;  
RA - Região de aceitação;  
RBV - Relação betume vazios;  
 $RBV_{ef}$  - Relação betume vazios efetivo;  
REGAP - Refinaria Gabriel Passos Betim – MG;  
rpm - rotações por minutos  
RR - Roraima;  
RRL - Road Research Laboratory;  
RRT – Resistência à tração retida por umidade induzida;  
RT - Resistência à tração por compressão diametral;  
s – Segundos;  
S.A- Sociedade Anônima;  
sSF - Viscosidade Saybolt-Furol;  
T - Temperatura;  
t - toneladas;  
TC - Tensão controlada;  
TE - Teste estatístico;  
TEPI - Jazida laterítica Teresina Estado do Piauí;  
UnB - Universidade de Brasília;  
UNESCO - United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization;  
USACE - United States Army Corps of Engineers;  
VAM - Volume de agregado mineral;

VV - Volume de vazios;  
VV<sub>ef</sub> - Volume de vazios efetivo;  
VVM - Volume de vazios da mistura medida no Ensaio Marshall;  
VVNC - Volume de vazios não conectados;  
W<sub>L</sub> - Limite de liquidez;  
W<sub>P</sub> - Limite de plasticidade;  
ΔpH - Variação de potencial hidrogeniônico  
°C - Grau Celsius  
μm - Mícron  
ε<sub>tbr</sub> - Deformação específica de tração na base do revestimento asfáltico;  
ε<sub>vsl</sub> - Deformação específica vertical no topo do subleito  
μ - Coeficiente de Poisson  
σ<sub>t</sub> - Tensão de tração  
σ<sub>tbr</sub> - Tensão de tração na base do revestimento asfáltico;  
σ<sub>vsl</sub> - Tensão vertical no topo do subleito.  
γ<sub>AS</sub> - massa específica real aparente;  
γ<sub>RS</sub> - massa específica real;  
γ<sub>AC</sub> - massa específica aparente;

# CAPÍTULO 1

## 1.0 INTRODUÇÃO

### 1.1 RELEVÂNCIA DO ASSUNTO

O Brasil, segundo o boletim estatístico da Confederação Nacional de Transportes (CNT) de janeiro de 2007, apresenta uma malha rodoviária de aproximadamente 1.610.076 quilômetros de extensão dos quais 196.094 quilômetros estão pavimentados, correspondendo aproximadamente 12,2% do total. Na Região Norte 13,5 % das estradas são pavimentadas e especificamente o Estado de Roraima com malha viária de 7.170 km apresenta 15,6% (1.118,5 km) pavimentados. Para a região Centro Oeste com 230.548 km de estradas, 10,5% (24.157 km) estão pavimentados. Nesta Região do Brasil, o Distrito Federal apresenta índice de pavimentação de suas rodovias em torno de 50,3%, ou seja, dos 1.744 km de extensão rodoviária, 877 km estão pavimentados, revelando uma região bem privilegiada em relação a média nacional de pavimentação de estradas.

Além da extensa malha rodoviária ainda a pavimentar (1.413.982 km), a pesquisa rodoviária divulgada pela CNT (2005) considerando estudo sobre as condições das rodovias brasileiras, onde foram avaliadas as condições de conservação do pavimento, da sinalização e da geometria das vias de 81.944 quilômetros de rodovias federais, estaduais e sob concessão, em todos os estados do país, concluiu que: 72% (58.999 km) apresentaram algum grau de imperfeição, sendo que 31,8% foram considerados deficientes (26.058 km), 22% ruins (18.027 km) e 18,2% péssimos (14.913 km).

A amostragem identificou que 54,6% das estradas tinham o pavimento em estado crítico (deficiente, ruim ou péssimo) e que para a reconstrução, restauração e manutenção das vias pesquisadas seriam necessários R\$ 11,8 bilhões. Segundo o DNIT (2005), uma rodovia em mau estado de conservação representa 58% a mais no consumo de combustível, 38% no custo de manutenção dos veículos, o dobro do tempo de viagem e aumenta o número de acidentes em 50%. A má conservação das rodovias federais representa um gasto anual de R\$ 1,7 bilhão, devido ao acréscimo dos custos operacionais e do custo com a perda de vidas humanas (78 mil pessoas/ano).

Uma adequada infra-estrutura viária com revestimento asfáltico além de proporcionar benefício direto aos usuários com a melhoria dos níveis de conforto e segurança, e ainda a redução dos custos operacionais dos veículos, incrementa o progresso sócio-econômico do país, repercutindo positivamente, na qualidade de vida, estruturação espacial das comunidades, disponibilidade de transporte coletivo, promovendo o escoamento da safra agrícola, incrementando às riquezas nacionais.

Neste contexto, os dados apontam uma grande demanda de produtos para pavimentação, desde equipamentos a até materiais de construção, neste último caso os agregados que participam em aproximadamente com 95 % da composição de misturas betuminosas para produção de concretos asfálticos merecem atenção destacada.

No Brasil há ocorrência de extensas áreas de formações lateríticas, principalmente na Região Norte, que pode fornecer uma fonte alternativa de agregados para construção. Na região amazônica, onde mais da metade da área é coberta por uma espessa camada de sedimentos quaternários e terciários não consolidados, sendo poucas as ocorrências de agregado natural. Quase todas estão situadas em regiões de difícil acesso, afastadas dos centros consumidores e com severas restrições ambientais de exploração. Isso exige, muitas vezes, o transporte aquaviário de brita a distâncias de até 3.000 km - como em algumas cidades do estado do Acre - utilizando-se infra-estrutura de transportes precária e ineficiente. Essa escassez de agregados gera um aumento considerável nos custos da construção civil na região, tornando economicamente atraente a produção de agregado artificial com o uso de matéria prima local. A maioria das obras de construção rodoviária na região amazônica está incluída nesse contexto. No estado de Roraima, por exemplo, 75% de seu território são áreas de preservação ambiental e indígenas o que dificulta ainda mais a exploração dos recursos minerais nesta área. No Distrito Federal a preocupação maior é com escassez de jazidas de areia e novas fontes de cascalhos.

No cenário atual, devido à limitação de materiais adequados no Estado de Roraima e Distrito Federal para uso em pavimentação, capazes de gerar frações granulométricas que possam ser consideradas como materiais de enchimento (filer), as empresas atuantes no mercado da pavimentação tornam-se obrigadas a importar este material de outro Estado, aumentando com isso suas despesas com fretes, onerando o custo unitário do produto final (mistura asfáltica).

A escassez de agregado granítico na região Norte e em outras áreas do país tem motivado os construtores locais a usar de forma indiscriminada, sem nenhum controle tecnológico, os solos lateríticos concrecionados e seixo rolado, na confecção de concreto de cimento Portland, concreto betuminoso usinado a quente e como materiais de base e sub-base de pavimentos, dentre outras aplicações. Estes fatos têm motivado engenheiros e pesquisadores a estudarem as propriedades dos solos e concreções lateríticas, para que se possa melhor conhecer o comportamento dos mesmos dentro de um grau de segurança compatível com as normas e especificações geralmente adotadas. Por outro lado, sabe-se que esses solos são produtos de um intenso intemperismo físico e químico, o qual é significativamente influenciado pelas mudanças de energia térmica e de energia mecânica. Devido a estes fatores, as propriedades de engenharia dos solos lateríticos e principalmente das concreções, podem apresentar variações que dificultam o seu uso ou mesmo o desempenho esperado.

A introdução de um novo produto no competitivo mercado de construção civil, nem sempre é fácil e demanda certo tempo de aceitação; os agregados resultantes da britagem de concreções lateríticas conquistarão o mercado quando for de reconhecida vantagem comercial seu uso como material de construção alternativo. Neste sentido, é necessário: criar normas de ensaios para determinação de índices de qualidade dos agregados lateríticos; desenvolver um sistema de controle de qualidade do produto; divulgar especificações dos produtos e informações relativas às suas propriedades características, desempenho e durabilidade dos produtos para que os consumidores não os associem a produtos de baixa qualidade; divulgar informações comerciais sobre os produtos. O interesse pelo emprego de materiais não-tradicionais, entendendo-se como produtos tradicionais o cimento Portland, a cal e os asfaltos artificiais, requer o desenvolvimento de programas extensivos de experimentação de laboratório e campo, de modo a garantir que os novos materiais de construção apresentem os padrões de engenharia exigidos pelas normas técnicas, bem como o desenvolvimento de técnicas construtivas adequadas às características tecnológicas destes novos materiais, do ponto de vista técnico e econômico.

A literatura pesquisada mostra que os solos lateríticos apresentam as principais propriedades de engenharia influenciadas pelos processos de formação. Neste aspecto o estudo da influência da energia térmica e mecânica nas propriedades destes solos se baseia no fato de que essas energias são de fundamental importância na formação e modificação das propriedades desses solos e principalmente da parte concrecionária. Todavia, apesar das

experiências positivas com agregados lateríticos já comprovadas, como por exemplo, revestimento asfáltico do tipo superficial duplo na Paraíba, concreto betuminoso usinado a quente na pavimentação de rodovias dos Estados do Acre, Pará e Maranhão, tais solos ainda não podem ser utilizados em sua plenitude, em virtude da adoção no Brasil de metodologia de ensaios e especificações de serviços que foram desenvolvidas para solos formados em clima de regiões temperadas sendo, portanto, mais aplicáveis as soluções convencionais.

A utilização do agregado laterítico em revestimento asfáltico requer estudos detalhados, uma vez que as características desse agregado são muito diferentes do agregado pétreo. As normas existentes para dosagem de concreto asfáltico foram elaboradas para utilização de agregados naturais (pétreos), o que leva a necessidade de uma norma específica para a utilização deste agregado. As principais características do agregado laterítico são a sua alta massa específica, desgaste por abrasão mais elevado que os agregados pétreos e a alta absorção. A alta absorção é geralmente o principal problema. Segundo o Instituto de Asfalto, os agregados muito porosos não são usados normalmente a não ser que possuam algumas qualidades ou propriedades adicionais que os tornem aceitáveis apesar da elevada absorção.

As misturas de concreto asfáltico no Distrito Federal e principalmente no Estado de Roraima vêm sendo concebidas a partir de parâmetros tradicionais, com a adoção de faixas granulométricas homologadas pelas especificações técnicas do Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes (DNIT), mais especificamente a Faixa C, dotada de uma amplitude exacerbada em seus limites percentuais correspondentes às zonas de abrangência dos materiais a serem utilizados para composição das misturas. Isto permite variações discrepantes tanto nas concepções quanto no desempenho final das misturas dentro de uma mesma faixa considerada, comportando diferentes composições dentro de um mesmo universo (nas amplitudes das faixas), gerando, não raramente, a produção de misturas com baixos padrões de qualidade, refletindo em um desempenho mecânico precário no campo.

Com o intuito de contribuir com soluções para a problemática de carência de agregados tradicionalmente usado na construção civil, a presente pesquisa avalia o comportamento de misturas asfálticas alternativas para a área de abrangência da pesquisa. É avaliada a utilização de agregados lateríticos nas frações gráuda, areia e fíler, enquadrados na média da faixa granulométrica C do DNIT e compondo mistura betuminosa usinada a quente.

Destaca-se o enfoque da pesquisa em relação à utilização do “pó laterítico regional” como filer na composição de misturas asfálticas, tendo em vista o excelente potencial de exploração das jazidas deste material, que vem sendo empregado atualmente apenas em camadas de base, sub-base de pavimentos e até mesmo como elementos decorativos de fachadas na construção civil. Intenta-se com isto, reduzir os custos com fretes e verificar o grau de influência deste material no desempenho das misturas no campo, principalmente no que concerne ao aumento à rigidificação dos mástiques e à adesividade na interface cimento asfáltico/agregado.

Diante da dificuldade para aplicação da metodologia existente, associado ao limitado número de pesquisas realizadas, nota-se claramente que existe a necessidade de se estudar as propriedades de solos lateríticos e suas concreções com o intuito de melhor aproveitar tais materiais, diminuindo custos de construção onde o agregado granítico é escasso, ou exige grande distância de transportes. Torna-se imperativo a adoção de estratégias de desenvolvimento industrial que contemplem alternativas tecnológicas para reduzir os impactos dos resíduos ao meio-ambiente, e preservar os recursos naturais, sem comprometer o crescimento da atividade econômica.

## **1.2 OBJETIVOS**

### **1.2.1 Objetivo geral**

Mostrar a viabilidade técnica e econômica do uso de agregados lateríticos, nas frações graúda, miúda e filer, compondo misturas betuminosas usinadas a quente.

### **1.2.2 Objetivos específicos**

- Propor uma metodologia para determinar a porosidade interna não conectada de agregados porosos lateríticos.
- Mostrar, estatisticamente, a influência da temperatura de secagem nas propriedades mecânicas dos agregados lateríticos.



- Avaliar o desempenho em laboratório de misturas asfálticas tipo CBUQ, usinadas com concreções lateríticas, de modo a utilizar todas as frações granulométricas obtidas através do processo de britagem e peneiramento, evitando ao máximo o rejeito.
- Comparar o uso do filer laterítico e da cal, na fadiga e deformação permanente de misturas betuminosas, usando agregados lateríticos.

A idéia com estes objetivos é acrescentar ao desenvolvimento de pesquisas de uso dos agregados graúdos alternativos na construção civil, uma contribuição que vise o uso adequado e racional das concreções lateríticas como agregados graúdos.

### **1.3 METODOLOGIA**

Inicialmente, foi realizada uma revisão bibliográfica sobre os principais aspectos relativos ao assunto, discorrendo-se sobre os fundamentos teóricos e verificando-se o estado da arte da aplicação de agregados lateríticos em projetos de pavimentação.

### **1.4 DELIMITAÇÕES DO ESPAÇO DA PESQUISA**

Os materiais granulares estudados são provenientes de jazidas localizadas na Região Nordeste do Estado de Roraima: brita laterítica, denominada BVRR; e de três jazidas localizadas no entorno de Brasília Distrito Federal: brita laterítica, denominadas de JEURI e J275, localizadas na cidade satélites de Sobradinho DF, além da jazida J406 localizada na cidade satélite de Brazlândia DF. As frações areia e filer usadas foram provenientes do aproveitamento do processo de britagem e peneiramento das concreções lateríticas de grande diâmetro. O cimento asfáltico de petróleo (CAP) foi obtido da PETROBRÁS S.A. junto a refinaria de Betim-Minas Gerais, por ser a fornecedora deste insumo para a Região do DF.

Os trabalhos desenvolveram-se, primeiramente, no Distrito Federal, nos Laboratórios de atividades de asfalto do Departamento de Estradas e Rodagens - DER-DF, onde foram executados os ensaios de caracterização mecânica dos agregados por meio dos ensaios de

índice de degradação Marshall e Proctor, Abrasão Los Angeles e execução dos ensaios de caracterização do cimento asfáltico de petróleo, dosagem Marshall, perda de massa por impacto, ensaio Cántabro das misturas asfálticas e adesividade na interface cimento asfáltico/agregado. Paralelamente nos laboratórios de Geotecnia, Geociência e de Materiais da UnB foram executados os ensaios de caracterização física, mecânica e mineralógica dos agregados, além do ensaio de adesividade através da ação deletérea da umidade induzida (*Lottman* Modificado). As análises químicas dos agregados, em diversas frações, foram executadas no laboratório de análise química de Furnas Centrais Elétricas, em Goiânia, Estado de Goiás.

Em uma segunda etapa, as atividades foram executadas na Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP), no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação (LTP), para avaliação das misturas quanto aos parâmetros de resistência (ruptura por tração indireta - compressão diametral), rigidez (módulo de resiliência) e desempenho mecânico (deformação permanente), sendo este último realizado nas condições normalizadas e modificadas por meio de confecção de placas mistas constituída por uma camada de base de solo compactado e revestida por uma camada de mistura betuminosa.

Em uma terceira etapa foi verificada a influência da secagem nas propriedades mecânicas dos agregados através dos ensaios de desgaste por impacto Treton, resistência ao esmagamento, abrasão Los Angeles, índice de degradação Marshall, índice de degradação Washigton, análise mineralógicas por difração de raio X. e microscopia digital da superfície dos agregados. Para execução destes ensaios os agregados foram tratados térmicamente, durante 48 horas a diferentes temperaturas. Os ensaios foram realizados parte no DER-DF e parte nos laboratórios de Geotecnia, Materiais e Geociência da UnB.

## **1.5 ESCOPO DO TRABALHO**

A tese foi dividida em seis capítulos, descrito a seguir:

O Capítulo 1 expõe a importância da pesquisa, o seu objetivo principal, à metodologia utilizada na mesma, bem como a divisão dos capítulos do trabalho.

O Capítulo 2 consiste de uma revisão bibliográfica sobre o tema, relatando a origem e formação dos solos lateríticos, solos lateríticos no Brasil e no mundo, propriedades de agregados lateríticos e comportamento de misturas betuminosas usando agregados lateríticos.

O Capítulo 3 refere-se aos materiais utilizados na pesquisa assim como a metodologia empregada, com detalhamento de cada ensaio realizado.

O Capítulo 4 é referente à apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados com os agregados lateríticos, visando fornecer elementos para as conclusões.

O Capítulo 5 é referente à apresentação e análise dos resultados obtidos nos ensaios realizados com as misturas betuminosas estudadas, visando fornecer elementos para as conclusões.

O Capítulo 6 apresenta as principais conclusões obtidas nesta pesquisa, assim como sugestões para pesquisa futuras com o objetivo de complementar a pesquisa.

Ao final apresenta-se a bibliografia pesquisada que serviu de base para elaboração desta tese.

## **CAPÍTULO 2**

### **2.0 REVISÃO DA LITERATURA**

A revisão bibliográfica a seguir aborda temas, como conceito de laterita, sua ocorrência nos trópicos (no Brasil e no mundo). Sua aplicação como material alternativo também são referenciadas de maneira a dar o destaque de sua real importância para a indústria da construção civil e em especial na pavimentação. Apresenta estado da arte sobre estudos realizados com solos lateríticos, principalmente com a fração fina e evidencia-se a escassez de trabalhos na literatura científica que aborde o tema de emprego das concreções lateríticas em revestimentos asfálticos. Um enfoque especial é dado à verificação da influência da secagem nas propriedades físicas e ou mecânicas dos solos e ou concreções lateríticas. Procura-se mostrar a adequação de metodologias de ensaio a este material alternativo de construção e procura-se mostrar a importância do uso racional de tais materiais.

### **2.1 ESCOPO DA REVISÃO BIBLIOGRÁFICA**

Esta revisão bibliográfica refere-se aos tópicos relacionados com os objetivos da pesquisa, que estuda propriedades físicas, químicas e mineralógicas de agregados graúdos lateríticos, o efeito da secagem sobre tais propriedades e o comportamento de misturas betuminosas usinadas a quente usando agregados lateríticos de diferentes formações geológicas.

Para maior clareza na primeira parte é feita uma breve revisão sobre a origem e formação de material concrecionário laterítico, bem como sua distribuição no Brasil e no mundo, abordando características geomofológicas do Distrito Federal e do Estado de Roraima, de onde foram extraídas as amostras de concreções lateríticas da presente pesquisa.

Na segunda parte será abordada a influência da secagem na resistência mecânica de agregados lateríticos, mostrando também tal influência na fração mais fina destes tipos de solos.

Na terceira parte é feita uma revisão sobre propriedades físicas e químicas de concreções ou mesmo solos lateríticos e comentados os parâmetros de influência dos agregados lateríticos, na fabricação de CBUQ. Serão abordadas também pesquisas de laboratório e experiências de campo com uso de agregados lateríticos em misturas betuminosas.

A quarta parte relata o uso de concreções lateríticas na construção civil.

## 2.2 DISTRIBUIÇÃO DE SOLOS LATERÍTICOS NO BRASIL E NO MUNDO

Segundo Melfi (1997) cerca de 40% das terras emersas do globo são cobertas de lateritas (Fig. 2.1). No Brasil (Fig. 2.2), as lateritas recobrem perto de 65% da área total do país. Estas áreas, em ambos os casos, situam-se nas zonas intertropicais, situadas grosseiramente entre paralelos 30°N e 30°S de latitude.

Ainda, segundo Melfi (1997) pela extensão geográfica que estas formações ocupam é fácil compreender a importância que apresentam para o mundo tropical, pois a maior parte das atividades realizadas pelos homens, na superfície dos solos, é efetuada sobre lateritas. A importância do estudo das lateritas é tanto maior, quando verifica-se que os países que situam na zona tropical são países em desenvolvimento e que, portanto, apresentam uma economia fortemente dependente da exploração de seus recursos naturais.

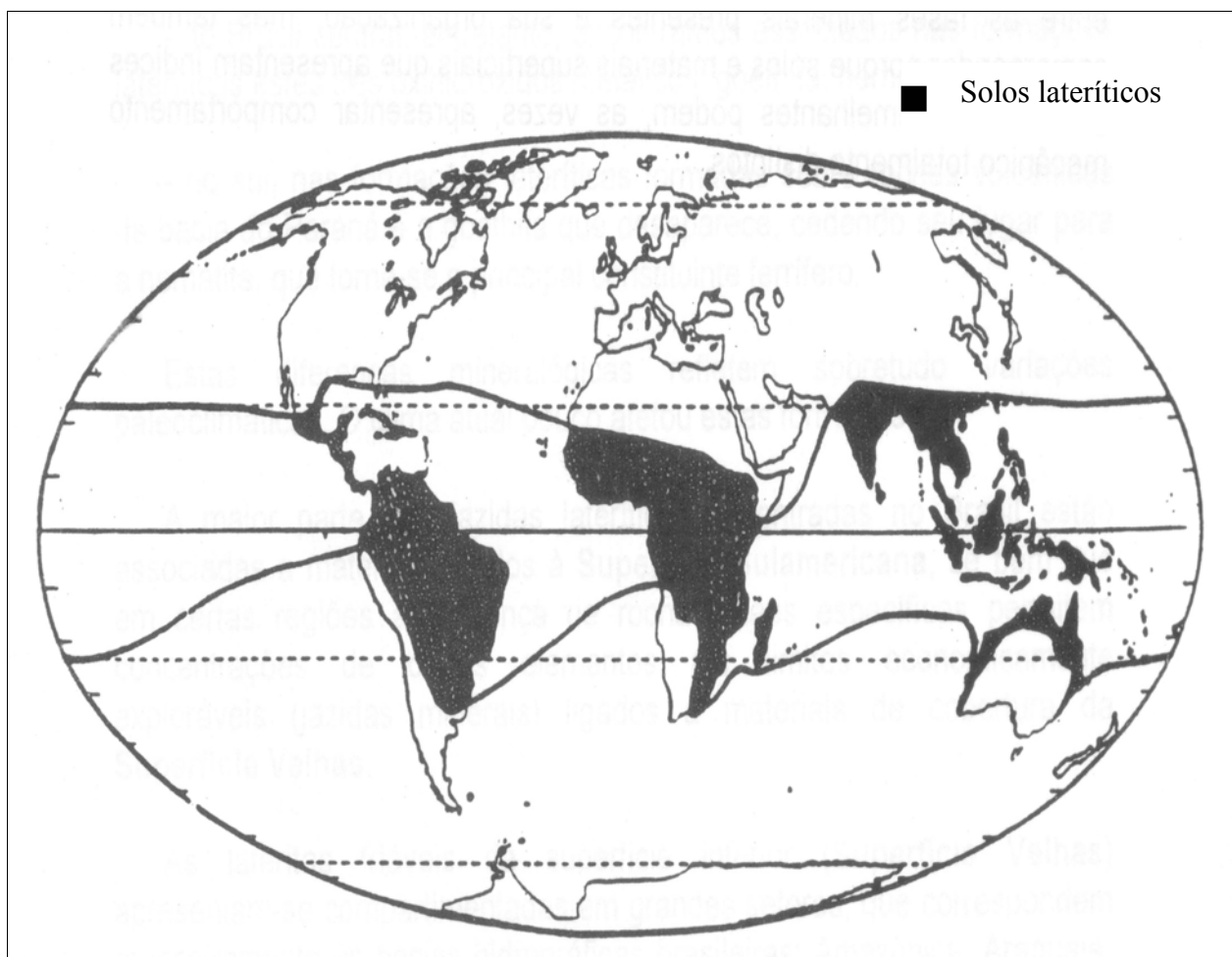


Figura 2.1 – Extensão do fenômeno de laterização na superfície do globo (Melfi, 1997).

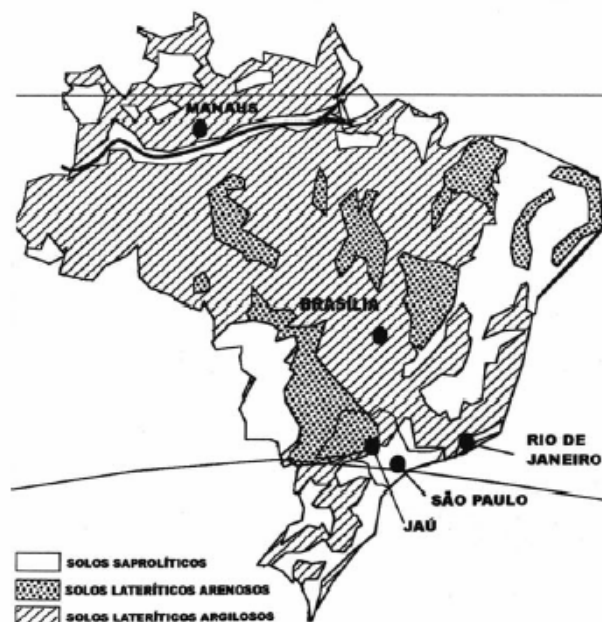


Figura 2.2 – Distribuição das coberturas lateríticas no Brasil (Villibor et al., 2000).

### 2.3 DEFINIÇÃO E CLASSIFICAÇÃO DAS LATERITAS

De acordo com a Geologia, lateritas são o produto do processo laterização. O mesmo que laterito. São formações superficiais ou subsuperficiais ferruginosas e aluminosas endurecidas, que se formam em regiões tropicais ou subtropicais. Quando se acumulam em grande quantidade formam uma camada superficial resistente que recebe o nome de canga laterítica, carapaça laterítica ou crosta laterítica.

Buchanann (1807) em viagem pela Índia, denominou de laterita, do latim “later” = tijolo e “ito” = pedra, ao estrato de argila de onde se extraía blocos em forma de tijolos, que endureciam rapidamente quando exposto ao ar.

Berthier (1821), citado por Costa (1990), descreveu material similar, estratificado, muito rico em  $Al_2O_3$  e pobre em  $SiO_2$ , depositado sobre rochas calcárias, ao qual denominou bauxite.

Kellog (1949) usou a denominação latossolo para os solos originados em diferentes zonas climáticas, com características dependendo fundamentalmente do clima, de cor vermelha ou

avermelhada, e que tivessem as seguintes características dominantes: fração argila apresentando baixa relação sílica / sesquióxidos e baixa atividade, fração mineral apresentando baixa capacidade de troca catiônica, baixo teor de materiais solúveis, baixo teor de minerais primários, exceto aqueles altamente resistentes como quartzo e relativo grau de agregação.

Kellog (1949) reservou o termo laterita aos quatro seguintes tipos de materiais ricos em sesquióxidos de ferro: a) argila branda; b) argila endurecida (praticamente a laterita de Buchanan); c) concreções (forma pisolítica); d) cascões (forma com maior volume).

Winterkorn e Chandrasenkharan (1951) apresentaram a seguinte classificação com base na relação molecular sílica / sesquióxidos da fração argilosa do solo (abaixo de  $\mu\text{m} = 2$  micra) e resumida na Tabela 2.1.

$$K_r = \left( \frac{SiO_2/60}{Al_2O_3/102 + Fe_2O_3/160} \right) \quad (2.1)$$

Tabela 2.1 - Classificação de solos lateríticos (Winterkorn e Chandrasenkharan, 1951).

Solo	Kr
Solos de laterita (laterite soil)	$Kr \leq 1,33$
Solos laterítico (lateritic soil)	$1,33 \leq Kr \leq 2,00$
Solos não laterítico	$Kr > 2,00$

Maignien (1958) chamou de cuirasses, às concreções ferruginosas duras (couraças); carapaces, às concreções ferruginosas médias (carapaças) e concrecion aos pisólitos ferruginosos (concreções).

Novais Ferreira (1963) definiu laterita como “material concrecionado natural, pisolítico individualizado (cascão), vesicular, celular, vermicular ou escoreáceo, composto essencialmente de óxido de ferro e alumínio, de silicatos e quantidades variáveis de óxido de titânio, de magnésio e outros, com ou sem quartzo ou pedaços de rochas mecanicamente envolvidos; os seus minerais argilosos são do tipo 1:1 (cauliniticos). É de dureza variável, mas usualmente fácil de fragmentar sob a ação incisiva da pancada de um martelo. Aparece, quando fragmentada, com aspecto matizado, em regra com cores variando do amarelo ao vermelho mais ou menos escuro, e mesmo ao negro”.

Ainda Novais Ferreira (1963) definiu solo laterítico como “solo cuja fração argilosa tem uma relação molecular sílica / sesquióxidos menor que dois, e apresenta natureza laterítica”. O autor, definiu por natureza laterítica a propriedade de a fração argila ser do tipo caulinita, podendo conter um pouco de illita, mas nunca montmorilonita; fraca porcentagem de material orgânico; cor com matriz vermelha amarelado; baixa expansibilidade; tendência para o concrecionamento e endurecimento sob exposição ao sol”.

Segundo Santana e Gontijo (1987) na década de 60, a maioria dos engenheiros rodoviários brasileiros passou a considerar o termo laterita abrangendo:

- I) Solos finos, sem pisólitos ferruginosos, que possuam as chamadas características lateríticas;
- II) Solos finos com pisólitos ferruginosos conhecidos como piçarras ou cascalho lateríticos;
- III) Formações rochosas com características lateríticas;
- IV) Concreções ferruginosas que recebem nomes regionais tais como: canga, tapiocanga, macororó, pedra jacaré, etc.

Ainda segundo Santana e Gontijo (1987) ao longo do tempo, três conceitos distintos envolvendo o termo laterita foram sendo desenvolvidos quase que paralelamente:

- I) Concreções ferruginosas (“couraças ferruginosas”) formada por um processo de endurecimento (“encouraçamento”) chamado de laterização. Esse “encouraçamento” se dá, em condições propícias, como produto de meteorização tropical de rochas;
- II) Sinônimo de solos lateríticos, ricos em  $Fe_2O_3$  e  $Al_2O_3$ , de cor predominantemente vermelha, que cobrem extensas áreas em zona tropical;
- III) Material de construção, envolvendo concreções ferruginosas e solos com o chamado comportamento laterítico, formado em zona tropical, sem importar os detalhes dessa formação.



Segundo Melfi (1997), em 1978, foram formados grupos de trabalhos, organizados pela Associação Internacional de Geoquímica e Cosmoquímica e pela UNESCO, para uniformizar os conceitos e melhor compreender a gênese, distribuição e propriedades da laterita.

Schellman (1980) expôs a definição de laterita: “acumulações superficiais ou subsuperficiais de produtos provenientes do intenso intemperismo de rochas, desenvolvidos sob condições favoráveis a uma maior mobilidade de elementos alcalinos, alcalinos terrosos e sílica, e imobilização de ferro e alumínio”.

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, sendo caracteristicamente ricas em Fe e Al, e pobres em Si, K e Mg, se comparadas à composição da rocha que lhe deu origem. Apresentam na sua composição mineralógica oxi-hidróxidos de ferro (hematita, maghemita e goethita), de alumínio (gibbsita, boehmita, Al-goethita e Al-hematita), de fosfato de alumínio (crandalita-goyazita, variscita, angelita, wardita), de manganês (litioforita, todorokita), argilominerais (caulinita, esmectita e halloysita) e resistatos (turmalina, cassiterita, rutilo, etc.).

A textura, estrutura, mineralogia, composição química e coloração das lateritas variam horizontal e verticalmente nos perfis lateríticos.

Segundo Bourman e Ollier (2002), a definição de Schellman para laterita é inadequada, pois é baseado apenas na análise química, o que não permite sua identificação em campo, necessitando também para melhor caracterizá-la, de conhecimento geológicos, estratigráficos, de evolução geomorfológica e de micromorfologia.

Segundo Martins (1998) o cascalho laterítico é considerado minério de classe II e é empregado em obras de engenharia. As características físicas desse material viabilizam sua utilização “in natura” na pavimentação de rodovias e fundações de obras civis. O cascalho laterítico ocorre em horizontes enriquecidos de ferro – típicos de perfis de intemperismo, em regiões tropicais – formado por nódulos centimétricos, endurecidos e soltos.

Ainda segundo Martins (1988) para o depósito de cascalho laterítico ser econômico deve apresentar espessura acima de um metro e a extensão mínima de 2000m<sup>2</sup>.

## **2.4 ASPECTOS DA GEOLOGIA DO ESTADO DE RORAIMA E DO DISTRITO FEDERAL**

### **2.4.1 Caracterização geológica e geomorfológica do Distrito Federal**

A Geologia no Distrito Federal, mostrada na Figura 2.3, é composta por rochas metassedimentares de baixo grau, denominadas por grupos Canastra, Paranoá, Araxá e Bambuí. O contato entre os grupos ocorre por meio de falhas de empurrão.

Segundo Faria (1995), o Grupo Paranoá ocupa cerca de 65% da área total do Distrito Federal, sendo possível caracterizar sete unidades litoestratigráficas correlacionáveis, da base para o topo, com as seqüências deposicionais Q2 (quartzitos médios), S (Metassiltito), A (Ardósia), R3 (Metarritmito Arenoso), Q3 (Quartzito Médio), R4 (Metarritmito Argiloso) e PC (Areno-argiloso-carbonatado) das áreas-tipo da região de Alto Paraíso de Goiás.

O Grupo Canastra ocupa cerca de 15% da área total do DF, sendo distribuído pelos vales dos rios São Bartolomeu (na porção central do DF) e Maranhão (na porção centro-norte do DF). É constituído essencialmente por filitos variados, os quais incluem clorita filitos, quartzo-fengita filitos e clorita-carbonato filitos. Além dos filitos ocorrem subordinadamente, na forma de lentes decamétricas, mármore finos cinza-claro e quartzitos finos silicificados e cataclasados.

O Grupo Araxá está limitado ao setor sudoeste do Distrito Federal, ocupando apenas 5% da área total do território. É composto por xistos variados com ampla predominância de muscovita xistos e ocorrências restritas de clorita xistos, quartzo-muscovita xistos, granada xistos e lentes de quartzitos micáceos.

Por fim, o Grupo Bambuí se distribui por cerca de 15% da área total do DF, sendo observado na porção leste ao longo do Vale do Rio Preto. São compostos por metassiltitos laminados, metassiltitos argilosos e bancos de arcóseos, com cor de alteração rosada/ avermelhada e com cor de rocha fresca em vários tons de verde.

De acordo Novaes Pinto (1987), o Distrito Federal situa-se em uma das porções mais elevadas do planalto central, correspondendo à remanescente dos aplainamentos resultantes dos ciclos de erosão sulamericano, e velhas, que se desenvolveram entre o Terciário Inferior e Médio, e entre o Terciário Médio e Superior, respectivamente.

Novaes Pinto (1987, 1994a) reconheceu no Distrito Federal três domínios geomorfológicos que englobam 13 unidades. As macrounidades foram denominadas de A (Região de Chapadas), B (Área de Dissecação Intermediária); e C (Região Dissecada de Vale).

Região de Chapada - A macrounidade Região de Chapada ocupa cerca de 34% da área do Distrito Federal, sendo caracterizada por uma topografia, de plana a plana ondulada, acima da cota 1.000 m. As coberturas são formadas principalmente por couraças vesiculares / pisolíticas e latossolos.

Área de Dissecação Intermediária - Ocupa cerca de 31% do Distrito Federal; corresponde às áreas fracamente dissecadas, apresentando em seus interflúvios lateritos, latossolos e colúvios/elúvios delgados com predominância de fragmentos de quartzo. A Região Dissecada de Vale - Ocupa cerca de 35% do Distrito Federal, e é representada por depressões ocupadas pelos rios da região.

Martins (1998), estudando detalhadamente a evolução geoquímica e geomorfológica dos perfis de intemperismo do Distrito Federal, apresentou uma compartimentação geomorfológica para o Distrito Federal que, como nas propostas anteriores, em função da hipsometria, evidencia três grandes compartimentos, denominados de Planaltos (grosseiramente coincidente com o Domínio da Região de Chapadas, de Novaes Pinto, 1987, 1994a), Planos Intermediários e Planícies. Além dessas formas, Martins (1998) e Martins & Baptista (1998) individualizaram os compartimentos de rebordos (com declividades < 8%) e de escarpas (com declividades > 8%). A caracterização da evolução geoquímica dos perfis de intemperismo, incluindo estudos pedogenéticos, elaborada por Martins (1998), não revelou diferenças significativas entre os tipos de solos e de couraças situados nos compartimentos de Planaltos e nos Planos Intermediários.

Martins (1998) demonstrou que os processos de geração e degradação das couraças, presentes nos rebordos das chapadas do Distrito Federal, são ativos ainda hoje e estão associadas a uma intensa etchiplanação da região, entendidas como a denudação lenta e constante dos planaltos, provocando o rebaixamento progressivo de toda a região. Dessa forma, a região do Distrito Federal foi caracterizada como um etchiplano dissecado. As Figuras 2.3 e 2.4 apresentam, respectivamente, o mapa Geológico e Pedológico do Distrito Federal. A Tabela 2.2 apresenta as terminologias adotadas por diversos autores para caracterização de perfis de intemperismo de solos.

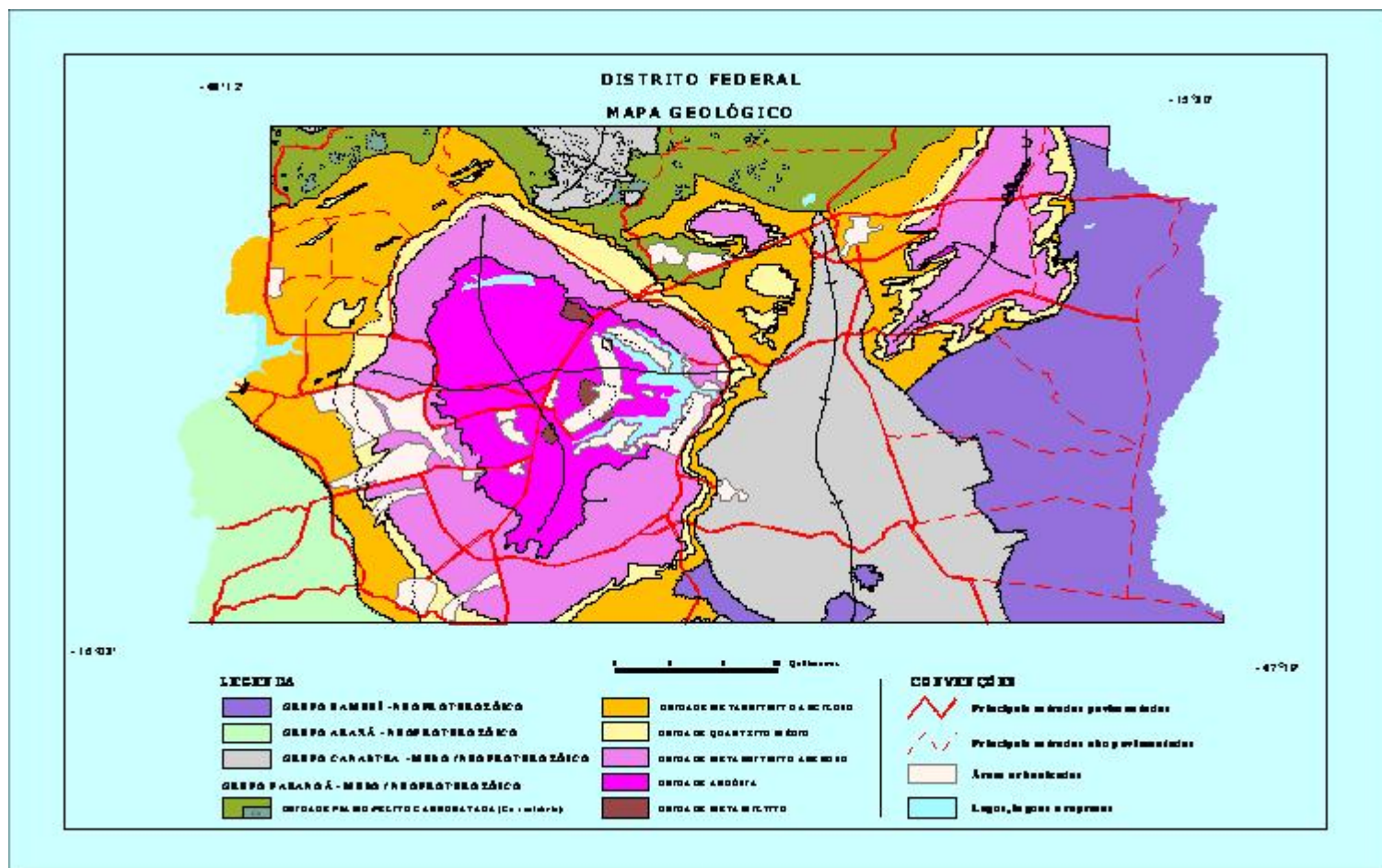


Figura 2.3 - Mapa Geológico do Distrito Federal

# MAPA DE SOLOS DO DF

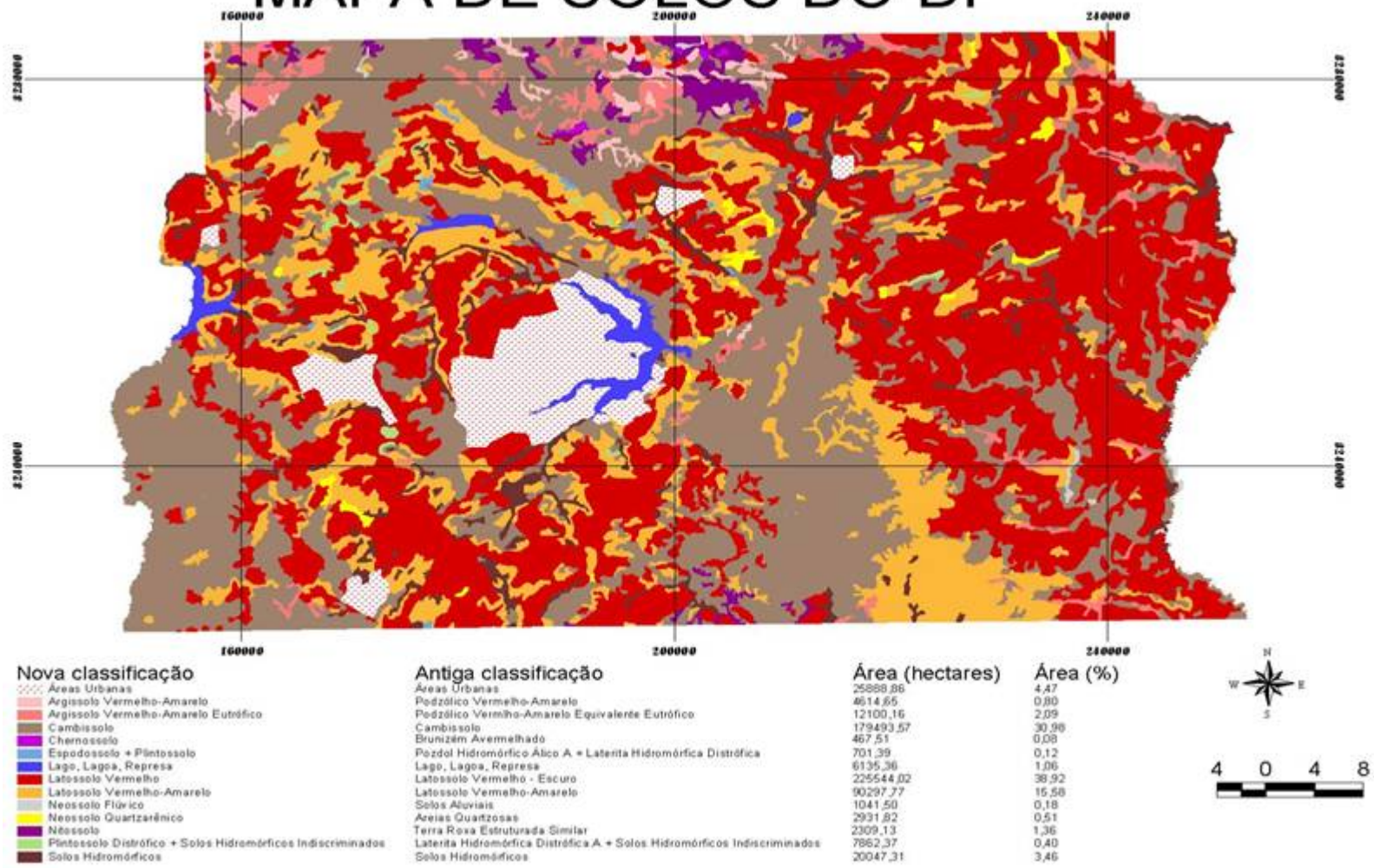


Figura 2.4 - Mapa de solos do Distrito Federal. (Reatto et al, 2004)

Tabela 2.2 - Principais terminologias adotadas para caracterização de perfis de intemperismo (modificado de Butt e Anand , 1997).

Subdivisões	Termos Gerais Solo Ferruginoso Latossolo	Butt e Zeegers (1992)	Nahon e Tardy (1992)	Terminologia Francesa	Butt e Anand (1997)	Delvigne (1998)	
						Solo	
Pedolito	Zona Ferruginosa [Laterita]	Cascalho Laterítico	Canga Ferruginosa de Seixos		Cascalho Laterítico	Alterita	Aloterita
	[ Laterita plintita]	Couraça (psolítica, nodular, maciça)	Crosta ferruginosa Conglomerática endurecida	Couraça [Ferricrete]	Couraça Laterítica, (psolíticanodular, maciça)		
	[plintita]			Carrapaça nodular			
	Zona Mosqueada	Zona Mosqueada (argilas)	Zona Mosqueada (argilas)	Argilas mosqueadas	Zona Mosqueada		
	Horizonte Plásmico/Arenoso			Horizonte Plásmico/Arenoso	Saprolito brechado e ou colapsado		
Saprolito	Saprolito [Zona pálida]	Saprolito	Saprolito Fino	Argilas variegadas	Saprolito Ferruginoso Saprolito Argiloso Saprolito	Isalterita	
		"Saprock"	Saprolito Grossoiro	Alteração Pistache	"Saprock"		
Protolito	Rocha não alterada	Rocha não alterada	Rocha não alterada	Rocha mãe	Rocha fresca	Rocha não alterada	

(...) termos descritivos [...] termos informais

## **2.4.2 CARACTERIZAÇÃO GEOLÓGICA E GEOMORFOLÓGICA DO ESTADO DE RORAIMA**

Segundo o projeto Roraima Central (CPRM Brasil, 2000), folhas NA. 20-X-B e NA.20-X-D), o Estado de Roraima ocupa a porção centro – sul do Escudo das Guianas que é constituído por quatro grandes domínios: Domínio Cinturão Guiana Central, na direção NE-SW (setor central); Domínio Parima (setor noroeste); Domínio Urariqüera (setor Norte) e Domínio Anauá – Jatapu (setor sudeste).

A unidade de maior ocorrência no Estado corresponde ao Complexo Guianense (Projeto Radambrasil, 1975), formada por rochas de origem metamórfica, sendo as mais comuns os granulitos, gnaisses, migmatitos, anfibolitos e dioritos. Destes, os granulitos são as rochas mais antigas aflorantes, com áreas de exposição muito restritas, sendo as do tipo ácido predominantes na área. Outra unidade é a Formação Boa Vista, constituída por sedimentos arenosos com cimentos argilosos e intercaladas de níveis conglomeráticos

Costa (1991) classifica as lateritas da Amazônia em dois grandes grupos: Lateritas imaturas e lateritas maduras, podendo os dois grupos ocorrer tanto na forma autóctone (rocha originada “in situ”) como alóctone (depósito constituído de material proveniente de outros lugares).

Ainda segundo Costa (1991) as lateritas imaturas formam o relevo jovem predominante na Amazônia, apresentando baixo grau de evolução e presença de horizonte concrecionário ferruginoso. As lateritas maduras compõem, em geral, o relevo mais elevado como platôs e morro. São lateritas evoluídas, com maior complexidade de horizontes, mineralogia, feições geoquímicas e mineralizações associadas.

### **2.4.2.1 PERFIS LATERÍTICOS ALÓCTONES – LINHAS DE PEDRA**

Este tipo de perfil, espalhado por toda Amazônia, é composto de lateritas imaturas, intimamente relacionada com a dissecação do relevo regional durante o Terciário e Quaternário. As linhas de pedras são corpos lenticulares, constituídas de fragmentos de lateritas em matriz argilo-arenosa. Os fragmentos mais comuns são derivados das lateritas imaturas (horizonte ferruginoso), sobre os quais geralmente se assentam. A Figura 2.5 mostra as camadas que compõem os perfis alóctones da Amazônia, mostrando as linhas de pedras, característica deste tipo de perfil.

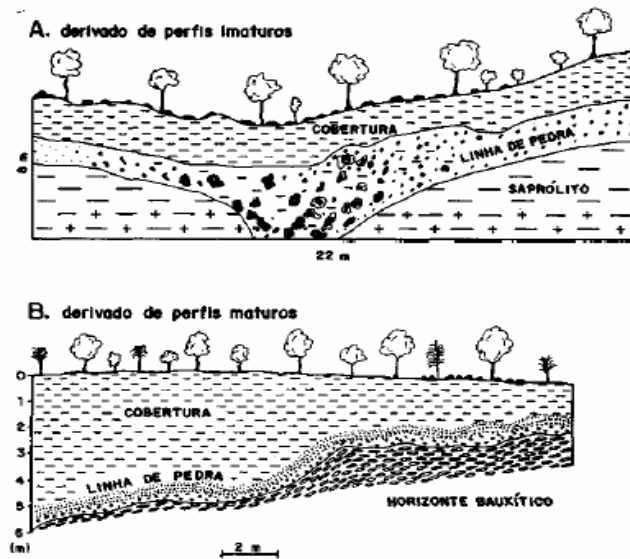


Figura 2.5 - Linhas de pedras em perfis lateríticos imaturos (A) e maduros (B) (Costa, 1991).

#### 2.4.2.2 PERFIL LATERÍTICO IMATURO E MADUROS AUTÓCTONES

Constituído por quatro horizontes característicos, do topo para baixo, sendo: cobertura, horizonte ferruginoso, horizonte argiloso e horizonte pálido ou transicional. A Figura 2.6 apresenta este tipo de perfil bem como características intrínsecas de cada camada que o compõe.

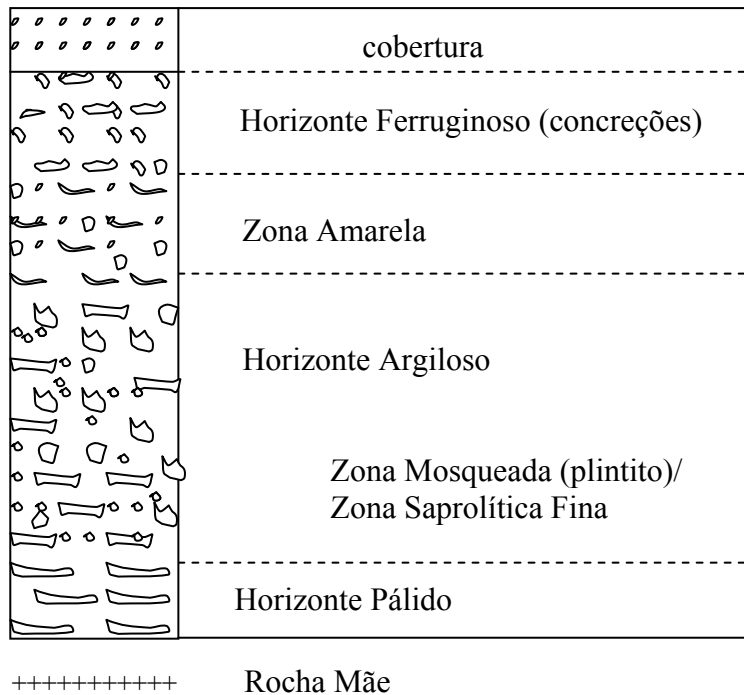


Figura 2.6 - Perfil laterítico imaturo autóctone na Amazônia  
Perfil laterítico maduros autóctones (Costa, 1997).



Segundo Costa (1991) são os lateritos mais evoluídos da Amazônia; estes perfis são compostos dos seguintes horizontes: cobertura/solo, crosta ferruginosa, horizonte bauxítico e ou fosfato de alumínio, horizonte argiloso e horizonte pálido ou transicional. A Figura 2.7 representa um perfil laterítico maduro autóctone mostrando os horizontes e características comuns a cada um.

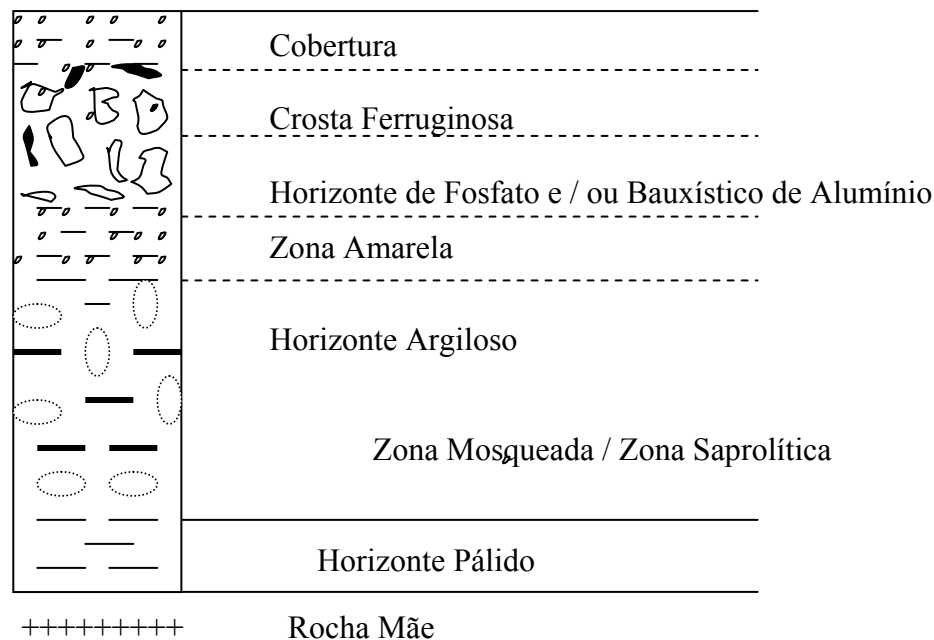


Figura 2.7 - Perfil laterítico fosfático maduros autóctone na Amazônia (Costa, 1997).

Cerca de 60% da superfície de Roraima se encontra abaixo de 200m de altitude, 25% entre 200m e 300m, 14% entre 300 e 900m e 1% acima de 900m. Dominam no estado grandes extensões de relevo plano ou levemente ondulado. Duas unidades compõem o quadro morfológico: o planalto ondulado e os escarpamentos setentrionais. Ambas são parte integrante do planalto das Guianas, que se estende ao norte da planície amazônica.

O planalto ondulado consiste num grande pediplano, cuja monotonia é quebrada por maciços e picos isolados e dispersos. Os escarpamentos setentrionais constituem a borda de um planalto mais elevado, que se estende principalmente pelos territórios da Venezuela e Guiana. Esses escarpamentos, que dominam ao norte o planalto ondulado, recebem em Roraima, nomes de serras Parima e Pacaraima e monte Roraima, este último com 2.875m de altitude.

A unidade morfoestrutural predominante na área é denominada Pediplano Rio Branco - Rio Negro (PROJETO RADAMBRASIL, 1975), constituído por extensa superfície de

aplainamento, com ondulações pouco acentuadas, originadas pelo entalhamento incipiente da drenagem, estas constituídas predominantemente por igarapés. Em meio às superfícies aplainadas encontram-se afloramentos do tipo inselberg, formas de relevo residual resultantes de processo de pediplanação.

A Figura 2.8 mostra as classes de solos predominantes no Estado de Roraima. As Figuras 2.9 e 2.10 apresentam, respectivamente, o esboço Geológico da área do Projeto Roraima Central (CPRM Brasil, 2000) e o esboço Geológico do Estado de Roraima (CPRM Brasil, 2000). A Tabela 2.3 apresenta a estratigrafia para o Estado de Roraima.

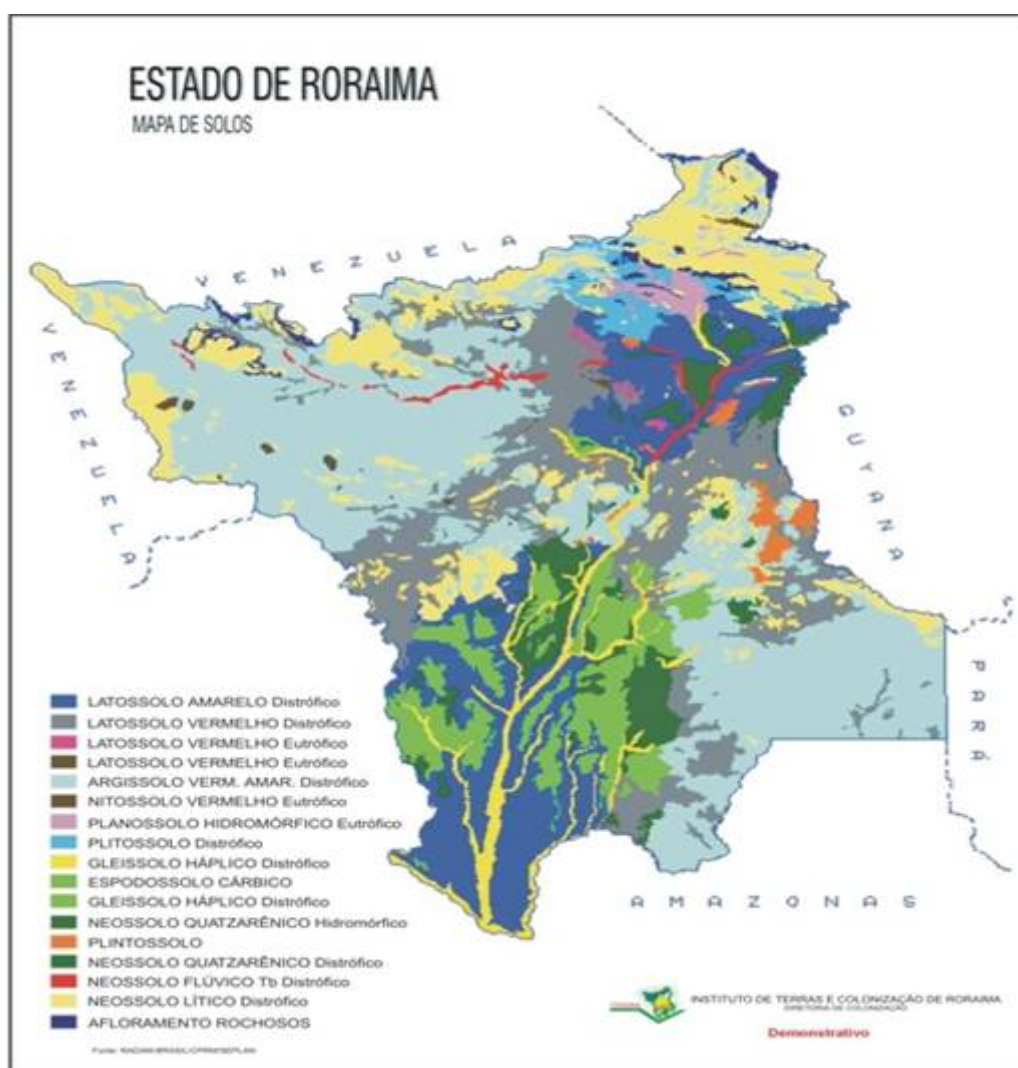


Figura 2.8 - classes de solos no Estado de Roraima.

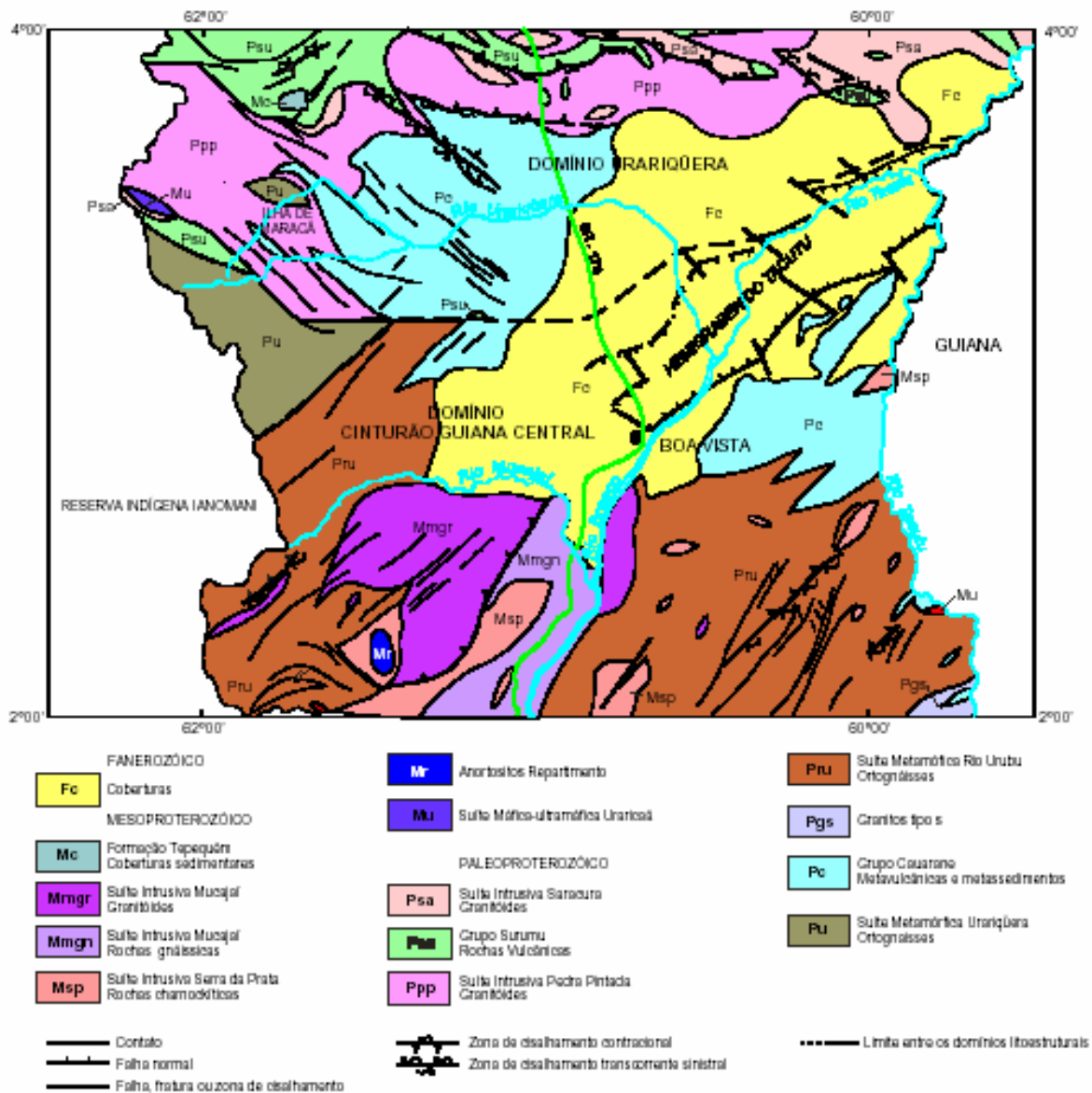


Figura 2.9 - Esboço Geológico da área do Projeto Roraima Central (CPRM Brasil, 2000).

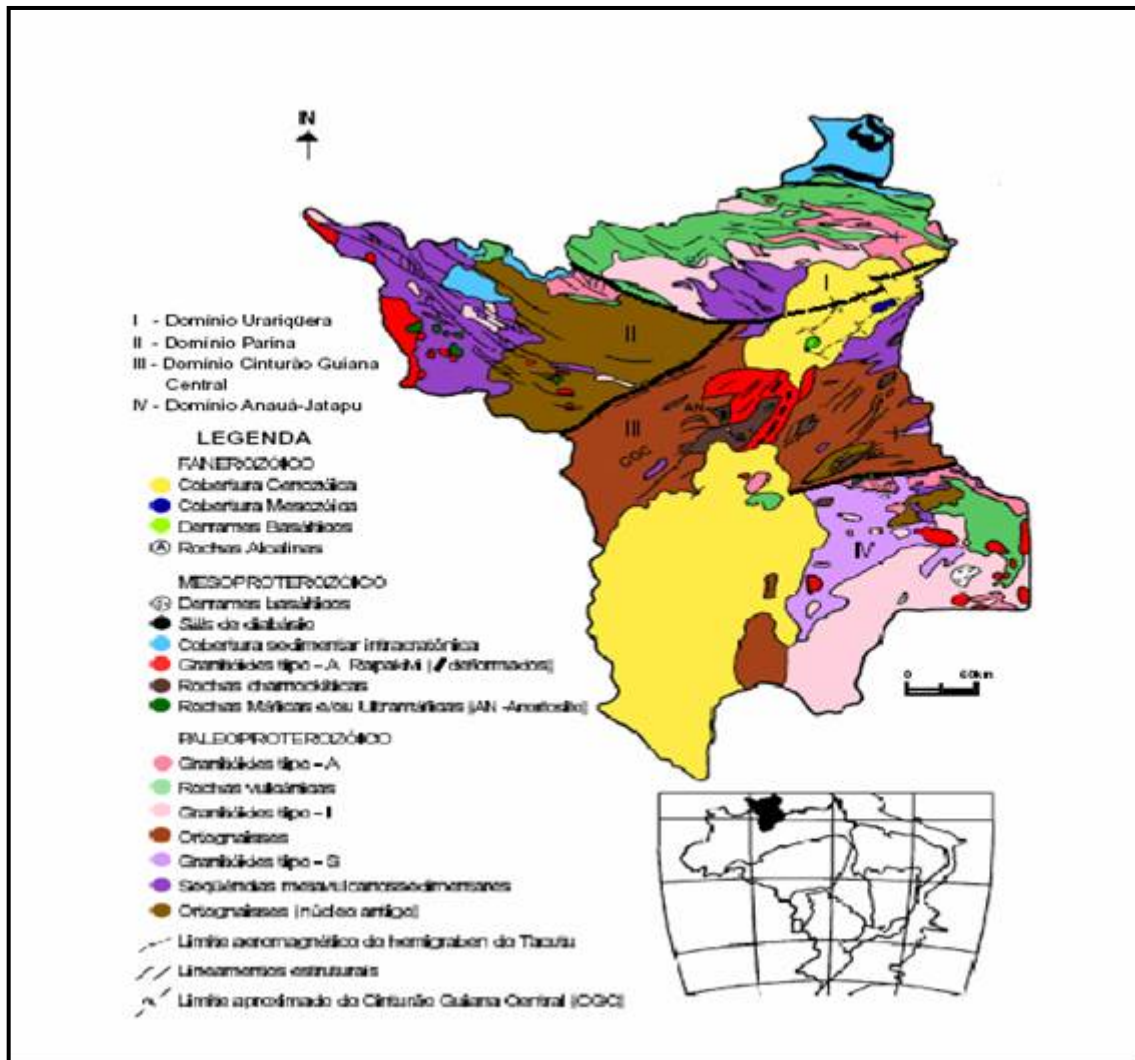


Figura 2.10 - Esboço Geológico do Estado de Roraima (CPRM Brasil, 2000).

Tabela 2.3 – Estratigrafia para o Estado de Roraima. Fonte Projeto Roraima Central (CPRM Brasil, 2000).

Era	Braun (1973)	Bonfim et al. (1974)	Montalvão et al. (1975)	Melo et al (1978)	Figueredo (1993)	Brandão e Freitas (1994)	Projeto Roraima Central (2001)
Cenozóico	Quartenário indiferenciado			Aluviões areia branca			Cobertura recente
	Terciário Neogeno indiferenciado	Quartenário indiferenciado	Formação Boa Vista	Formação Boa Vista			Formação Boa Vista
Mesozóico	Formação tacutu	Formação Tacutu	Formação Tacutu				Formação Serra do Tucano
						Suíte Alcalina Apiaú	Complexo Alcalino Apiaú
	Formação Apoteri	Formação apoteri	Formação apoteri	Suíte Básica Apoteri	Formação apoteri	Suíte Básica Apoteri	Complexo vulcânico Apoteri
Meoproterozóico		Formação Roraima		Formação Roraima			Formação Tepequém
						Suíte intrusiva Surucucus	Suíte intrusiva Mucajá
							Suíte intrusiva Serra da Prata
						Suíte básica repartimento	Anortosito repartimento
							Suíte máfica-ultramáfica uraricaá
Paleoproterozóico	Granito tipo saracura	Granito 3 Granito 2	Granodiorito Serra do Mel	Suíte intrusiva Saracura			Granito Morro do Bezerro Suíte intrusiva Saracura
	Formação Surumu	Formação Surumu	Formação Surumu	Grupo Surumu			Grupo Surumu
Arqueozóico	Associação Rupununi	Granito 1	Granodiorito Rio Novo	Granito aviaquário	Granito Mucajá	Grupo Kanuku	Suíte intrusiva Pedra Pintada
		Associação Rupununi					Suíte metamórfica rio urubu
	Associação Maracá	Associação Maracá	Grupo Cauarane	Suíte Metamórfica Kanuku	Suíte Metamórfica Urariqüera	Granitos tipo S	
	Associação Anauá - Kuyuwini	Associação Anauá	Complexo Guianense			Complexo Maracá	Grupo cauarane Suíte metamórfica Urariqüera

## 2.5 ORIGEM E FORMAÇÃO DE MATERIAL CONCRECIONÁRIO LATERÍTICO

Segundo Santana e Gontijo (1987), os solos lateríticos típicos de regiões tropicais e subtropicais são produtos de processos de transformação ocorridos nas rochas pelos intemperismo físico e químico. As chuvas abundantes e períodos de estiagem definidos, nestas regiões, aceleram os processos de intemperismos, proporcionando uma ação mais rápida sobre as rochas, desintegrando-as.

O ciclo de molhagem e secagem, principalmente através da hidrólise, faz com que os silicatos da rocha sejam atacados proporcionando a formação de novos compostos como bases ( $K^+$ ,  $Ca^{2+}$ ,  $Na^{2+}$ ,  $Mg^{2+}$  e  $Si^{4+}$ ), ferro, alumínio e silício, dentre outras. Na ocorrência de uma boa drenagem, as bases são carregadas pela águas das chuvas, havendo, pois uma maior concentração de compostos de ferro, alumínio e silício, mais resistentes à ação do carreamento, formando um complexo de óxidos e hidróxidos de ferro, alumínio e silício como constituintes mais importantes. Este complexo é denominado de ferralítico ou complexo de meteorização ferralítico.

Formado o complexo ferralítico e em consequência da movimentação do lençol freático, há uma irrigação dos íons, alumínio, magnésio e ferro, liberado da estrutura dos minerais pela hidrólise e oxidação, podendo essa irrigação se dar no próprio complexo ferralítico ou fora deste.

Com a irrigação e precipitação principalmente do ferro que passa do estado ferroso ( $Fe^{2+}$ ) para o estado férrico ( $Fe^{+3}$ ), dá-se o encouraçamento, que é um processo de formação das concreções, pela continuada desidratação dos géis que dão origem a hematita ( $Fe_2O_3$ ), a menos que se criem condições que favoreçam a redução.

Na precipitação do óxido de ferro hidratado, podem ser incorporadas outras partículas de solos, que são efetivamente cimentadas, formando estruturas granulares cristalizadas e porosas na medida em que o processo de desidratação continua.

Quando ocorre a precipitação em redor do núcleo, a forma produzida é o pisólito, que é um elemento concrecionado em blocos soltos ou nódulos, assemelhados aos seixos rolados de forma alongadas ou arredondadas.

Quando o encouçamento, formação das concreções ocorre no complexo ferralítico, é conhecido como acumulação relativa de sesquióxidos e fora deste, como acumulação absoluta de sesquióxidos. Dentre algumas características das concreções assim formadas, pode-se destacar a sua dureza variável, podendo ocorrer com estrutura bem cimentada e praticamente sem vazios, até estruturas com baixo grau de cimentação e a existência de poros.

Com a continuidade dos processos de intemperismos, as concreções podem ser desagregadas, formando os cascalhos lateríticos, que podem se agregar ou não na formação de novos conglomerados. A Figura 2.11 exemplifica a formação das concreções lateríticas.

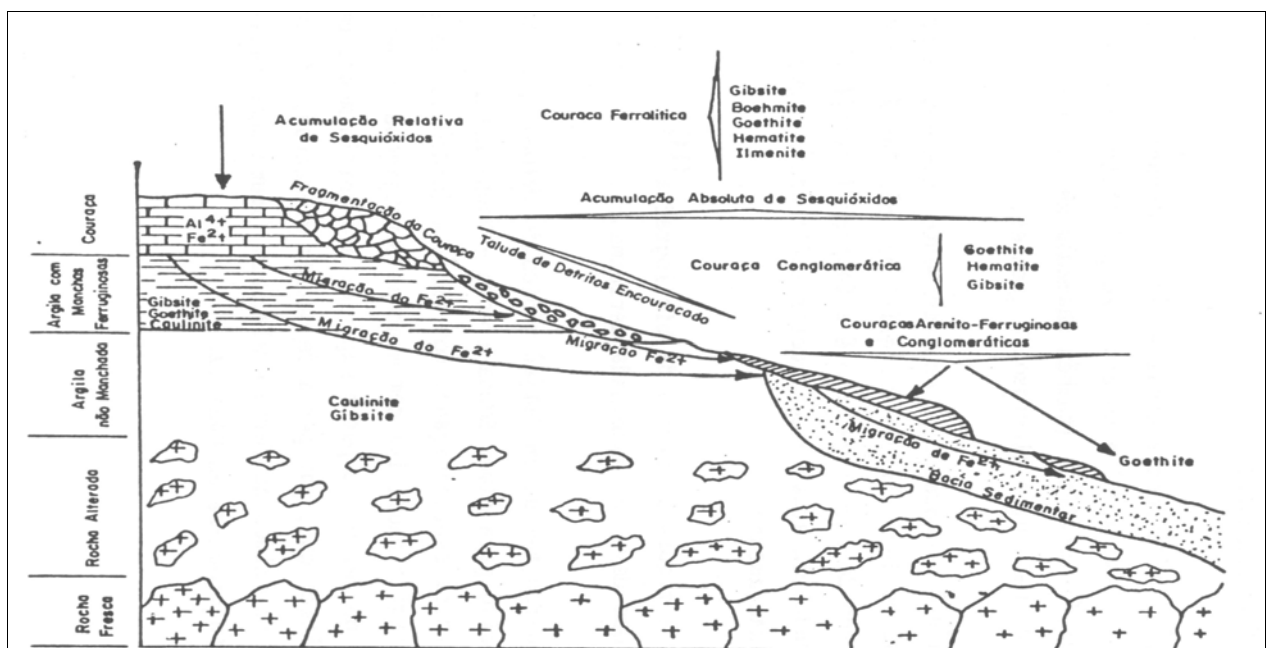


Figura 2.11 - Exemplo de formação de couraças lateríticas (Santana e Gontijo, 1987).

Alguns autores como Lambe (1960), Maignein (1966), Gidigasu (1974) e Netterberg (1975) consideram que a dureza das concreções é variável em função da concentração de ferro, do teor de umidade, grau de estabilidade e particularmente ao seu estado de compactação, e que a formação de couraças porosas e de pequena dureza parece estar associada à lixiviação da caulinita, que absorve o ferro, impedindo a formação da goetita cristalina, causando uma descontinuidade na fase cristalina, ou um mecanismo no processo de endurecimento.

Estudos microscópicos, realizados por Alexander e Cady (1962) e Queiroz de Carvalho (1983,1991) revelaram que a composição química e mineralógica são insuficientes para explicar o grau de dureza das lateritas e que a dureza ou o potencial de endurecimento parece ser questão do arranjo e da espécie dos componentes lateríticos.

Segundo Maignein (1966), o óxido de ferro é a base do processo de endurecimento de materiais lateríticos e seus estudos mostram que quanto maior o conteúdo de sesquióxidos, maior o endurecimento, com a dureza sendo função do conteúdo de ferro e que comumente, na mesma ocorrência de materiais lateríticos a parte mais antiga e mais desidratada é mais dura que a parte mais recente. Este fato é mostrado na Figura 2.12.

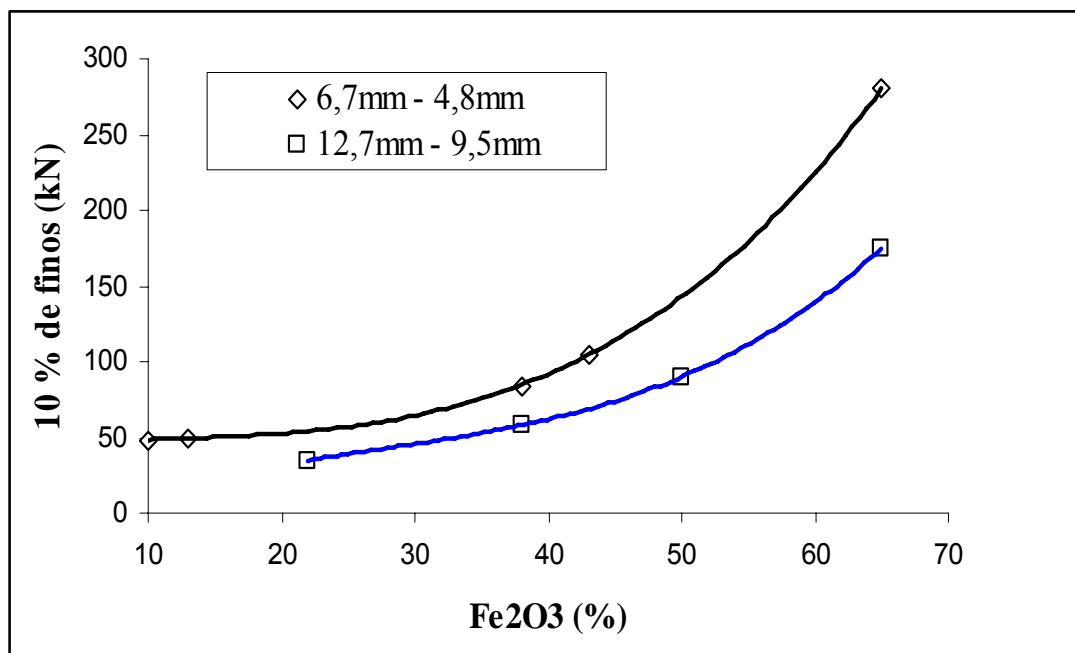


Figura 2.12 - Efeito do conteúdo de óxido de ferro na resistência de agregados lateríticos (Maignein, 1966).

Gidigasu (1975) citando estudos em lateritas de diversas partes da Índia realizados por (Nanda e Krishnachari, 1958) afirmam que o endurecimento das lateritas pode ser devido a:

- I) Desidratação dos hidróxidos de ferro e de alumínio;
- II) Oxidação do ferro, passando de ferroso ( $Fe^{2+}$ ) a férrico ( $Fe^{+3}$ ); e,
- III) Precipitação dos óxidos de ferro tornando-os agente cimentante.

Segundo Gidigasu (1975), a desidratação é um processo que envolve a perda d'água de sesquióxidos e ou minerais e a transformação dos sesquióxidos gelatinosos amorfos ao estado cristalino imóvel.

A desidratação "in situ" dos solos lateríticos é muito importante para avaliação destes materiais em serviço, sendo menos sensível os mais desidratados "in situ", situados à



superfície, isto porque os materiais desidratados à superfície têm acesso ao oxigênio e ao aquecimento natural do sol de modo que o óxido de ferro pode ser transformado para o estado férrico ( $\text{Fe}^{+3}$ ) tornando os solos menos sensíveis à secagem, ao passo que os solos profundos não têm acesso ao ar e aquecimento natural, sendo, portanto pobremente desidratado “in situ”, tendendo a ser mais sensível à secagem.

Netteberg (1975) afirma que o endurecimento das formações lateríticas é de grande importância no estudo da evolução dos solos tropicais e estão associados à impregnação e à acumulação de ferro e alumínio, oxidação do ferro, desidratação dos sesquióxidos e ao desenvolvimento da estrutura contínua de sesquióxidos cristalizados.

Segundo McIntyre (1956), Townsend et al. (1971), Gidigasú (1976), e Queiroz de Carvalho (1985) a agregação dos solos lateríticos pode ocorrer das seguintes maneiras:

- I) Devido à precipitação de géis hidratados de ferro e alumínio e subsequente desidratação irreversível destes materiais; estes géis servem como agentes cimentantes dos constituintes ativos dos solos lateríticos;
- II) Devido à presença de ferro ( $3^+$ ) na solução há floculação;
- III) Como resultado da formação de compostos orgânico-mineral de solos húmicos com sesquióxidos livres;
- IV) Devido à presença de componentes amorfos.

As condições climáticas, especialmente precipitação média anual, clima, índice xerotérmico são muito importantes para explicar a presença de concreções em depósitos laterizados (Lucena, 1976).

## **2.6 CARACTERIZAÇÃO DO TRATAMENTO TÉRMICO NAS PROPRIEDADES DE SOLOS E CONCREÇÕES LATERÍTICAS**

### **2.6.1 Caracterização da energia térmica nas propriedades de solos lateríticos.**

Embora o assunto seja já bastante discutido na literatura, os estudos mais desenvolvidos estão em nível de ocorrência onde predominam as frações mais finas, mas quando se trata de formações com existência de estruturas concrecionárias, as pesquisas ainda não estão em níveis tão adiantados que possam quantificar suas propriedades e características, visando aplicação em soluções geotécnicas ou pavimentação. É sem dúvida limitadíssimo o estudo sobre a influência da secagem nos agregados lateríticos, sobretudo nos níveis de temperatura utilizados na fabricação de concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ).

Todavia, na parte fina do solo laterítico vários trabalhos foram realizados, visando quantificar o efeito da secagem nas propriedades químicas, físicas e mecânicas de solos lateríticos. Por exemplo, em termos de granulometria a secagem causa geralmente um aumento no tamanho das partículas, onde os grãos tamanhos argila e silte aglomeram-se para formar o tamanho areia. Esses agregados têm resistência à sollicitação mecânica aumentada e variável com o tipo de solo e nível de energia térmica utilizada.

Terzaghi (1958) estudou uma argila de Susuma e considerou as partículas com óxido de ferro, a principal responsável pela redução na fração tamanho argila. Segundo, Deshpande et al. (1964) quando o óxido de ferro está presente como cristal discreto ele não cimenta as partículas de solo.

Lambe (1960) admitiu que a secagem ajuda a cimentação das partículas, não só por torná-las mais próximas uma das outras, mas também por fazer com que precipitem materiais cimentantes dissolvidos na água dos poros, tais como: Carbonatos, óxidos de ferro, silicatos, aluminatos e certas matérias orgânicas.

De acordo com Youssef (1961) a variação da temperatura na compactação de determinado solos, provoca aumento na massa específica seca máxima e diminuição na umidade ótima com o acréscimo de temperatura. O efeito pode ser explicado, segundo o autor, em virtude da secagem a 110°C coagular as partículas em fortes grupos, diminuindo o teor de argila com o tratamento térmico.

Estudos feitos por Haantjens (1964a, 1964b, 1965 e 1966) em solos de Papua e Nova Guiné, mostraram que eles são ricos em alofano, gibsita e haloisita e segundo Frost (1967) os solos Bajema, Mati, Minj e Gorota apresentados na Tabela 2.4 que perdem apenas parcialmente a plasticidade com o tratamento térmico, contêm haloisita. O solo Mendi que se torna não plástico com o tratamento térmico (secagem ao ar) contém gibsita, alofano ou ambos.

A Tabela 2.4 apresentado por Frost (1967) mostra resultados dos estudos conduzidos pelo “Research and Materials Section of the Department of Public Works” em solos de Papua e Nova Guiné, onde se verifica o efeito do tratamento térmico nos limites de liquidez e plasticidade e na granulometria dos solos.

Tabela 2.4 – Influência da secagem nos limites de liquidez e plasticidade e granulometria dos solos de Papua e Nova Guiné (modificado de Frost, 1967).

Localização	Profundidade (m)	Natural			Seco ao ar			Seco em estufa		
		(%) W <sub>L</sub>	(%) W <sub>P</sub>	% < 2µm	(%) W <sub>L</sub>	(%) W <sub>P</sub>	% < 2µm	(%) W <sub>L</sub>	(%) W <sub>P</sub>	% < 2µm
Bagema	-	99	33	49	84	36	48	59	38	48
Mati	-	123	51	52	76	50	37	55	43	46
Minj	-	114	62	-	55	52	-	-	-	-
Goroka	0,30	97	42	-	73	42	-	-	-	-
Goroka	1,22	95	54	-	70	59	-	-	-	-
Mendi	0,01	NP	NP	20	NP	NP	3	NP	NP	3
Mendi	0,23	133	79	36	NP	NP	2	NP	NP	3
Mendi	0,41	81	66	28	NP	NP	1	NP	NP	3
Mendi	0,64	130	63	34	NP	NP	3	NP	NP	3
Mendi	0,86	137	76	50	NP	NP	4	NP	NP	-
Mendi	1,07	143	83	51	NP	NP	8	NP	NP	-
Mendi	1,27	142	75	42	NP	NP	6	NP	NP	-
Mendi	1,52	155	79	45	NP	NP	6	NP	NP	5

Novais Ferreira e Meireles (1969) ao estudarem amostras de solos lateríticos de Angola, contendo os minerais caulinita, goethita e gibbsita, verificaram que o CBR aumentou com o crescimento da temperatura de secagem.

Brand e Hongsnoi (1969), no entanto ao estudar onze solos da Tailândia, verificaram que alguns destes solos apresentavam CBR (sem imersão) para o solo seco em estufa, maior que o solo natural. Outros solos apresentaram comportamento inverso a este. Quando da imersão, o

CBR para o solo seco em estufa apresentou uma forte tendência de ser maior que para o solo natural. Tal comportamento para o CBR foi atribuído a menor absorção de água e menor expansão apresentados para o solo seco em estufa.

Moh e Mozhar (1969) ao estudarem o efeito da secagem na mineralogia em solos, verificaram que esta não era significativamente afetada pela secagem devido aos tipos de argilos minerais presentes. A fração inferior a 0,002 mm era predominantemente composta de caulinita e alguns illita e montmorilonita ou a mistura dos três. Nenhum dos solos possuía haloisita ou meta-haloisita.

Segundo Shuster (1970) a secagem do solo laterítico a 105°C pode tornar possível a irreversível desidratação da haloisita (4H<sub>2</sub>O) para haloisita (2H<sub>2</sub>O), sendo, portanto, possível que essa transformação afete as propriedades de engenharia destes solos.

Novais Ferreira et al. (1972) comparou os resultados obtidos com amostras colhidas em locais de empréstimos, com resultados usando os mesmos solos lateríticos após alguns anos de aplicação sob um pavimento de estrada, associados aos ciclos de embebição e secagens com amostras submetidas às seguintes condições:

- I) Amostra sem qualquer umidificação ou secagem prévia;
- II) Amostras embebidas previamente e secadas nas temperaturas de 32°C, 50°C, 80°C e 105°C, tempo de secagem de 24 e 48 horas.
- III) Amostras sem embebição prévia e secada nas temperaturas de 32°C, 50°C, 80°C e 105°C, tempo de secagem de 24 e 48 horas.

Após análise dos resultados, Novais Ferreira et al. (1972), concluíram que:

- I) Há indicação de que entre 50°C e 105°C haverá um valor que separa duas zonas de temperatura, baixas e altas, nas quais a influência da secagem parece ser diferente;
- II) A influência da temperatura de secagem nos ensaios com amostras previamente umedecidas, indicou redução dos limites de liquidez (consequentemente variação na distribuição granulométrica);

III) Nas amostras secas a partir de sua umidade natural a influência da temperatura é benéfica até cerca de 80°C, mas após secagem a 105°C a amostra apresentou-se mais plástica e com maior variação de volume.

Resultado idêntico chegou o Laboratório Nacional de Engenharia Civil - LNEC (1959), ao estudar 30 amostras de Lorenço Marques (Portugal), onde submetem estas amostras à secagem ao ar, em estufa a 60°C e 100°C, concluindo que:

- I) O limite de liquidez decresce quando a temperatura de secagem aumenta, a semelhança com outros solos;
- II) Redução no índice de plasticidade quando a temperatura de secagem aumenta.

Este mesmo efeito foi verificado por Gidigasú e Yeboá (1972) ao estudarem um solo da floresta de Gana. No entanto, estudos realizados paralelamente em solos da savana de Gana não apresentaram idênticos comportamentos. Isto mostra o efeito do clima sobre as propriedades dos solos lateríticos. Carvalho (1981) constatou tais efeitos em solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil.

Malomo (1974) também explica a diminuição do limite de liquidez com a secagem como sendo devido à diferenciação no teor da fração tamanho argila na distribuição granulométrica, ou seja, com a secagem a fração tamanho argila é convertida parcialmente para a fração silte e areia através de agregação devido à desidratação.

Como consequência ocorre também modificação nos valores dos limites de Atterberg (Willis, 1947) citado por Gidigasú (1974), afirma que o processo de secagem parece transformar haloisita hidratada instável em metahaloisita estável, e isto é acompanhado pela perda de água da intercâmara que afeta o valor da massa específica real do solo, conclusões a que também chegou Newill (1961).

Segundo Tateishi (1967) citado por Gidigasú (1974), o grau de sensibilidade à secagem de solos lateríticos tem sido determinado usando o chamado ensaio de índice de agregação, que é definido como a razão entre o equivalente de areia do solo seco em estufa a 105°C e 110°C para o equivalente de areia do solo natural, onde para o índice de agregação igual a 1 o solo não é sensível a secagem.

Para Lyon Associates Inc. (1975) é suposto que as variações apresentadas por Frost (1967) não são devidas somente à gibbissita, mas também à haloisita hidratada e ao alofano. Ainda segundo o autor, o estudo sobre o efeito da secagem ao ar de um solo da Costa Rica, mostrou que esta não afetou o CBR do solo, embora grande aumento na máxima massa específica aparente seca e redução na umidade ótima de compactação tenham sido observadas.

Ferreira (1976), realizando ensaios triaxiais consolidados não drenados em corpos de prova saturados de solo laterítico, verificou que a secagem a 60°C aumentou a coesão e reduziu o ângulo de atrito quando comparados aos resultados obtidos para o solo seco ao ar. Tal comportamento foi atribuído à transformação de materiais amorfos em cristalinos que poderiam ter cimentado de maneira mais eficiente as partículas de solo.

Camapum de Carvalho (1981), estudando a influência da energia térmica e mecânica nas propriedades elásticas e de resistência ao cisalhamento de alguns solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil, observou que o aumento da temperatura de secagem afetou o módulo de elasticidade, sem, no entanto, definir uma tendência. O aumento da temperatura de secagem tendeu a diminuir a coesão e a aumentar o ângulo de atrito dos solos. Os resultados obtidos mostraram ainda que o aumento da temperatura de secagem causou um aumento nos teores de cátions e ácidos, elevação do pH e aumento das frações no tamanho de argila. Uma síntese dos resultados é apresentada por Camapum de Carvalho *et al.* (1985).

Costa (1983), estudando a influência da temperatura de secagem no valor do índice de suporte Califórnia de vários solos lateríticos, mostrou que a temperatura de secagem não afeta de maneira significativa, a massa específica aparente seca máxima, enquanto os valores da umidade ótima e do CBR foram afetados pela secagem. Lima (1983), estudando os mesmos solos que Costa (1983), mostrou que a influência da energia térmica na granulometria destes solos é a de apresentar tendência à agregação de partículas.

Silveira (1984), estudando solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil, com amostras secas ao ar e em estufa a 60°C e 110°C, concluiu que o aumento da temperatura de secagem em 73% das amostras apresentou diminuição nos valores do limite de liquidez.

Diniz (1984), estudando o efeito da secagem sobre solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil, verificou que os valores da resistência à compressão simples foram afetados, existindo uma tendência a aumentar ou diminuir dependendo dos solos.

Algumas características típicas de solos lateríticos, como a sensibilidade destes à secagem, são dependentes de suas estruturas granulares, bem como do tipo de argilo-mineral predominante na fração argila. Os teores de óxido de ferro livre e do complexo alumínio-ferro parecem ser responsáveis pelo comportamento de engenharia diferenciado dos solos lateríticos em relação aos solos de regiões temperadas. Observa-se, portanto, que os solos lateríticos quando submetidos a energias térmicas (diferentes temperaturas de secagem), têm algumas de suas propriedades afetadas, mostrando com isto a necessidade de pesquisas sobre a influência de secagem nos solos e agregados lateríticos.

### 2.6.2 Caracterização da energia térmica nas propriedades das concreções lateríticas

A influência da temperatura de secagem dos agregados no comportamento mecânico foi estudada por Bhatia e Hammond (1970) onde os agregados foram aquecidos em estufa a 105°C – 110°C durante o período de 2 a 60 dias para depois serem submetidos ao ensaio de impacto. Os resultados obtidos estão apresentados na Figura 2.13 e mostram que o tratamento térmico em todas as amostras estudadas contribuiu para melhorar a resistência do agregado.

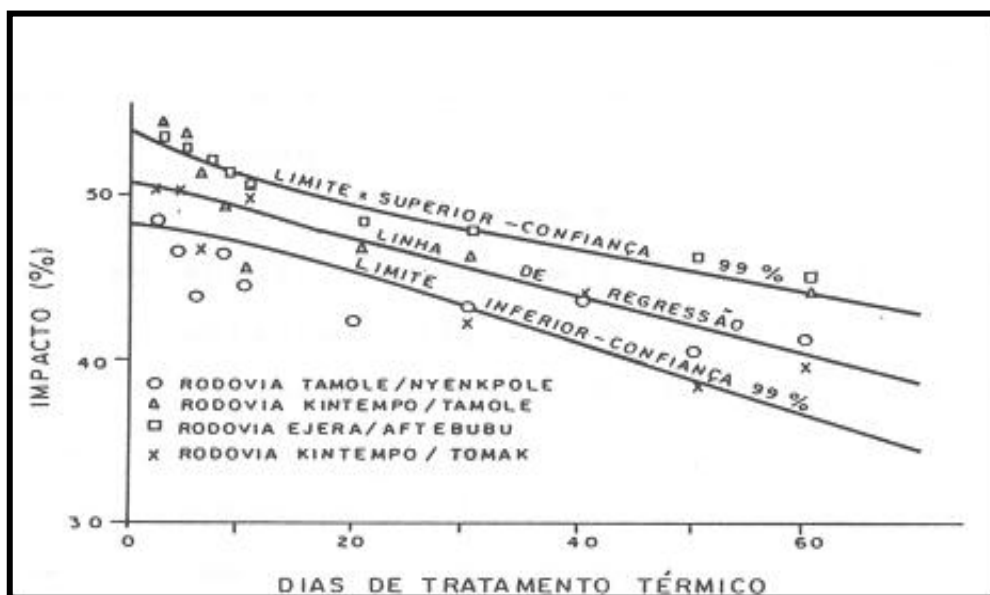


Figura 2.13 - Efeito da secagem em agregados lateríticos (Bhatia e Hammond, 1970).

Estudos realizados por Macêdo (1989) com os agregados lateríticos após tratamento térmico, revelaram a melhoria na resistência medida pelo ensaio abrasão Los Angeles, conforme mostrado na Tabela 2.5 e Figura 2.14.

Tabela 2.5 –Ensaio abrasão Los Angeles a diversas temperaturas com agregados granítico, lateríticos de João Pessoa –PB e Sapé – PB (Macêdo, 1989).

Materiais Ensaio	Temperatura (°C)	Brita Granítica	Laterita João Pessoa	Laterita Sapé
Abrasão Los Angeles (%) Faixa (C) DNIT	25	21,2	50,4	52,3
	100	21,2	44,2	48,1
	125	20,5	41,2	43,7
	150	20,4	39,4	39,5
	175	20,8	38,4	37,6
	200	21,4	44,6	34,3

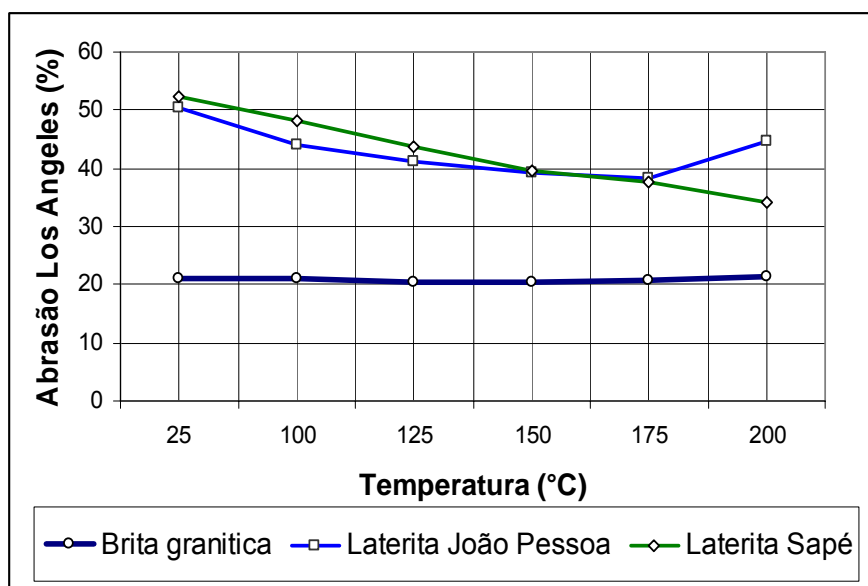


Figura 2.14 - Ensaio abrasão Los Angeles a diversas temperaturas com agregados granítico, lateríticos de João Pessoa – PB e Sapé – PB (Macêdo, 1989).

A melhoria da qualidade de abrasão medida pelo ensaio Los Angeles dos agregados lateríticos aquecidos, mostrou que o agregado aplicado na mistura asfáltica, já tinha outra característica mecânica, estando pela especificação apto a ser utilizado com bastante folga em concretos betuminosos.

Moizinho (1994) estudou a influência da temperatura na resistência de cinco tipos de concreções agregados lateríticos do Nordeste do Brasil. Estas concreções foram designadas como CAPI (Castelo, Piauí), CTPB (Cuité, Paraíba), TEPI (Teresina, Piauí), JPPB (João Pessoa, Paraíba), ARPB (Areias, Paraíba) de acordo com suas origens. Os resultados

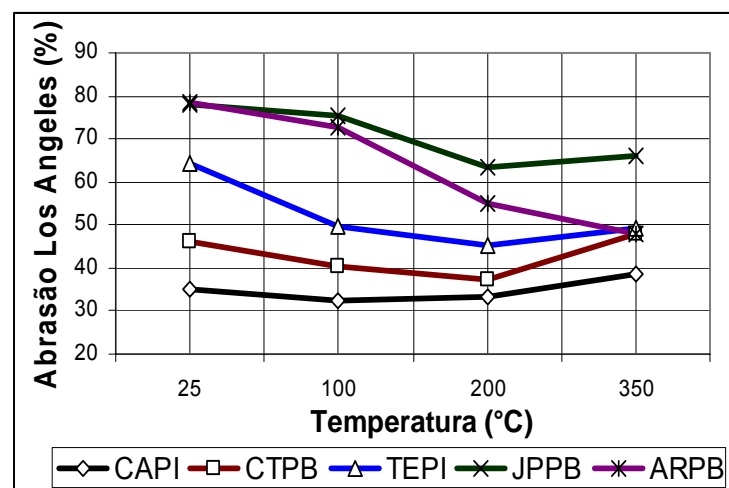


mostraram que os valores de resistência ao esmagamento, abrasão Los Angeles e resistência avaliada no ensaio 10% de finos, cresceram com o aumento da temperatura, conforme apresentado na Tabela 2.6. Este aumento aconteceu até temperaturas na faixa de 150-200°C; a partir daí a resistência medida por esses ensaios voltou a decrescer. Cabe salientar que na preparação do CBUQ o agregado é pré-aquecido em torno de 175°C.

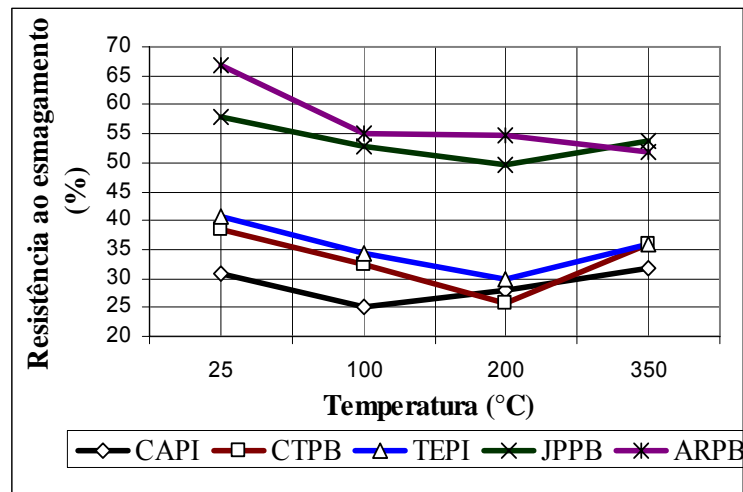
Ainda segundo Moizinho (1994), não é aconselhável um tratamento térmico mais elevado nos agregados lateríticos pois pode ocorrer uma eventual diminuição da resistência mecânica dos mesmos, conforme mostrado nas Figuras 2.15 (a,b e c).

Tabela 2.6 – Comportamento mecânico de agregados lateríticos do Nordeste do Brasil em função do tratamento térmico (Moizinho, 1994).

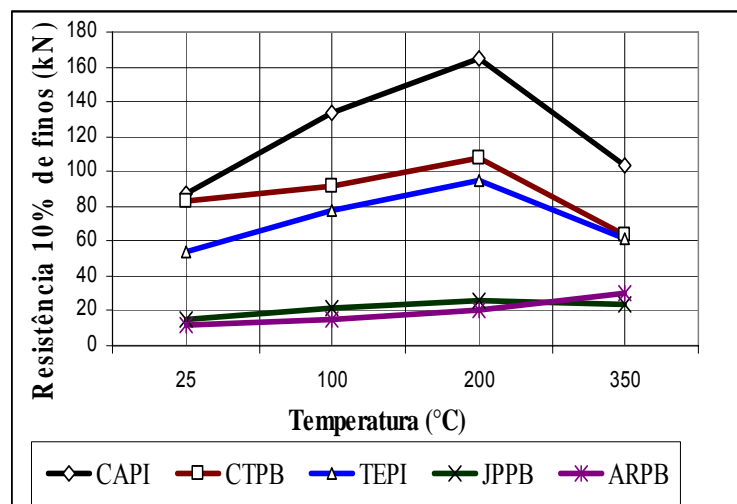
Ensaio	Agregado	Temperatura °C / Valor obtido			
		Ambiente	100	200	350
Abrasão Los Angeles (%)	CAPI	35,2 +/- 0,2	32,6 +/- 1,1	33,2 +/- 0,2	38,5 +/- 2,1
	CTPB	46,3 +/- 0,5	40,5 +/- 0,1	37,4 +/- 1,7	48,0 +/- 0,1
	TEPI	64,3 +/- 0,9	49,6 +/- 1,0	45,2 +/- 0,1	49,2 +/- 0,2
	JPPB	78,1 +/- 0,4	75,4 +/- 0,3	63,5 +/- 0,1	66,1 +/- 0,7
	ARPB	78,4 +/- 0,8	72,6 +/- 0,7	55,2 +/- 0,8	48,0 +/- 2,0
Esmagamento (%)	CAPI	69,1 +/- 1,6	74,9 +/- 0,2	72,1 +/- 0,2	68,2 +/- 1,0
	CTPB	61,4 +/- 0,1	67,6 +/- 0,5	74,4 +/- 1,4	64,0 +/- 1,4
	TEPI	59,4 +/- 0,3	65,8 +/- 0,8	70,1 +/- 0,5	64,0 +/- 0,2
	JPPB	42,2 +/- 0,4	47,2 +/- 1,2	50,4 +/- 1,1	46,3 +/- 1,4
	ARPB	33,1 +/- 1,3	45,1 +/- 0,7	45,3 +/- 1,8	48,3 +/- 0,4
10 % de finos (kN)	CAPI	87 +/- 2	134 +/- 5	165 +/- 5	104 +/- 6
	CTPB	83 +/- 4	92 +/- 5	108 +/- 5	64 +/- 1
	TEPI	54 +/- 4	78 +/- 2	95 +/- 2	61 +/- 1
	JPPB	15 +/- 1	22 +/- 3	26 +/- 1	24 +/- 4
	ARPB	12 +/- 1	15 +/- 1	20 +/- 2	30 +/- 1



(a)



(b)



(c)

Figura 2.15 – Influência da temperatura de secagem na resistência a: (a) abrasão “Los Angeles”, (b) resistência ao esmagamento e (c) 10% de finos para agregados lateríticos do Nordeste do Brasil (Moizinho, 1994).

Ainda, segundo Moizinho (1994), os agregados lateríticos pesquisados apresentaram, após serem extraídos de concreto betuminoso usinado a quente, características distintas daquelas apresentadas no estado natural, evidenciando sensível melhora na resistência dos agregados. Este fato comprova as afirmações de Macêdo (1989).

A Tabela 2.7 mostra o comportamento mecânico dos agregados lateríticos CAPI, CTPB e ARPB, do Nordeste do Brasil, no estado natural e após serem extraídos de concreto betuminoso usinado a quente.

Tabela 2.7 – Comportamento mecânico de agregados lateríticos do Nordeste do Brasil no estado natural e após ser extraído de concreto betuminoso usinado a quente (Moizinho, 1994).

Ensaio	Condição	Agregado		
		CAPI	CTPB	ARPB
Abrasão Los Angeles (%)	natural	35,2 ± 0,2	46,3 ± 0,5	78,4 ± 0,8
	A E L*	36,7 ± 0,4	39,9 ± 0,3	60,4 ± 1,2
Resistência ao esmagamento (%)	natural	30,9 ± 0,1	38,6 ± 0,1	66,9 ± 1,3
	A E L	27,6 ± 1,4	32,9 ± 1,2	43,0 ± 0,3
10 % de finos	natural	87,0 ± 2,0	83,0 ± 4,0	12,0 ± 1,0
	A E L	156,0 ± 2,9	120,0 ± 4,6	39,0 ± 1,4

\* AEL - Após extração de ligante asfáltico da mistura betuminosa.

Amaral (2004), realizando ensaios de carga puntual em agregados lateríticos das jazidas Tota, Boa Vista, Jaderlândia e Nazareno do Estado do Pará, verificou que os agregados quando lavados e secos em estufa a 105°C apresentaram melhores resultados de resistência em relação ao mesmo material “*in natura*”. A autora conjectura que o processo de secagem e aquecimento nos tambores da usina de asfalto pode promover um aumento de resistência da mesma forma que constatado no referido ensaio.

A Figura 2.6.4 apresenta os resultados do ensaio de carga puntual obtido por Amaral (2004) para diferentes agregados lateríticos do Estado do Pará, na seguintes condições:

- Agregado “*in natura*” ou seja sem sofrer processo de britagem, e
- Agregado sem britagem, lavado e seco em estufa.

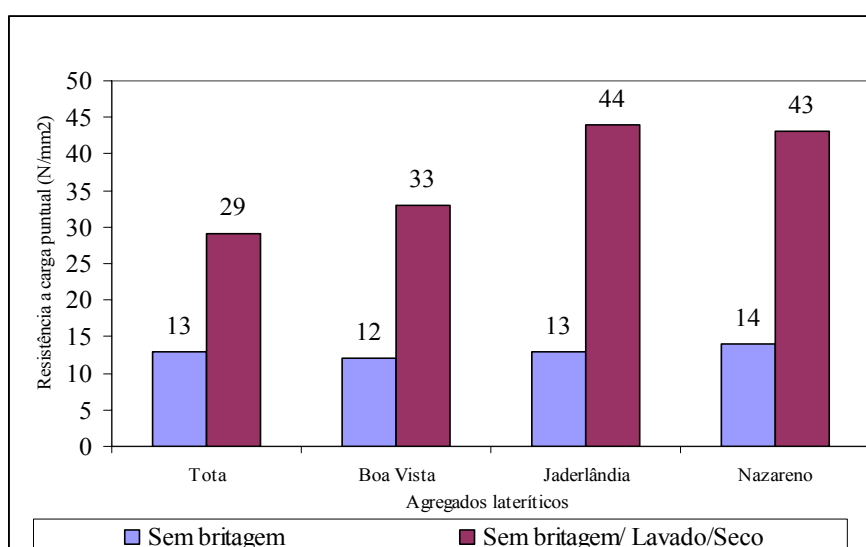


Figura 2.16 - Carga puntual em agregados lateríticos do Estado do Pará (Amaral, 2004).

## **2.7 PROPRIEDADES E USO DE AGREGADO LATERÍTICO EM REVESTIMENTO ASFÁLTICO.**

### **2.7.1 Propriedades de agregados lateríticos**

A correta utilização das rochas e demais materiais pétreos na construção civil requer o conhecimento prévio de suas propriedades e qualificar um material rochoso é qualificar suas propriedades. Os agregados apresentam grande diversidade de propriedades. Algumas são relevantes para um dado uso, enquanto outras o serão para outro; umas terão utilidade direta, outras indiretas.

As propriedades dos agregados que interessam à construção civil podem ser classificadas em geológicas, físicas e mecânicas. As propriedades geológicas são, na verdade, propriedades químicas, mineralógicas e petrográficas e estão estreitamente ligadas à natureza da rocha, ou do agregado em foco. A natureza da rocha está refletida na composição mineralógica, textura, estrutura, bem como no grau (estado) e tipo de alteração mineralógica, além de propriedades daí decorrentes, como solubilidade, cristalinidade, alterabilidade, reatividade, forma das partículas na fragmentação, coerência etc.

Apesar do limitado número de estudos sobre agregados lateríticos, pressupõe-se que, pela própria estrutura do concreto betuminoso e pelos resultados obtidos em testes de laboratórios, que alguns parâmetros dos agregados graúdos convencionais e alternativos são comuns e de mesma influência nas misturas betuminosas. Esses pressupostos parâmetros seriam: forma, textura, quantidade, tipo e granulometria do agregado graúdo.

Brito (1969) utilizando agregados graúdos lateríticos na fabricação de concreto betuminoso a quente, afirma com a exceção do desgaste “Los Angeles” que estava fora dos limites estabelecidos pela especificação, os agregados graúdos utilizados apresentavam, quanto aos ensaios de granulometria, equivalentes de areia, densidade real e aparente, características plausíveis para serem utilizados como agregado graúdo na mistura betuminosa e os resultados de laboratório obtidos com a mistura betuminosa foram satisfatórios.

Com relação à forma e textura rugosa, esta aumenta a estabilidade das misturas betuminosas e melhoram a sua homogeneidade. O contrário se verifica, quando da utilização de agregados com faces polidas e formas arredondadas. Martin e Wallace (1952) atribuem à queda de

estabilidade quando da utilização desses agregados na mistura, a não resistência ao movimento provocado pelo deslizamento das partículas entre si.

Com relação à quantidade de agregado graúdo na mistura betuminosa, verifica-se que se aumentada, torna a mistura mais rígida pelo maior contato entre as partículas graúdas, formando um arcabouço estrutural de maior resistência interna. Em experiências realizadas pelo Road Research Laboratory (1962) com aumento nas quantidades de agregados graúdos em uma mistura areia-fíler-betume, verificou-se um acréscimo acentuado de estabilidade da mistura em torno de 125%, quando se elevou a quantidade de agregado de 0% para 55%, verificando-se também decréscimo de estabilidade, para maiores quantidades de agregado.

O Road Research Laboratory (1962) considera que todas as frações definidas pela granulometria têm sua influência e chama atenção para o tamanho máximo do agregado graúdo, definido pelo ensaio de granulometria, considerando que quanto maior for o tamanho máximo do agregado graúdo, maior será a estabilidade do concreto betuminoso. Comparadamente nas diversas pesquisas, agregados bem graduados contribuem para misturas mais densas com menor índice de vazios e maiores resistências. O tipo de agregado graúdo também influi na estabilidade da mistura. Dentre as propriedades não comuns aos agregados graúdos, graníticos e lateríticos, pode-se citar: absorção, degradação, resistência ao polimento e massa específica.

Com relação à absorção tem-se verificado que alguns tipos de agregados lateríticos apresentam alta absorção de água. Esta propriedade do agregado graúdo poderá causar erro no cálculo da determinação dos vazios da mistura betuminosa, pelo emprego inadequado da densidade do agregado.

As normas usuais do DNIT empregadas para determinação da massa específica do agregado graúdo utilizado na fabricação de concreto betuminoso, consideram dois tipos: Uma denominada de massa específica real dos grãos do agregado e outra de massa específica aparente dos grãos do agregado, quando se leva em consideração ou não os vazios permeáveis do agregado, determinados pela absorção à água. A adoção de um desses valores no cálculo da densidade teórica da mistura betuminosa, uma vez que o agregado graúdo absorve menor quantidade de cimento asfáltico, poderá acarretar num inadequado conceito do teor de vazios da mistura.

Martin e Wallace (1952) indicam que a utilização de um valor para a massa específica do agregado deve estar compreendido entre as massa específica real e aparente, denominada “massa específica efetiva” que permitirá uma aproximação no cálculo da densidade teórica da mistura betuminosa.

O Road Research Laboratory (1962) adota para o cálculo da densidade teórica da mistura betuminosa, as densidades reais das diversas frações do agregado na mistura e chama a atenção para os casos em que os agregados apresentam alta absorção à água.

Segundo, Birman (1969), em agregados graúdos com baixa absorção à água, esta propriedade é de pequena relevância, uma vez que as densidades reais e aparentes dos grãos são de valores relativamente próximos entre si, o que não acontece com agregados de alta absorção à água.

Bhatia e Hammond (1970) estudando laterita do oeste Africano mostram que o valor da absorção de água após 24 horas de imersão era o parâmetro mais importante para avaliar o comportamento daqueles materiais na construção rodoviária, além do mais foram encontradas correlações entre o valor da absorção, massa específica real, impacto e “Los Angeles”. E daí sugeriram uma proposição de especificação para pedregulhos lateríticos que afloram em Gana (Tabela 2.8). As amostras foram classificadas nas peneiras 12,5 a 9,5 mm, lavadas e secas ao ar nos ensaios de laboratórios.

Tabela 2.8 – Especificação para pedregulhos lateríticos (Bhatia e Hammond, 1970).

Massa específica real (kN/m <sup>3</sup> )	Absorção à água (24 horas)	Impacto (%)	“Los Angeles” (%)	Comportamento em serviço
> 28,5	<4	<30	< 40	Excelente
28,5 - 27,5	4 - 6	30 - 40	40 - 50	Bom
27,5 - 25,8	6 - 8	40 - 50	50 - 60	Sofrível
< 25,8	> 8	> 50	> 60	Péssimo

Santana e Gontijo (1987) consideram importante observar que pisólitos lateríticos obtidos por lavagem e peneiramento ou por britagem, lavagem e peneiramento podem apresentar-se com diversos graus de absorção (2 % a 10 %) de dureza (35 a 75%) e de durabilidade (15 a 95%).

A título de comparação entre os parâmetros físicos e mecânicos, Roseno (2005), encontrou para o agregado calcário normalmente usado nas misturas betuminosas do Distrito Federal, perda de massa devido ao choque no aparelho “Tretón”, desgaste Los Angeles e absorção à água de, respectivamente, 20% , 24% e 0,6%. Segundo o autor a diferença na granulometria usada nos dois ensaios e o fato do duplo impacto sofrido pelos granulares dentro do tambor, isto é, choque e abrasão das esferas de aço, justificam a diferença nos valores obtidos.

Com relação à propriedade de degradação é desaconselhável o emprego de agregados graúdos em misturas betuminosas que apresentem alto grau de degradação. Esta propriedade do agregado é caracterizada pela desintegração do agregado na mistura betuminosa quando submetido aos esforços mecânicos produzidos pela compressão das camadas, pelo tráfego em serviço ou pelo atrito interno entre as partículas do agregado. Alguns agregados graúdos lateríticos, apresentam maiores valores de degradação comparados com agregados graúdos tipo granítico, quando medidos pelo ensaio de abrasão Los Angeles.

Birnam (1969) observa que em obras realizadas pelo DER-GB, concretos betuminosos executados com agregados graúdos com valores de abrasão Los Angeles superiores aos máximos permitidos pela especificação brasileira, tinham bom comportamento e não apresentavam defeitos após 10 anos de uso, que pudessem ser atribuídos à baixa qualidade dos agregados. Segundo o autor, há uma tendência mundial em se estabelecer, em função das observações feitas em obras de concretos betuminosos executadas com vários tipos de agregados graúdos, limites mais adequados para os valores do ensaio de abrasão Los Angeles.

Macêdo (1989) usando o método de degradação do estado de Washington, obteve resistência ao desgaste para a brita granítica da ordem de 82% e 2% para os agregados lateríticos de João Pessoa e Sapé na Paraíba. Valores bem inferiores ao mínimo permitido no estado americano que é de 30% para agregados utilizados em concreto betuminoso para camada de rolamento e no mínimo de 20% para o restante das camadas. Segundo o autor, o ensaio usado para determinação de tal fator, submete os materiais, durante o teste, a condições bastante severas, não devendo por isso, representar elemento único de rejeição de agregados.

Macêdo (1989) determinou o índice de degradação proposto por Ruiz (1980), aplicado à base granular, para verificar qual a influência da energia mecânica de compactação na degradação de agregados nas misturas betuminosas e como se comportavam os materiais lateríticos de

menor dureza. De acordo com o autor o valor determinado, brita granítica (0,6), laterita João Pessoa (1,7) e laterita Sapé (0,8) apresentam índices de degradação aceitáveis.

A propriedade de baixa resistência ao polimento de alguns agregados graúdos lateríticos, se caracteriza pelo excessivo desgaste superficial dos revestimentos betuminosos, provocado pela ação conjunta do tráfego e da água.

Segundo Brasileiro (1983), este problema é de fundamental importância e requer cuidados especiais nos países onde há predominância de rochas susceptíveis a este tipo de desgaste e que por motivo de ordem econômica, sejam utilizados como agregados graúdos nos revestimentos betuminosos.

A experiência francesa tem demonstrado, segundo Hettinger (1975), Mourier (1977) e Grimaux (1978) que a utilização de agregados graúdos de maior desgaste superficial em concretos betuminosos tem trazido como consequência, revestimentos muito polidos e que quando molhados, provocam acidentes.

A massa específica da grande maioria dos agregados produzidos a partir de concreções lateríticas é bastante influenciada pelas variações que as concreções geralmente apresentam como a textura rugosa e a presença freqüente de cavidades, particularmente naquelas de forma mais irregular, as quais são bastante rugosas.

Maignein (1966) encontrou valores para massa específica real de agregados lateríticos entre  $25 \text{ kN/m}^3$  e  $35 \text{ kN/m}^3$ . Essa propriedade é altamente dependente do conteúdo de ferro (Nascimento, 1974) como também de materiais de titânio (Gidigasú, 1974).

Lohnes e Demirel (1971) e Bhatia e Hammond (1970), consideram a massa específica real um excelente parâmetro para identificar o grau de intemperização da laterita, bem como para avaliar seu desempenho para propósitos geotécnicos. Gidigasú (1974) encontrou boas correlações entre a massa específica real de agregados lateríticos e suas propriedades mecânicas, tais como: abrasão Los Angeles e impacto. Segundo o autor, agregado com maior valor de massa específica real apresenta menor desgaste medido pelos ensaios citados.



Camapum de Carvalho (1998) verificou que a massa específica dos grãos, principalmente dos solos lateríticos, pode variar de maneira significativa em função da granulometria considerada, destacando o fato da fração grossa ser constituída por concreções resultantes da cimentação por óxido e hidróxido de ferro e alumínio o que propicia uma significativa variação da massa específica dos grãos em relação à da matriz mais fina do solo. O autor analisou quatro amostras de solo, sendo duas delas oriundas do município de Aparecida de Goiânia-GO (amostras 1 e 2) e duas do distrito Federal (amostras 3 e 4), segundo o ensaio de massa específica dos grãos. A Figura 2.17 apresenta os resultados obtidos pelo autor e mostra que a massa específica dos grãos dos solos pesquisados variou em função da granulometria.

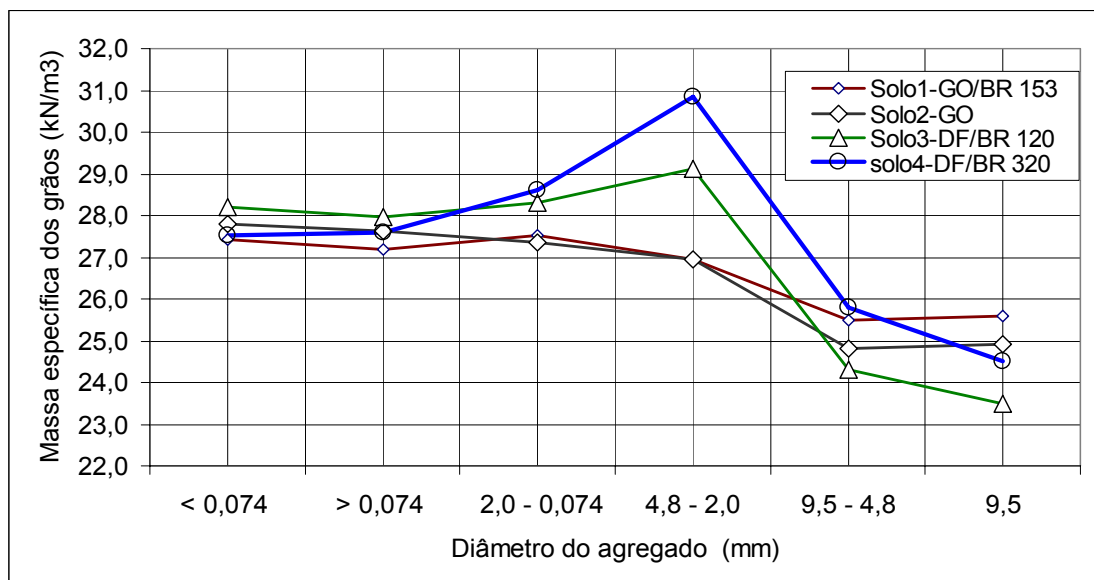


Figura 2.17 - Variação da massa específica dos grãos de solos lateríticos de GO e DF em função de seu diâmetro (Camapum de Carvalho et al., 1998).

Amaral (2004), caracterizando o agregado laterítico, da jazida Nazareno, do Estado do Pará, determinou massa específica real de  $26,69 \text{ kN/m}^3$ , a massa específica aparente de  $21,92 \text{ kN/m}^3$ , absorção de 8,2%, desgaste Los Angeles de 46%, Índice de degradação de Washington 100, perda ao impacto Treton 41,7%, resistência pontual  $43 \text{ N/mm}^2$  e durabilidade 3,7%.

A especificação japonesa fixa que o valor da massa específica do agregado deve ser superior a  $24,5 \text{ kN/m}^3$ . No Brasil não é exigido tal recomendação, no entanto não se recomenda a utilização de agregados com baixa massa específica em concretos betuminosos pelo baixo valor de suporte produzido nas misturas betuminosas.

De uma maneira geral, os ensaios em agregados são muito úteis para o julgamento de suas propriedades de uso (Neville, 1982) e no caso de agregados lateríticos essa avaliação é mais adequada quando são usados ensaios mecânicos (Nanda et al., 1958; Acroyd, 1960, 1963, 1967; Vallergera et al., 1969; Bhatia e Hammond, 1970). Os ensaios recomendados para avaliar a performance dos agregados lateríticos são: 10% de finos, Abrasão “Los Angeles” e impacto. A Tabela 2.9 apresenta critérios de hierarquia de importância para caracterização de rochas e de agregados para construção, conforme Frazão (2002).

Tabela 2.9 - Hierarquização dos diferentes graus de importância das propriedades das rochas e agregados, conforme o tipo de aplicação destes (Frazão, 2002).

Aplicações/Propriedades	Concretos hidráulicos (*)	Concretos betuminosos (**)	Lastros ferroviários
Características petrográficas	1	1	1
Índices físicos	1	1	1
Distribuição granulométrica	1	1	1
Forma do agregado	1	1	1
Reatividade potencial	1	NA	NA
Adesividade	NA	1	NA
Alterabilidade	2	2	1
Resistência ao desgaste	1	1	1
Resistência ao impacto	2	2	1
Resistência ao esmagamento	1	2	1
Resistência à compressão	2	2	1
Resistência à flexão	3	3	3
Módulo de deformabilidade	2	3	3

Notas: (\*) Nos concretos hidráulicos, estão abrangidos os usos em edificações, pontes e viadutos e pavimentos; (\*\*) Nos concretos betuminosos, estão abrangidos os tipos usinados a quente e as misturas *in loco*; **1** = muito importante; **2** = importante; **3** = pouco importante; NA = não aplicável;

Quando se dispõe dos resultados dos ensaios de caracterização dos agregados graúdos ou miúdos, pode-se fazer uma avaliação de sua qualidade para bem atender aos fins pretendidos. Para isto existem as normas do tipo especificações, que servem para auxiliar a avaliação.

Ainda segundo Frazão (2002) a qualidade de um agregado pode ser avaliada, também, a partir de informações sobre seu desempenho apresentado em obras e em condições de serviços semelhantes ao pretendido, além das informações fornecidas pelos ensaios tecnológicos.

As Tabelas 2.10, 2.11 e 2.12 apresentadas a seguir citam valores constantes de normas brasileiras e estrangeiras elaboradas para a finalidade mencionada, conforme Frazão (2002).

Tabela 2.10 - Especificações para agregados graúdos para concretos hidráulicos, conforme algumas entidades normalizadoras (Frazão, 2002).

Propriedades	Normas						
	AASHTO	ASTM	ABNT	BS 882	DIN	SABS	AFNOR
	M(80) (1)	C 33 (2)	NBR 7211 (2)	pt 2	4226(3)	1083 (3)	NF 18-301 (3)
Requisitos gerais	Pedras britadas, seixos escórias britados; duros, resistentes e duráveis	Pedra britada, seixos britados ou não e escórias	Agregados duros compactos e limpos	Agregados duros, duráveis e limpos	Agregados duros, duráveis e limpos	ne	Agregados inalteráveis
Absorção d' água	ne	ne	ne	ne	< 0,5%	ne	< 5%
Massa unitária	>1121kg/m <sup>3</sup> p/escórias	1121kg/m <sup>3</sup> p/escórias	ne	ne	ne	ne	ne
torrões de argila	< 0,25% (sem tolerância)	< 5%	< 1% p/ca	ne	ne	ne	ne
partículas macias e friáveis	< 2 % (tolerância: 5%)	< 5% p/csd	< 2% p/oc	ne	ne	ne	ne
Materiais pulverulentos	< 0,5% (tolerância: 1%)	< 1%	< 1%	ne	ne	< 1,5%	< 5%
Materiais carbonatos	ne	<0,5%p/ca; <1% p/oc	<0,5%p/ca; <1% p/oc	ne	ne	ne	ne
Forma	ne	ne	m. <3C: 1E	ne	>50% de <3C: 1E	ne	CV>0,15 P/seixos; CV>0,11 p/p. britada
Abrasão "Los Angeles"	< 40%	< 50%	< 50%	ne	ne	ne	-
Esmagamento	ne	ne	ne	<30% p/csd	ne	<29%	-
10 % definos	ne	ne	ne	>100kN p/csd >50 p/cnd	ne	>110kN p/csd: >70 p/cnd	-
Compressão uniaxial	ne	ne	ne	ne	>100MPa	ne	-
Sanidade c/ Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	<12% a 5 ciclos	<8% p/ escórias; <12% p/pb, sx: a 5 ciclos	ne	ne	ne	ne	-

Notas: (1) Para pavimentos, pontes e outras estruturas de auto-estradas; (2) Para concretos estruturais; (3) Para concretos diversos; csd = concreto sujeito a desgaste; cnd = concreto não sujeito a desgaste; ca = concreto aparente; OC = outros concretos; C = comprimento; E = espessura; CV = coeficiente volumétrico; pb = pedra britada; sx = seixos; ne = não especificado.

Tabela 2.11- Especificações para agregados graúdos para lastro ferroviário e para pavimentos rodoviários, conforme algumas entidades normalizadoras ( Frazão, 2002).

Propriedades	Normas						
	ABNT	AREA (1)	ABNT	ASTM	ASTM	SABS	ABNT
	NBR 5564 (1)		NBR 7174 (2)	D 692 (3)	D 693 (4)	1083 (5)	NBR 7582 (6)
Requisitos gerais	São, duros, duráveis e limpos	ne	São, duros, duráveis e limpos	Duros, resistentes, duráveis e limpos	Duros, resistentes, duráveis e limpos	ne	São, duros, duráveis e limpos
Massa específica	>2400kg/m <sup>3</sup>	ne	ne	ne	ne	ne	ne
Porosidade	< 1%	ne	ne	ne	ne	ne	ne
Massa unitária	ne	1121kg/m <sup>3</sup> p/escórias	ne	1121kg/m <sup>3</sup> p/escórias	1041 kg/m p/escórias	ne	ne
Deletérios matéria orgânica	ne	ne	< 2%	ne	ne	ne	< 2%
torrões de argila	< 1%	< 0,5%	< 2%	ne	ne	ne	< 2%
partículas macias e friáveis	< 5 %	< 5%	ne	ne	ne	ne	ne
Materiais pulverulentos	< 1%	< 1%	< 1,5%	ne	ne	< 12%	< 1,5%
Forma	> 90% de cúbicos	<5% de C>5E	> 90% de cúbicos	ne	<15% de C>5E	> 75% de cúbicos	<10% de C+L>6E
Abrusão "Los Angeles"	< 40%	< 40%	< 50%	<40% p/revestimento	<40% p/revestimento	ne	<50%
Esmagamento	ne	ne	ne	ne	ne	<29%	ne
10 % definos	ne	ne	ne	ne	ne	>110kN	ne
Tenacidade "Tretton"	<20%	ne	<20% p/ basaltos <30% p/ granitos	ne	ne	ne	ne
Sanidade c/ Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	ne	< 7% a 5 ciclos	ne	<12% a 5 ciclosne	<20% a 5 ciclosne	ne	ne

Notas: (1) Agregado para lastro ferroviário; (2) Pedra britada graduada para base tipo macadame; (3) Agregado graúdo para mistura betuminosa para pavimento; (4) Pedra britada, seixos e escórias para base de macadame e para revestimento de pavimento; (5) Agregados para base de pavimentos betuminosos; (6) Pedra britada graduada para base do tipo macadame; C = comprimento; L = largura; E = espessura; ne = não especificado; AREA = American Railway Engineering Association; SABS = South África Bureau of Standards.

Tabela 2.12 - Especificações para agregados miúdos para concretos e argamassas, conforme algumas entidades normalizadoras (Frazão, 2002).

Propriedades	Norma					
	AASHTO	ASTM	ASTM	ABNT	AFNOR	SABS
	M(6) (1)	C 33 (2)	C 144 (3)	NBR 7211 (2)	NF B 18-301 (2)	1083 (2)
Requisitos gerais	Areias naturais ou outro material inerte; duras, resistentes e duráveis	Areias naturais ou artificiais ou combinação destas	Areias naturais ou artificiais com graduação e formas adequadas	Areias duras, compactas, duráveis e limpas	Areias inalteráveis	Areias naturais e limpas
Deletérios: matéria orgânica	Sem(*)	Sem(*)	Sem(*)	Sem(*)	Sem(*)	Sem(*)
torrões de argila	ne	< 3%	ne		sem	ne
partículas macias e friáveis	< 0,5 % (tolerância: 1%)	ne	< 1%	<1,5%	sem	ne
Materiais pulverulentos	< 2% p/csd; <3% p/cnd	< 3% p/csd; <5% p/cnd	ne	ne	<5%	< 5%
Partículas leves	ne	ne	ne	ne	ne	ne
Materiais carbonosos	<0,25% (tolerância: 1%)	<0,5%p/ca; <1% p/oc		<0,5%p/ca; <1% p/oc	ne	ne
Sais	ne	ne	ne	ne	<1% (SO <sub>2</sub> -)	0,01 - 0,03 (Cl-)
Sanidade c/ Na <sub>2</sub> SO <sub>4</sub>	<10% a 5 ciclos	ne	<10% a 5 ciclos	ne	ne	ne
Módulo de finura	Variação < 0,2 do valor da amostra representativa	2,3 a 3,1; Variação <0,2 do valor da amostra representativa	ne	Variação <0,2 do valor da amostra representativa	ne	1,6 - 3,5

Notas: (1) Para concretos de pontes e outras estruturas de auto-estradas; (2) Para concretos estruturais; (3) Para argamassas de alvenaria; (\*) Se houver, executar ensaio de qualidade de areia, cujo resultado deve ser não inferior a 95% daquele da areia padrão; csd = concreto sujeito a desgaste; cnd = concreto não sujeito a desgaste; oc = outros concretos; SO<sub>2</sub>- = teor de sais de enxofre expressos como sulfetos; Cl - = teor de sais expressos como cloretos; ne = não especificado.

## **2.8 EXPERIÊNCIAS COM MISTURAS BETUMINOSAS COM EMPREGO DE LATERITA EM CAMPO E EM LABORATÓRIO.**

Apesar da grande ocorrência de materiais concrecionados de origem laterítica, em detrimento da escassez de rocha granítica principalmente nas regiões Norte, parte do Nordeste e Centro Oeste do Brasil, estes agregados tidos como alternativos são poucos utilizados na pavimentação rodoviária devido principalmente ao limitado número de estudos para estes tipos de materiais, trazendo em consequência pavimentos com custos elevados devido a grande distância de transportes, principalmente de rocha sã.

O primeiro emprego que se tem conhecimento no Brasil de agregados de origem laterítica foi o revestimento da pista de pouso e decolagem do aeroporto de São Luiz do Maranhão no ano de 1943 durante a segunda guerra mundial, feito pelo corpo de Engenharia do Exército Americano. O concreto asfáltico usinado a quente usando a laterita após ser lavada e peneirada como agregado graúdo apresentou-se após vinte anos um bom comportamento. Segundo Santana e Gontijo (1987), essa solução foi dada, talvez como emergência, mas o bom resultado em todo esse espaço de tempo mostra a excelência do material aplicado.

Estudos feitos por Nanda e Krishnamachari (1958), conforme mostrado na Tabela 2.13, permitiram avaliar o comportamento em serviço de materiais lateríticos baseados em suas propriedades mecânicas, nas condições ambiente e do tráfego a que estavam submetidos, concluindo os autores que amostras com valores para impacto, esmagamento e Los Angeles de 46%, 47% e 46% respectivamente, comportaram-se bem em camadas de base, mas o mesmo não se pode afirmar em relação ao uso desses materiais em camadas de revestimento.

Em 1962 foi executado na rodovia que liga os municípios de Sapé e Guarabira no Estado da Paraíba, um revestimento asfáltico do tipo tratamento superficial duplo, utilizando-se pisolitos lateríticos e de acordo com observações relatadas por diversos pesquisadores, a superfície de revestimento após dez anos de uso se encontrava em bom estado, com textura rugosa.

Brito (1969) utilizou cascalho lavado do tipo laterítico em concreto betuminoso usinado a quente, no revestimento do pavimento para ampliação do aeroporto de Belém, já que havia total ausência de pedreiras nas proximidades da cidade. Pelos resultados de laboratório, a mistura asfáltica apresentou características apropriadas de uso, com todos os parâmetros em atendimento às especificações.

Tabela 2.13 - Avaliação de agregados lateríticos da Índia em relação ao desempenho na pavimentação rodoviária (Nanda e Krishnamachari, 1958).

Localização	Propriedades mecânicas			Comportamento em serviço		Tráfego (kN)	Precipitação (mm)
	Imp (%)	Re (%)	LA (%)	Camada de base	Revestimento		
Akia Mogra Pedreira Mhow Rodovia Neemuch	34,6	38,7	46,0	Muito satisfatório (70 anos)	Trilhos rodas de ferro	2650	890
Pedreira Sunagiari	28,2	31,4	33,4	satisfatório (3 anos)		700	3810-5080
Kesavaram Pedreira Andra	23,7	27,9	34,1	Satisfatório (6 anos)	adequado para rodovias de vilas	14120	
Bombay Rodovia Kan- Kaugoa Ratnagri	41,8	37,7	43,7	satisfatório	Não satisfatório	2500	4445
Palaparam Pedreira M 18/8 Rodovia Palghat Shornoo	46,0	47,0	46,0	satisfatório	Não satisfatório	16190	2540-3048
Ankleshwar Pedreira Dinod	34,0	29,0	18,0	satisfatório		2000	1143

Imp = desgaste ao impacto; Re = resistência ao esmagamento; LA = desgaste Los Angeles

Carletti (1972) executou na BR-317, trecho Camburê-Xapurí no Estado do Acre, um revestimento do tipo pré-misturado a frio com o uso de agregado laterítico e emulsão asfáltica numa extensão de 200m próximo do DERACRE. De acordo com o autor, os resultados foram bons.

Tavares (1976) propôs e executou uma mistura de agregado graúdo laterítico e betume em concreto betuminoso usinado a quente para restauração do pavimento de um trecho experimental da BR – 316 no trecho Belém – Castanhal, em substituição a uma areia asfáltica de fraca adesividade. A mistura foi feita e executada com características Marshall apropriadas, a exceção dos vazios na mistura. O pré - misturado a quente composto por 50,5% de concreções lateríticas, 41,25% de areia laterítica e 6,25% de CAP 50/60, apresentou as características mostradas na Tabela 2.14. Segundo o autor o revestimento apresentou bom comportamento quando submetido ao tráfego pesado.

Tabela 2.14 - Características Marshall de mistura betuminosa usada trecho experimental da BR – 316, Belém – Castanhal (Tavares, 1976).

Estabilidade (kN)	Fluência (mm)	$\gamma_A$ (kN/m <sup>3</sup> )	Vazios (%)	RBV (%)
7,6	3,0	22,1	8,0	62,7

$\gamma_A$  = massa específica aparente; RBV = relação betume vazios.

Em 1976, foi executado um pré-misturado a quente com laterita, sem lavagem, no estacionamento do DNIT em Belém. O pavimento encontra-se em uso até hoje, mas, logo após sua execução, apareceram trincas de contração atribuídas ao excesso de finos lateríticos na mistura empregada.

Brito (1978) utilizou pisólitos lateríticos como agregado graúdo na fabricação de pré-misturado a quente na construção da BR – 135 (MA) trecho Miranda – Caxuxa (1968-1969), tendo havido a restauração em 1977, quando o pavimento encontrava-se de um modo geral em boas condições de tráfego. Os pisólitos lateríticos apresentavam Los Angeles da ordem de 45% a 60% e durabilidade maior que 12% com adesividade satisfatória. A mistura foi fabricada com 92% de laterita beneficiada, 1,5% de filer e 6,5% de CAP 50/60, apresentando as características Marshall mostrada na Tabela 2.15.

Tabela 2.15 - Características Marshall de mistura Pré misturada a quente usada no trecho da BR – 135, Miranda – Caxuxa, Maranhão (Brito, 1978).

Estabilidade (kN)	Fluência (mm)	$\gamma_A$ (kN/m <sup>3</sup> )	Vazios (%)	RBV (%)
9,4	4,0	23,6	4,2	78

$\gamma_A$  = massa específica aparente; RBV = relação betume vazios.

Outra experiência com agregados lateríticos faz parte de um projeto alternativo elaborado por Santana e Gontijo (1987) para a rodovia BR – 364 – AC. Os agregados graúdos lateríticos foram obtidos da classificação por lavagem e peneiramento, utilizando-se as peneiras 19,1mm e 9,5mm e como agregado miúdo foi usado areia de rio. A mistura de agregado enquadrou-se na faixa C do DNIT com a seguinte composição; 30% de laterita (19,1mm – 9,5 mm), 55% de laterita com diâmetro inferior a 9,5mm e 15% de areia do rio Acre. O CBUQ foi projetado com a metodologia Marshall e um teor ótimo de betume, CAP 50/60, de 7,5% em peso, apresentando as características Marshall mostrada na Tabela 2.16.



Tabela 2.16 - Características Marshall de um CBUQ usado na rodovia BR – 364, Acre (Santana e Gontijo, 1987).

Estabilidade (kN)	Fluência (mm)	$\gamma_A$ (kN/m <sup>3</sup> )	Vazios (%)	RBV (%)
7,0	3,0	22,5	4,5	78,5

$\gamma_A$  = massa específica aparente; RBV = relação betume vazios.

Gidigasú (1980) relata a experiência ganese na utilização de agregados lateríticos na pavimentação. Segundo o pesquisador, por adotarem-se especificações e controle de construções de regiões temperadas, ocorreu o colapso em considerável número de pavimentos. As falhas mais comuns eram as rupturas plásticas, deformação e desgaste na superfície, além da formação de “painéis”, principalmente nas áreas chuvosas e pobremente drenadas, e sulcos na trilha das rodas. Ainda segundo Gidigasú (1980), os fatores apontados para essas falhas foram: a qualidade do agregado, grau de compactação, perda de resistência do material, espessura inadequada, percentagem de agregados e deficiência de drenagem.

Moizinho (1994) estudando misturas betuminosas usinadas a quente usando agregados lateríticos de diferentes formações geológicas do Nordeste do Brasil, concluiu que os concretos usinados a quente fabricado com os agregados lateríticos pesquisados não se diferenciava entre si quanto às condições de estabilidade, densidade aparente e fluência quando medidas por meio do ensaio Marshall. De acordo com o autor as diferenças entre as misturas foram observadas quando se analisou a percentagem de vazios, principalmente nas misturas com agregados que apresentavam alta absorção. A Tabela 2.17 apresenta os resultados do ensaio Marshall realizado no teor ótimo de ligante para três misturas betuminosas, constituídas por 58% de agregado graúdo laterítico, 38% de resíduo de pedra britada granítica e 4% de fíler calcário.

Tabela 2.17 - Características Marshall de três misturas betuminosas usinadas a quente com agregados lateríticos do Nordeste do Brasil (Moizinho, 1994).

Parâmetros Marshall	Mistura betuminosa		
	CAPI	CTPB	ARPB
Teor ótimo de ligante (%)	6,0	6,2	9,0
Estabilidade (kN)	6,50	5,90	8,20
Fluência (mm)	5,8	5,8	5,2
Massa específica aparente (kN/m <sup>3</sup> )	2,44	2,41	2,09
RBV (%)	77,0	79,0	70,0
VAM (%)	18,8	17,2	26,6
Vazios (%)	4,3	4,6	7,8

Castro e Salem (1994), juntamente com o DER-MG, aplicaram concreto betuminoso usinado a quente com agregados lateríticos lavados, do Estado de Minas Gerais, em um trecho experimental de 9,2 km entre Garapuava e o entroncamento Arinos / Buritis em Minas Gerais. O trecho, após dois anos de uso, apresentou desempenho satisfatório. A Tabela 2.18 apresenta as características Marshall para o CBUQ usado, no teor ótimo de 7,5%. Ainda segundo os autores, foi verificada através da extração de corpos-de-prova na rodovia, após 02 anos de tráfego, que a granulometria variou da ordem de 4% em relação a de projeto, ficando dentro da faixa de trabalho estabelecida no projeto.

Tabela 2.18 - Características Marshall de um CBUQ usado no trecho experimental Garapuava e o entroncamento Arinos / Buritis em Minas Gerais (Castro e Salem, 1994).

Estabilidade (kN)	Fluência (mm)	$\gamma_A$ (kN/m <sup>3</sup> )	Vazios (%)	RBV (%)
13	3,0	22,5	4,5	77,8

$\gamma_A$  = massa específica aparente; RBV = relação betume vazios.

Guimarães e Motta (2000) relatam à execução de 700m de extensão de pavimento, em via urbana, na cidade de Senador Guiomar – AC, com concreto betuminoso usinado a quente com agregado graúdo laterítico, lavado. A mistura foi constituída por 52% de laterita lavada, 40,8% de areia do rio Acre e 7,2% de CAP 20. A Tabela 2.19 apresenta as características Marshall para o CBUQ usado.

Tabela 2.19 - Características Marshall de um CBUQ usado no pavimento de via urbana da cidade de Senador Guiomar – AC (Guimarães e Motta, 2000).

Estabilidade (kN)	Fluência (mm)	$\gamma_A$ (kN/m <sup>3</sup> )	Vazios (%)	RBV (%)
7,27	3,7	21,6	4,2	78,5

$\gamma_A$  = massa específica aparente; RBV = relação betume vazios.

Amaral (2004) obteve os parâmetros mecânicos mostrados na Tabela 2.20 para uma mistura betuminosa usinada a quente com agregado graúdo laterítico do município de Benevides, Estado do Pará. A mistura foi constituída de 47 % de concreção laterítica, 50% de areia natural, 3% de filer calcário e CAP 50/60. Segundo a autora, os resultados dos ensaios de resistência à tração e de módulo de resiliência, ambas por compressão diametral, indicam que a mistura laterita - asfalto possui rigidez compatível com os concretos densos.

Tabela 2.20 - Características Marshall e mecânicas de concreto betuminoso usinado a quente com laterita do Estado do Pará (Amaral, 2004).

Mistura betuminosa	ligante (%)	E M (kN)	Fluência (mm)	VV (%)	RBV (%)	$\gamma_A$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\sigma_t$ (MPa), 25°C	MR (MPa)	Relação MR/ $\sigma_t$
	6,0	12,30	2,31	6,5	62,0	21,29	1,50	7983	5340
Granulometria A CAP 50/60	7,0	11,59	2,65	4,0	76,4	21,6	1,65	7878	4842
	8,0	8,84	3,31	1,6	90,9	21,85	1,44	6755	4684

EM = resistência ao esmagamento;  $\gamma_A$  = massa específica aparente; VV = Volume de vazios; RBV = relação betume vazios;  $\sigma_t$  = resistência à tração indireta; MR = módulo de resiliência.

A Tabela 2.21 apresenta resultados de resistência à tração e módulo de resiliência obtidos por diversos pesquisadores em misturas betuminosas a quente, usando diferentes ligantes e agregados.

Tabela 2.21 - Comparação de características mecânicas de concreto betuminoso usinado com agregados convencionais e alternativos. Catálogo de Curvas de Fadiga (Pinto e Motta, 1995).

Mistura	CAP	% CAP	Faixa	$\sigma_t$ (MPa), 25°C	MR (MPa), 25°C	Referência
2	50/60	6,0	C	0,86	3900	Preussler 1983
3	85/100	5,5	C	0,64	2100	Preussler 1983
10	50/60	7,2	C	0,57	2300	Pinto 1991
-	CAP 20	5,2	B	0,97	3224	Macêdo 1996
-	CAP20	5,7	B	1,17	6500	Oliveira 1997
Calcário PB	50/60	5,5	B	1,00	3728	Leal 1999
Laterita AC	20	7,2	C	0,51	2184	Motta 2000
Laterita PA	50/60	7,0	C	1,63	7878	Amaral 2004

CAP = cimento asfáltico de petróleo;  $\sigma_t$  = resistência à tração indireta; MR = módulo de resiliência.

A Figura 2.18 apresenta os valores de estabilidade Marshall obtidos por diversos pesquisadores em função do tipo de agregado e teor de ligante. Conforme mostrado as misturas densas apresentaram valores elevados de estabilidade para teores de betume de 5% a 7% quando comparado às demais misturas. Este fato mostra a importância do tipo de asfalto, da composição da mistura, tipo de agregado graúdo, miúdo e filler.

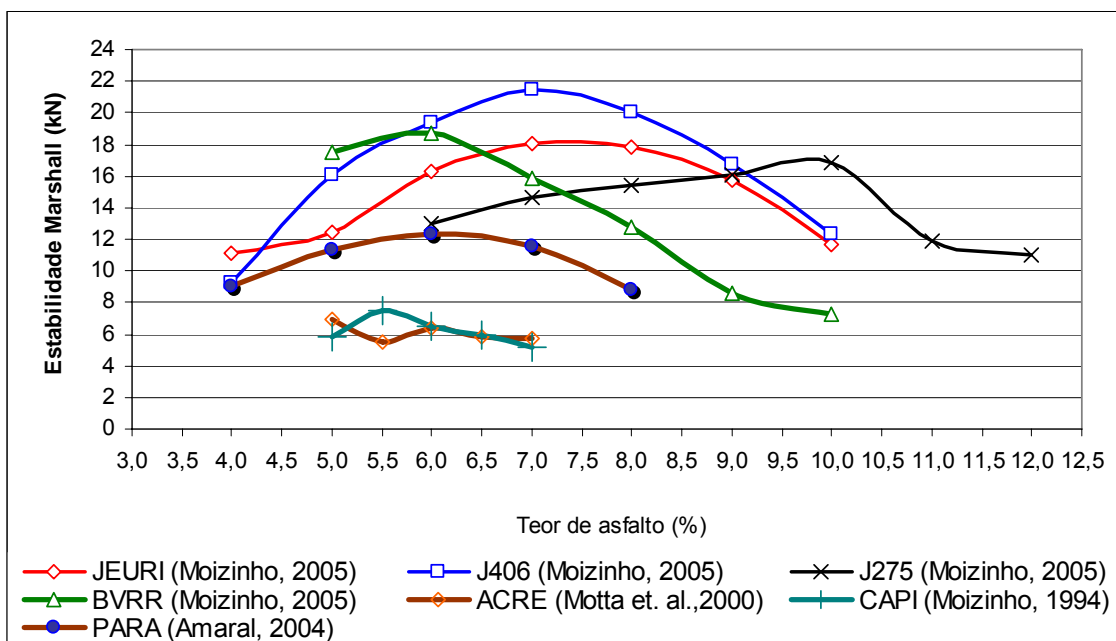


Figura 2.18 - Valores de estabilidade para misturas betuminosas do Norte e Nordeste do Brasil usando agregados lateríticos (Modificado de Motta et al., 2000).

Como se observa para a parte fina dos solos lateríticos já foi desenvolvido estudos que bem podem caracterizar o efeito da secagem em suas propriedades geotécnicas, todavia para a parte concrecionária muito pouco se conhece. Estudos preliminares em escala limitada demonstram que os agregados lateríticos tem suas propriedades de resistência mecânica melhoradas com o aumento da energia térmica.

Sendo a resistência mecânica do agregado um importante ou principal fator de rejeição ou não de agregados, estudos se fazem necessários para verificação deste fato. Se comprovada poderá sugerir-se metodologia de avaliação para resistência mecânica levando-se em consideração o efeito da secagem sobre os mesmos.

Com relação à viabilidade da utilização de agregados de origem lateríticas em concreto betuminoso, já existem considerado números de trabalhos de laboratório que mostram que se pode conseguir, misturas asfálticas com agregados lateríticos, tão boas quanto àquelas fabricadas com agregados pétreos, o que justifica o bom desempenho de alguns trechos de rodovias pavimentadas utilizando-se agregado graúdo de origem laterítica.

## **2.9 USO DE AGREGADO LATERÍTICO NA CONSTRUÇÃO CIVIL**

Em certas regiões, onde falta material de melhor qualidade, o agregado laterítico é muito usado para construções de muros e paredes. As maiorias dos templos Khmer em Angkor foram feitos com laterita e tem resistido à degradação por mais de 1000 anos. A Laterita também tem sido usada no revestimento de estradas vicinais e como base para estradas asfaltadas. Em aquariofilia a laterita é usada para facilitar o crescimento de plantas aquáticas tropicais nos aquários. Quando a laterita é rica em gibbissita, recebe o nome de bauxita e é o principal minério de alumínio. Enriquecimentos secundários de níquel também podem formar jazidas sobre rochas ultramáficas.

A Associação Brasileira de Normas Técnicas (1976) relata que a laterita é bem aceita em camada de base, sub-base e revestimento primário, citando a pavimentação das rodovias Belém – Brasília e Transamazônica como exemplo do bom comportamento em serviço de solos lateríticos.

Segundo a CODEPLAN (1976) é enorme a quantidade de lateritas endurecida no Distrito Federal, principalmente nas bordas das chapadas. Segundo este órgão a laterita é usada extensivamente no pavimento primário das estradas de rodagem, nos reforços de subleito, sub-base, base de pavimentos e fundações de casas, principalmente nos imóveis rurais.

Azevedo (1982) cita o uso da laterita como lastro para dormentes da ferrovia da ICOMI ligando Santana a Serra do Navio no Estado do Amapá, com 26 km de extensão.

Bárdossy e Aleva (1990) relatam que tijolos lateríticos são utilizados até hoje nas construções de casas, muros e pavimentos na região de Kalabar, ao sul da Índia.

Segundo Lima (1991), os tijolos fabricados com argila laterítica são utilizados no Estado do Acre em pátio de estacionamento, garagens, acostamento de vias com fluxo de veículos pesados, bueiros, reparos da pavimentação asfáltica e até como agregado para cimento Portland.

Para Martins et al. (1998) a existência de vários depósitos lateríticos próximos às vias pavimentadas possibilitou o desenvolvimento das rodovias do Distrito Federal a um custo relativamente baixo.

Segundo Amaral (2004) na região Norte e em alguns Estados da região Nordeste, como no Maranhão, as concreções lateríticas, pode ser vista em alvenarias de pedras argamassadas, em arrimos, baldrames, enrocamentos, calçamentos de vias urbanas e de praças, meio fios e sarjetas, como agregados em concreto de cimento Portland, em misturas asfálticas e lastros de ferrovias.

As Figuras 2.19 (a, b, c, d, e, f, g, h, i, j e l), ilustram algumas utilizações de concreções lateríticas na construção civil.



Figura 2.19 (a) - Laterita constituindo muro de arrimo – Boa Vista – Roraima.



Figura 2.19 (b) - Lateritas como material decorativo. Praça Rio Branco – Boa Vista-RR



Figura 2.19 (c) - Lateritas como camada de sub-base para pavimentos. Parque Anauá. Boa Vista - RR.



Figura 2.19 (d) - Laterita usada em alvenaria. Igreja São Domingos – Uberaba (Cruz, 2003)



Figura 2.19 (e) - Laterita como elemento decorativo. Zoológico de Brasília.





Figura 2.19 (f) - Utilização de tijolos de laterita – asfalto em Rio Branco – Acre (Foto: Jairo Lima, 1990), referência (Amaral, 2004).



Figura 2.19 (g) - Calçamento de praças e vias públicas (Praça matriz em Mosqueiro – Belém-Pará e ladeira do jacaré em Alcântara – Maranhão) . Fonte (Amaral, 2004)



Figura 2.19 (h) - Exploração de lateritos para pedra de construção. Goa, Índia. Pedreira de Banbolin. Fonte C. Teixeira, 1960.



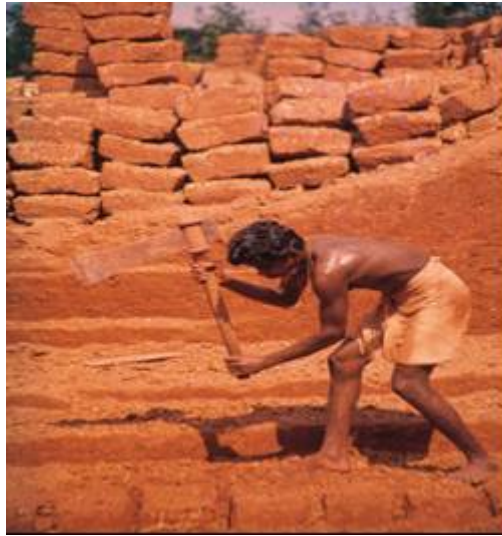


Figura 2.19 (i) Produção de tijolos de laterita (Angadipuram, Índia). Autor: Werner Schellmann



Figura 2.19 (j) - Laterita servindo de lastro na ferrovia da ICOMI. Estado do Amapá



Figura 2.19 (l) - Cascalho laterítico como material de base. Duplicação da L3 Norte-DF

Apesar do razoável número de pesquisas já existentes, a falta de uniformidade na exigência das especificações para agregados lateríticos, estabelecendo-se diferentes limites de aceitação para um mesmo serviço, à medida que muda o órgão normalizador, dificulta sua utilização.

O limitado número de pesquisa com agregados tipo laterítico, seixo, concreções calcárias, escoria de aciaria etc., traz em consequência pavimentos com custos elevados, tendo em vista às grandes distâncias de transporte de agregados já consagrados na prática, principalmente em regiões que não dispõe dos mesmos.

Uma outra consequência é o uso indiscriminado de agregados alternativos, sem qualquer conhecimento de suas propriedades de engenharia, o que origina pavimentos que exigem constante manutenção. Neste sentido justifica-se o estudo de misturas betuminosas usando agregados alternativos e CAP mais adequado à região de modo a aplicar de forma racional os recursos minerais disponíveis no local, reduzindo os custos de construção e contribuindo para preservar o ambiente.

## **CAPÍTULO 3**

### **3.0 MATERIAIS E MÉTODOS**

Este capítulo apresenta os materiais utilizados na pesquisa. Aborda as características geológicas da área de ocorrência destes e o procedimento de beneficiamento da laterita para ensaios de laboratório. A metodologia de trabalho, adotada, foi elaborada a partir da necessidade de caracterização das concreções lateríticas em termos de propriedades físicas e mecânicas que justifique seu emprego como material de construção. Ensaio químicos e mineralógicos foram realizados nos agregados com a finalidade de avaliar comportamentos físicos e ou mecânicos dos agregados correlacionando-os com sua constituição química mineralógica.

As adequações na metodologia tradicional foram efetuadas na tentativa de melhor caracterizar os agregados lateríticos, uma vez que o uso corrente da metodologia tradicional desenvolvida em regiões de clima temperado não se adequa, na sua totalidade, aos solos tropicais. São apresentadas metodologias para caracterizar as misturas betuminosas confeccionadas com agregados lateríticos, tais como: Método Marshall, para avaliar características volumétricas e de estabilidade das misturas, resistência à tração, ensaio Cántabro, ensaio de módulo resiliente, fadiga e deformação permanente das misturas asfálticas com uso de agregados lateríticos. É apresentado o programa Kenlayer para determinação de tensões e deslocamentos nas diversas camadas dos pavimentos.

### **3.1 MATERIAIS**

Foram utilizadas nesta pesquisa, concreções lateríticas de uma jazida do Estado de Roraima, denominada BVRR e de três jazidas do Distrito Federal, denominadas de J406 (localizada em Brazlândia na vicinal 561), J275 (localizada na granja Brasília - Sobradinho na DF-440) e JEURI (granja do Eurípides, localizada no córrego Capão Comprido em Sobradinho DF). Essas nomenclaturas condizem com as já adotadas pelo DER-DF. As Figuras 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4 mostram, respectivamente, as jazidas pesquisadas JEURI, J406, J275 e BVRR.



Figura 3.1 - Jazida laterítica JEURI



Figura 3.2 - Jazida laterítica J406



Figura 3.3 - Jazida laterítica J275

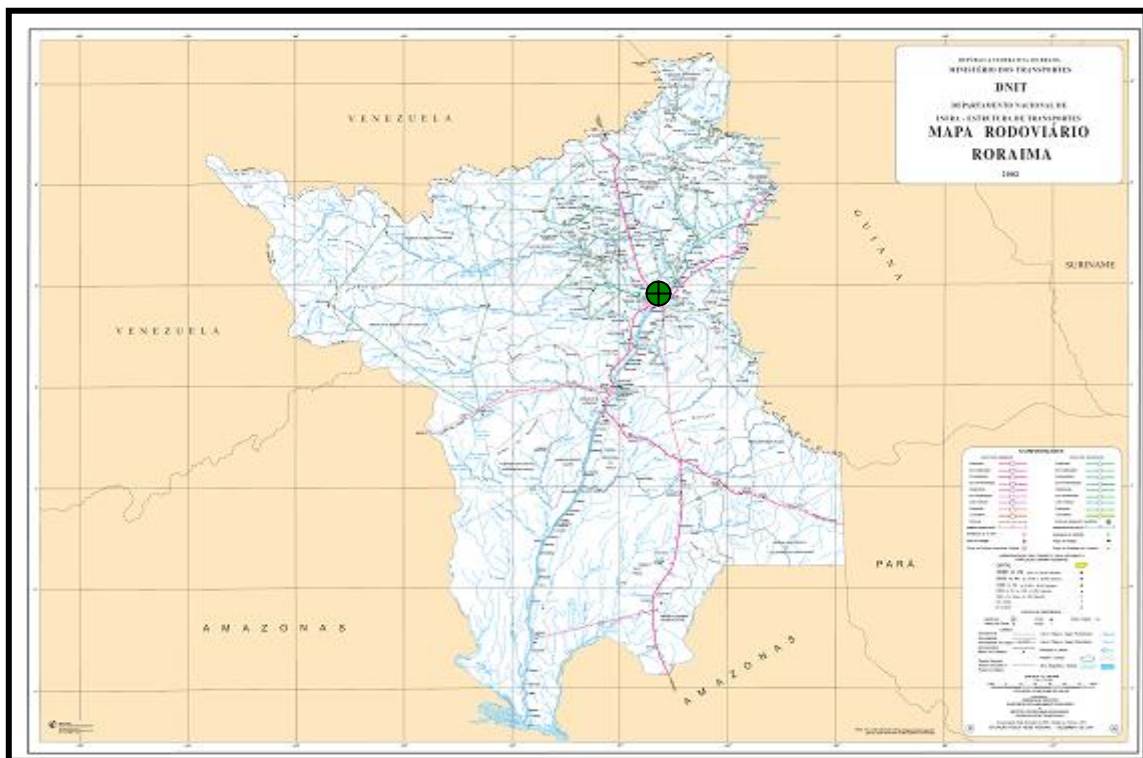


Figura 3.4 - Jazida laterítica BVRR

### 3.2 FORMAÇÃO LATERÍTICA DO ESTADO DE RORAIMA

A jazida denominada nesta pesquisa por BVRR (Boa Vista Roraima) pertence à formação Boa Vista. A formação Boa Vista ocorre na parte NE do Estado de Roraima em dimensões aproximada de 40 km de largura, por 40 km de comprimento, com direção aproximadamente NNE-SSW. Abrange a região drenada pelo baixo Uraricoera, médio e baixo Parimé, médio e baixo Surumu, baixo Mau, baixo Tucutu, alto Rio Branco e baixo Mucajaí.

Segundo Ramos (1956), a formação Boa Vista é constituída por sedimentos de formação quaternária, apresenta sedimentos predominantes arenosos, inconsolidados, mal selecionados, com argilas arenosas e níveis de cascalhos intercalados, sendo comum a presença de concreções lateríticas nesses sedimentos. Tem cerca de 30 m de espessura máxima e ocupa uma área de aproximadamente 20000 km<sup>2</sup>, estendendo-se pela República da Guiana com o nome “White Sand Formation”, lá chegando a mais de 100m de espessura, segundo Berrangé (1973). A Figura 3.5 apresenta a localização da jazida BVRR, situada dentro da área do Projeto Roraima Central da CPRM-Brasil (2002).



● Jazida BVRR

Figura 3.5 – Localização da Jazida BVRR e área de estudo do Projeto Roraima Central. (CPRM-BRASIL, 2002).



### 3.3 FORMAÇÃO LATERÍTICA DO DISTRITO FEDERAL

As lateritas desenvolvem-se sobre todos os terrenos geológicos e são geomorfologicamente correlacionadas à superfície Sul-Americana (King, 1956). As crostas cujos perfis completos, incluindo todos os horizontes envolvidos no processo, podem chegar a 20m de espessura são de lateritas autóctones maduras e imaturas, cuja diferenciação de horizontes nem sempre é nítida. Nos perfis mais desenvolvidos são observáveis os seguintes horizontes:

- Horizonte superficial: é uma camada de espessura inferior a 1 metro, areno-argilosa, desestruturada, de cores amareladas e que desaparece quando o declive se acentua.
- Horizonte concrecional: inclui a crosta propriamente dita, formada por concreções freqüentemente colunares, parcialmente cimentadas por óxidos de ferro e alumínio, dando origem a uma textura do tipo “pseudo-onça pintada”. Os minerais predominantes são hematita terrosa e goetita de ferro ou alumínio e gibbsita. Sua espessura varia de 0,5 a 6m.
- Horizonte argiloso: é de caráter saprolítico, com cores avermelhadas, chegando até a 15m de espessura.
- Horizonte pálido: ocupa a interface rocha fresca/saprolito, tendo forma irregular e espessura variável (menos de 2m) e cores claras.

Diversos autores relatam à formação de lateritas em vários estágios de desenvolvimento, correspondendo a diversas fases pedoclimáticas que atuaram durante o Cenozóico, fazendo amplas correlações regionais.

Na construção civil, são utilizadas “*in natura*” como blocos ou pedras de mão, de usos diversos, conhecidas como tapiocanga ou pedra canga. De singular importância é o emprego em estradas, para as quais, devido às boas características de compactação e resistência, exploram-se extensas cascalheiras, de ótima qualidade para uso freqüente como, por exemplo, em obras de pavimentação como revestimento primário ou base para asfalto.

A Figura 3.6 apresenta o mapa geográfico do Distrito Federal e a localização das jazidas pesquisadas.

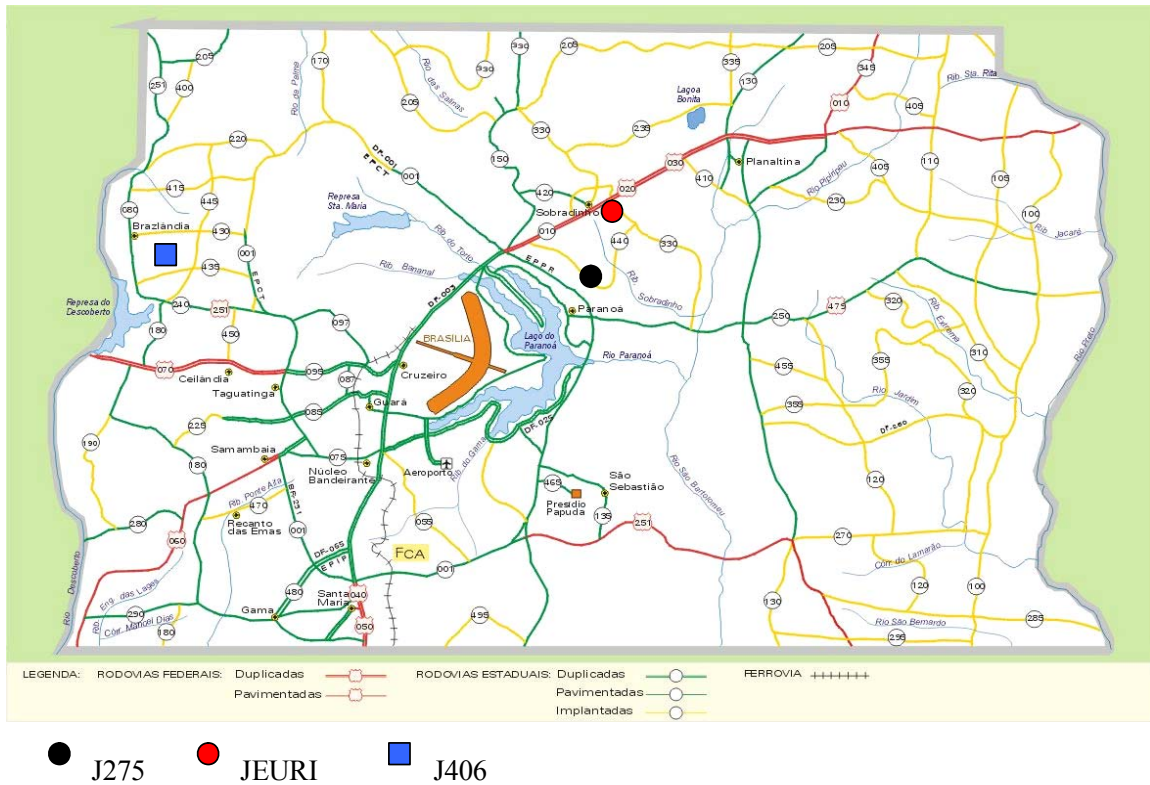


Figura 3.6 - Mapa geográfico do Distrito Federal e a localização das jazidas pesquisadas.

### 3.3.1 Características geomorfológicas das jazidas pesquisadas no DF.

#### 3.3.1.1 Jazida JEURI

##### A) Localização:

- Coordenadas geográficas obtidas com GPS, utilizando o Datum Horizontal SAD 69:  
S 15° 39' 52,0" e W 47° 46' 47,0";
- Rodovia: BR - 020 - acesso às DF-330 e DF-440, margem sul;
- Cota: 1080 m, obtida na planta do IBGE (1984), escala 1:25000, folha MI- 2215-1-SE;

##### B) Características.

- Geologia: Zona de transição entre a fácies Argilo-Carbonatada e a fácies Metarritmito Argiloso (metargilito, ardósia, matamargas, metassiltitos, lentes de calcário e de quartzitos

médios a conglomeráticos / metargilitos, metassiltitos e quartzitos finos intercalados) do Grupo Paranoá (Farias, 1988).

- Pedologia: Latossolo Vermelho, textura média em contato com Cambissolo Álico de textura argilosa cascalhenta (Embrapa, 1999; Reatto et al., 2004).
- Geomorfologia: A jazida localiza-se na depressão Sobradinho, nas cabeceiras do córrego Capão Comprido, formador do ribeirão Sobradinho, em topografia suave, sem ruptura de declive. Segundo (Novaes, 1985), a depressão sobradinho está embutida na chapada da Contagem. Segundo Martins (1998), a jazida JEURI está inserida no contexto de rebordo de planaltos.

### **3.3.1.2 Jazida J406**

#### A) Localização:

- Coordenadas geográficas obtidas com GPS, utilizando o Datum Horizontal SAD 69: S 15° 45' 27,3" e W 48° 09' 23,0";
- Rodovia: BR - 020 - margem norte da VC-561 (vicinal 561);
- Cota: entre 1070 a 1075 m, obtida na planta do IBGE (1984), escala 1:25000, folha MI-2214-4-NO;

#### B) Características.

- Geologia: fácies Metarritmito Argiloso, composta de metassiltitos, metargilitos e quartzitos finos do Grupo Paranoá (Farias, 1988).
- Pedologia: Latossolo Vermelho-Amarelo concrecionário de textura argilosa, muito cascalhenta (Embrapa, 1999; Reatto et al., 2004).
- Geomorfologia: A jazida J406 está inserida na vertente direita do Ribeirão das Pedras no interior da região dissecada do alto curso do rio Descoberto (Novaes Pinto, 1985), caracterizando uma fraca ruptura de declive na encosta do vale, cuja inclinação se acentua para as cotas inferiores, a partir desse nível de couraça ferruginosa.



### 3.3.1.3 Jazida J275

#### A) Localização:

- Coordenadas geográficas obtidas com GPS, utilizando o Datum Horizontal SAD 69:  
S 15° 42' 40,9" e W 47° 47' 25,5";
- Rodovia: margem leste da DF 440, junto ao acesso à granja Brasília;
- Cota: entre 1115 a 1120 m, obtida na planta do IBGE (1984), escala 1:25000, folha MI-2215-1-SE;

#### B) Características.

- Geologia: fácies de Quartzito Médio com leitos grossos a microconglomeráticos e lentes de metarritmitos (Farias, 1988).
- Pedologia: Latossolo Vermelho-Amarelo textura média (Embrapa, 1999; Reatto et al., 2004).
- Geomorfologia: A jazida J275 está situada na chapada da Contagem, na vertente do ribeirão Sobradinho, marcada por forte ruptura de declive entre a topografia suave do rebordo e a rampa forte do vale do ribeirão. Segundo Martins (1998), a jazida J275 está inserida no contexto de rebordo de planaltos.

### 3.4 AGREGADOS UTILIZADOS NA PESQUISA

#### 3.4.1 Agregados graúdos e miúdos

Os agregados graúdos foram provenientes da coleta efetivada na própria jazida, em horizontes pré-definidos e transportados para o laboratório de solos da UnB, devidamente embaladas e etiquetadas.

O critério para escolha desses materiais foi baseado na possibilidade de uso em obras de pavimentação, face à grande ocorrência destes materiais no Brasil e principalmente à carência de agregado pétreo granítico, principalmente na região Norte e especificamente no Estado de Roraima. Pretende-se também comparar os resultados obtidos com tipos de lateritas de formações geológicas distintas.

Os agregados “*in natura*” apresentavam diâmetro mínimo e máximo respectivamente de 30 mm e 200 mm, respectivamente. Tais agregados, previamente lavados e secos ao ar, foram britados mecanicamente. As concreções de grande diâmetro foram reduzidas em diversas frações em britador de mandíbula. O material britado foi selecionado em diversas peneiras, conforme mostrado na Figura 3.7, visando aos ensaios propostos e após, foram devidamente acondicionados em sacos plásticos. A fração passando na peneira 80 foi utilizada como filler das diferentes misturas betuminosas pesquisadas. A Figura 3.7 mostra diferentes frações granulométricas dos agregados pesquisados, antes e após processo de britagem e peneiramento.



Figura 3.7 - Aspecto do agregado “*in natura*” e após britagem e peneiramento

### 3.4.2 Fíler

Em uma mistura asfáltica convencional, os agregados graúdos têm seus vazios preenchidos pelos agregados miúdos e faz-se necessário uma fração de pó mineral (fíler), para preenchimento dos vazios menores da mistura asfáltica. A laterita é capaz de fornecer elevadas percentagens de fíler. O fíler laterítico, produzido através de processos de britagem, denominados de fíler natural foram utilizados na composição das misturas asfálticas desta pesquisa.

Aliado aos problemas ambientais causados pela deposição do rejeito no meio ambiente, algumas características específicas do fíler laterítico, material passando na peneira 0,075mm, vislumbram potencialidades para sua utilização como material de enchimento em concretos asfálticos. Citam-se como exemplo sua fina granulometria, adesividade satisfatória e a homogeneidade dos grãos. Portanto, com o objetivo de evitar rejeitos, foi aproveitado o material passando na peneira 80 como fíler.

A Figura 3.8 mostra os finos lateríticos e a cal utilizada na pesquisa. Os resultados da análise granulométrica a laser dos filers utilizados nesta pesquisa, feita no laboratório de Geotecnia da Universidade de Brasília, estão apresentados nas Figuras 3.9, 3.10, 3.11, 3.12 e 3.13.



Figura 3.8 - Fíler laterítico e cal utilizada na pesquisa

O processo de análise granulométrica a laser permite associar a forma geométrica que os grãos da amostra apresentam a uma área circular de mesmo tamanho, ou seja, com o feixe de luz é possível associar a área de um grão de formato alongado a uma figura circular de mesma área (Moura, 2001). Os materiais de enchimento dissolvidos em álcool anidro usados na pesquisa foram submetidos à análise granulométrica por espalhamento de laser de baixo ângulo, com o equipamento “Malvern Instruments, Mastersizer X Long Bed Ver. 2.19”.

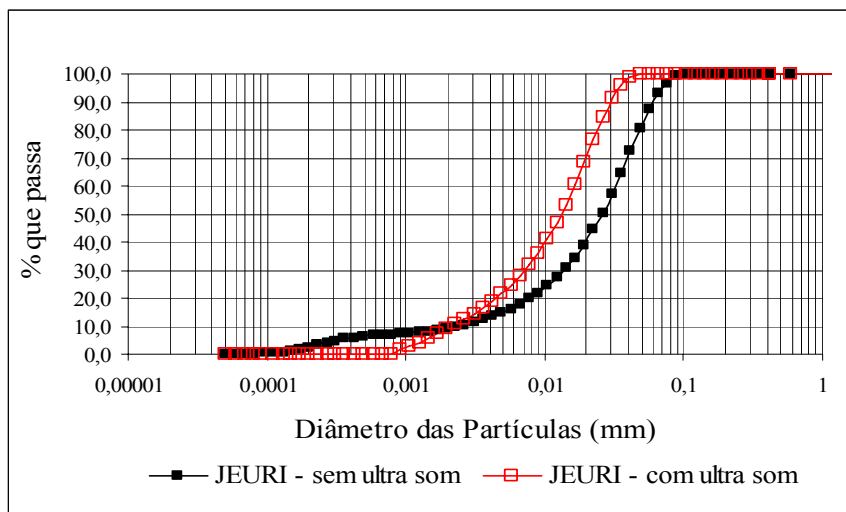


Figura 3.9 - Curva granulométrica do filer JEURI – granulômetro a laser.

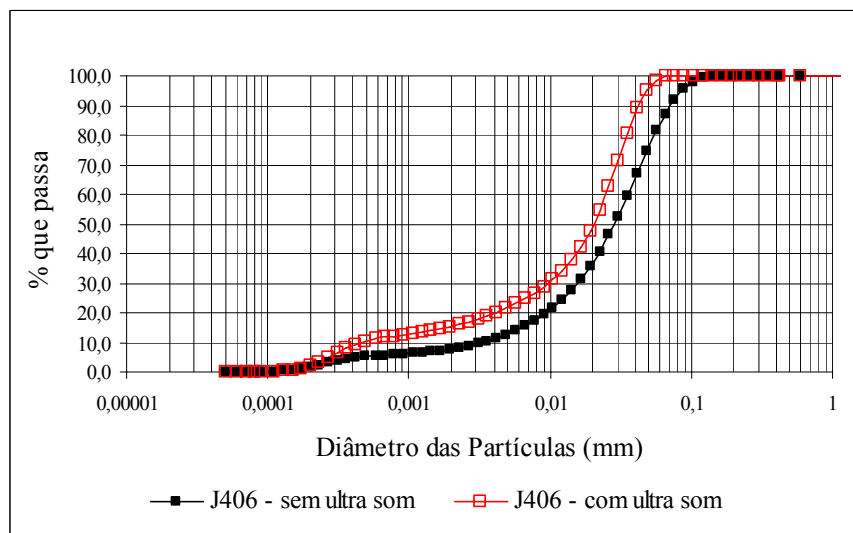


Figura 3.10 - Curva granulométrica do filer J406 – granulômetro a laser.

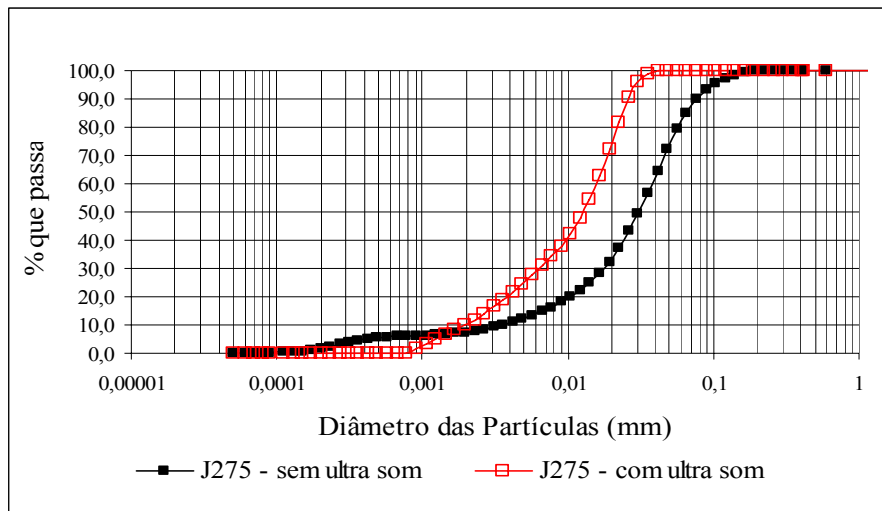


Figura 3.11 - Curva granulométrica do filer J275 – granulômetro a laser.

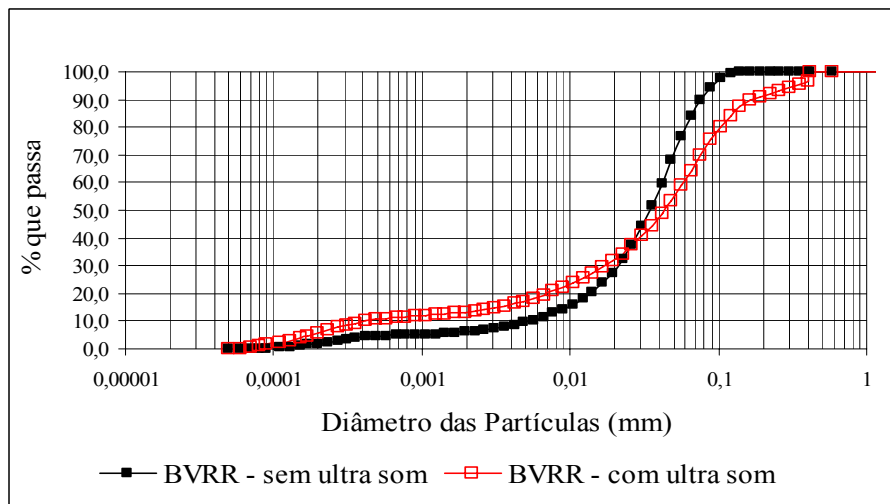


Figura 3.12 - Curva granulométrica do filer BVRR – granulômetro a laser.

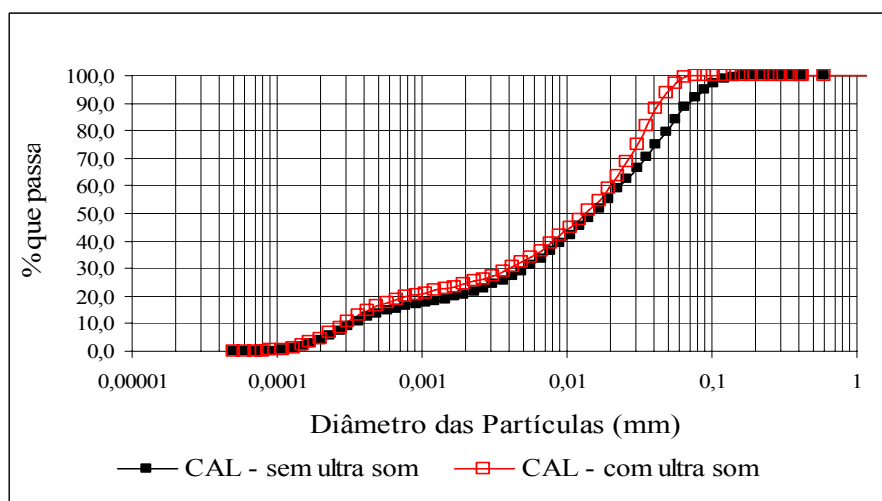


Figura 3.13 - Curva granulométrica do filer cal – granulômetro a laser.

A Figura 3.14 apresenta a seqüência de procedimentos realizados para caracterização física e mecânica dos agregados lateríticos usados na pesquisa.

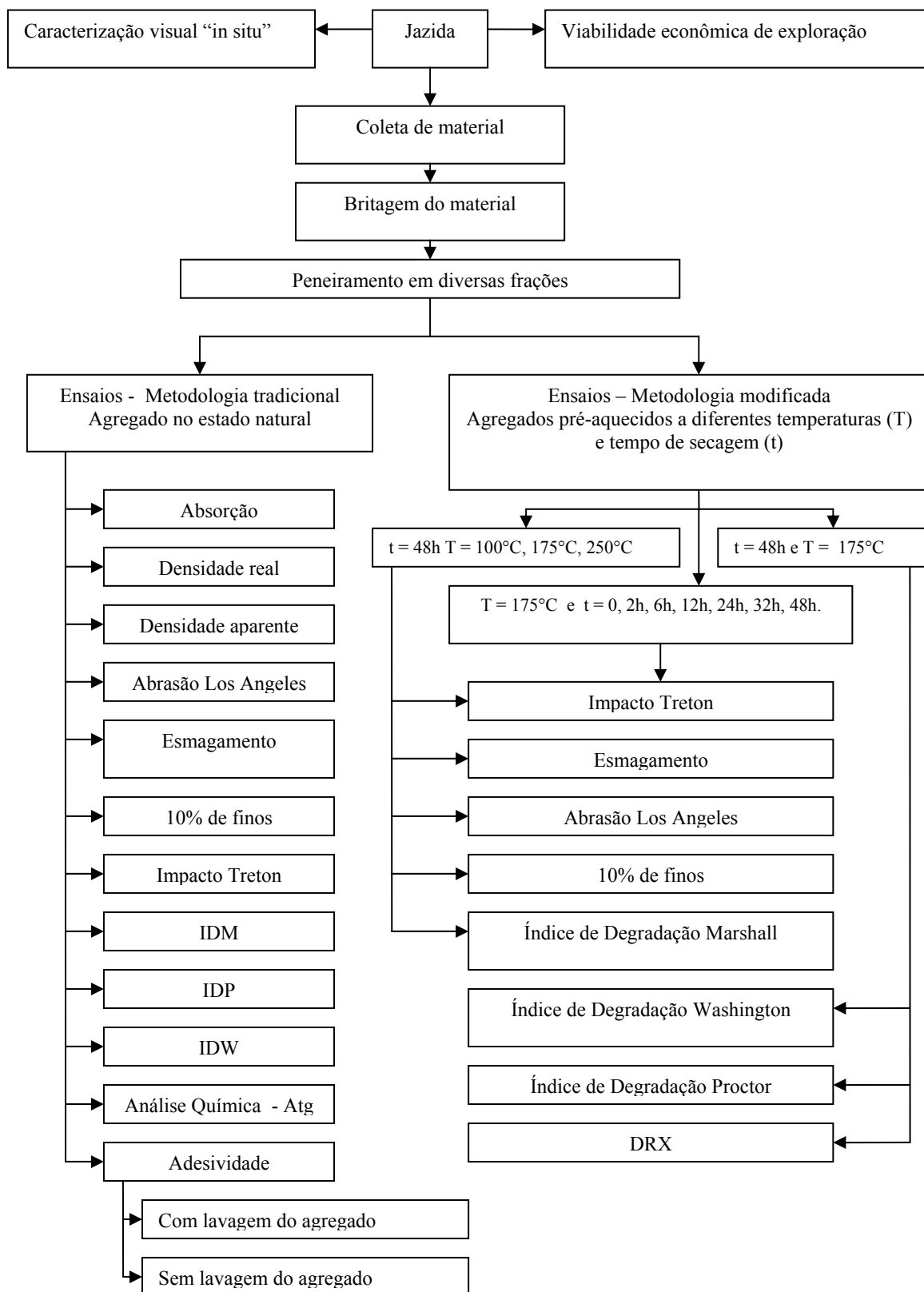


Figura 3.14 - Fluxograma da caracterização física e mecânica dos agregados lateríticos

### 3.5 MÉTODOS DE ENSAIO UTILIZADOS

#### 3.5.1 Caracterização dos agregados

Conforme mostrado na Tabela 3.1, os ensaios para caracterização física e mecânica dos agregados foram todos baseados em metodologias do DNIT.

Tabela 3.1 - Ensaios de caracterização física e mecânica para agregados lateríticos pesquisados.

Ensaio	Norma Técnica
Densidade real	DNIT ME 81/98
Densidade Aparente	DNIT ME 81/98
Absorção	DNIT ME 81/98
Abrasão "Los Angeles" Faixa C	DNIT ME 035/98
Resistência ao Esmagamento (perdas)	DNIT ME 197/97
Impacto Treton	DNIT ME 399/99
Resistência 10% de Finos	DNIT ME 096/98
Índice de Degradação Washington (ID <sub>w</sub> )	DNIT ME 397/99
Índice de Degradação Proctor (ID <sub>p</sub> )	DNIT ME 398/99
Índice de Degradação Marshall (ID <sub>m</sub> )	DNIT ME 401/99
Índice de Degradação Marshall (ID <sub>ml</sub> )	DNIT ME 401/99
Índice de Degradação Marshall (ID <sub>mlo</sub> )	DNIT ME 401/99-MOD
Densidade real após extração do ligante	DNIT ME 195/97
Densidade aparente após extração do ligante	DNIT ME 195/97
Absorção após extração do ligante	DNIT ME 195/97
Adesividade do agregado graúdo	DNIT ME 078-63
Adesividade do agregado miúdo	DNIT ME 079-63
Equivalente de areia	DNIT ME 054-63
Índice de forma	DNIT ME 086/94
Difratometria de raio - X	Norma específica
Análise termogravimétrica	Norma específica
Análise Química por Fluorescência de raio-X	Norma específica

\*ID<sub>ml</sub> Índice de degradação Marshall com ligante

\*\*ID<sub>mlo</sub> Índice de degradação Marshall com teor de ligante modificado

### 3.5.2 Ensaio

#### 3.5.2.1 Porosidade, massa específica real e aparente dos agregados lateríticos pesquisados.

Procurou-se verificar a variação da massa específica real e aparente dos agregados, de acordo com a metodologia DNIT ME 81/98, em função do diâmetro para as seguintes frações: maiores que 19 mm, material passando na peneira 19 mm e retido na peneira 12,5 mm, material passando na peneira 12,5 mm e retido na 9,5mm, material passando na peneira 9,5 mm e retido na peneira 4,8mm, material passando na peneira 4,8mm e retido na 2,00 mm, material passando na peneira 2,00 mm e retido na malha 0,075 mm e finalmente material passando na peneira 0,075 mm.

De modo a calcular a porosidade das concreções, considerou-se a Figura 3.15, a qual ilustra de forma esquemática uma concreção laterítica de peso ( $P_S$ ) e volume total da concreção ( $V_{TC}$ ). O volume da concreção inclui um volume total de vazios ( $V_{VT}$ ) e um volume real de sólidos ( $V_{RS}$ ),  $V_{TC} = V_{VT} + V_{RS}$ . O volume total de vazios inclui tanto vazios conectados ( $V_{VC}$ ), quanto vazios não conectados ( $V_{VNC}$ ), de tal modo que  $V_{TV} = V_{VC} + V_{VNC}$ . Por outro lado o volume de sólidos por ser apenas aparente ( $V_{AS}$ ), pode incluir sólidos e vazios não conectados,  $V_{AS} = V_{RS} + V_{VNC}$ , ou pode ser um volume real ( $V_{RS}$ ).

O volume real de sólidos geralmente só pode ser obtido se a concreção for totalmente triturada, de modo a eliminar todos os seus vazios internos não conectados. Para fins desta pesquisa os agregados graúdos foram triturados até passarem na peneira nº 10, abertura de 2,00 mm. Nesta condição o autor considera que foram eliminados os vazios não conectados, para fins práticos.

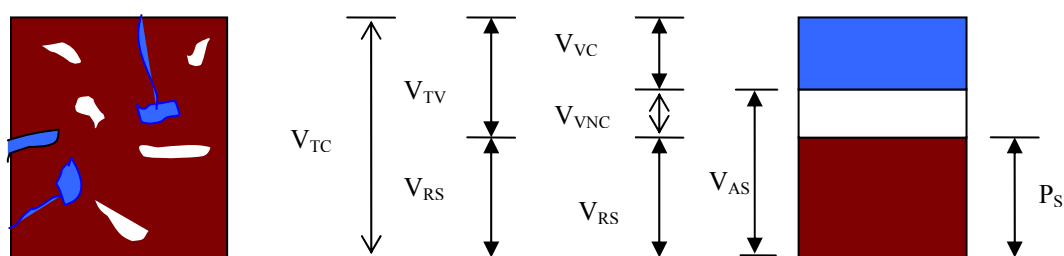


Figura 3.15 - Representação de agregados com vazios conectados (VC) e não conectados (VNC)



Define-se porosidade *real* ou *absoluta* ( $n_r$ ) da concreção como a relação entre o volume total de vazios ( $V_{VT} = V_{VC} + V_{VNC}$ ) e o volume total da concreção ( $V_{TC}$ ):

$$n_{real} = \frac{V_{VT}}{V_{TC}} \quad (3.1)$$

A porosidade é dita *aparente* ( $n_r$ ) quando se considera apenas os vazios conectados:

$$n_{aparente} = \frac{V_{VC}}{V_{TC}} \quad (3.2)$$

Neste trabalho define-se porosidade *interna* ( $n_i$ ) como sendo aquela relativa apenas aos vazios não conectados:

$$n_{interna} = \frac{V_{VNC}}{V_{TC}} \quad (3.3)$$

Portanto, a porosidade interna é obtida pela diferença das porosidades real e aparente:

$$n_{interna} = \frac{V_{VNC}}{V_{TC}} = \frac{V_{VT} - V_{VC}}{V_{TC}} = \frac{V_{VT}}{V_{TC}} - \frac{V_{VC}}{V_{TC}} = n_{real} - n_{aparente} \quad (3.4)$$

Define-se massa específica da concreção como sendo a relação entre seu peso e volume. O peso diz respeito exclusivamente aos sólidos ( $P_s$ ). Entretanto, pode-se tomar como referência o volume total da concreção ( $V_{TC}$ ), ou o volume aparente de sólidos ( $V_{AS}$ ), ou ainda o volume real dos sólidos ( $V_{RS}$ ). Desta forma, pode-se definir a massa específica aparente da concreção ( $\gamma_{AC}$ ), a massa específica parente do sólido ( $\gamma_{AS}$ ), e a massa específica real dos sólidos ( $\gamma_{RS}$ ):

$$\gamma_{AC} = \frac{P_s}{V_{AC}} \quad (3.5)$$

$$\gamma_{AS} = \frac{P_s}{V_{AS}} \quad (3.6)$$

$$\gamma_{RS} = \frac{P_s}{V_{RS}} \quad (3.7)$$

A massa específica aparente da concreção ( $\gamma_{AC}$ ) é calculada com o volume obtido pela diferença de massa do agregado seco em balança normal e em balança hidrostática. A massa específica aparente dos sólidos ( $\gamma_{AS}$ ) é calculada com o volume aparente dos sólidos saturados e não triturados, obtido com o método do DNIT 81/98. Já a massa específica aparente da concreção ( $\gamma_{RS}$ ) é obtida com os sólidos triturados até passarem na peneira N<sup>o</sup> 10.

Uma vez obtidos as massas específicas acima citadas, pode-se calcular as porosidades:

$$n_{real} = \frac{V_{VT}}{V_{TC}} = \frac{V_{TC} - V_{RS}}{V_{TC}} = 1 - \frac{V_{RS}}{V_{TC}} = 1 - \frac{V_{RS}/P_S}{V_{TC}/P_S} = 1 - \frac{\gamma_{AC}}{\gamma_{RS}} \quad (3.8)$$

$$n_{aparente} = \frac{V_{VC}}{V_{TC}} = \frac{V_{TC} - V_{AS}}{V_{TC}} = 1 - \frac{V_{AS}}{V_{TC}} = 1 - \frac{V_{AS}/P_S}{V_{TC}/P_S} = 1 - \frac{\gamma_{AC}}{\gamma_{AS}} \quad (3.9)$$

$$n_{interna} = n_{real} - n_{aparente} = \frac{\gamma_{AC}}{\gamma_{AS}} - \frac{\gamma_{AC}}{\gamma_{RS}} \quad (3.10)$$

Logo a porosidade interna pode ser expressa em termos das massas específicas ( $\gamma$ ) ou das densidades relativas ( $\rho$ ) (massa específica da concreção dividida pela massa específica da água, portanto, adimensionais), como a seguir:

$$n_{interna} = \gamma_{AC} \left( \frac{1}{\gamma_{AS}} - \frac{1}{\gamma_{RS}} \right) \quad \text{ou} \quad n_{interna} = \rho_{AC} \left( \frac{1}{\rho_{AS}} - \frac{1}{\rho_{RS}} \right) \quad (3.11)$$

### 3.5.2.2 Ensaio de abrasão Los Angeles

O ensaio de abrasão Los Angeles mede o desgaste de um agregado por abrasão, com utilização da máquina Los Angeles. Este ensaio reproduz o impacto na amostra por meio da queda de esferas de aço sobre os agregados e da queda dos próprios agregados, uns sobre os outros, e simula o desgaste por meio do atrito dos agregados entre si e com as paredes do tambor enquanto gira.

A amostra de agregados graúdos e as esferas de aço são colocadas no tambor da máquina Los Angeles. O tambor gira a velocidade de 30 a 33 rpm, até completar o número de revoluções

especificadas. Então, o material é retirado do tambor, peneirado e pesado. O resultado do ensaio é a percentagem de perda, ou seja, a percentagem em peso do material grosso (passando na peneira de abertura 1,7 mm) perdido durante o ensaio, resultado da degradação mecânica. No Brasil, o DNIT aceita valores de abrasão Los Angeles  $\leq 50\%$  para uso em CBUQ (Motta et al., 1996).

O ensaio de desgaste de agregados por abrasão Los Angeles (DNIT ME 35-64) também é o mais usado no Brasil quando se deseja obter indicações sobre a dureza e resistência à abrasão. Entretanto, observações de campo não mostram boa relação entre o ensaio abrasão Los Angeles e o desempenho do material.

Para Macêdo 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 nas especificações brasileiras.

Estudos realizados por Wu et al. (1998) e Rodgher e Fabbri (1996) mostram que o ensaio de abrasão Los Angeles não deve ser utilizado sozinho na qualificação de agregados, pois é incapaz de identificar materiais impróprios para o uso com elevado grau de alteração.

Os ensaios de abrasão Los Angeles, na presente pesquisa, foram executados segundo a norma DNIT-ME 035/98. As amostras foram selecionadas na graduação C, pois esta é a que mais se aproxima da faixa granulométrica C do DNIT, adotada nesta pesquisa, para estudo de misturas betuminosas usinadas a quente, utilizando os materiais ensaiados.

As amostras para o ensaio de abrasão Los Angeles foram constituídas por  $2500 \pm 10$  gramas de agregados lateríticos na faixa 9,5mm - 6,3mm e  $2500 \pm 10$  gramas na faixa 6,3mm - 4,8mm. Para esta graduação foram utilizadas 8 esferas de aço ( $3300 \pm 20$  gramas) e aplicadas 500 rotações do tambor “Los Angeles”.

O resultado da abrasão Los Angeles dos agregados pesquisados (considerando a média de 04 (quatro) determinações) foi calculado pela fórmula a seguir:

$$A_n = \frac{m_n - m'_n}{m_n} \times 100 \quad (3.12)$$

Onde:

$A_n$  = abrasão Los Angeles da graduação n, com aproximação de 1%;

$m_n$  = massa total da amostra seca, colocada na máquina;

$m'_n$  = massa da amostra lavada e seca, após o ensaio (retida na peneira de 1,7 mm).

### **3.5.2.3 Determinação da perda ao choque no aparelho Treton.**

A revisão bibliográfica levada a efeito para este trabalho de tese identificou os chamados ensaios de impacto, que são semelhantes à determinação da resistência ao choque padronizado pelo DNIT-ME 399/99 – Determinação da perda ao choque no aparelho Treton (que fornece o índice de tenacidade “Treton”).

Segundo Frazão (2002) a tenacidade é uma propriedade importante para qualificação de rochas para uso, como agregado, em lastro de ferroviário e em pista de pouso de aeronaves e, como placas, em revestimentos de edificações. No lastro, os agregados sofrem solicitações de impacto no processo de soca para obtenção da máxima compacidade do lastro.

Ainda segundo Frazão (2002) se a rocha for pouco tenaz, haverá modificação da sua granulometria e produção de partículas finas que colmatarão os vazios do lastro, reduzindo sua permeabilidade. Num aeródromo, as solicitações de impacto, promovidas pelo pouso das aeronaves, podem fragmentar os agregados pouco tenazes e danificar o pavimento.

A determinação da resistência ao impacto é executada de diferentes maneiras, de acordo com a forma com a qual a rocha será utilizada na construção. Pode ser executada em fragmentos de rocha ou em placas. No caso desta pesquisa, em que a rocha será avaliada para fins de uso em obras de pavimentação foi utilizado o ensaio de impacto sobre fragmentos, de modo a avaliar sua resistência mecânica.

Os ensaios de impacto consistem em estabelecer a característica de resistência do agregado a um carregamento de impacto por 10 choques de um peso de aproximadamente 15,583 kg caindo por gravidade de uma altura de 38,4 cm sobre um corpo-de-prova constituído por fragmentos de rocha colocados dentro de um molde metálico. A Figura 3.16 mostra esquema do aparelho Treton.

A diferença entre a massa original e a do material retido na peneira de 1,7 mm será expressa como porcentagem da massa original da amostra, e anotada como a perda ao choque da amostra ensaiada. Todas as amostras ensaiadas foram constituídas de partículas passando na peneira de 19 mm e retidas na peneira de 16 mm, escolhidas as partículas de forma cúbica, bem angulares e de aproximadamente do mesmo tamanho, seguindo recomendações da norma específica para o ensaio. Na determinação da perda ao choque no aparelho Treton, foram considerados a média de 06 ensaios para cada tipo de agregado.

Os pesos em grama das amostras ensaiadas foram determinados da seguinte forma:

$$M_1 = 50 \times \gamma_{AC} \quad (3.13)$$

Onde:

$M_1$  = Massa da amostra, em grama;

$\gamma_{AC}$  = Peso específico aparente das partículas do agregado.

A perda ao choque foi determinada pela fórmula:

$$T = \frac{M_r}{M_1} \times 100 \quad (3.14)$$

Onde:

$M_1$  = Massa da amostra, em grama;

$M_r$  = Massa do material retido na peneira de 1,7mm, em grammas;

T = Perda ao choque (Treton), expresso em porcentagem.

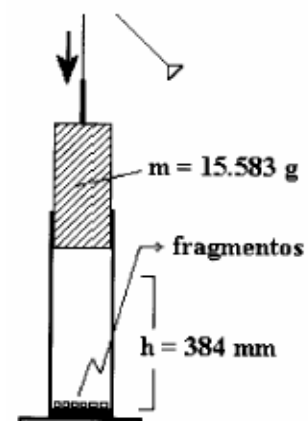


Figura 3.16 - Aparelho Treton

### 3.5.2.4 Resistência ao esmagamento

Friabilidade é a propriedade que têm certas rochas de se partirem com facilidade, reduzindo-se a fragmentos. Este ensaio tem o mesmo objetivo dos ensaios de abrasão Los Angeles e resistência ao impacto, isto é, avaliar o possível comportamento do material ao desgaste pelo atrito interno durante a compressão pelos rolos compressores, ou posteriormente, no próprio pavimento construído, sob ação do tráfego.

Foram realizados 06 (seis) ensaios de esmagamento para cada tipo de agregado, segundo as recomendações da norma DNIT – ME 197/97 – Determinação da resistência ao esmagamento de agregados graúdos.

O ensaio consiste em tomar uma amostra de agregado compreendido entre as peneiras 12,5mm e 9,5mm que deve encher um recipiente cilíndrico padrão, após processo de socamento em três camadas, cuja massa de agregado é anotada como ( $M_i$ ). Transferir a amostra de agregados para o cilindro padrão de ensaio, distribuir o material em três camadas aplicando 25 golpes com uma haste padronizada. Aplica-se no material, sobre uma base plana, uma carga centralizada de 400kN uniformemente à razão de  $(40 \pm 5)$  kN por minuto. Retira-se o material do molde e peneira-se na malha 2,4 mm e determina-se a massa do material retido ( $M_f$ ). A Figura 3.17 mostra a aplicação da carga durante a execução do ensaio de esmagamento.

A resistência ao esmagamento é calculada aplicando a expressão:

$$R = \frac{(M_i - M_f)}{M_i} \times 100 \quad (3.15)$$

Onde:

R = Resistência do agregado ao esmagamento, em %;

$M_i$  = massa da amostra inicial seca antes do ensaio, em gramas;

$M_f$  = Massa final do material retido na peneira 2,4 mm, em gramas.

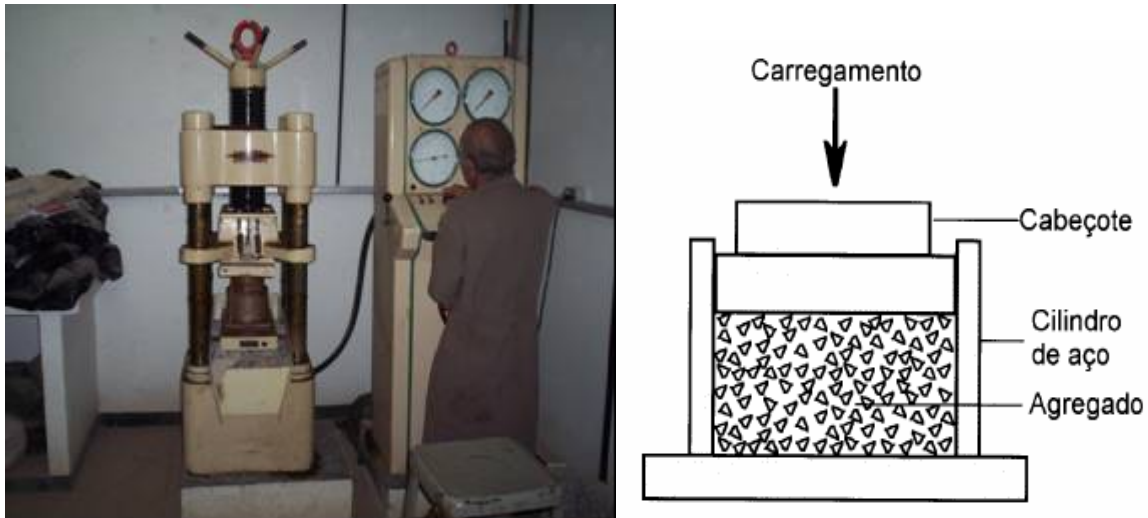


Figura 3.17 - Ensaio de esmagamento de agregados

### 3.5.2.5 Ensaio 10% de finos

Segundo Frazão (2002) agregados de certos tipos de rocha fragmentam-se com facilidade logo no trecho inicial do carregamento, no ensaio de esmagamento. O material desagregado nesta fase aumenta a compacidade do leito de agregados e dissipa em demasia a tensão que deveria provocar aumento da fragmentação. Daí resulta que estes agregados acabam por apresentar uma porcentagem menor de material desagregado do que a esperada.

Foi estabelecida uma variante no ensaio de esmagamento, por meio da qual se determina qual a carga capaz de produzir 10% de material desagregado, chamado de “método dos 10% de finos” e normalizado pelo DNIT-ME 096/98 – Agregado graúdo – Avaliação da resistência mecânica pelo método dos 10 % de finos. Foram realizados para cada tipo de agregado, 06 ensaios de 10 % de finos, sendo considerado como resultado final a média destes.

O ensaio consiste em se comprimir um corpo-de-prova constituído de fragmentos de rocha com granulometria entre 12,7 e 9,5mm, colocado dentro de um cilindro metálico, até que haja uma redução de altura de: 15 mm (seixos e cascalhos); 20 mm (no caso de pedras britadas) e 24 mm (para agregados leves). Mede-se a carga ( $X_1$ ) para esta condição e a porcentagem em relação ao peso inicial do corpo-de-prova ( $F_1$  %), das partículas que, após o ensaio, passam pela peneira #8 (2,4mm). O ensaio deve ser repetido, aumentando-se ou diminuindo-se o

valor da redução de altura, até que a porcentagem passante na peneira #8 se situe entre 7,5 e 12,5%. Tal fato ocorrendo, determina-se a carga necessária à produção de 10% de finos utilizando-se uma expressão empírica.

A porcentagem de finos produzidos, por ação da carga  $X_1$ , é calculada pela expressão:

$$F_1\% = \frac{M_a - M_1}{M_a} \times 100 \quad (3.16)$$

Onde:

$F_1\%$  = porcentagem de finos produzidos;

$M_a$  = massa da amostra inicial seca antes do ensaio, em gramas;

$M_1$  = Massa final do material retido na peneira 2,4 mm, em gramas.

A carga expressa em N, necessária à produção de 10% de finos, por esmagamento da amostra, é dada pela expressão:

$$X = \frac{14 \times X_1}{F_1 + 4} \quad (3.17)$$

Onde:

$X$  = Carga necessária à produção de 10% de finos;

$X_1$  = Carga que, durante o ensaio, promove a penetração prevista para o êmbolo de compressão com uma conseqüente produção de 10 % de finos ente 7,5% e 12,5%, e

$F_1$  = Porcentagem de finos produzida quando da aplicação da carga  $X_1$  (ente 7,5% e 12,5%).



### 3.5.2.6 Índice de degradação Proctor

A avaliação da degradação do agregado após compactação Proctor segue as instruções da norma DNIT-ME 398/99. As amostras de agregados lateríticos britados foram preparadas conforme as frações granulométricas em peso mostradas na Tabela 3.2.

Tabela 3.2. Granulometria padrão da amostra de rocha.

Peneiras	% retida	Quantidade (g)
25mm - 19mm	15	900
19mm - 9,5mm	20	1200
9,5mm - n°4	15	900
n°4 - n°10	15	900
n°10 - n° 40	15	900
n°40 - n°200	15	900
< n° 200	5	300
Total	100	6000

Foram preparadas três amostras (6000g) para cada ensaio. O material homogeneizado foi compactado no cilindro Proctor modificado, com 5 camadas e 26 golpes (peso do soquete 4,536 kg). O Índice de degradação Proctor foi calculado de acordo com a Tabela 3.3.

Tabela 3.3 - Granulometria da amostra após compactação.

Peneira	Granulometria original padronizada (%)	% passando				
		AM 1*	AM 2	AM 3	Média	D
19mm	85					
9,5mm	65					
n°4	50					
n°10	35					
n° 40	20					
n°200	5					

\* AM = amostra

O índice de degradação Proctor foi calculado pela expressão:

$$ID_p = \frac{\sum D}{6} \quad (3.18)$$

Onde:

$D$  = Diferença percentual entre a média dos corpos-de-prova e a granulometria padrão original.

### 3.5.2.7 Índice de degradação Marshall

O índice de degradação Marshall foi determinado pelo método de ensaio DNIT-ME 401/99- Agregados – Determinação do índice de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante –  $ID_{ml}$  e sem ligante  $ID_m$ .

Foram realizados 03 (três) ensaios de degradação Marshall para cada tipo de agregado. As amostras dos agregados obedeceram a granulometria padrão mostrado na Tabela 3.4.

Tabela 3.4 - Granulometria padrão da amostra de rocha

Peneiras	% retida	Quantidade (g)
25mm - 19mm	15	180
19mm - 9,5mm	20	240
9,5mm - n°4	15	180
n°4 - n°10	15	180
n°10 - n° 40	15	180
n°40 - n°200	15	180
< n° 200	5	60
Total	100	1200

Para execução do ensaio de  $ID_{ml}$ , 1200g de agregados pré-aquecidos foram misturados a 5% em peso de ligante (60g) e misturados energicamente até o envolvimento completo dos mesmos. A mistura foi homogeneizada a 165°C e compactada no cilindro Marshall a 150°C, aplicando-se em cada face do corpo-de-prova, 50 golpes. Após repouso do corpo-de-prova por no mínimo 12 horas foi procedido à extração do ligante pelo método DNIT- ME 053/94 – Rotarex.

O  $ID_{ml}$  – índice de degradação após compactação Marshall com ligante é obtido peneirando-se a mistura de agregados resultantes do ensaio de extração do ligante. Para obtenção do  $ID_m$  – índice de degradação Marshall sem ligante, foi aplicado os mesmos procedimentos anteriores na preparação da amostra, com exceção do aquecimento dos agregados e do uso de ligante. Os 1200g da amostra foram colocados diretamente no cilindro Marshall e compactado, também com 50 golpes por face.

Com relação ao Índice de Degradação Marshall com ligante, foi proposto pelo autor que o referido ensaio fosse realizado com teor de ligante superior ao normalizado uma vez que agregados lateríticos por serem mais porosos e apresentarem muitas cavidades, requerem uma

maior quantidade de ligante para cobrimento de suas superfícies. A taxa de ligante adotada nesta condição foi baseada nos resultados do ensaio de absorção de água do agregado. Para cada tipo de agregado, a taxa de ligante foi adotada subtraindo dois pontos percentuais ao valor da absorção do agregado.

Foi realizado para todos os tipos de agregados, o ensaio índice de degradação Marshall modificado (IDml<sub>o</sub>), com a amostra no teor próximo ao ótimo de ligante, para cada mistura específica, determinado no ensaio Marshall. O índice de degradação Marshall com ligante, sem ligante e no ensaio modificado foi determinado pela expressão (3.18).

### 3.5.2.8 Ensaio de degradação Washington

O ensaio de degradação do Estado de Washington (DNIT-ME 397/99), segundo Arnold (1993), avalia o grau de alteração da rocha britada, resultante do contato com ar e água. Trata-se da análise por sedimentação, dos finos produzidos pelo processo de abrasão em presença de água. A análise da sedimentação se fundamenta na lei de Stokes. As partículas maiores e mais densas apresentam maior velocidade de assentamento em relação às menores, sendo a altura da coluna de sedimentos diretamente proporcional ao teor de argila.

Segundo Arnold (1993), fragmentos de rocha que degradam produzindo finos de granulometria superior a 0,074mm (peneira #200) são de melhor qualidade que os que geram finos de granulometria silte ou argila.

O objetivo do ensaio é determinar um Fator de Degradação em função do volume de finos (material passando na peneira 200) gerados a partir de um quilograma de agregado, com dimensões compreendidas entre 12,5mm e 2,0mm, contido no interior de um recipiente plástico hermético com pouca água, que é agitado energicamente em peneirador motorizado. O volume de finos é medido pela altura (H em mm) dos sedimentos, em uma proveta de ensaio de equivalente de areia, após movimentação da proveta e 20 minutos de repouso.

O Fator de Degradação de Washington é calculado a partir da expressão matemática:

$$D_w = [(380 - H)/(380 + 1,75H)] \times 100 \quad (3.19)$$

Onde:

H = altura (em mm) dos sedimentos, na proveta de ensaio de equivalente de areia.

O Fator de Degradação pode variar de 0 a 100. Partículas maiores promovem colunas de sedimentos de pequenas alturas e, portanto, um Fator de Degradação Washington elevado, indicando um agregado de boa qualidade quanto aos finos produzidos.

### **3.5.2.9 Adesividade do agregado graúdo e miúdo**

A afinidade ao cimento asfáltico de petróleo (CAP), também chamada de adesividade, é a qualidade do granular deixar-se aderir pelo CAP.

Para agregados graúdos a adesividade é verificada pelo não deslocamento da película betuminosa que recobre o agregado, quando a mistura agregado-ligante é submetida, a 40°C, à ação de água destilada, durante 72 horas.

Foram realizados para cada tipo de agregado, três ensaios de adesividade pelo método DNIT-ME 78/94. Utilizou-se 500g de material passando na peneira 19 mm e retido na de 12,7 mm, as amostras foram lavadas e posteriormente secada em estufa, a 100°C, durante 02(duas) horas. O CAP foi aquecido a 120°C. Os 500g de agregados aquecidos foram misturados a 17,5 g de ligante. Após o resfriamento da mistura, as amostras foram colocadas em recipiente de vidros e totalmente recobertas com água destilada. O recipiente com a amostra foi colocado no banho Maria a 40°C e mantido em repouso durante 72 horas. O resultado é considerado satisfatório se não houver deslocamento da película de betume ao fim das 72 horas.

A adesividade do agregado miúdo foi verificada pelo método de ensaio DNIT-ME 79-63 que avalia a adesividade pelo não deslocamento da película betuminosa que recobre o agregado, quando a mistura agregado-ligante é submetida à ação de água destilada fervente e a soluções molares de carbonato de sódio fervente. Foi avaliada a adesividade da fração do agregado passando na peneira 0,59mm e retido na de 0,21mm, sendo constituída a amostra de ensaio por 71 % de agregado e 29% de ligante a quente, segundo a norma citada acima.

Após a mistura do agregado-ligante e resfriamento, tomou-se 0,5 g da mistura e colocou-se num tubo de ensaio com água destilada até uma altura de cerca de 3 cm. O conjunto é imerso em uma solução saturada de sal de cozinha e água fervente. Após um minuto de fervura da água contida no tubo de ensaio, verificou-se se houve ou não deslocamento da película de betume.

Como não houve deslocamento de betume, procurou-se determinar em termos qualitativos a adesividade do agregado repetindo-se o ensaio, substituindo a água por solução de carbonato de sódio (com nove concentrações diferentes) verificando em que nível de concentração ocorria o deslocamento da película de betume.

A solução de maior concentração (1 Molar) recebeu o número 9 (nove) e foi obtida adicionando 53g de carbonato de sódio anidro em água destilada até completar 500ml. As 08 (oito) demais soluções foram obtidas a partir desta, reduzindo a concentração pela metade, sucessivamente. O resultado da adesividade de agregado miúdo é mostrado na Tabela 3.5.

Tabela 3.5 - Avaliação da adesividade de agregados miúdos

Solução N°	Molaridade	Adesividade
0 (água destilada)	-	Má
1	M/256	Satisfatória
2	M/128	Satisfatória
3	M/64	Satisfatória
4	M/32	Boa
5	M/16	Boa
6	M/8	Boa
7	M/4	Boa
8	M/2	Boa
9	M	Boa
10	> M	Ótima

Nesta pesquisa a adesividade do agregado e da mistura asfáltica foi verificada tanto pelo ensaio de adesividade proposto pelo DNIT para agregados graúdos e miúdos, quanto pelo de resistência das misturas asfálticas à ação deletéria da umidade induzida (AASHTO T-283/89, 1989), denominado também de *Lottman Test* ou ainda *Lottman Modificado*.

### 3.5.2.10 Equivalente de areia

Equivalente de areia (EA) é a relação volumétrica que corresponde à razão entre a altura do nível superior da areia (h) e a altura do nível superior da suspensão argilosa (H) de uma determinada quantidade de solo ou de agregado miúdo, numa proveta com solução padronizada. Foram realizados três ensaios de equivalente de areia para cada tipo de agregado laterítico. As amostras foram constituídas de material passando na peneira 4,8mm e retidas na peneira n° 200. Não foram tomadas providências para eliminar os finos aderidos às partículas maiores de agregados.

O ensaio consiste em agitar energicamente uma amostra de solo arenoso numa proveta contendo solução flocculante e, após o repouso, determinar a relação entre o volume de areia e volume de areia mais o de finos que se separam da areia e flocculam:  $EA = h/H \times 100$ . Para uma areia pura  $EA = 100\%$ , decrescendo seu valor à medida que aumenta o teor de impurezas ou de finos. Para argilas  $EA$  é praticamente nulo. O Método DNIT/ME 54/97, recomenda valores de equivalente de areia superior a:

- 55% para Concreto Asfáltico Usinado a Quente - CAUQ;
- 45% para Pré-Misturado a Quente Aberto - PMQA;
- 40% para Areia-Asfalto a Quente - AAQ.

### 3.5.2.11 Ensaio de índice de forma

Este índice é uma medida da relação entre o comprimento e a espessura dos grãos do agregado, ponderada pela quantidade de grãos de cada fração granulométrica que o compõe.

Foi determinado o índice de forma dos agregados lateríticos segundo a norma DNIT-ME 086/94. Como 92,5 % de agregado previsto para mistura betuminosa passava na peneira 12,7mm, foi escolhida a graduação D fixada no método de ensaio.

Foi tomado então 1000g de agregado passando na peneira 12,7 e retido na peneira 9,5mm e 1000g de agregado passando na peneira 9,5mm e retido na 6,3mm. O material de granulometria compreendida entre as peneiras 12,7 e 9,5mm foi passado nos crivos 6,3mm e 4,2mm (material passando no crivo 6,3), anotando-se os pesos  $p_1$  e  $p_2$  da quantidade de agregados retidos, respectivamente, nos crivos citados. Os 1000g de agregado passando na peneira 9,5mm e retido na 6,3mm, foram passados nos crivos de 4,8mm e 3,2mm (material passando no crivo 4,8), anotando-se os pesos  $p_3$  e  $p_4$  da quantidade de agregados retidos, respectivamente, nesses crivos. Para cada fração que compõe a graduação D foram determinadas, em relação ao seu peso inicial, as percentagens retidas em cada crivo redutor.

O índice de forma foi calculado pela expressão:

$$f = \frac{P_1 + 0,5P_2}{100n} \quad (3.20)$$

Onde:

$f$  = índice de forma

$P_1$  = Soma das percentagens retidas nos crivos I, de todas as frações que compõe a graduação;

$P_2$  = Soma das percentagens retidas nos crivos II, de todas as frações que compõe a graduação;

$n$  = número de frações que compõe a graduação escolhida.

### 3.5.2.12 Análise Química e Mineralógica dos agregados

A composição Química da fração passando na malha 200 dos agregados lateríticos foi determinada pelos seguintes métodos: NBR NM 18/04 - Perda ao fogo; NBR NM 11-2/04 - sílica, óxido de alumínio, óxido de ferro, óxido de magnésio e óxido de cálcio e NBR NM 17/04 - óxido de sódio e Pótassio. A citada fração é oriunda da britagem das concreções de diâmetros maiores e deve em princípio ser representativa da composição do todo. Os ensaios foram realizados no laboratório de química dos solos de Furnas Centrais Elétricas S.A.

O conhecimento dos minerais, argilo-minerais, óxidos e hidróxidos presentes em um solo permite melhorar a interpretação dos ensaios de laboratório e constitui um critério complementar para eventuais modificações ou controle das propriedades indesejáveis dos mesmos.

Os diversos minerais primários que constituem a crosta terrestre apresentam diferentes resistências à alteração, sendo que alguns se decompõem rapidamente logo nos primeiros estágios de meteorização e outros persistem (Cardoso, 2002). No segundo caso, que é típico dos processos de intemperismo de regiões tropicais de clima úmido, são encontrados o quartzo ( $\text{SiO}_2$ ), o rutilo/anatásio ( $\text{TiO}_2$ ) e o zircão ( $\text{Zr}(\text{SiO}_4)$ ).

Nos minerais argílicos podem existir os grupos da caulinita ( $\text{Al}_4\text{Si}_4\text{O}_{10}(\text{OH})_8$ ), montmorillonita ( $\text{Al}_4\text{Si}_8\text{O}_{20}(\text{OH})_4.n\text{H}_2\text{O}$ ) e da illita ( $\text{K}_y(\text{Al}_4\text{Fe}_4\text{Mg}_4\text{Mg}_6)(\text{Si}_{8-y}\text{Al}_y)\text{O}_{20}(\text{OH})_4$ ), onde  $y$  varia entre 1 e 1,5, e outros como a vermiculita e a clorita. Os oxi-hidróxidos de ferro mais comuns são a goethita ( $\alpha\text{-FeOOH}$ ), hematita ( $\alpha\text{-Fe}_2\text{O}_3$ ), lepidocrocita ( $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ ) e maghemita ( $\gamma\text{-Fe}_2\text{O}_3$ ). Estes são pigmentos fortes que justificam a maioria das cores vermelhas e marrons nos solos. Já uma das formas cristalinas de hidróxido de alumínio mais frequentes é a gibbsita ( $\text{Al}(\text{OH})_3$ ).

A difratometria de raios - X (DRX) é uma técnica empregada na identificação, caracterização e quantificação das fases minerais que compõem os solos. Baseia-se na interação de uma radiação monocromática de raios-X com a amostra em diversos ângulos de incidência. No método do pó, utilizado nesta tese, o resultado dessa interação foi coletado em um detector que o transformou em um sinal elétrico amplificado e registrado na forma digital designado de difratograma. A partir dos dados em formato digital, os minerais foram identificados com o auxílio do programa JADE 3.0, base WINDOWS, com banco de dados PC-PDF (Powder Diffraction File - PDF para PC) produzido pelo International Center for Diffraction Data. Os picos são resultados da difração de raios-X em planos cristalográficos existentes na amostra, relacionando à posição, intensidade e forma. Os minerais apresentam padrões difratométricos específicos, podendo ser diferenciados uns dos outros em função disso.

Nesta pesquisa utilizou-se o equipamento “Geiger Flex” da Rigaku existente no Laboratório de Difratometria de Raios-X do Instituto de Geociências da UnB, que consta de dois goniômetros e filtro em linha, sendo um deles controlado por computador. Este equipamento dispõe de programas de tratamentos de dados que realiza a procura automática de picos, suavização da curva, correção de “background”, cálculo de largura a meia altura, procura dos possíveis minerais e análise qualitativa. A DRX constitui um complemento dos estudos petrográficos e pode, em condições experimentais apropriadas, gerar informações acerca da estrutura cristalina e de substituições isomórficas.

Este ensaio foi realizado para identificar os minerais presentes nas concreções lateríticas utilizadas na pesquisa. Foram ensaiadas amostras das jazidas JEURI, J406, J275 e BVRR nas frações: passando na malha 16mm e retida na malha 9,5mm, Passando na malha 9,5 mm e retido na 4,8 mm e material passando na peneira de 0,075mm. Em todos os casos foram ensaiadas amostras de agregados no estado natural e amostras pré-tratadas termicamente a 175°C durante 48 horas. O objetivo com este tratamento era além de identificar possíveis materiais expansivos, verificar eventuais alterações mineralógicas nos materiais com o intuito de tentar explicar, a variação de resistência mecânica e de massa específica que alguns tipos de agregados lateríticos apresentam ao serem submetidos à variação de temperatura.

As amostras foram moídas em grau de porcelana para confecção de lâmina vazada. As análises foram realizadas por difratômetro de raios-X, marca RIGAKU GEIGERFLEX, modelo D/MAX - 2AC, operando com tubo de cobre, sob 30 kV e 10 mA, sendo a velocidade de varredura de 2°/min, com passos de 0,05°. O intervalo de análise foi de 2° a 80° 2 $\theta$ .



### 3.5.2.13 Análise térmica gravimétrica

A análise térmica envolve a observação de uma propriedade física de uma amostra e como essa propriedade se modifica em resposta à mudança de temperatura (Giese, 1990). As técnicas mais empregadas em mineralogia são: análise termo-diferencial (ATD), análise termo-gravimétrica (ATG) e varredura calorimétrica diferencial (VCD) (Mackenzie, 1981).

Nesta tese, as análises térmicas foram realizadas por ATG. Neste ensaio as variações de massa em função da variação da temperatura são medidas, em tempo real, por uma termobalança. Os termogramas típicos apresentam reações como rampas.

Os resultados dos experimentos são obtidos na forma de termogramas, onde são identificados picos referentes às reações, que são específicas para cada mineral. No entanto, é possível ocorrer sobreposição das reações.

As curvas diferenciais que se obtém com a análise termogravimétrica permitem fazer uma análise quantitativa da caulinita, goethita, gibbsita e componentes amorfos. Esta análise será elaborada considerando-se os percentuais de perda de peso em massa para cada mineral, determinados no ensaio e que:

- A percentagem teórica da água estrutural da caulinita é 13,95 % o que equivale a dizer que numa amostra com 100 % de caulinita, a perda de água deve ser 13,95 %.
- Para a gibbsita a perda de peso é de 34,62 %.
- Para a goetita têm-se uma perda de peso na conversão da goetita para hematita de 10,12 %.

Desta forma as percentagens de caulinita, gibbsita e goethita foram calculadas pelas expressões:

$$\%(Gibbsita) = \%Peso(200 - 300^{\circ}C) \times \frac{100}{34,62} \quad (3.21)$$

$$\%(Goethita) = \%Peso(300 - 350^{\circ}C) \times \frac{100}{10,12} \quad (3.22)$$

$$\%(Caulinita) = \%Peso(400 - 600^{\circ}C) \times \frac{100}{13,95} \quad (3.23)$$

A quantificação mineralógica da hematita da Ilita e do quartzo, foram baseadas nas fórmulas estruturais (Caulinita, Goethita, Hematita, Gibbsita e Illita) e na composição químicas estequiométricas, baseadas nos dados apresentados na Tabela 3.6.

Quantificação da hematita:

$$\%Hematita = \%Fe_{total} - \%Fe_{Goethita} \quad (3.24)$$

$$\%Fe_{Goethita} = \frac{\%Goethita \times 100}{89,87} \quad (3.25)$$

Quantificação do mineral quartzo:

$$\%Quartzo = \%SiO_{2(total)} - \%SiO_{2(argila)} \quad (3.26)$$

$$\%SiO_{2(argila)} = \%SiO_{2(Caulinita)} + \%SiO_{2(Ilita)} \quad (3.27)$$

$$\%SiO_{2(Caulinita)} = \%Caulinita \times 46,56 / 100 \quad (3.28)$$

$$\%SiO_{2(Ilita)} = \%Ilita \times 45,26 / 100 \quad (3.29)$$

Quantificação da Ilita

$$\%Ilita = \frac{\%K_2O \times 100}{11,82} \quad (3.30)$$

Tabela 3.6 - Minerais identificados com suas respectivas fórmulas estruturais e composição químicas estequiométricas (Martins, 2000).

Argilo mineral	Fórmula Estrutural	PM	% Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	% H <sub>2</sub> O	% Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	% SiO <sub>2</sub>	% K <sub>2</sub> O
Goethita	FeOOH	88,85	89,87	10,13			
Hematita/maghemita	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	159,70	100,00				
Caulinita	Al <sub>2</sub> Si <sub>2</sub> O <sub>5</sub> (OH) <sub>4</sub>	258,14		13,95	39,50	46,56	
Gibbsita	Al(OH) <sub>3</sub>	77,98		34,62	65,38		
Illita	KS <sub>3</sub> Al <sub>3</sub> O <sub>10</sub> (OH) <sub>2</sub>	398,31		4,52	38,40	45,26	11,82
GoetAl	(Fe <sub>0,72</sub> Al <sub>0,28</sub> )(OH) <sub>2</sub>	80,77	71,18	11,14	17,67		
GoetAl	(Fe <sub>0,92</sub> Al <sub>0,08</sub> )OOH	86,54	84,89	10,40	4,71		
GoetAl	(FeO <sub>0,69</sub> Al <sub>0,31</sub> )OOH	79,90	68,96	11,26	19,78		

Foi realizada análise termogravimétrica para os agregados J406, JEURI, J275, BVRR e para os finos de um tipo de agregado calcário comumente usado em misturas asfálticas no Distrito Federal, com a finalidade de observar as diferenças nas reações térmicas deste material em

relação aos lateríticos. Os principais objetivos desta análise foram identificar os minerais (caulinita, goethita, hematita, etc ) presentes na fração tamanho argila dos agregados lateríticos e poder comparar as curvas de tais materiais com outros de composição química e características diferentes, assim como, verificar nos termogramas aspectos de comportamentos que justifiquem o ganho de resistência mecânica de agregados lateríticos quando tratados termicamente.

O equipamento utilizado foi um TGA-50H da Shimadzu (Figura 3.18), do Laboratório de Física e Mineralogia do Solo da EMBRAPA/Cerrados, onde se dispõe da ATG para análises simultâneas, sendo possível variar a temperatura desde a ambiente (em torno de 20°C) até um valor máximo de 1500°C, em velocidade que vai de 0,2 até 30°C/min. O software aplicado para o tratamento destes dados foi o TAS 60WS.

Amostras de material passando na malha 0,075mm foram preparadas em cadinho de alumínio, com capacidade de 10 a 40 mg e pesados no próprio analisador térmico. As condições utilizadas foram constantes: temperatura variando da ambiente até 1200°C e velocidade de varredura de 10°C/min.



Figura 3.18 - Equipamento utilizado no ensaio de ATG

As curvas obtidas na análise termogravimétrica das jazidas J406, JEURI, J275 e BVRR serão convertidas em curvas termo-diferenciais, como a primeira derivada das curvas

termogravimétricas, de acordo com as recomendações da International Confederation for Thermal Analysis (Lombardi, 1977). Estas curvas serão analisadas com as curvas termogravimétricas obtidas para solos lateríticos de acordo com a literatura.

De um modo geral os solos lateríticos revelam os seguintes picos nas curvas termogravimétricas:

- 110°C, correspondente à perda de umidade higroscópica;
- 110°C - 220°C, picos sobrepostos referentes aos componentes amorfos.
- 250°C, correspondente à perda de água da gibbsita
- 300°C, correspondente à perda de água da goethita
- 500°C, correspondente à perda de água da caulinita

#### **3.5.2.14 Microscopia digital**

Foram obtidas imagens microscópicas digitais da superfície dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR, procurando observar a rugosidade, a porosidade e a variação da estrutura do agregado quando tratado térmicamente durante 48 horas a diferentes estágio de temperatura (amostra natural não tratada, tratada a 105°C, 175°C e 250°C). A Figura 3.19 apresenta o microscópio digital da marca AVANTSCOPE, pertencente ao laboratório de Geotecnia da UnB e utilizado nesse estudo.



Figura 3.19 - Microscópio digital

### 3.5.2.15 Análise granulométrica com o uso de granulômetro a laser

O granulômetro a laser usado no laboratório de Geotecnia da UnB é o modelo MASTERSIZER S STANDART BENCH, produzido pela Malvern Instruments Ltda. da Inglaterra. Esse equipamento é composto por três peças: a unidade ótica, a unidade de preparação da amostra e um computador, conforme mostrado na Figura 3.20.



Figura 3.20 - Granulômetro a laser

Trata de uma nova técnica utilizada para a determinação da curva granulométrica dos solos. Neste equipamento, pode se fazer dois tipos de escolha quanto à realização dos ensaios, com ultra-som, que pode ser considerado equivalente ao uso de defloculante no ensaio convencional de sedimentação, e sem ultra-som, que é o equivalente à sedimentação sem defloculante.

Nesta pesquisa, as amostras de finos lateríticos utilizadas no aparelho consistiam do material passado na peneira 200. Em relação aos procedimentos recomendados pela norma da ABNT, este aparelho apresenta vantagem quanto à rapidez e precisão dos resultados. Nesse equipamento, pode-se realizar o ensaio, após preparação da amostra, com ou sem defloculante e com ou sem ação de ultra-som. Desagregação por ultra-som é considerada uma ação de desagregação mecânica enquanto a ação do defloculante, em particular do hexametafosfato de sódio recomendado pela ABNT, é uma ação de desagregação química.

### **3.5.2.16 - Determinação do pH (H<sub>2</sub>O e KCl)**

O potencial hidrogeniônico (pH) dos solos é de grande importância, pois este é um fator que influencia fortemente a agregação das partículas e, conseqüentemente, a distribuição estrutural entre os vazios e os sólidos do solo. O método utilizado foi o potenciométrico, cuja determinação do pH é quantitativa e mede somente a concentração efetiva ou ativa do hidrogênio. O aparelho empregado denomina-se potenciômetro (pH-metro). O pH foi determinado a partir de dois líquidos extratores, água destilada e KCl 1 N, do seguinte modo:

- Em copo de 50 ml, colocar 10 ml de solo e 25ml de água destilada ou 25 ml de KCl 1 N;
- Agitar com um bastão de vidro ou colocar em agitador por 5 minutos;
- Deixar em repouso por uma hora, e depois proceder as leituras em pH-metro, nunca excedendo o prazo de três horas.

A diferença aritmética entre pH em KCl 1 N e em água destilada, conhecida como  $\Delta$ pH, pode ser positiva ou negativa. No caso de o resultado se mostrar positivo, indica que na amostra ocorre uma predominância de oxi-hidróxidos de Fe e Al. Na situação inversa, ou seja, quando o resultado se apresentar negativo, significa que ocorre na amostra um predomínio de argilas silicatadas.

## **3.6 INFLUÊNCIA DA SECAGEM NA RESISTÊNCIA DE AGREGADOS LATERÍTICOS.**

Procurando verificar a influência da secagem nas características físicas e mecânicas dos agregados, foram realizados ensaios de abrasão Los Angeles, resistência ao esmagamento, ensaio Treton, resistência do agregado à produção de 10% de finos, índice de degradação Proctor, índice de degradação Marshall e índice de degradação de Washington com os agregados nas temperaturas: 25°C, 105°C, 175°C e 250°C, após 48 horas em estufa. Mantendo-se a temperatura constante (175°C) foi verificada a influência do tempo de secagem na resistência dos agregados no ensaio Treton. Foram aplicados os seguintes tempos para aquecimento das amostras: 2, 8, 12, 24, 36 e 48 horas. Após o aquecimento os agregados foram retirados da estufa e os ensaios foram realizados imediatamente após as amostras atingirem a temperatura ambiente. É importante destacar que a mudança do comportamento

pode estar relacionada à ausência de água no agregado e que este poderia reabsorvê-la ao longo do tempo devido à atividade dos minerais que o compõem, daí a opção metodológica pela realização dos ensaios logo após o período de secagem. Tendo em vista o fato de que no CBUQ os agregados depois de aquecidos são recobertos pela película de asfalto quando da mistura, esta opção parece realista, em princípio.

Foram realizados 09 (nove) ensaios de abrasão Los Angeles e 09 (nove) ensaios de desgaste por impacto Treton, para cada agregado pesquisado nas condições naturais de ensaio e com os agregados tratados termicamente durante 48 horas em estufa a 175°C. Utilizou-se o teste estatístico de hipótese com a finalidade de comprovar se o tratamento térmico influencia no aumento de resistência mecânica de agregados lateríticos.

### 3.7 LIGANTE ASFÁLTICO

O ligante asfáltico utilizado nesta pesquisa foi o CAP 50/70, produzido pela REGAP - Refinaria Gabriel Passos Betim – MG da Petrobrás e distribuído no Distrito Federal pela distribuidora de asfalto Centro Oeste. A Tabela 3.7 apresenta as características do ligante

Tabela 3.7 - Características do ligante utilizado na pesquisa.

Características	Método	Especificação	Resultado	Unidade
Viscosidade absoluta a 60 °C	D 2171	2000 a 3500	2170	P
Viscosidade Saybolt Furol a 135 °C	D 2161	120 mim	213	s
Viscosidade Saybolt Furol a 177 °C	D 2161	30 a 150	36,3	s
ECA - Variação em massa	D 1754	1,0 máx.	0,2	%
ECA - Relação de viscosidade a 60 °C	X 016	4,0 máx.	1,9	
ECA - Dutilidade a 25 °C	D 113	20 mim.	> 150	cm
Índice de suscetibilidade térmica	X 018	-1,5 a 1,0	-1,1	
Penetração	D 5	50 min.	50	0,1mm
Ponto de fulgor	D 92	235 min.	306	°C
Solubilidade ao tricloroetileno	D 2042	99,5 min.	99,9	% massa
Densidade relativa a 20,4 °C	D 70	-	1,007	
Aquecimento a 175°C	X 215	NESP*	NESP	
Ponto de amolecimento	D 36	Anotar	50,2	°C

\* NESP = não especificado

A Figura 3.21 apresenta a curva de viscosidade Saybolt-Furol em função da temperatura para o CAP 50/70 usado nesta pesquisa. Em função da curva mostrada, nesta figura, foram determinadas segundo o que recomenda a norma NBR 12891 da ABNT, as temperaturas de aquecimento do ligante e agregado, bem como a temperatura de compactação da mistura.

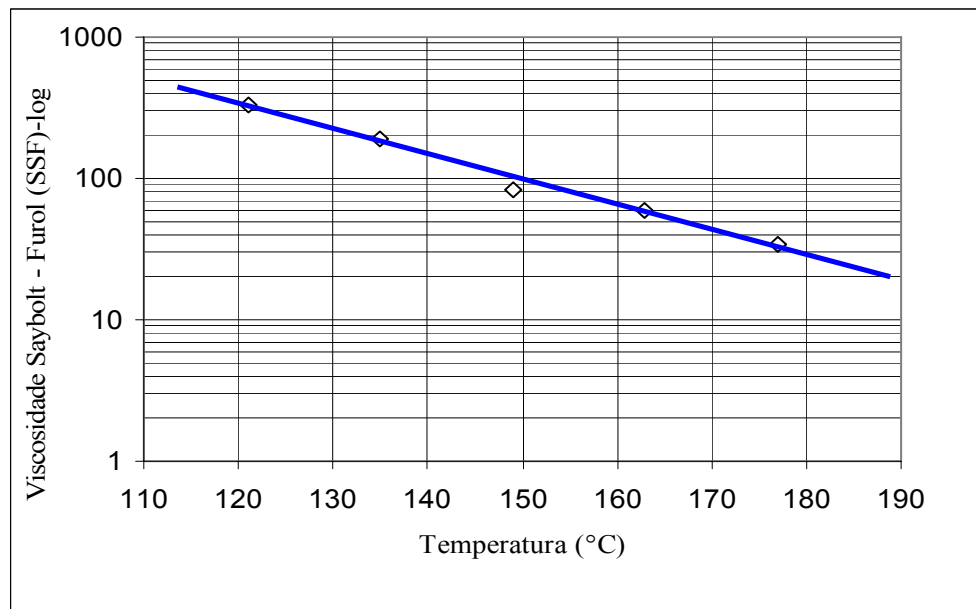


Figura 3.21 - Curva viscosidade Saybolt-Furol X temperatura para o CAP 50/70.

A temperatura do ligante para ser misturado aos agregados na produção de concreto betuminoso usinado a quente, de acordo com a norma NBR 12891 da ABNT, é aquela que corresponde a uma viscosidade Saybolt-Furol de  $(85 \pm 10)$  sSF. A temperatura de compactação da mistura, segundo esta norma, é aquela na qual o ligante apresenta viscosidade Saybolt-Furol  $(140 \pm 15)$  sSF. Os agregados foram aquecidos  $20^{\circ}\text{C}$  acima da temperatura de aquecimento do ligante, desde que não ultrapasse  $177^{\circ}\text{C}$ . De acordo com a Figura 3.19 as temperaturas de aquecimento do ligante, do agregado e de compactação das misturas betuminosas da presente pesquisa foram, respectivamente, de  $155^{\circ}\text{C}$ ,  $175^{\circ}\text{C}$  e  $145^{\circ}\text{C}$ .

### 3.8 MISTURAS DE AGREGADOS UTILIZADOS NA PESQUISA

Os aspectos de caracterização de cada material a ser empregado nas misturas asfálticas selecionadas para testes são analisados, submetendo as misturas asfálticas a ensaios laboratoriais baseados nas tecnologias disponíveis no Brasil, de modo a agregar conhecimentos, estabelecer conclusões e sugestões sobre aplicações práticas adequadas dos materiais pesquisados.



Para o CBUQ, foram aproveitadas todas as frações da laterita, inclusive fração areia e filer, evitando assim a produção de rejeitos. Os agregados foram enquadrados na faixa C do DNIT, por pesagem conforme mostrado na Tabela 3.8 e Figura 3.23, para misturas betuminosas. Esta faixa foi escolhida por permitir maior flexibilidade quanto ao uso de concretos betuminosos em camadas de ligação e rolamento.

Definida a faixa granulométrica que a mistura deveria se enquadrar os agregados foram então separados em diversas frações por peneiramento para posterior composição da mistura. A composição final foi constituída de 32,5% de agregado graúdo laterítico, 60% de areia laterítica e 7,5 % de filer laterítico. Na composição granulométrica de todas as misturas estudadas a única variável foi o tipo de concreção laterítica utilizada.

Tabela 3.8 - Limites superiores e inferiores da amplitude da faixa C do DNIT (2004)

Peneira	Abertura (mm)	Amplitude da faixa C do DNIT	
		Limites superiores (%)	Limites inferiores (%)
3/4"	19,10	100	100
1/2"	12,75	100	85
3/8"	9,50	100	75
N° 04	4,76	85	50
N° 10	2,20	75	30
N° 40	0,40	40	15
N° 80	0,20	30	8
N° 200	0,075	10	5

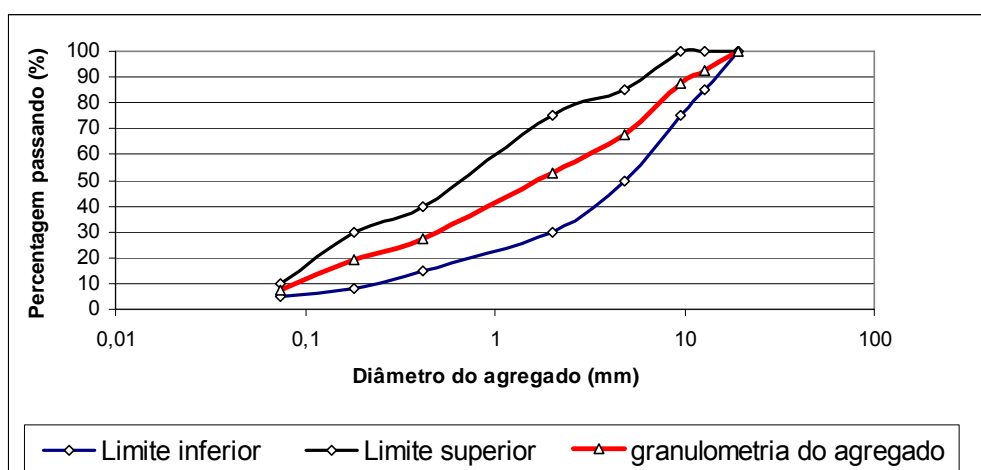
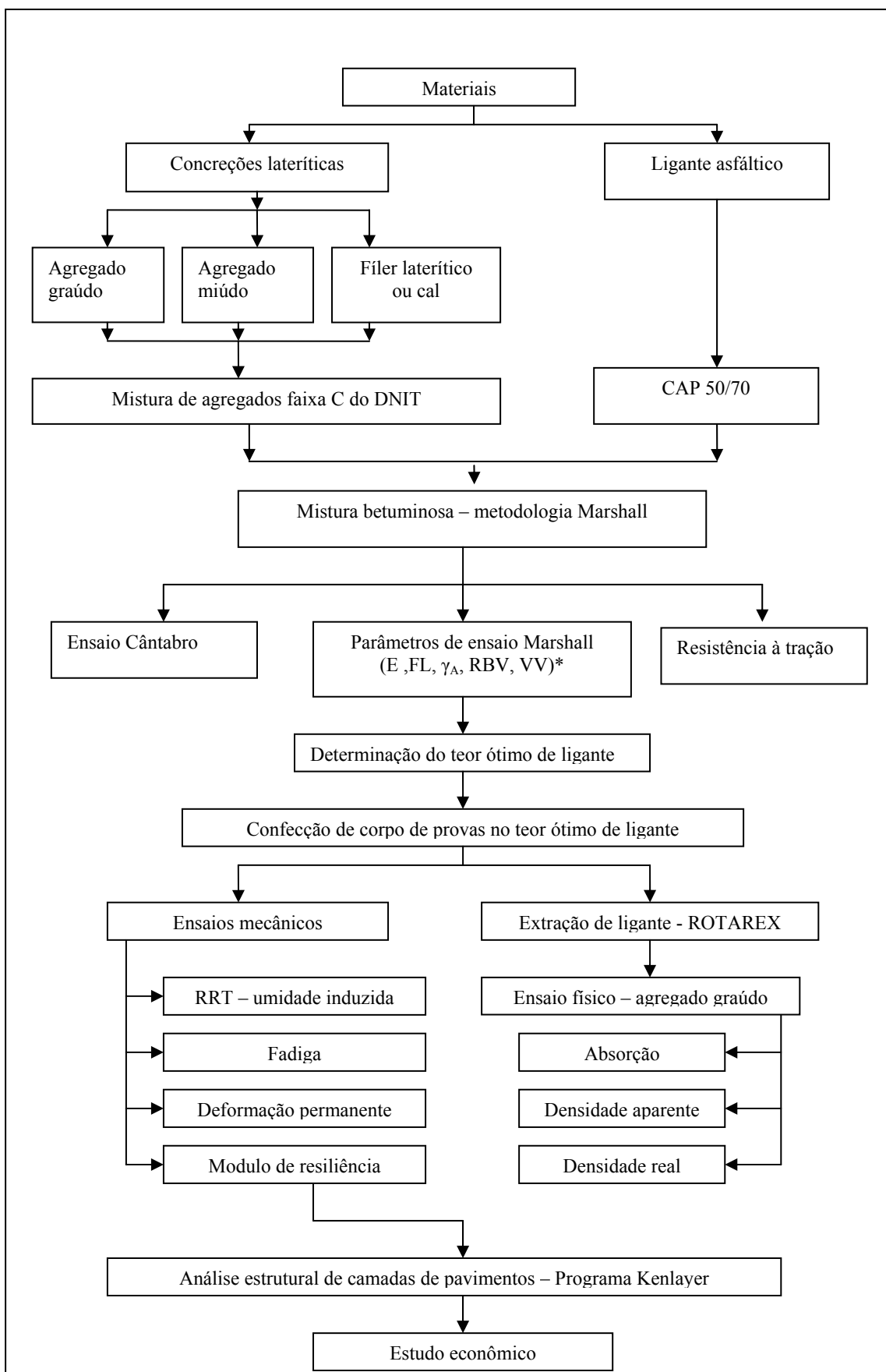


Figura 3.22 - Faixa granulométrica da mistura de agregados

A Figura 3.23 apresenta um fluxograma detalhando a composição da mistura betuminosa e a seqüência de ensaios realizados.



\*E = estabilidade FI = fluência  $\gamma_A$  = massa específica aparente RBV = relação betume vazios; VV = volume de vazios

Figura 3.23 - Fluxograma ensaios de misturas betuminosas aplicada na pesquisa.

### 3.9 ENSAIOS MECÂNICOS COM AS MISTURAS BETUMINOSAS

#### 3.9.1 Ensaio Marshall

Foi homologado como método de ensaio pelo *United States Army Corps of Engineers* (USACE), em 1930 - tendo sido concebido pelo Engenheiro Bruce Marshall, do *Mississippi State Highway Department* - aperfeiçoando e adicionando certos parâmetros no procedimento original, com o desenvolvimento de um critério de dosagem.

Designado no Brasil pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) sob a referência NBR 12891/93 ABNT (1993), estabelece uma metodologia de dosagem dos teores ótimos de cimento asfáltico a serem empregados nas misturas asfálticas, através da compactação por impacto de corpos de prova cilíndricos, onde é selecionado o número de golpes do soquete em função do volume de tráfego estimado, tais como: 50 e 75 golpes, por face do corpo de prova, em que estas quantidades são referentes aos seguintes níveis de tráfego, respectivamente:  $10^4 < N < 10^6$  e  $N > 10^6$ , onde “N” é o número de repetições do eixo padrão sobre o pavimento.

O teor ótimo de cimento asfáltico das misturas é obtido da análise de alguns parâmetros dos concretos asfálticos, como: estabilidade; fluência; relação betume/vazios (RBV); percentagem de vazios (VV); vazios do agregado mineral (VAM) e massa específica aparente dos corpos de prova moldados. Os ensaios Marshall foram feitos no laboratório de pavimentação do Departamento de Estradas de Rodagens do Distrito Federal – DER-DF e obedeceram à norma técnica DNIT-ME 043/95, 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;
- c) Pré-aquecimento dos agregados e ligantes em estufa a 150°C durante 24 horas;
- d) Aquecimento dos agregados a 175°C (10°C a 15°C acima da temperatura do cimento asfáltico e inferior a 177°C);
- e) Aquecimento do ligante a 165°C;
- f) Mistura dos agregados com o ligante numa panela aquecida a 150°C. A mistura deve chegar a aproximadamente 150°C;

- g) Acondicionamento da mistura nos moldes metálicos previamente aquecidos a 150°C;
- h) Moldagem dos corpos de prova, por impacto de um soquete padronizado, com 4540g 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;
- i) 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 moldes;
- j) Pesagem dos corpos-de-prova ao ar e imersos em água para determinação das características físicas;
- k) Imersão dos corpos-de-prova em banho-maria por 40 minutos, à 60°C ± 1°C. Após este tempo, os corpos-de-prova foram transferidos para o 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;
- l) Neste trabalho, foi ensaiada a faixa de teores de CAP compreendida entre 5% a 9%, com intervalos de 1,0%, para a mistura BVRR. De 5 a 11%, para as misturas J406 e JEURI e de 6 a 12% para a mistura J275. Foram construídas, para cada mistura, curvas de dosagem dos parâmetros de estabilidade, fluência, densidade, relação betume-vazios e vazios da mistura em função do teor de ligante empregado. Estes percentuais de ligante adotados foram definidos com base em experiências relatadas na literatura técnica, e com a prática na trabalhabilidade destes materiais, e
- m) Escolha do teor, considerado ótimo, levando em conta a estabilidade, a fluência, o volume de vazios e a relação betume vazios que mais se aproxima dos valores limites sugeridos pela norma do ensaio, conforme mostrado na Tabela 3.9.

Foram realizados 09 (nove) ensaios de estabilidade Marshall para os quatro tipos de mistura estudados, mantendo-se a mesma composição granulométrica e variando apenas o tipo de agregado laterítico usado na mistura. Com os resultados obtidos, utilizou-se o teste estatístico de hipótese com a finalidade de verificar se o tipo de agregado laterítico, influência nas características físicas e mecânicas das misturas betuminosas

Tabela 3.9 - Ensaio Marshall – valores limites (DNIT ES 031/2006)

Características	Método de ensaio	Camada de Rolamento	Camada de ligação (Binder)
Porcentagem de vazios (%)	DNIT-ME 043	3 a 5	4 a 6
Relação betume/vazios	DNIT-ME 043	75 - 82	65-72
Estabilidade, mínima, (kN) 75 golpes	DNIT-ME 043	500	500
Resistência a tração por compressão diâmetral estática a 25°C, mínima, MPa	DNIT-ME 138	0,65	0,65

### 3.9.1.1 Determinação da densidade máxima teórica da mistura asfáltica

A Densidade Máxima Teórica (DMT) é numericamente igual a razão entre a massa do agregado mais ligante asfáltico e a soma dos volumes dos agregados, vazios não conectados, vazios conectados não preenchidos com asfalto e o total de asfalto (Roberts et al, 1966). A Figura 3.24 ilustra a ocorrência desses vazios no agregado.

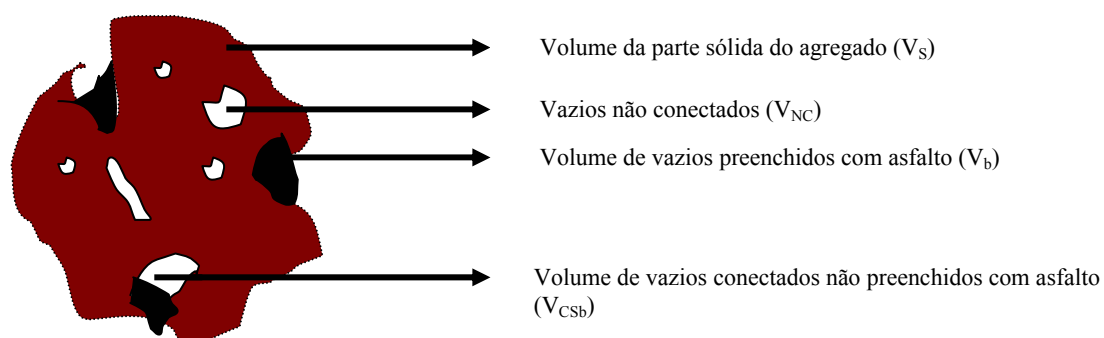


Figura 3.24 - Ilustração da DMT para mistura asfáltica

Analisando os tipos de vazios existente no agregado quando envolto por ligante asfáltico e pela definição de densidade teórica (Robert set al, 1996), a DMT é calculada da seguinte forma:

$$DMT = \frac{P_s + P_b}{V_s + V_{NC} + V_{CSb} + V_b} \quad (3.31)$$

Onde:

$P_s$  = peso da parte sólida do agregado;

$P_b$  = peso do ligante asfáltico (betume);

$V_s$  = volume da parte sólida do agregado;

$V_{NC}$  = Volume de vazios não conectado;

$V_{CSb}$  = Volume de vazios conectados não preenchidos com asfalto;

$V_b$  = volume de betume

Considerando as densidades do ligante asfáltico e a composição granulométrica por faixa dos agregados que compõem a mistura asfáltica, a DMT é geralmente calculada da seguinte forma:

$$DMT = \frac{P_{ag1} + P_{ag2} + \dots + P_{agn} + P_{cap}}{\frac{P_{ag1}}{D_{ag1}} + \frac{P_{ag2}}{D_{ag2}} + \dots + \frac{P_{agn}}{D_{agn}} + \frac{P_{cap}}{D_{cap}}} \quad (3.32)$$

Onde:

$p_{agn}$  = percentagem de agregado correspondente a fração n;

$p_b$  = percentagem de ligante asfáltico (betume);

$D_{agn}$  = Densidade do agregado correspondente a fração n;

$P_{agn}$  = peso de agregado na fração n;

$P_b$  = peso de betume na mistura asfáltica.

O grande problema encontrado para a determinação correta da DMT é a mensuração do volume de vazios conectados nos agregados, mas que não são totalmente preenchidos por ligante. Esses vazios se não levados em consideração soma-se aos vazios das misturas asfáltica induzindo a erro de análise dos parâmetros volumétricos das mesmas, como, por exemplo, elevados valores para o volume de vazios totais na mistura. A Figura 3.25 ilustra essa situação.

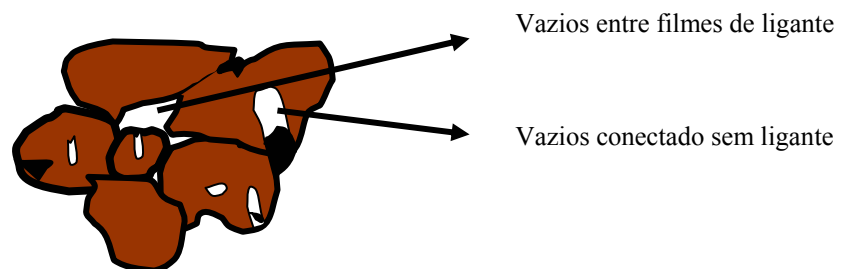


Figura 3.25 - Ilustração dos vazios conectados sem ligante e os vazios existentes entre os filmes de ligante ou grumos.

A DMT além de usada no cálculo do percentual de vazios de misturas asfálticas compactadas é utilizada no cálculo da absorção de ligante pelos agregados, da densidade efetiva do agregado, do teor de asfalto efetivo da mistura asfáltica. Portanto, sua determinação correta é de grande importância devido sua efetiva influência nos parâmetros volumétricos de misturas asfálticas.

Segundo Leahy e Mcgennis (1999), a equação 3.32 foi inicialmente apresentada no primeiro manual de dosagem do Instituto do Asfalto. Nessa publicação, é deixado a critério do projetista qual densidade dos agregados deve ser utilizada (aparente, real ou efetiva).

Na determinação da DMT se for considerada a densidade aparente do agregado, isto leva a hipótese de que o agregado não absorve ligante o que induz a cálculo sub-estimado do volume de vazios da mistura betuminosa. Por outro lado, se for considerado nos cálculos da DMT a densidade real dos agregados, serão incluídos na mistura betuminosa os vazios não acessíveis e os vazios acessíveis, mas não totalmente preenchidos de ligante. Ainda se for usada a densidade real aparente dos agregados, exclui-se os vazios não conectados, mas ainda não são considerados os vazios conectados não preenchidos com asfalto. Como o ligante asfáltico é mais viscoso que a água, este tem um poder reduzido de penetração nos poros dos agregados. Então é de se esperar que apenas parte destes vazios conectados seja preenchida com ligante.

Nesta pesquisa os parâmetros volumétricos foram inicialmente determinados com base na DMT calculada em função da média ponderada das densidades reais dos agregados. Esta alternativa levou a elevados volumes de vazios nas misturas betuminosas estudadas, devido, sobretudo à alta porosidade dos agregados, comuns nas lateritas. A alta absorção destes tipos de agregados, geralmente causa diferença considerável entre as densidades “reais” e aparentes dos mesmos, o que justifica os altos volumes de vazios e baixa relação betume vazios (RBV) determinadas nas misturas betuminosas lateríticas pesquisadas.

Na tentativa de corrigir o volume de vazios determinados por meio da metodologia Marshall das misturas estudadas, procurou-se avaliar o volume de vazios conectados pela diferença de volume de vazios obtidos na mistura betuminosa pelo emprego da densidade aparente do agregado e com o emprego da densidade “real” do agregado. Matematicamente escreve-se:

$$V_C = \frac{(100 - b) \times g}{D_{ap}} - \frac{(100 - b) \times g}{D_r} \quad (3.33)$$

$$V_C = (100 - b) \times g \times \left( \frac{1}{D_{ap}} - \frac{1}{D_r} \right) \quad (3.34)$$

Onde:

$V_C$  = Volume de vazios conectados;

$b$  = percentagem de betume na mistura asfáltica (em peso);

$g$  = densidade aparente da mistura betuminosa;

$D_{ap}$  = densidade aparente do agregado;

$D_r$  = densidade “real” do agregado (incluindo vazios não conectados).

O volume total da mistura betuminosa calculado com o uso da densidade real ponderada no cálculo da DMT é dado por:

$$VV_T = 100 - \left( \frac{b \times g}{D_b} + \frac{(100 - b) \times g}{D_r} \right) \quad (3.35)$$

Onde:

$b$  = percentagem de betume na mistura;

$g$  = densidade aparente da mistura asfáltica;

$D_b$  = densidade do ligante asfáltico;

$D_r$  = densidade real do agregado.

Os vazios efetivos nas misturas pesquisadas ( $VV_{ef}$ ) podem ser estimados considerando que os vazios conectáveis dos agregados nas misturas betuminosas podem estar totalmente ou parcialmente preenchidos de ligante asfáltico. Portanto, o volume efetivo de vazios nas misturas betuminosas é variável em função da absorção do ligante pelo agregado e pode ser calculado pela seguinte expressão:

$$VV_{ef} = VV_T - B \times V_C \quad (3.36)$$

Onde:

$VV_{ef}$  = Volume de vazios efetivos na mistura betuminosa;

$VV_T$  = volume de vazios da mistura betuminosa;

$V_C$  = Volume de vazios conectados.



B é um parâmetro, variando entre 0 e 1, que fornece a fração de vazios conectados ( $V_C$ ) que não está preenchida com betume, isto é  $V_{CSb} = B \times V_C$ . Assim para  $B = 0$ , tem-se que todos os vazios conectados estariam totalmente preenchidos com betume, o que aumenta os vazios entre agregados na mistura. Isto corresponde ao uso da densidade “real” na equação (3.36). Por outro lado, se for adotado  $B = 1$ , significa que não há ligante nos vazios conectados, ou seja, que a absorção de ligante é nula. Isto aumenta o volume de vazios “presos” no agregado e reduz os vazios efetivos na mistura. O uso de  $B = 1$  corresponde a se adotar a densidade aparente do agregado, no lugar da real, na equação (3.36). Na prática, é comum se adotar a média entre a densidade real e aparente do agregado, o que é próximo à adoção de  $B = 0,5$ . Entretanto, a escolha do valor correto de B depende da avaliação da absorção real de ligante nos vazios conectados dos agregados. Esta avaliação é difícil de se fazer na prática, e, por comodidade, será adotado nesta pesquisa um valor de  $B = 0,5$ . Portanto, para este estudo os valores de volume de vazios efetivos nas misturas foram calculados pela expressão:

$$VV_{ef} = VV_T - 0,5 \times V_C \quad (3.37)$$

A relação betume vazios efetiva ( $RBV_{ef}$ ) foi determinada em função do volume de vazios no agregado mineral, dado por:

$$RBV_{ef} = \frac{V_b}{VAM^*} \quad (3.38)$$

Onde:

$$VAM^* = V_b + VV_{ef} \quad (3.39)$$

$VAM^*$  = Volume de vazios no agregado mineral;

$V_b$  = volume de betume na mistura;

$VV_{ef}$  = Volume de vazios efetivos na mistura betuminosa;

### **3.9.2 Determinação da resistência da mistura asfáltica compactada ao dano por umidade induzida – AASHTOT 283/89.**

Com este método é possível avaliar a propriedade da adesividade em misturas asfálticas, considerando o efeito deletério da água em corpos de prova Marshall, com volume de vazios entre 6% e 8%. Esta análise é feita com a obtenção da relação entre a resistência à tração média de 3 corpos de prova submetidos previamente a condicionamentos e a resistência à tração média de 3 corpos de prova sem condicionamento. O valor desta relação pode ser utilizado para prever o desempenho de misturas asfálticas em face de adesividade ligante/agregado e avaliar o benefício de aditivos líquidos e/ou pulverulentos melhoradores de adesividade à mistura. Essa relação entre a resistência à tração com e sem condicionamento é chamada de Resistência à Tração Retida (RRT).

O condicionamento dos corpos de provas se dá em três estágios: saturação, congelamento e aquecimento em água. A saturação é feita com o uso de vácuo (254mmHg – 660mmHg) até que o corpo de prova chegue a um grau de saturação entre 55% e 80%. O congelamento ocorre em seguida, colocando os corpos de prova em um “freezer” a uma temperatura de  $-18^{\circ}\pm 3^{\circ}\text{C}$  por no mínimo 16 horas. Passado esse período, os corpos de prova são colocados em um banho de água destilada a  $60^{\circ}\pm 1^{\circ}\text{C}$  por  $24\pm 1$  hora.

Com relação ao período de desempenho da mistura asfáltica em campo, o método AASHTO T 283/89 usa o mesmo tipo de processo de condicionamento de alta severidade (saturação, congelamento e aquecimento em água) utilizado no Lottman Test (NCHRP 246/82), que tem um período estimado de 4 a 12 anos de previsão de análise do efeito da adesividade nas propriedades mecânicas da mistura asfáltica. Por esta razão, segundo Moura (2001) muitos autores associam a mesma correlação usada no Lottman Test (NCHRP 246/82) de desempenho de misturas asfálticas em campo para esse método. Ainda, segundo este autor, o condicionamento não simula condições climáticas ocorridas em campo. Este procedimento serve exclusivamente para submeter às misturas asfálticas em condições extremas de solicitação para evidenciar e separar as misturas asfálticas mais resistentes à ação deletéria da água de outras.

Nesta pesquisa foram preparados 12 corpos-de-prova para cada mistura estudada. Do conjunto de corpos de prova 06 de cada mistura foram rompidos a tração no método

tradicional a 25°C, o restante passou por processo de saturação, congelamento e aquecimento de água, antes de serem rompidos à tração na temperatura ambiente.

Não foi possível enquadrar as misturas JEURI, J406 e J275 no intervalo de vazios recomendado pela norma, uma vez que estas misturas apresentaram valores de vazios bem acima de 8% (valor máximo recomendado), para todos os teores de ligante pesquisado. Neste caso, os corpos-de-prova foram fabricados com teores de vazios que mais se aproximou do recomendado. A Tabela 3.10 apresenta as características dos corpos-de-prova para o ensaio de umidade induzida.

Tabela 3.10 - Condições do corpo de prova para o ensaio de resistência por umidade induzida.

Mistura asfáltica	Teor de ligante (%)	vazios (%)
JEURI	10	12,4
J406	10	11,7
J275	10	12,0
BVRR	7	5,9

O valor da resistência da mistura asfáltica compactada ao dano por umidade induzida foi obtido da razão entre a resistência a tração com condicionamento (valor médio de 06 corpos-de-prova) e sem condicionamento (valor médio de 06 corpos-de-prova).

### 3.9.3 Ensaio Cântabro

Ensaio de origem espanhola (CEDEX NLT - 362/92, 1986), preconizado pela proposta de norma do “*Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (CEDEX) - Centro de Estudios de Carreteras*”, utiliza o equipamento de abrasão Los Angeles sem as esferas metálicas.

No Brasil, foi homologado pela ABNT sob a referência NBR 15140/2004 (ABNT, 2004). Este ensaio avalia primariamente misturas asfálticas com elevadas percentagens de vazios, ou seja, os revestimentos drenantes, todavia, vem sendo empregado na avaliação de outros tipos de misturas asfálticas. Avalia de maneira indireta a coesão, resistência à abrasão e à desagregação das misturas.

Consiste em colocar grupos de três corpos de prova com a mesma dosagem de CAP, moldados no equipamento de compactação do Ensaio Marshall, no interior do tambor da máquina de abrasão Los Angeles, a qual é acionada a uma rotação de 33 rpm e, após 300 revoluções, retira-se o corpo de prova e o material eventualmente desprendido. Determina-se a massa do corpo de prova e por relação com a massa original, anterior ao ensaio, obtém-se a perda de massa no ensaio Cântabro.

Foi preparado para cada mistura e cada de teor de ligante adotado 06 (seis) corpos-de-prova e como resultado final foi considerado a média dos valores obtidos.

O desgaste Cântabro foi determinado, para cada corpo de prova, pela expressão:

$$DC = \frac{(P - P')}{P} \times 100 \quad (3.40)$$

Onde:

$DC$  = desgaste da massa do corpo de prova, em %;

$P$  = peso inicial do corpo de prova, em g; e,

$P'$  = peso final do corpo de prova, em g.

#### **3.9.4 Ensaio de resistência à tração por compressão diametral**

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral (RT) foi desenvolvido por Lobo Carneiro (1953), para determinação da resistência à tração de corpos de prova de concreto-cimento, por solicitações estáticas.

É um ensaio de ruptura, onde o corpo de prova é posicionado horizontalmente e a carga é aplicada progressivamente, com uma velocidade de deformação de  $0,8 \pm 0,1$  mm/s. As misturas asfálticas devem possuir flexibilidade suficiente para suportar as solicitações do tráfego e resistência à tração adequada para evitar rupturas precoces.

O procedimento de ensaio para determinação da Resistência à Tração por Compressão Diametral (RT), baseado no DNIT ME 138/94 é o seguinte:

- Fazer quatro ou mais medições de altura do corpo de prova com paquímetro em diâmetros ortogonais e tomar a média;
- Fazer três medições do diâmetro em três posições da altura e tomar a média;
- Deixar o corpo de prova na câmara de aquecimento ou sistema de refrigeração por um período de 2 horas, de modo a se obter a temperatura específica (25, 30, 45 ou 60°C);
- O corpo de prova é colocado então na posição horizontal sobre o prato inferior da prensa. Ajusta-se dois frisos metálicos curvos ao longo das geratrizes de apoio superior e inferior;
- Ajustar os pratos da prensa dando ligeira compressão que segure o corpo de prova em posição;
- É aplicada então a carga progressivamente, à razão de 0,8mm/s  $\pm$  0,1mm/s, até que se dê a ruptura com a separação das duas metades do corpo de prova, segundo o plano diametral vertical. Anota-se a carga de ruptura;

Calcula-se a resistência à tração indireta pela equação:

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi\phi H} \quad (3.41)$$

Onde:

$\sigma_t$  = Resistência a tração indireta, MPa;

F = Carga de ruptura, N;

$\phi$  = Diâmetro do corpo de prova, mm e

H = Altura do corpo-de-prova, mm.

Nesta pesquisa foi realizado ensaio de resistência à tração em quatro tipos diferentes de mistura betuminosa em função do teor de ligante asfáltico usado, sendo confeccionados para cada teor de ligante 06 (seis) corpos-de-prova.

Com a finalidade de avaliar o efeito do fíler laterítico nos parâmetros de resistência das misturas foram realizados ensaios de resistência à tração nas quatro misturas estudadas utilizando-se o fíler cal substituindo na mesma proporção o fíler laterítico. Com o uso do fíler cal realizou-se ensaios de resistência à tração no teor ótimo e no teor ótimo mais ou menos 1%.

A Figura 3.26 mostra detalhe do equipamento utilizado para realização do ensaio de resistência à tração e corpo-de-prova após o referido ensaio.



Figura 3.26 - Corpo-de-prova após ensaio de resistência à tração

### 3.9.5 Ensaio de módulo de resiliência

Os ensaios de carga repetida em que a força aplicada atua sempre no mesmo sentido de compressão, de zero a um máximo e depois diminui até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso (fração de segundo), procuram reproduzir as condições de campo. A amplitude e o tempo de pulso dependem da velocidade do veículo e da profundidade em que se calculam as tensões ou deformações produzidas. A frequência espelha o fluxo (ou volume) de veículos (Medina, 1997).

O ensaio para a determinação do módulo de resiliência, ensaio de tração indireta com carregamento repetido, simula o comportamento mecânico da mistura asfáltica, na zona onde ocorrem as deformações específicas de tração, responsáveis pela fadiga da camada.

O módulo resiliente determinado em ensaios de compressão diametral (tração indireta) é a relação entre a tensão de tração normal ao plano vertical diametral aplicado repetidamente, e a respectiva deformação específica resiliente (recuperável) nesse plano, para uma certa frequência de aplicação de carga, numa dada temperatura (T).

O ensaio para determinação do módulo de resiliência é realizado em um equipamento composto por uma prensa, sistema pneumático com controle do tempo e frequência de aplicação da carga, sistema de aplicação da carga, sistema de medição do deslocamento diametral horizontal do corpo de prova quando submetido à carga e sistema de controle de temperatura.

Segundo Souza (1997) o tempo de aplicação de carga simula a velocidade de translação dos eixos dos veículos no campo enquanto a frequência reproduz o número de eixos que passam em determinada seção de rodovia. De acordo com a própria concepção do ensaio de módulo, este está intimamente relacionado às velocidades do tráfego.

Os procedimentos de ensaio para determinação do Módulo de Resiliência, normalmente adotados no Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da EPUSP são:

- a) Moldagem do corpo-de-prova conforme procedimentos descritos no ensaio Marshall;
- 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 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 seja recomendada pela ASTM em 45°C.
- d) Posicionar o corpo de prova na base da prensa, apoiando o mesmo no friso côncavo inferior;
- e) Assentar o pistão de carga com o friso superior em contato com o corpo de prova diametralmente oposto ao friso inferior;
- f) Fixar, ajustar e calibrar dois medidores eletromecânicos tipo LVDT (Linear Variable Differential Transducer) de modo a obter registros na aquisição dos dados;
- g) Posicionamento pistão de carga na rótula do dispositivo centralizador da amostra;

- h) Aplicação 60 vezes de uma carga vertical repetida (F) diametralmente no corpo-de-prova, de modo a se obter uma tensão ( $\sigma_t$ ) 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;
- i) Registro dos deslocamentos nos últimos dez ciclos e cálculo da parcela de deslocamento recuperável pela ASTM D 4123;

Para o ensaio de módulo de resiliência foram moldados três corpos-de-prova no teor ótimo, três corpos-de-prova no teor ótimo menos 1% e três no teor ótimo mais 1%, para as misturas J406 com filer laterítico, J406 com filer cal, BVRR com filer laterítico e BVRR com filer cal. Desta forma foi possível determinar a variação do módulo resiliente das misturas estudadas em função do teor de ligante asfáltico. Como resultado final foi considerado a média dos módulos dos três corpos-de-prova.

O módulo de resiliência é definido analiticamente por:

$$MR = \frac{F(0,997\nu + 0,2692)}{\Delta H} \quad (3.42)$$

Onde:

MR = Módulo de resiliência, MPa;

F = Carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo-de-prova, N;

$\Delta$  = Deslocamento recuperável ou resiliente registrada nas últimas 10 aplicações de carga (F), mm;

H = Altura do corpo-de-prova, mm.

$\nu$  = Coeficiente de Poisson.



A Figura 3.27 (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.



(a)



(b)

Figura 3.27 (a e b) – a) Equipamento módulo de resiliência por compressão diametral b) Detalhe do centralizador de amostras.

### 3.9.6 Ensaio de fadiga

A fadiga é um processo de deterioração estrutural que sofre um material quando submetido a um estado de tensões e deformações repetidas, que podem ser muito menores que a resistência última do material, resultando em trincas, após um número suficiente de repetições do carregamento. Ou seja, fadiga é a perda da resistência que sofre um material quando solicitado repetidamente à flexão ou à tração (Pinto e Motta, 1995).

Segundo Pinto e Preussler (2002) no ensaio de fadiga o material é submetido à solicitação ao qual ocorre a evolução de modo irreversível para um estágio final de ruptura ou um limite arbitrário de deformação. Com o objetivo de estimar a fadiga de misturas asfálticas, dispõe-se de ensaios laboratoriais que procuram simular as condições de solicitação de uma rodovia (ensaios executados em placas ou vigas apoiadas em suporte) e os que procuram uma aproximação fundamentada (ensaios laboratoriais executados em corpos de prova cilíndricos ou prismáticos, submetidos a níveis de tensões ou deformações de modo a simular a condição de solicitação no campo).

Os equipamentos laboratoriais para ensaios de carga repetida permitem a aplicação de carregamentos cíclicos ao material sob regime de tensão constante ou controlada e de deformação constante ou controlada. A grande separação que se pode fazer entre os diferentes ensaios é quanto ao modo de sollicitação.

No ensaio de tensão controlada (TC), a carga aplicada é mantida constante e as deformações resultantes aumentam no decorrer do ensaio. O ensaio de deformação controlada (DC) envolve a aplicação de cargas repetidas que produza uma deformação constante ao longo do ensaio, o que conduz a uma diminuição da carga aplicada, para manter a deformação constante. Em ambos os ensaios há uma redução da rigidez inicial do material a um nível que pode ser pré-estabelecido, no sentido de definir o fim do ensaio (Pinto e Preussler, 2002). A grande vantagem do ensaio de DC é permitir melhor observação da propagação de fissuras por fadiga.

No ensaio à tensão controlada (TC), o critério de fadiga está associado à fratura da amostra. A tensão é mantida constante ao longo do ensaio e as deformações atingem um valor máximo até o estágio de colapso do corpo de prova. A vida de fadiga (N) é definida como o número total de aplicações de uma carga necessária à fratura completa da amostra (Pinto e Preussler, 2002).

Já no ensaio à deformação controlada (DC) o critério de fadiga não está condicionado à ruptura completa do corpo de prova, pois para que a deformação seja mantida constante ao longo do ensaio, é necessário que haja uma diminuição no carregamento aplicado. A vida de fadiga neste caso será o número de repetições da carga capaz de reduzir o desempenho ou rigidez inicial da amostra a um nível pré-estabelecido.

Segundo Medina (1997), a sollicitação a tensão controlada (TC) é a que ocorre em pavimentos de revestimento asfáltico muito mais rígido do que a camada de base e que ao resistirem às cargas determinam a magnitude das deformações. A sollicitação a deformação controlada (DC) corresponde melhor a pavimentos de revestimento delgado e fraco em relação à base; embora adicionando alguma resistência, o revestimento tem sua deformação controlada pela deformação das camadas subjacentes. Logo o comportamento à tensão ou deformação controlada dependerá tanto da espessura e do módulo de rigidez do revestimento, como do módulo da estrutura subjacente.

Os procedimentos de ensaio, adotados pelo Laboratório de Pavimentação da EPUSP, são:

- a) Os corpos-de-prova do ensaio de fadiga por compressão diametral são 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  $100 \pm 2$  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. Adotou-se como diâmetro, a média aritmética das três leituras;
- d) Posicionamento do corpo-de-prova na base do dispositivo centralizador da amostra;
- e) Posicionamento preciso do pistão de carga na rótula do dispositivo centralizador de amostra;
- 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 10% da carga de ruptura do ensaio de resistência à tração por compressão diametral;
- g) A carga aplicada é dinâmica pulsatória com frequência de aplicação de 1Hz com tempo de aplicação total de carga de 0,1 segundo e 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 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 ocorre deslocamento maior ou igual a 3,0mm;
- i) Com os valores de carga aplicados, são calculadas as tensões de tração horizontal e de compressão vertical no plano diametral vertical do corpo-de-prova e a diferença entre elas:

$$\sigma_t = \frac{2F}{\pi\phi H} \quad (3.43)$$

$$\sigma_c = -\frac{6F}{\pi\phi H} \quad (3.44)$$

$$\Delta\sigma = \sigma_t - \sigma_c \quad (3.45)$$

Onde:

$\sigma_t$  - tensão de tração horizontal, MPa;

$\sigma_c$  - tensão de compressão vertical, MPa;

$F$  - carga de ruptura, N;

$\phi$  - diâmetro do corpo-de-prova, mm;

$H$  - altura do corpo-de-prova, mm;

$\Delta\sigma$  - diferença de tensões.

- j) Representação das curvas de fadiga em um gráfico mono-log, com números de solicitações de carga que levam à ruptura do corpo-de-prova nas ordenadas e as diferenças de tensões que levaram à ruptura nas abscissas.

Foram realizados ensaios de fadigas no teor de projeto para as misturas J406 com fíler laterítico, J406 com fíler cal, BVRR com fíler laterítico e BVRR com fíler cal. As Figuras 3.28 e 3.29 mostram o equipamento utilizado no ensaio de fadiga.



Figura 3.28 - Equipamento utilizado para ensaio de fadiga



Figura 3.29 - Detalhe do dispositivo que controla a deformação limite do corpo-de-prova estabelecida para o ensaio de fadiga.

### **3.9.7 - Compactação de placas de misturas asfálticas**

Este ensaio é preconizado pela AFNOR NF P-253-1 (1993), é realizado na mesa compactadora LPC. Para cada tipo de mistura asfáltica estudada nesta pesquisa, em um total de quatro (J406 com filer laterítico, J406 com filer cal, BVRR com filer laterítico e BVRR com filer cal), foram moldadas duas placas (total 08 placas) destinadas à determinação da deformação permanente.

Os agregados são colocados na estufa por um período mínimo de 4 horas a uma temperatura conforme determinado nos cálculos baseados na curva de viscosidade do CAP usado. O cimento asfáltico obedece ao controle de temperatura de usinagem também estipulado na curva de viscosidade do CAP.

Tem-se que a quantidade de mistura asfáltica necessária a ser usinada é determinada em função da densidade aparente da mistura compactada (no caso desta pesquisa, através do Ensaio Marshall). Pela composição granulométrica são estabelecidas as massas de cada fração do agregado, sendo pesadas estas frações, do agregado já quente, e colocadas no recipiente da misturadora, este por sua vez já estando em temperatura compatível com a do agregado. Em seguida, pesa-se o ligante que deve estar na temperatura ideal para a mistura da massa e

incorpora-se ao agregado. A Figura 3.30 mostra detalhes da mistura da massa asfáltica para compactação das placas.



Figura 3.30 - Mistura da massa asfáltica para compactação das placas.

A compactação é feita por amassamento e rolagem do material asfáltico com auxílio dos pneumáticos simulando o que ocorre no campo. A pressão da roda do pneu, a pressão de inflagem do pneu, as cargas no eixo de solicitação e a trajetória da roda sobre a placa podem variar sendo todas estas condicionantes controladas por comandos provenientes de terminais informatizados.

O equipamento possui uma base 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 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. A Figura 3.31 mostra o equipamento usado para compactação das placas asfálticas.



Figura 3.31 - Mesa compactadora das placas das misturas asfálticas.

As placas compactadas nesta pesquisa foram colocadas em moldes de aço com formato retangular e contendo as seguintes dimensões: 180 mm de largura; 500 mm de comprimento e 50 mm de altura. 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 retirada do molde metálico, de onde será levada ao simulador de tráfego que ensaia duas placas de cada vez.

### **3.9.8 Deformação permanente de placas de misturas asfálticas**

Este ensaio também é preconizado pela AFNOR NF P-253-1 (1993). Consiste na continuação dos ensaios de compactação das misturas asfálticas citado no tópico anterior.

Com as placas de prova compactadas, dá-se seqüência ao ensaio introduzindo-as na máquina de deformação permanente, a qual é provida de uma câmara de aquecimento interno, capaz de atingir até 70°C. Este equipamento testa duas placas simultaneamente à deformação permanente com a passagem de um eixo simples de roda simples (Figura 3.32).



O simulador de tráfego de laboratório tipo LCPC é capaz de simular o afundamento em trilha de rodas a que a 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.

Os ensaios com o simulador de tráfego tipo LCPC (Laboratoire Central des Ponts et Chaussés) do Laboratório de Tecnologia de Pavimentação da Escola Politécnica da USP foram realizados em corpos de prova com o uso de ligante betuminoso convencional (CAP - 50/70). A compactação das placas, cujas dimensões são 50 cm de comprimento, 18cm de largura e 5cm de espessura, foi realizada a 150°C em mesa compactadora LCPC, simulando a compactação de campo por rolagem.

As placas moldadas na mesa compactadora foram levadas ao Simulador de Tráfego tipo LCPC, depois de deixadas em temperatura ambiente, e em seguida foram solicitadas em uma temperatura constante de 60°C por 30000 ciclos de carga correspondente a um eixo de 100kN (50kN sobre cada placa). A pressão do pneu é de 6psi (0,041MPa) (Beligni *et al.*, 2000).



Figura 3.32- Simulador de tráfego da EPUSP.



As anotações das medidas de afundamento das trilhas de rodas são feitas a 0, 100, 300, 1000, 3000, 10000 e 300000 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. Interrompe-se o ensaio sempre que o valor do afundamento médio alcance 15% em relação à espessura da placa.

O afundamento de trilha de roda é medido em quinze pontos pré-fixados (AFNOR NF P-253-1 (1993)), sendo as leituras realizadas após um número também pré-fixado de passadas da carga do ensaio. O valor final é a média das quinze leituras. O resultado deste ensaio é dado em termos de porcentagem de afundamento de trilha de roda. A Figura 3.33 mostra o esquema usado para localização dos pontos das leituras de deformação.

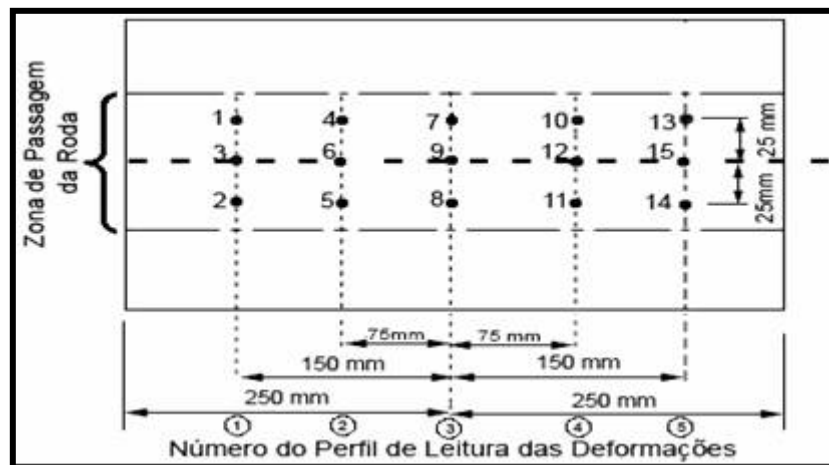


Figura 3.33 - Esquema da zona de transição da carga solicitante da máquina de deformação permanente e os respectivos pontos de leitura das deformações na placa.

Com a finalidade de comparar parâmetros mecânicos e físicos de misturas betuminosas fabricadas em laboratório, com as de corpos-de-prova extraídos de placas compactadas na mesa compactadora pela norma francesa AFNOR NF P-253-1 (1993), foram confeccionadas placas das misturas J406 com filer laterítico e BVRR também com filer laterítico. Com os corpos-de-prova extraídos (08 para cada mistura asfáltica), foram realizados ensaios de estabilidade Marshall com determinação da fluência, densidade, vazios totais e relação betume vazios para cada mistura, além de resistência à tração.

A Figura 3.34 ilustra o processo utilizado no Laboratório de Pavimentação da EPUSP para extração de corpos-de-prova de placas de concreto asfáltico.



Figura 3.34 - Detalhe do equipamento e da extração de corpos-de-prova de concreto betuminoso.

Como a simulação de tráfego no referido ensaio é realizada sobre mistura asfáltica apoiada em base rígida do próprio simulador de tráfego, foi proposta neste trabalho a avaliação da deformação permanente de misturas betuminosas apoiadas sobre base flexível de solo compactado. A intenção foi de verificar o efeito de base de menor rigidez nos resultados de deformação permanente, fornecido pelo ensaio. Foram então moldadas quatro placas, denominadas nesta pesquisa de “placas mistas”. Estas placas com altura de 10 cm foram preparadas da seguinte forma:

- a) Placa de solo com dimensões de 50 cm de comprimento, 18cm de largura e 5cm de espessura no molde de 10 cm de altura, compactada na energia proctor intermediária na densidade máxima;
- b) A placa de solo compactada foi levada à mesa compactadora (Figura 3.33 a) e acomodada na base da placa;
- c) Foi realizada uma imprimação na superfície da placa de solo e logo após foi realizado a compactação de 5 cm de mistura betuminosa, nas condições padrão do ensaio;
- d) As placas mistas (5 cm de solo compactado e 5 cm de mistura betuminosa) após repouso de 48 horas foram levadas aos pares ao simulador de tráfego;
- e) Na tentativa de evitar perda de umidade do material da base (solo compactado) o fundo do molde com o solo foi coberto com filme de PVC e o resfriamento do conjunto foi realizado em câmara úmida.

As Figuras 3.35 (a, b, c e d) apresentam a seqüência utilizada na preparação das placas mistas para o ensaio de deformação permanente.



(a)



(b)



(c)



(d)

Figura 3.35 - Etapas da preparação de corpo de prova - placa betuminosa/solo compactado  
(a) Compactação manual da camada de solo (b) Acomodação da placa de solo na mesa compactadora (c) Imprimação da camada de solo compactado (d) Compactação da mistura betuminosa sobre a placa de solo compactado.

### 3.9.9 Massa específica real e aparente de agregados lateríticos após uso em CBUQ e extração do ligante asfáltico.

Foram confeccionados 20 (vinte) corpo de prova de concreto betuminoso, no teor ótimo, pelo método Marshall para cada mistura estudada. Após extração do ligante asfáltico pelo processo Rotarex e utilizando como solvente o percloroeto de sódio, os agregados graúdos, isentos de ligante em sua superfície, foram selecionados para os ensaios de absorção, massa específica real e massa específica aparente. O objetivo destes ensaios é avaliar o comportamento físico do agregado após serem extraídos de mistura betuminosa, avaliando as alterações em termo de absorção e massa específica do agregado em relação aos resultados obtidos com os mesmos em condições naturais.

## CAPÍTULO 4

### 4.0 ANÁLISES DOS RESULTADOS

Os agregados estudados são de origem lateríticas. As concreções de grande diâmetro foram britadas para frações desejadas de ensaio. Os ensaios realizados foram executados com vista à aplicação destes tipos de agregados em camadas de revestimentos rodoviários. Buscou-se observar o comportamento dos ensaios laboratoriais produzidos com os agregados lateríticos comumente encontrados na região metropolitana de Brasília-DF e de Boa Vista capital do Estado de Roraima. Para explicar o comportamento físico, químico e mecânico dos agregados pesquisados foram realizados ensaios de abrasão, de resistência mecânica, de adesividade, análises químicas, mineralógicas e microscopia digital de superfície. São confrontados os dados obtidos com os correntes na literatura para agregados convencionais.

### 4.1 ANÁLISES QUÍMICAS DOS AGREGADOS

#### 4.1.1 pH dos agregados

A diferença aritmética entre pH em KCl (1N) e em água destilada ( $\Delta\text{pH}$ ), apresentou resultado positivo para a maioria das amostras ensaiadas, exceção da amostra BVRR no estado natural que apresentou diferença negativa. O valor de  $\Delta\text{pH} < 0$ , indica o predomínio de argilas silicatadas em relação à presença dos oxi-hidróxidos de Fe e Al e o contrário para valores de  $\Delta\text{pH} > 0$ . Com isso é possível concluir que as amostras mais laterizadas e portanto ricas em oxi-hidróxidos de Fe e Al foram, com base nos resultados obtidos, mais sensíveis ao tratamento térmico.

De acordo com dados da literatura, os solos lateríticos apresentam geralmente um baixo potencial hidrogênionico (pH variando de 4,6 a 6,6). Assim, os resultados obtidos nesta pesquisa tendem a confirmar a natureza não alcalina dos solos e concreções lateríticas. De acordo com os dados apresentados nas Tabelas 4.1 e 4.2, os valores obtidos de pH estão situados entre 4,7 e 5,5 para pH em água e 5,2 a 5,9 pH em KCl, isto é, variando dentro da faixa ácida de pH. Para as amostras JEURI, J406 e J275 a diferença  $\Delta\text{pH}$  positiva, indica que nas amostras ocorrem uma predominância de oxi-hidróxidos de Fe e Al, fato também mostrado quando da análise mineralógica de tais materiais.

Verificou-se também que o agregado BVRR não apresentou variação significativa de pH, quando comparados os valores obtidos para as amostras no estado natural e pré tratada a 175°C. Para os agregados JEURI, J406 e J275 foi observada uma redução nos valores de pH em água quando do tratamento térmico (amostras ensaiadas no estado natural e após secagem em estufa por 48 horas a 175°C), tornando tais agregados mais ácidos. Foi observada discreta alteração nos valores de pH em KCl, em função do tratamento térmico adotado. Esses resultados mostram adicionalmente, que secagens prévias em amostras a serem submetidas a ensaios a avaliação tanto do pH como do dpH podem conduzir a erro de avaliação.

Tabela 4.1 - pH dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR.

pH	JEURI		J406		J275		BVRR	
	25°C	175°C	25°C	175°C	25°C	175°C	25°C	175°C
pH <sub>H<sub>2</sub>O</sub>	5,5	4,7	5,2	4,7	5,5	4,8	5,5	5,5
pH <sub>KCl</sub>	5,5	5,2	5,3	5,2	5,9	5,6	5,4	5,5
$\Delta pH = pH_{KCl} - pH_{H_2O}$	0,0	0,5	0,1	0,5	0,4	0,8	-0,1	0,0

Tabela 4.2 - Classificação de solo quanto ao pH. (EMBRAPA-DF, 1999)

pH	Estado do solo
Abaixo de 4,5	Excessivamente ácido
De 4,6 a 5,2	Muito ácido
De 5,3 a 5,8	Ácido
De 5,9 a 6,4	Pouco ácido
De 6,5 a 7,1	Praticamente neutro
De 7,2 a 8,0	Alcalino

#### 4.1.2 Composição Química

As Tabelas 4.3, 4.4 e 4.5 apresentam os resultados das análises químicas dos agregados lateríticos, em função do diâmetro dos agregados. Observa-se que os elementos Si, Fe e Al considerados os constituintes básicos do processo de laterização, são em realidade os que apresentam os maiores percentuais na composição dos agregados estudados. Como era de se esperar, os outros elementos tais como Mg, Ca, K, Na e Mn, representam uma parcela mínima na composição dos referidos agregados. Isto se deve ao fato de a própria gênese e formação, propiciar a deposição de alguns elementos como sejam Al e Fe, a lixiviação do Si e manter resíduos de outros componentes resultantes do intemperismo da rocha de origem.

Pelos resultados obtidos constata-se a presença significativa de óxidos de ferro e alumínio. A presença do Fe como elemento predominante das frações graúdas, justifica a natureza concrecionária a que tendem estes solos, pois é sabido que o Fe atua como agente cimentante revestindo e unindo os constituintes argilosos em agregações graúdas, quando se precipitam em meio ácido, o que foi constatado pela determinação do pH dos agregados em questão. Os resultados mostram que os teores de óxidos de alumínio tenderam a aumentar com o tamanho dos agregados enquanto os de óxidos de ferro tenderam a diminuir. Com isso é possível associar a maior ou menor quebra dos agregados no processo de britagem aos teores desses dois comportamentos, sendo os ricos em óxido de ferro os mais resistentes. A perda ao fogo foi maior para os agregados JEURI e J406.

Os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR apresentaram relação sílica sesquióxidos de 1,14, 1,04, 1,42 e 1,37, respectivamente. Esses valores, determinados de acordo com a equação 2.1 e dados da Tabela 4.3, caracterizam os agregados como lateríticos ( $K_r < 2$ ). É interessante notar que essa relação confirma a tendência de semelhanças dos agregados JEURI e J406 como também dos agregados J275 e BVRR, os dois primeiros de características argilosas e os dois últimos arenosas. Estas diferenças de constituintes químicos e mineralógicos acarretam significativas diferenças de comportamento de tais materiais.

A pesquisa parece indicar que quanto maior a relação sílica sesquióxido menos sensível é o agregado ao tratamento térmico.

Tabela 4.3 - Análise Química da fração menor que 0,075mm dos agregados

Análise Química	Amostras			
	JEURI	J406	J275	BVRR
Perda ao Fogo	14,14	14,92	9,73	9,12
(MgO)	0,04	0,01	0,02	0
(SiO <sub>2</sub> )	30,34	27,04	33,78	33,32
(Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	26,43	30,55	43,38	43,09
(Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	28,46	24,55	12,55	13,86
(CaO)	0,35	0,28	0,32	0
(Na <sub>2</sub> O)	0,17	0,15	0,08	0,02
(K <sub>2</sub> O)	0,24	0,09	0,21	0,02
Equivalente Alcalino	0,32	0,21	0,22	0,04
Total	100	97,8	100	99,5

Tabela 4.4 - Análise Química da fração ( 0,075 mm - 9,5 mm) dos agregados

Análise Química	Amostras			
	JEURI	J406	J275	BVRR
Perda ao Fogo	11,20	11,52	8,86	7,71
(MgO)	0,02	0,01	0,02	0,01
(SiO <sub>2</sub> )	29,75	25,93	26,65	37,02
(Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	33,52	40,36	53,69	45,08
(Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	24,33	21,59	10,02	9,96
(CaO)	0,12	0,07	0,25	0
(Na <sub>2</sub> O)	0,15	0,17	0,20	0,12
(K <sub>2</sub> O)	0,04	0,05	0,13	0
Equivalente Alcalino	0,15	0,2	0,29	0,12
Total	99,28	99,9	100	100

Tabela 4.5 - Análise Química da fração ( 9,5 mm - 19mm) dos agregados

Análise Química	Amostras			
	JEURI	J406	J275	BVRR
Perda ao Fogo	10,2	11,22	8,91	7,99
(MgO)	0,03	0,01	0,02	0,01
(SiO <sub>2</sub> )	24,38	24,61	25,04	33,51
(Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	42,5	42,38	56,0	46,68
(Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub> )	19,94	19,43	8,37	10,05
(CaO)	0,28	0,21	0,35	0,11
(Na <sub>2</sub> O)	0,47	0,21	0,46	0,27
(K <sub>2</sub> O)	0,14	0,04	0,23	0
Equivalente Alcalino	0,56	0,24	0,61	0,27
Total	98,5	98,35	100	98,89

## 4.2 ANÁLISE MINERALÓGICA DOS AGREGADOS

### 4.2.1 – Análise termo gravimétrica

Percebe-se de maneira bastante nítida as diferenças entre os termogramas dos materiais lateríticos (Figuras A1 a A4) e o do calcário (Figura A5 - anexo A). A presença do argilo-mineral caulinita encontrado evidencia o caráter laterítico das concreções pesquisadas, fato confirmado pelas análises químicas e mineralógicas realizadas.

De um modo geral os termogramas dos agregados lateríticos apresentaram as seguintes reações:

- 110°C - 150°C, correspondente à perda de água higroscópica e componente amorfos;
- 220°C - 260°, correspondente a perda de água da gibbsita (Para os agregados JEURI e J406);
- 300°C -350°C, correspondente à perda de água da goethita (Para os agregados J275 e BVRR);
- 450°C - 550°C, correspondente à perda de água da caulinita.

Com o auxílio das equações 3.21, 3.22 e 3.23, e dos termogramas dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR, foi determinado às percentagens do argilo-mineral caulinita e dos teores de gibbsita e goethita presentes nos agregados. Os resultados estão apresentados na Tabela 4.6.

Tabela 4.6- Percentagem de Caulinita, Gibbsita e Goethita, presentes nos agregados

Agregado	Caulinita (%)	Gibbsita (%)	Goethita (%)
JEURI	59,6	3,1	-
J406	54,5	5,6	-
J275	24,9	-	47,5
BVRR	15,8	-	13,4

A Tabela 4.7 apresenta os resultados da mineralogia a partir da metodologia adaptada de Martins(2000). A quantificação da hematita, do quartzo e da illita foram obtidas, respectivamente, por meio das equações 3.24, 3.26 e 3.30.

Tabela 4.7 - Resultados da mineralogia a partir da metodologia adaptada de Martins (2000)

Agregado < 0,075 mm	Caulinita	Gibbsita	Goethita	Hematita	Quartzo	Illita	Total
JEURI	59,6	3,1	0,0	29,7	5,3	2,3	100,0
J406	54,9	5,6	0,0	34,2	4,4	0,9	100,0
J275	24,9	0,0	47,5	0,0	25,7	2,0	100,0
BVRR	15,8	0,0	13,4	37,5	33,1	0,2	100,0

A presença de gibbsita nos agregados JEURI e J406 e de goethita nos agregados J275 e BVRR, foram confirmadas por meio dos resultados obtidos nos difratogramas dos referidos agregados. Os resultados mostram a significativa percentagem do argilo-mineral caulinita presente nos agregados JEURI e J406 em relação aos agregados J275 e BVRR. A presença marcante de goetita, confirma a cor amarela do agregado J275 (ver Figura 4.9). Os dados apontam para pequena percentagem de material argiloso na amostra BVRR.



#### 4.2.2 – Análise difração de raio X

As Tabelas 4.8 a 4.11 mostram os resultados dos difratogramas de raios X dos agregados estudados em diversos diâmetros e condições de tratamento da amostra. Os difratogramas das amostras analisadas encontram-se apresentados no anexo B. Verifica-se que a maioria das amostras é constituída das seguintes fases cristalinas: caulinita, quartzo, gibbsita, goethita. O argilo-mineral predominante é a caulinita, evidenciado pelos seus picos característicos bastante intensos e de forma bem definida. A presença de gibbsita é um indicativo de que parte do  $\text{Al}_2\text{O}_3$  não está ligada à estrutura cristalina dos argilominerais. A presença de goethita evidencia que parte do ferro presente está na forma de hidróxido.

Foram ainda observadas a presença de hidróxidos de alumínio na forma de gibbsita nos agregados JEURI e J406, na fração abaixo da malha 200, a presença deste composto pode explicar a maior coesão dos agregados, que lhes conferem uma maior dureza em relação aos agregados J275 e BVRR.

Pelos resultados obtidos, nenhum dos quatro tipos de agregados pesquisados apresentou em sua estrutura a presença de argilo-mineral expansivo, o que do ponto de vista geotécnico é um fato importante e decisivo para que o material seja usado em misturas betuminosas e em outros serviços de pavimentação. Embora algumas ilitas possam apresentar expansão (Camapum de Carvalho, 1985), elas só se fizeram presentes como traço.

Os difratogramas de raio X dos agregados BVRR e J275 apresentaram pico, correspondente ao mineral quartzo, bem superior aos dos agregados JEURI e J406. Para os agregados J406, BVRR e J275 a maior concentração do mineral quartzo, avaliado pela intensidade de pico, concentram-se na fração acima de 12,5mm. Para o agregado JEURI, segundo os difratogramas analisados, a presença do quartzo é muito discreta e para a maioria das frações, ausente. Pode-se perceber que a presença do quartzo, em maior quantidade na estrutura dos agregados lateríticos, está relacionada com a menor resistência mecânica dos mesmos. O baixo teor de argila presentes nos solos J275 e BVRR os tornam menos susceptíveis a alteração por secagem.

O baixo coeficiente de expansão térmica do quartzo em relação aos demais elementos constituinte da estrutura dos agregados os torna menos resistentes com o tratamento térmico a temperatura elevada

Tabela 4.8 - Mineralogia do agregado JEURI em função do diâmetro e temperatura.

Amostra	Diâmetro (mm)	Tratamento térmico	Mineralogia
JEURI	9,5 - 4,8	Ambiente	Caulinita, Goethita, Hematita, Maghemita
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita
	4,8 - 2,0	Ambiente	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo, Maghemita
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Maghemita
	< 200	Ambiente	Caulinita, Goethita, Hematita
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo, Gibbsita, Maghemita

Tabela 4.9 - Mineralogia do agregado J406 em função do diâmetro e temperatura

Amostra	Diâmetro (mm)	Tratamento térmico	Mineralogia
J406	9,5 - 4,8	Ambiente	Caulinita, Goethita, Hematita
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo
	4,8 - 2,0	Ambiente	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo, Maghemita
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo, Maghemita
	< 200	Ambiente	Caulinita, Goethita, Gibbsita
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo, Gibbsita

Tabela 4.10 - Mineralogia do agregado J275 em função do diâmetro e temperatura

Amostra	Diâmetro (mm)	Tratamento térmico	Mineralogia
J275	9,5 - 4,8	Ambiente	Caulinita, Goethita, Quartzo
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo
	4,8 - 2,0	Ambiente	Quartzo, Goethita, Hematita, Caulinita
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo
	< 200	Ambiente	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo

Tabela 4.11 - Mineralogia do agregado BVRR em função do diâmetro e temperatura

Amostra	Diâmetro (mm)	Tratamento térmico	Mineralogia
BVRR	9,5 - 4,8	Ambiente	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo
	4,8 - 2,0	Ambiente	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo
	< 200	Ambiente	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo
		175°C 48 h	Caulinita, Goethita, Hematita, Quartzo

### 4.3 ADESIVIDADE DOS AGREGADOS

A Tabela 4.12 apresenta os resultados do ensaio de adesividade para a fração miúda e graúda dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR. Todos os agregados pesquisados apresentaram adesividade satisfatória. A rugosidade e a porosidade dos agregados lateríticos facilitam a adesão do ligante asfáltico, fato já verificado por Moizinho (1994), Amaral (2004) e Castro e Salem (2002) ao pesquisarem a adesividade ao ligante asfáltico de agregados lateríticos de diversas origem e formação.

Tabela 4.12 - Adesividade do agregado graúdo e do miúdo ao ligante asfáltico

Ligante asfáltico	Agregado	Agregado graúdo laterítico lavado	Agregado graúdo laterítico não lavado	Agregado miúdo laterítico
	JEURI	Satisfatório	Satisfatório	Satisfatório
CAP 50/60	J406	Satisfatório	Satisfatório	Satisfatório
	J275	Satisfatório	Satisfatório	Boa
	BVRR	Satisfatório	Satisfatório	Boa

Dentre os materiais pesquisados, os agregados J275 e BVRR apresentaram para a fração miúda melhor resultado de adesividade em relação aos agregados JEURI e J406, este fato pode ser explicado pelas diferentes constituições da fração fina destes materiais, pois enquanto os agregados BVRR e J275 apresentavam características arenosas, mostrado no ensaio de equivalente de areia, os agregados JEURI e J406 apresentavam alta percentagem de argila na fração fina, exigindo, portanto, maior quantidade de ligante para recobrir as

partículas de solo e piorando assim os resultados de adesividade. As Figuras 4.1 e 4.2, apresentam amostras do agregado J406, com e sem lavagem prévia, antes e após ser submetido ao ensaio de adesividade ao ligante asfáltico.



Figura 4.1 - Ensaio de adesividade do agregado J406 sem lavagem



Figura 4.2 - Ensaio de adesividade do agregado J406 com lavagem

As imagens feitas pela lente de aumento 100 vezes do microscópio digital do laboratório de Geotecnia da UnB evidenciam as reentrâncias existentes nas concreções (Figuras 4.3 a 4.6). Estas reentrâncias explicam em parte os bons resultados encontrados para adesividade tendo em vista que, durante o recobrimento do agregado pelo ligante, este encontrando-se aquecido e menos viscoso, preenchem parte dos poros externos evitando assim o seu descobrimento, pois age como um ponto de “engastamento” do ligante. A grande porosidade observada, também contribui para o aumento do teor de ligante asfáltico observado nas misturas betuminosas estudadas nesta pesquisa.

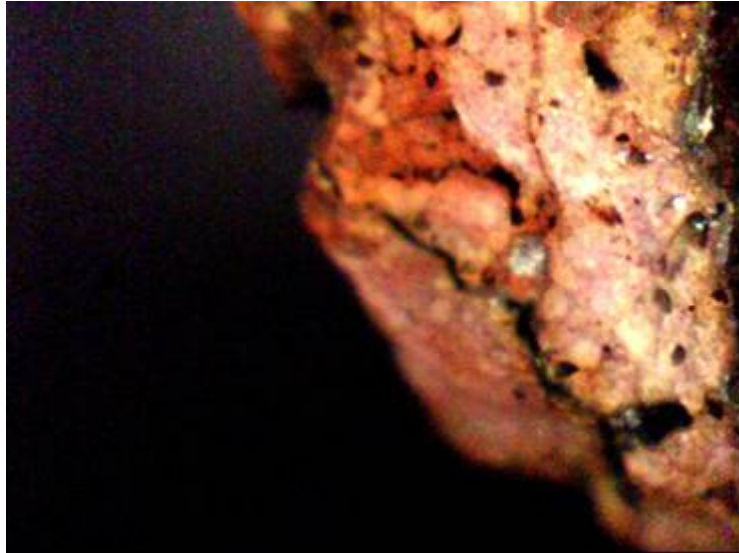


Figura 4.3 - Detalhe das reentrâncias na concreção laterítica JEURI

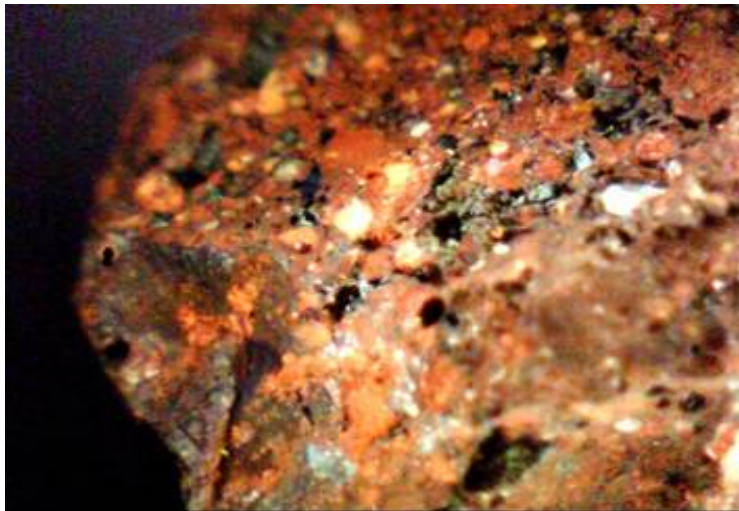


Figura 4.4 - Detalhe das reentrâncias na concreção laterítica J406

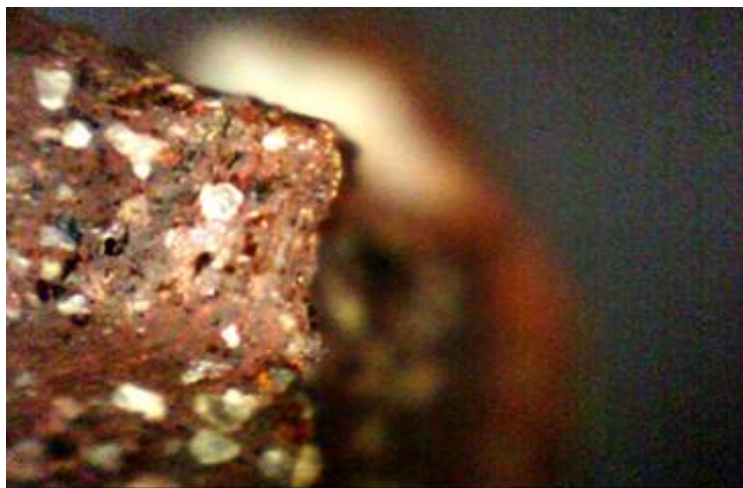


Figura 4.5 - Detalhe das reentrâncias na concreção laterítica J275

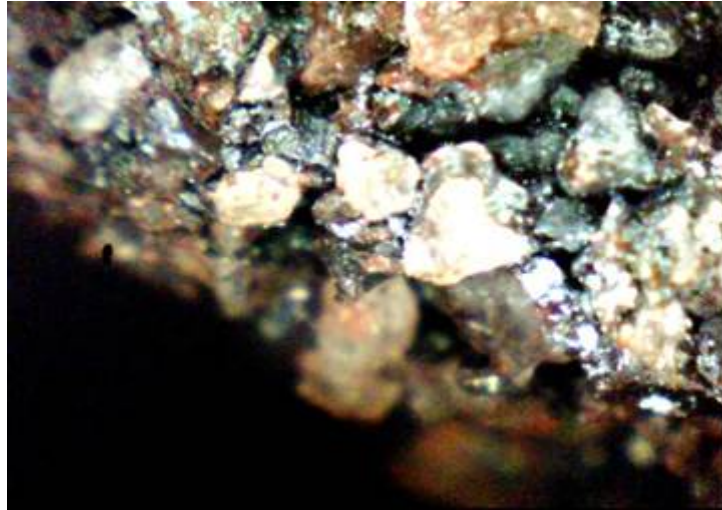


Figura 4.6 - Detalhe das reentrâncias na concreção laterítica BVRR

#### **4.4 ANÁLISE MICRÓSCOPICA QUALITATIVA DA SUPERFÍCIE DOS AGREGADOS LATERÍTICOS EM FUNÇÃO DO TRATAMENTO TÉRMICO.**

As imagens apresentadas nas Figuras 4.7 a 4.10 mostram a microscopia digital da superfície dos agregados pesquisados antes e após tratamento térmico durante 48 horas em estufa e a diferentes níveis de temperatura.

Pode-se observar pelas microscopias de superfícies, a semelhança de arranjos dos grãos na estrutura dos agregados JEURI e J406 (Figuras 4.7 e 4.8), que reflete em comportamento mecânico semelhantes destes dois agregados. Percebe-se que as partículas destes materiais estão agrupadas e cimentadas de forma coesa, apesar das estruturas destes agregados serem bastante porosas. Verifica-se que a superfície externa destes agregados é bastante rugosa.

A presença de hidróxidos de Fe e Al amorfos que ocorrem sob a forma de gel, e que são precipitados em função da temperatura de secagem, tendem com o resfriamento a se cristalizarem nos poros das concreções, contribuindo para o ganho de resistência destes tipos de agregados.

A desidratação de óxidos de ferro coloidal hidratado envolve perda de água, concentração e cristalização dos colóides amorfos de ferro em minerais cristalinos densos, na seqüência: limonita, goethita, goethita com hematita e hematita. O que confere muitas vezes resistências elevadas ao solo tropical é o endurecimento proveniente da desidratação dos óxidos de ferro e

alumínio, tornando esses solos aptos para a pavimentação, com características mecânicas e hidráulicas satisfatórias.

A microscopia da superfície do agregado J275 mostra claramente a presença de microfissura na estrutura do agregado mesmo no estado natural e o efeito da secagem mostrou além da mudança de cor do agregado, a propagação das microfissuras para o seu interior.

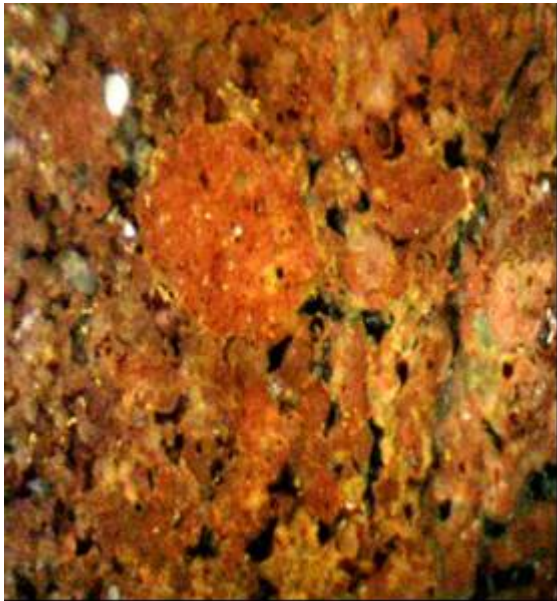
Nota-se também a presença marcante do mineral quartzo cimentado por partículas de argilas. Visualmente os grãos de quartzo no presente no agregado J275 são de proporção e diâmetro superiores aos observados para os agregados JEURI e J406.

A presença marcante do quartzo provoca fissuras no agregado quando o mesmo é submetido a diferença de temperatura, dado o baixo coeficiente de expansão térmica deste em relação aos outros tipos de minerais presentes na amostra. Este último fato pode ser observado no surgimento de trinca no agregado J275, ao ser aquecido a 250°C (ver Figura 4.9 D).

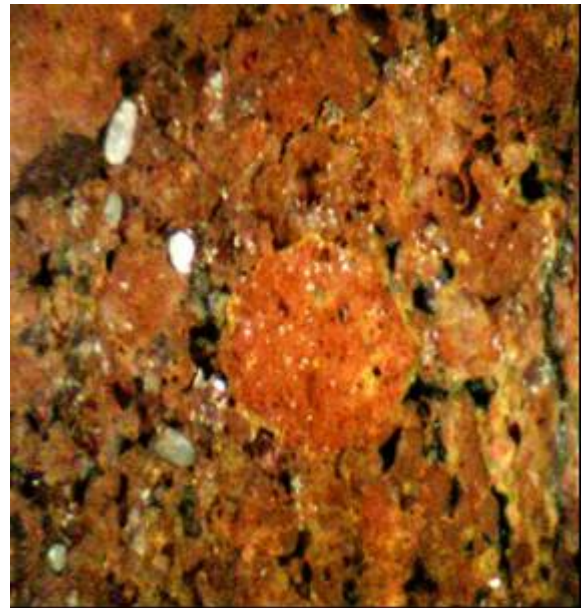
A análise microscópica da superfície externa do agregado BVRR, conforme mostrado na Figura 4.10 permite observar a presença marcante de mineral quartzo, ligado de forma não coesa, por meio de pontos de contato grão a grão, tornando uma estrutura intergranular de baixa resistência a esforços mecânicos. Percebe-se visualmente que o efeito da secagem tende a diminuir estes pontos de contato, fato que contribui para a perda de resistência do agregado (ver Figura 4.10 D).

De um modo geral fica evidente que a constituição mineralógica dos agregados lateríticos, associada à forma de arranjo e distribuição de grãos nos agregados tornando-os mais ou menos porosos são os elementos principais que contribuem para a susceptibilidade térmica e variação de resistência mecânica dos mesmos.

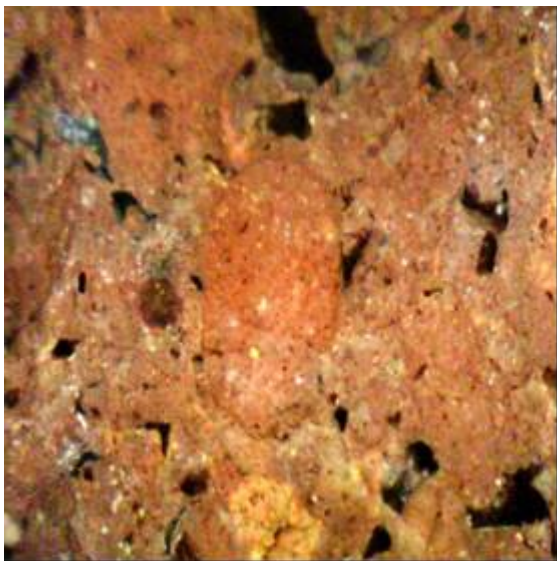




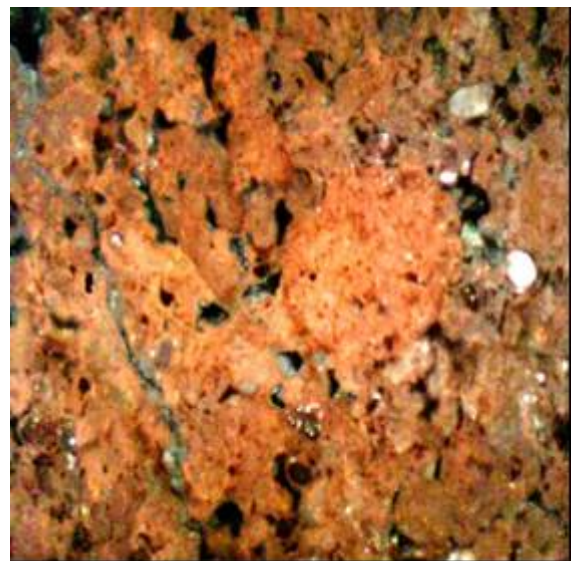
(A)



(B)



(C)



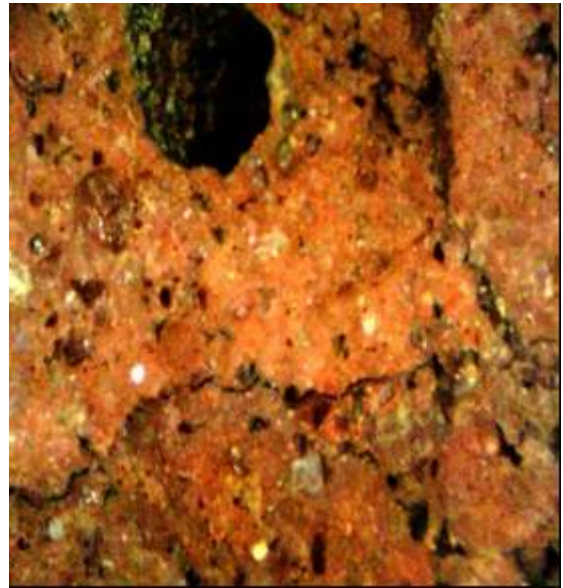
(D)

Figura 4.7 - Imagem microscopia digital da superfície do agregado JEURI, aumentada de 100 vezes e tratadas durante 48 horas a: (A) - 25°C (B) -100°C (C) - 175°C e (D) - 250°C.

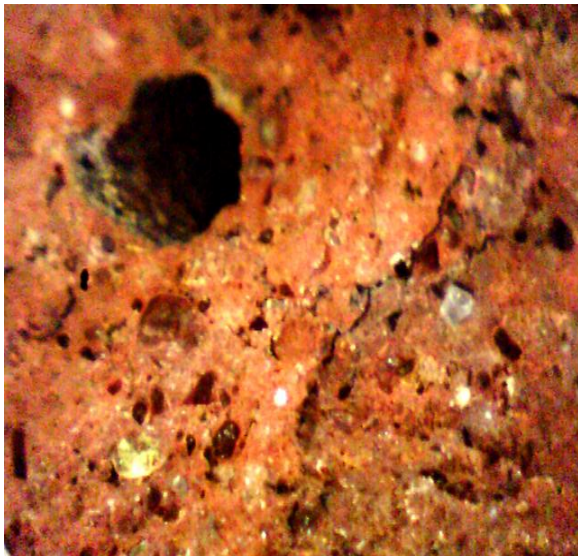




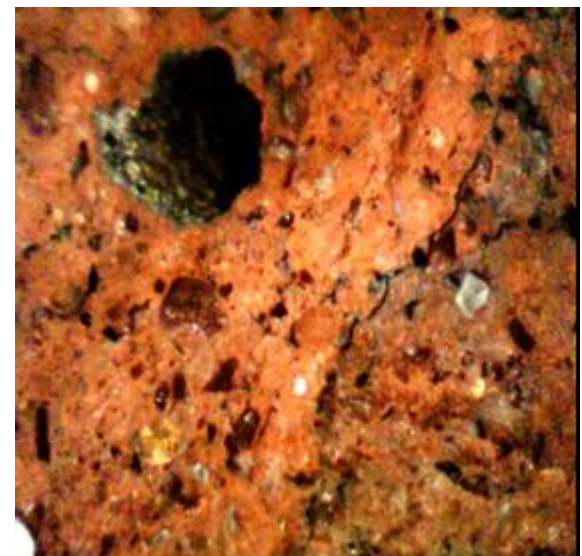
(A)



(B)

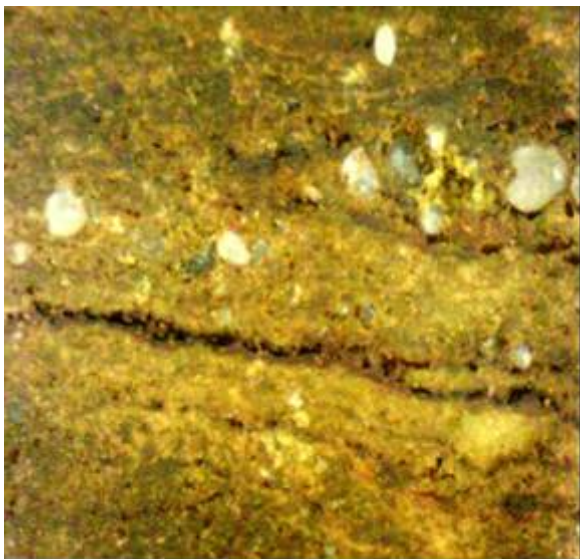


(C)

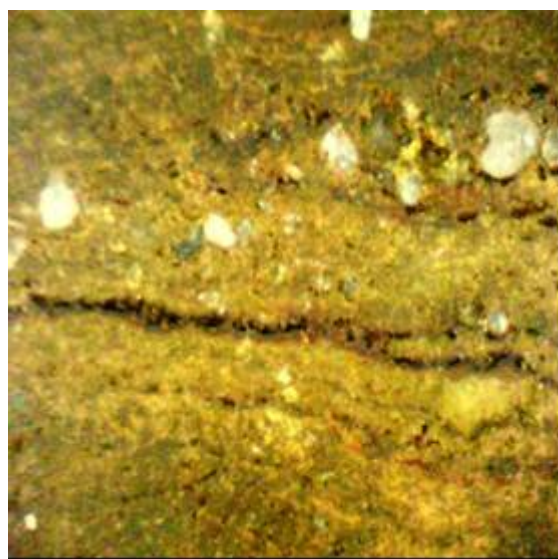


(D)

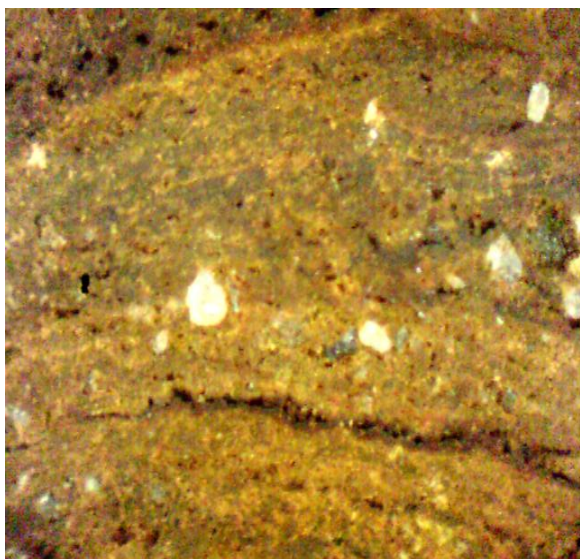
Figura 4.8 - Imagem microscopia digital da superfície do agregado J406 aumentada de 100 vezes e tratadas durante 48 horas a: (A) - 25°C (B) -100°C (C) - 175°C e (D) - 250°C.



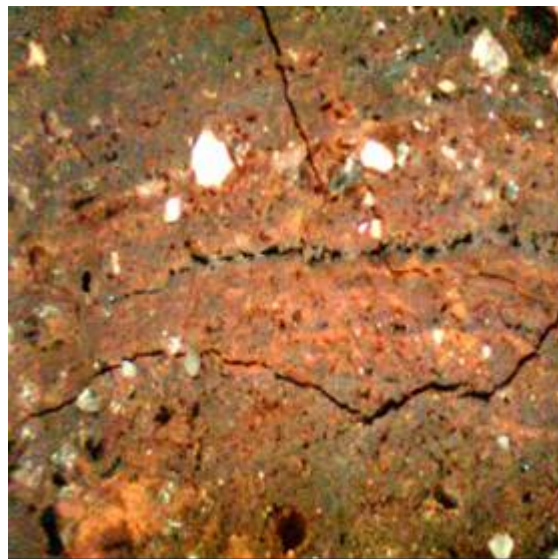
(A)



(B)



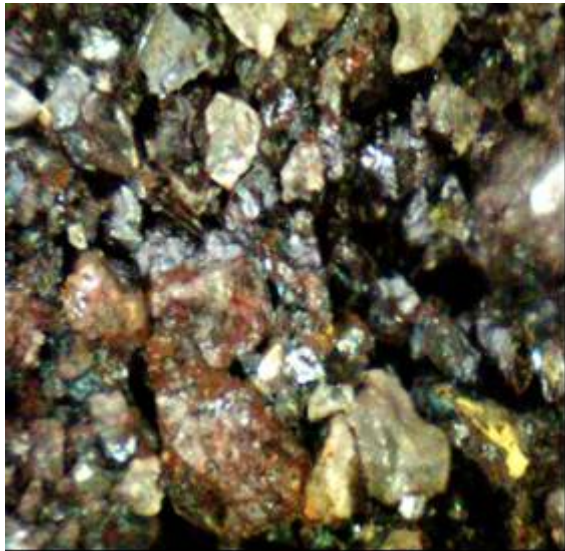
(C)



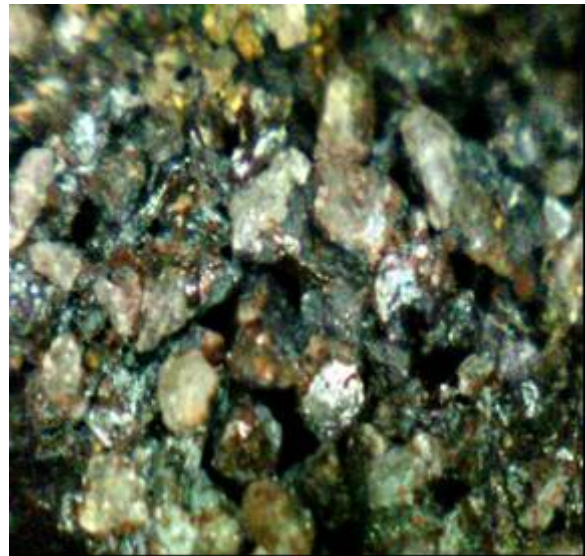
(D)

Figura 4.9 - Imagem microscopia digital da superfície do agregado J275 aumentada de 100 vezes e tratadas durante 48 horas a: (A) - 25°C (B) -100°C (C) - 175°C e (D) - 250°C.

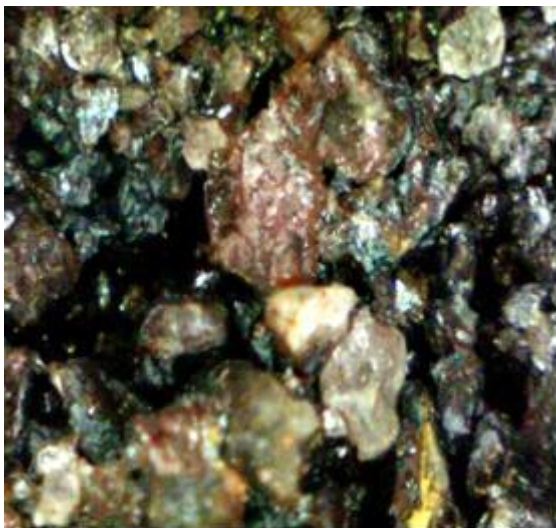




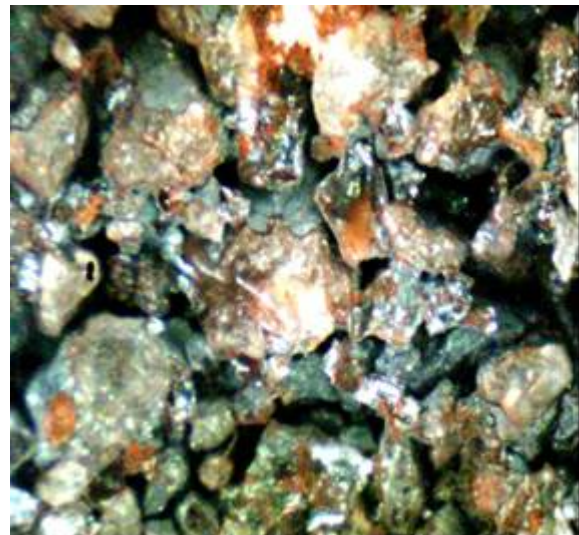
(A)



(B)



(C)



(D)

Figura 4.10 - Imagem microscopia digital da superfície do agregado BVRR aumentada de 100 vezes e tratadas durante 48 horas a: (A) - 25°C (B) -100°C (C) - 175°C e (D) - 250°C.

#### 4.5 PROPRIEDADES FÍSICAS E MECÂNICAS DOS AGREGADOS PESQUISADOS.

A determinação das propriedades físicas é muito importante para a caracterização de rochas, e representa uma grande contribuição para o entendimento do comportamento geotécnico deste material. A rocha, como o solo, é formada por minerais sólidos, poros e água e/ou ar a preenchê-los. Vários parâmetros descrevem a relação entre estas 3 fases, tais como, a porosidade, a densidade relativa, a massa específica, o teor de umidade, etc. O uso dos agregados de rocha ou concreções lateríticas em misturas betuminosas faz com que pelo menos parte dos poros sejam preenchidos por asfalto, daí sua importância para a definição de parâmetros como, por exemplo, o teor ótimo de ligante asfáltico.

As propriedades índices de rochas são consideradas propriedades relativamente fáceis de serem medidas, e que refletem a composição, a fábrica e o comportamento mecânico do material. Estes índices são medidos em pequenos fragmentos de rocha intacta devendo a amostragem ser feita de modo a que sejam representativas do maciço como um todo, permitindo assim uma boa estimativa do comportamento deste.

Como se pode observar pelos valores mostrados nas Figuras 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14, os agregados lateríticos pesquisados apresentaram massas específicas reais que variam em função do diâmetro do agregado, o que já foi observado por Camapum de Carvalho *et al.* (1998), destacando o fato de a fração grossa ser constituída por concreções resultantes da cimentação mais intensa por óxido e hidróxido de ferro e alumínio, o que propicia uma significativa variação na massa específica dos grãos em relação à da matriz mais fina do solo.

Os valores médios de massas específicas “reais” ( $\gamma_{AS}$ ) encontrados para a fração grossa ( $\phi > 4,8\text{mm}$ ) dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR foram respectivamente:  $29,2 \text{ kN/m}^3$ ,  $27,7 \text{ kN/m}^3$ ,  $25,2 \text{ kN/m}^3$  e  $29,8 \text{ kN/m}^3$ . Para a fração fina ( $\phi < 2,0\text{mm}$ ) os resultados obtidos para o massa específica real ( $\gamma_{AR}$ ) foram:  $31,1 \text{ kN/m}^3$ ,  $30,5 \text{ kN/m}^3$ ,  $31,7 \text{ kN/m}^3$  e  $30,6 \text{ kN/m}^3$ , respectivamente, para os agregados JEURI, J406 e J275 e BVRR.

Contrapondo à característica de as concreções lateríticas serem cimentadas por oxi-hidroxidos de ferro e alumínio, o que confere maior estabilidade ao agregado, é comum ocorrer no interior dos grãos existentes nos solos lateríticos a presença de poros não conectados fazendo com que diminua a massa específica dos grãos medida por métodos convencionais. Com isso

dois fenômenos opostos podem ocorrer conjuntamente ou de modo isolado, ambos gerando problemas de análise e consideração dos parâmetros medidos: o aumento da massa específica dos grãos com o teor de ferro e, portanto, com o aumento da granulometria; e a diminuição da massa específica dos grãos com a presença de vazios não conectados, e, portanto, também com o aumento da granulometria. As variações são, portanto, resultantes principalmente da presença de óxi-hidróxido de ferro e dos vazios não conectados presentes nas frações graúdas do agregado.

Os agregados lateríticos JEURI, J406, J275 e BVRR apresentaram variação de massa específica real, respectivamente de 1,9 kN/m<sup>3</sup>, 2,8 kN/m<sup>3</sup>, 6,5 kN/m<sup>3</sup> e 0,8 kN/m<sup>3</sup> ao passar da fração graúda ( $\phi > 4,8\text{mm}$ ) para a miúda ( $\phi < 2,0\text{mm}$ ).

As Figuras 4.11, 4.12, 4.13 e 4.14 também mostram que a massa específica aparente do agregado ( $\gamma_{AC}$ ) é pouco influenciada pela variação do diâmetro do agregado. Os valores médios encontrados foram de 23,1 kN/m<sup>3</sup>, 22,2 kN/m<sup>3</sup>, 18,8 kN/m<sup>3</sup> e 25,6 kN/m<sup>3</sup> respectivamente para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR.

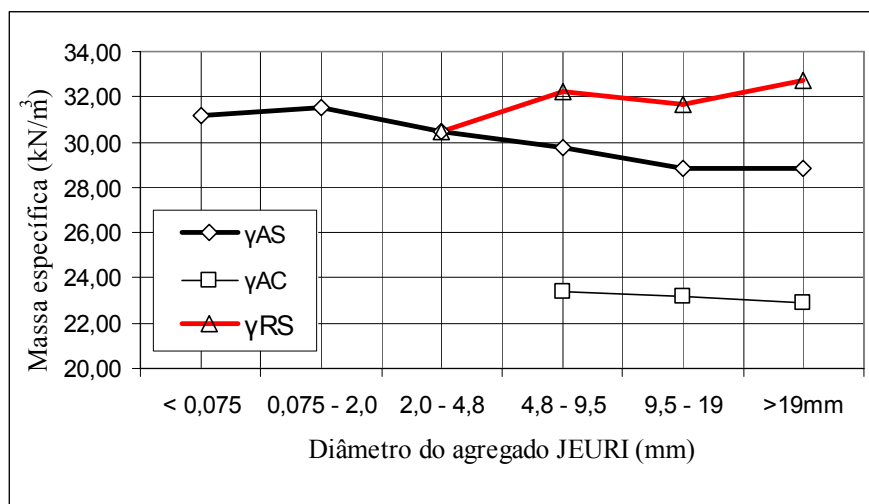


Figura 4.11 - Massa específica real e aparente do agregado JEURI em função do diâmetro.

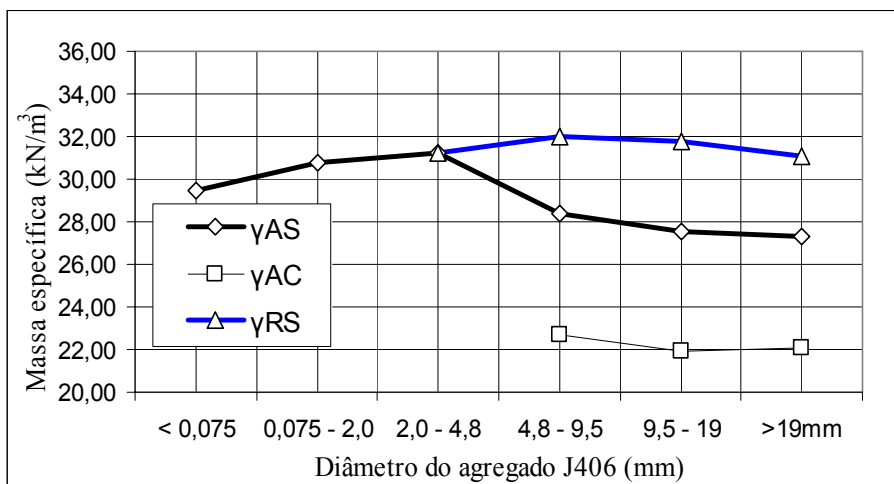


Figura 4.12 - Massa específica real e aparente do agregado J406 em função do diâmetro.

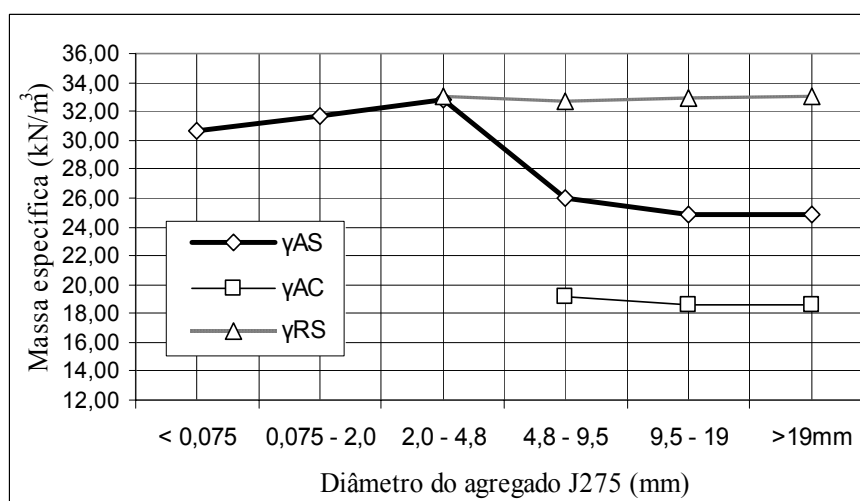


Figura 4.13 - Massa específica real e aparente do agregado J275 em função do diâmetro.

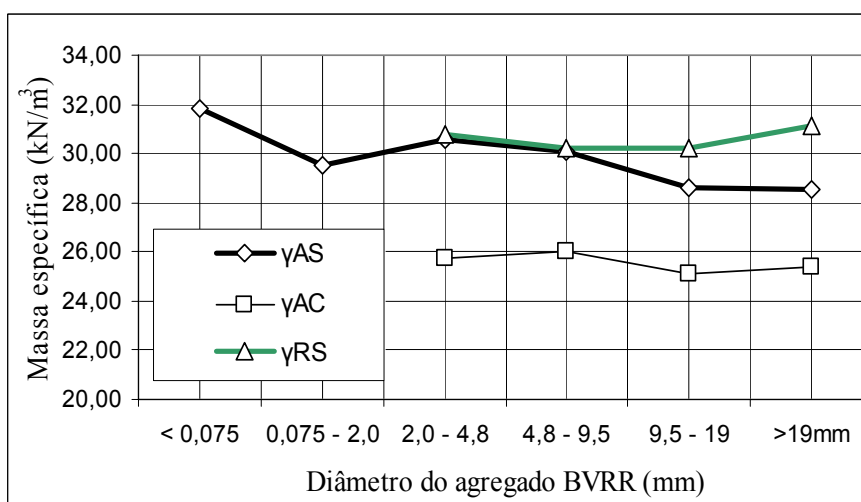


Figura 4.14 - Massa específica real e aparente do agregado BVRR em função do diâmetro.

A título de exemplo, a massa específica “real” do agregado JEURI com diâmetro maior que 19 mm foi de 28,87 kN/m<sup>3</sup>, ao passo que ao triturar este material para diâmetro inferior a 4,8mm, obteve-se uma massa específica real de 32,70 kN/m<sup>3</sup>. Se comparado com a massa específica aparente de 22,87 kN/m<sup>3</sup>, percebe-se que há vazios no agregado não triturado que não foram preenchidos com água durante a realização do ensaio, daí um dos motivos da diferença na massa específica do agregado nas condições citadas. Esta diferença induz à estimativa de que de um total de 30,1% de vazios no agregado, dos quais 9,3% são de vazios não comunicantes neste diâmetro. Observa-se, portanto, que considerar estes vazios e sua evolução na compactação de laboratório e de campo é de fundamental importância para o controle tecnológico da mistura betuminosa e dos solos compactados.

Neste contexto, poder-se-ia propor para agregados lateríticos um tempo para realização do ensaio de absorção superior ao atualmente adotado pelo DNIT e com a utilização de vácuo de modo que esses poros não conectados venham a ser preenchidos de água e assim obter uma aproximação melhor da massa específica do agregado e do próprio valor real da absorção. Também é importante avaliar a massa específica com o nível de quebra do agregado e que porcentagem de quebra é gerada no laboratório e no campo. A Tabela 4.13 mostra a absorção média dos agregados e os resultados da porosidade total e interna não conectada em função do diâmetro dos agregados, obtidos, respectivamente, pelas equações 3.8 e 3.10.

Tabela 4.13 - Absorção, porosidade total e interna dos agregados em função do diâmetro.

Agregado	Diâmetro (mm)	Absorção média (%)	Porosidade total (%)	Porosidade interna (%)	Razão $n_i/n_r$ (%)
JEURI	>19	8,9	30,1	9,3	30,9
	19 - 9,5		27,0	7,2	26,7
	9,5 - 2,0		27,6	6,0	21,7
J406	>19	8,8	29,1	9,9	34,0
	19 - 9,5		31,0	10,7	34,5
	9,5 - 2,0		29,1	9,1	31,3
J275	>19	13,3	43,5	18,7	43,0
	19 - 9,5		43,2	17,9	41,4
	9,5 - 2,0		41,6	15,4	37,0
BVRR	>19	5,0	11,1	6,6	59,4
	19 - 9,5		12,2	4,6	37,7
	9,5 - 2,0		11,4	2,9	25,4

$n_i$  = porosidade interna  $n_r$  = porosidade total

Conforme relatado na literatura, a massa específica real dos agregados lateríticos é geralmente elevado, fato comprovado nesta pesquisa. As massas específicas reais médias dos agregados apresentaram resultados de  $30,1\text{kN/m}^3$ ,  $29,1\text{kN/m}^3$ ,  $28,5\text{kN/m}^3$  e  $29,7\text{kN/m}^3$ , respectivamente, para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR. Os agregados JEURI e J406, classificados como de constituição argilosa pelo resultado do ensaio de equivalente de areia, apresentaram valores mais elevados do que o agregado J275, tido como de constituição arenosa. Este fato mostra que a constituição química e mineralógica que estão diretamente ligados ao processo de formação do solo, influencia neste parâmetro. A presença de óxi-hidróxido de ferro, principalmente nas frações mais finas do solo, conduz a valores elevados de massa específica real. As Tabelas 4.14, 4.15, 4.16 e 4.17 mostram para cada tipo de agregado o valor da absorção, massa específica real e aparente e a porosidade interna não conectada ( $n_i$ ) em função do diâmetro considerado.

Tabela 4.14 - Variação da massa específica e porosidade interna não conectada ( $n_i$ ) do agregado JEURI em função do diâmetro.

Diâmetro (mm)	$\gamma_{AS}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{AC}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Absorção (%)	$\gamma_{AR}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_i$ (%)
>19	28,9	22,9	9,1	32,7	9,3
19 - 9,5	28,9	23,2	8,5	31,7	7,2
9,5-4,8	29,7	23,4	9,1	32,2	6,0
4,8-2,0	30,5			30,5	
2,0-200	31,5				
<200	31,2				

Tabela 4.15 - Variação da massa específica e porosidade interna não conectada ( $n_i$ ) do agregado J406 em função do diâmetro.

Diâmetro (mm)	$\gamma_{AS}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{AC}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Absorção (%)	$\gamma_{AS}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_i$ (%)
>19	27,3	22,1	8,3	31,1	9,9
19 - 9,5	27,5	21,9	9,1	31,8	10,7
9,5-4,8	28,4	22,7	8,9	32,0	9,1
4,8-2,0	31,2			31,2	
2,0-200	30,8				
<200	29,5				



Tabela 4.16 - Variação da massa específica e porosidade interna não conectada ( $n_i$ ) do agregado J275 em função do diâmetro.

Diâmetro (mm)	$\gamma_{AS}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{AC}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Absorção(%)	$\gamma_{AR}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_i$ (%)
>19	24,8	18,7	13,3	33,0	18,7
19 - 9,5	24,9	18,6	13,6	32,7	17,9
9,5-4,8	26,0	19,2	13,1	32,9	15,4
4,8-2,0	32,8			33,0	
2,0-200	31,7				
<200	30,6				

Tabela 4.17 - Variação da massa específica e porosidade interna não conectada ( $n_i$ ) do agregado BVRR em função do diâmetro.

Diâmetro (mm)	$\gamma_{AS}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_{AC}$ (kN/m <sup>3</sup> )	Absorção (%)	$\gamma_{AR}$ (kN/m <sup>3</sup> )	$n_i$ (%)
>19	28,52	25,36	4,5	30,80	6,6
19 - 9,5	28,62	25,12	4,9	30,20	4,6
9,5-4,8	30,06	26,00	5,1	30,20	2,9
4,8-2,0	30,56	25,76	6,1	31,10	
2,0-200	29,50				
<200	31,80				

As microscopias digitais das superfícies dos agregados apresentadas nas Figuras 4.15, 4.16, 4.17 e 4.18, mostram detalhes da porosidade dos agregados. Pode-se observar a marcante presença de poros na estrutura das concreções fato que justifica os altos valores determinados para absorção. Também se observa que estes poros se interiorizam nas concreções gerando vazios muitas vezes não conectados, gerando além de variação da massa específica em função do diâmetro do agregado, a diminuição de resistência mecânica dos mesmos.

A absorção dos agregados pesquisados variou em média de aproximadamente 5% (BVRR) a 13,3% (J275) o que pode ser considerada uma variação relativamente grande. Em função do diâmetro do agregado a variação de absorção foi mínima. As variações de absorção medidas não refletem, no entanto, aquelas referentes aos vazios totais, tendo em vista a inacessibilidade dos poros isolados.

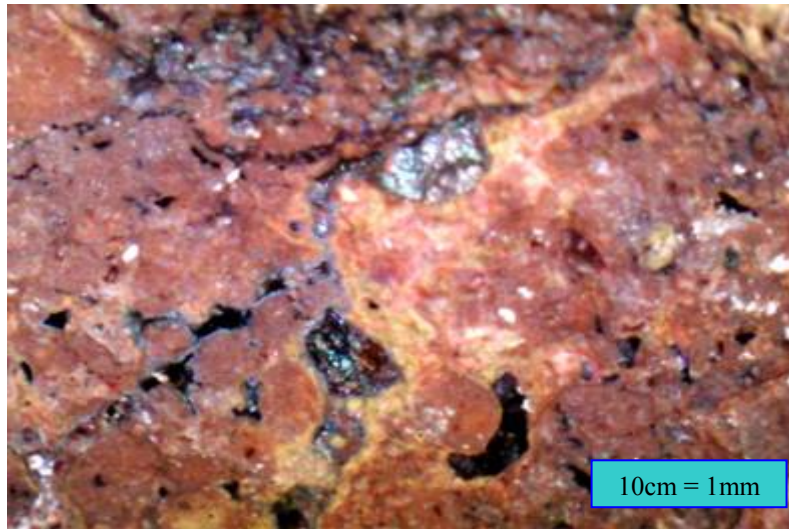


Figura 4.15 - Porosidade do agregado JEURI

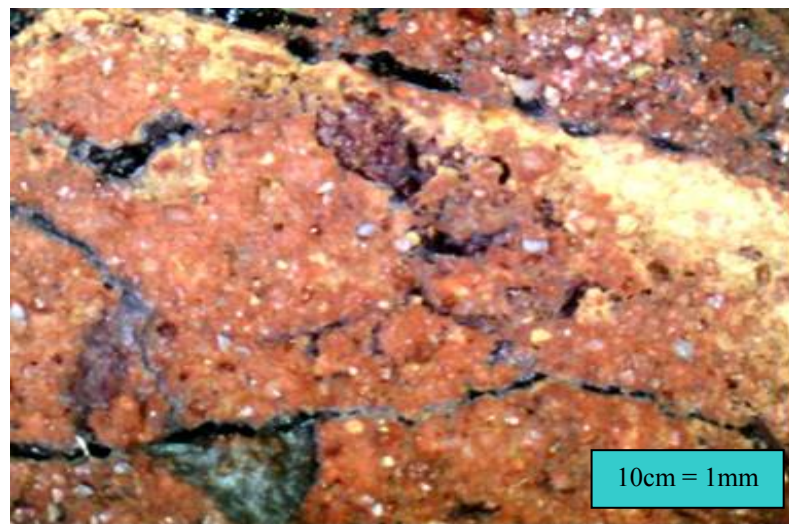


Figura 4.16 - Porosidade do agregado J406

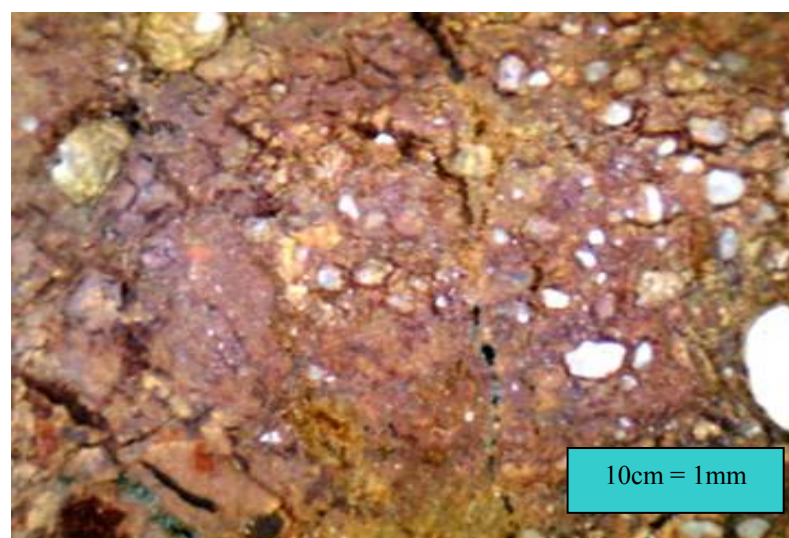


Figura 4.17 - Porosidade do agregado J275

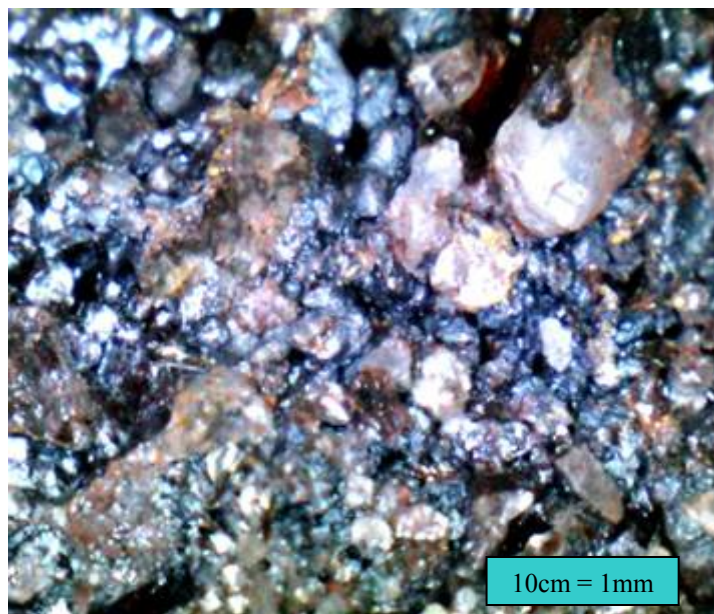


Figura 4.18 - Porosidade do agregado BVRR

De acordo com a literatura os agregados JEURI, J406 e BVRR com absorção média, respectivamente de 8,9%, 8,8% e 5,0% seriam classificados como agregados bastante porosos, enquanto o agregado J275 com absorção média de 13,3% receberia a classificação de muito poroso. Estes valores evidenciam a característica marcante deste tipo de agregado que é a alta absorção de água, fato já constatado por diversos pesquisadores conforme a literatura pesquisada. Esta característica do agregado laterítico é de muita importância quando se usa este tipo de agregado em misturas asfálticas, uma vez que um valor elevado de absorção poderá gerar erro na determinação dos vazios das misturas devido a diferença acentuada entre a massa específica real e aparente dos agregados.

#### **4.6 COMPORTAMENTO MECÂNICO E INFLUÊNCIA DA ENERGIA TÉRMICA EM PROPRIEDADES DE AGREGADOS LATERÍTICOS.**

A Tabela 4.18 apresenta os resultados dos diversos ensaios de caracterização física e mecânica dos agregados pesquisados.

Tabela 4.18 - Resultados médios de três determinações, obtidos nos ensaios citados com os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR.

Ensaio	Norma	Agregados / Resultados obtidos			
		JEURI	J406	J275	BVRR
Massa específica real (kN/m <sup>3</sup> )	195/97	30,1	29,1	28,5	29,9
Massa específica Aparente (kN/m <sup>3</sup> )	195/97	23,1	22,2	18,8	25,6
Absorção (%)	195/97	8,9	8,8	13,3	5
Abrasão "Los Angeles" Faixa C (%)	035/98	33,4	37,5	56,1	53
Resistência ao Esmagamento (%)	197/97	35,6	38,9	54,8	35,6
Impacto Treton (%)	399/99	42	41	56	41
Resistência 10% de Finos (kN)	096/98	108	102	44,5	80
Índice de Degradação Washington	397/99	40	60	84	91
Índice de Degradação Proctor	398/99	7	7	14,8	8,8
Índice de Degradação Marshall (ID <sub>m</sub> )	401/99	5,5	5,7	12,8	8,9
Índice de Degradação Marshall (ID <sub>ml</sub> )	401/99	4,2	4,2	8,9	3,8
Índice de Degradação Marshall (ID <sub>mlo</sub> ) *	401/99	3,4	2,7	5,8	1,8
Índice de forma	86/94	0,6	0,6	0,4	0,6

\* Índice de degradação Marshall com teor de ligante acima do especificado pela Norma DNER ME 401/99.

#### 4.6.1 Ensaio de abrasão Los Angeles

Avaliando as características para o emprego dos agregados em Concreto betuminoso usinado a quente (CBUQ), verifica-se que os agregados JEURI e J406 com Los Angeles de 33,4% e 37,5%, respectivamente, atendem à norma DNIT 031/2006 - ES (DNIT, 2006), que estabelece como limite de desgaste o valor de 50% para que o agregado possa ser utilizado em camada de revestimento.

Os agregados J275 e BVRR com desgaste Los Angeles de 56,1% e 53% não atendem às especificações da referida norma. É importante salientar que esta norma do DNIT admite excepcionalmente agregados com valores maiores, no caso de terem apresentado comprovadamente desempenho satisfatório em utilização anterior.

Ainda segundo o DNIT (2006), caso o agregado graúdo a ser usado apresente um índice de desgaste Los Angeles superior a 50%, poderá ser usado o Método DNIT-ME 401 – Agregados – determinação de degradação de rochas após compactação Marshall, com ligante ID<sub>ml</sub>, e sem ligante ID<sub>m</sub>, cujos valores de degradação para julgamento da qualidade de rochas destinadas ao uso do concreto asfáltico usinado a quente são de 5% e 8%, respectivamente.

De acordo com os dados apresentados na Tabela 4.19 e representados na Figura 4.19, observa-se a relação inversa entre a porosidade interna e a resistência a abrasão Los Angeles dos agregados lateríticos pesquisados. Este comportamento era de se esperar, uma vez que, para qualquer material sólido, quanto maior a porosidade menor será a resistência. A grande presença de poros internos determinados para as concreções JEURI, J406, J275 e BVRR, justificam os maiores desgastes sofridos por estes tipos de materiais em comparação, por exemplo, a agregados pétreos do tipo granito e calcário, geralmente de baixa porosidade.

Tabela 4.19 - Relação entre as porosidades não conectadas e conectadas com a abrasão Los Angeles dos agregados lateríticos pesquisados.

Agregado	Razão $\frac{n_i}{n_r}$ (%)	Abrasão Los Angeles (%)	$\frac{n_i}{n_r}$ (%) Médio
	30,9		
JEURI	26,7	33,4	26,4
	21,7		
	34,0		
J406	34,5	37,5	33,3
	31,3		
	43,0		
J275	41,4	56,1	40,5
	37,0		
	59,4		
BVRR	37,7	53,0	40,8
	25,4		

$n_i$  = porosidade interna  $n_r$  = porosidade total

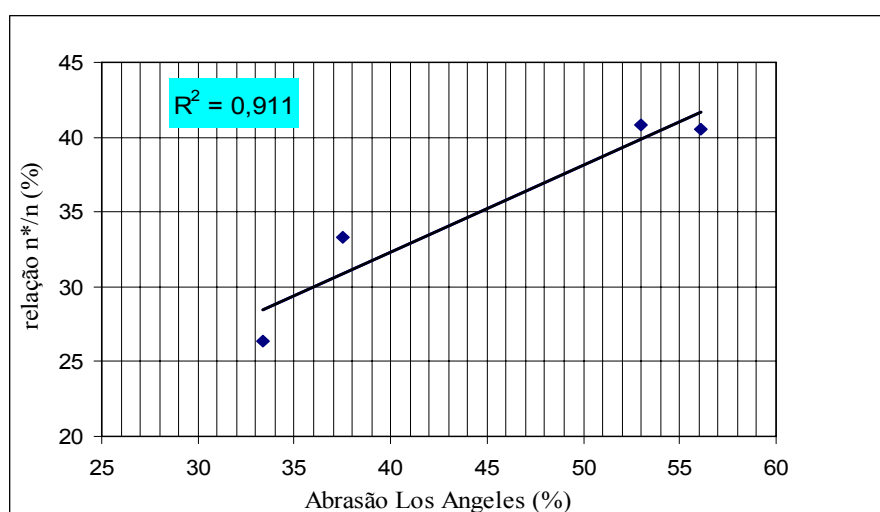


Figura 4.19 - Abrasão Los Angeles em função da relação entre a porosidade interna não conectada e a porosidade total dos agregados lateríticos.

#### 4.6.1.1 Influência do tratamento térmico no desgaste por Los Angeles dos agregados.

A Tabela 4.20 e a Figura 4.20 mostram os resultados obtidos correspondentes à média de três determinações nos ensaios de Abrasão Los Angeles para os agregados graúdos lateríticos das jazidas JEURI, J406, J275 e BVRR em função do tratamento térmico a que tais agregados foram submetidos durante 48 horas em estufa a diferentes níveis de temperatura.

Tabela 4.20 – Variação do desgaste Los Angeles dos agregados pesquisados em função da temperatura de secagem.

Ensaio	Temperatura (°C)	Agregado			
		JEURI	J406	J275	BVRR
Desgaste Los Angeles (%)	Ambiente	33,4	37,5	56,1	53,0
	100	28,2	32,7	50,0	51,0
	175	26,7	29,4	50,0	50,8
	250	26,0	29,2	51,3	57,0

Pode-se observar que os agregados JEURI e J406, cuja fração fina apresentava aspecto de material argiloso, o que foi comprovado no ensaio de equivalente de areia, foram mais susceptíveis a variação de temperatura do que os agregados J275 e BVRR considerados arenosos.

A secagem provocou uma diminuição absoluta no desgaste medido no ensaio “Los Angeles” de 21%, 27%, 14% e 0%, respectivamente, para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR. Pelos resultados obtidos conforme mostrado na Figura 4.20, percebe-se que a constituição do material influencia de maneira decisiva nas características mecânicas do material. Sendo assim os materiais com maiores quantidades de areia na sua constituição apresentaram-se como pouco susceptibilidade à variação de temperatura.

Os resultados obtidos permitem concluir que os agregados JEURI e J406 atendem às especificações de serviços do DNIT, com relação ao desgaste Los Angeles, para serem utilizados em camada de sub-base, base e até revestimento asfáltico, principalmente quando tratados termicamente. Os agregados J275 e BVRR estão no limite da especificação para uso em CBUQ, quando tratados termicamente a 175°C.



A especificação japonesa (1978) limita a 30% a perda máxima para o agregado graúdo avaliado pelo ensaio “Los Angeles” visando sua utilização em concreto betuminoso usinado a quente. Pelos resultados obtidos nesta pesquisa os agregados JEURI e J406 passariam de inaceitáveis (no estado natural) à aceitáveis na condição de tratados termicamente a 175°C por aproximadamente 12 horas.

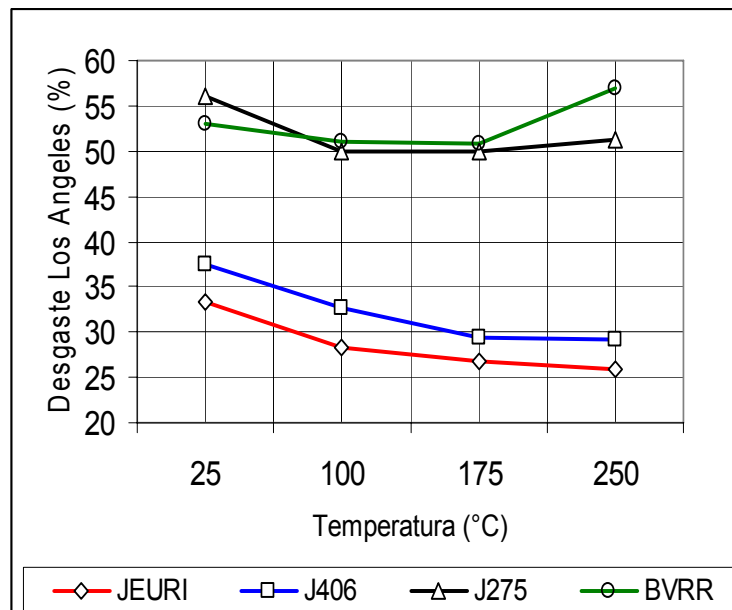


Figura 4.20 – Desgaste Los Angeles para os agregados pesquisados em função da secagem.

#### 4.6.2 Índice de degradação Marshall

Analisando os dados obtidos na Tabela 4.18, verifica-se que os agregados JEURI e J406 apresentam valores de  $ID_m$  igual a 5,5% e 5,7%, respectivamente, valores inferiores ao limite sugerido pelo DNIT. Com relação ao  $ID_{ml}$ , os agregados JEURI e J406 atendem também as especificações de serviço do DNIT. O agregado BVRR apresentou  $ID_m$  de 8,9% valor pouco acima do limite estabelecido pelo DNIT que é de 8%, para este tipo de agregado o  $ID_{ml}$  determinado foi de 3,8% abaixo dos 5% normalizado. Já o agregado J275 apresentou valores de  $ID_m$  (12,8%) e  $ID_{ml}$  (8,9%) acima do limite estabelecido pela norma DNIT 031/2006 - ES, sendo, portanto, impróprio para uso em CBUQ.

A Tabela 4.18 também mostra os valores para o ensaio de degradação Marshall com teores de ligantes superiores ao normalizado e admitido como próximo ao ideal para total recobrimento

dos agregados lateríticos. O valor de 5% de ligante normalizado, visualmente, parece insuficiente para recobrir toda a superfície dos agregados lateríticos, uma vez que a porosidade e conseqüente absorção deste tipo de material são bem superiores aos agregados convencionais, para os quais, a quantidade de 5% em peso é tida como satisfatória.

Nota-se pelos valores obtidos que na condição de ensaio, alterando o teor de asfalto normalizado, os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR apresentaram  $ID_{ml}$  igual a 3,4%, 2,7%, 5,8% e 1,8%, respectivamente, valores bem inferiores aos obtidos para os mesmos agregados na condição normalizada. Este fato já era de se esperar, uma vez que uma maior quantidade de ligante tende a envolver melhor as partículas de agregados e penetrar nos poros conectados, contribuindo para diminuição do impacto e de seu efeito principalmente sobre as partículas de agregados de maiores diâmetros, reduzindo assim seu desgaste com a carga aplicada.

Pode-se notar o baixo desgaste do agregado quando envolvido com ligante. O agregado J275, por exemplo, teve uma redução de desgaste de 54,7%, quando comparado os resultados do ensaio de degradação Marshall realizados com o agregado natural e depois de extraído de mistura asfáltica, no teor modificado de ligante. Os dados obtidos sugerem ser este, um bom método para avaliar o desempenho de agregados lateríticos em CBUQ, uma vez que esta corresponde à condição de utilização.

O Índice de Degradação Marshall da amostra de agregados lateríticos em teor próximo ao ótimo para mistura betuminosa revelou o pequeno desgaste sofrido pelo agregado devido ao efeito da compactação. Este fato é importante, pois evidencia a potencialidade de uso de tais tipos de agregados em mistura betuminosa. É bom salientar que, por serem mais porosos, estes agregados requerem maior quantidade de ligante para seu recobrimento total e, assim sendo, o teor de ligante indicado em norma para realização do referido ensaio com este tipo de material, parece ser insuficiente.

A Figura 4.21 mostra a variação do Índice de degradação Marshall em função da metodologia proposta pelo DNIT ( $ID_m$  e  $ID_{ml}$ ) e a sugerida nesta pesquisa ( $ID_{mlo}$ ). A Figura 4.22 mostra a comparação entre a granulometria original normalizada e a granulometria dos agregados JEURI, J406, J275 E BVRR após compactação Marshall.



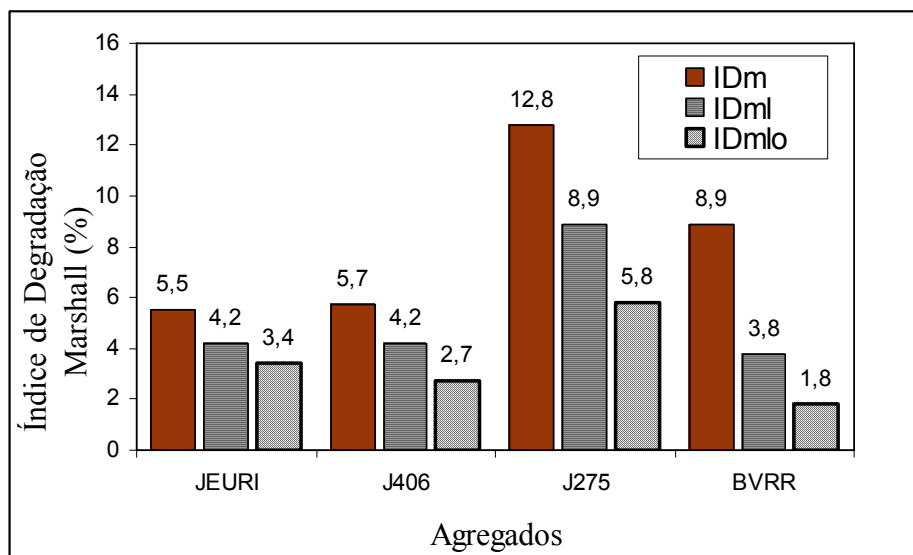


Figura 4.21 – Degradação Marshall dos agregados em função da metodologia de ensaio.

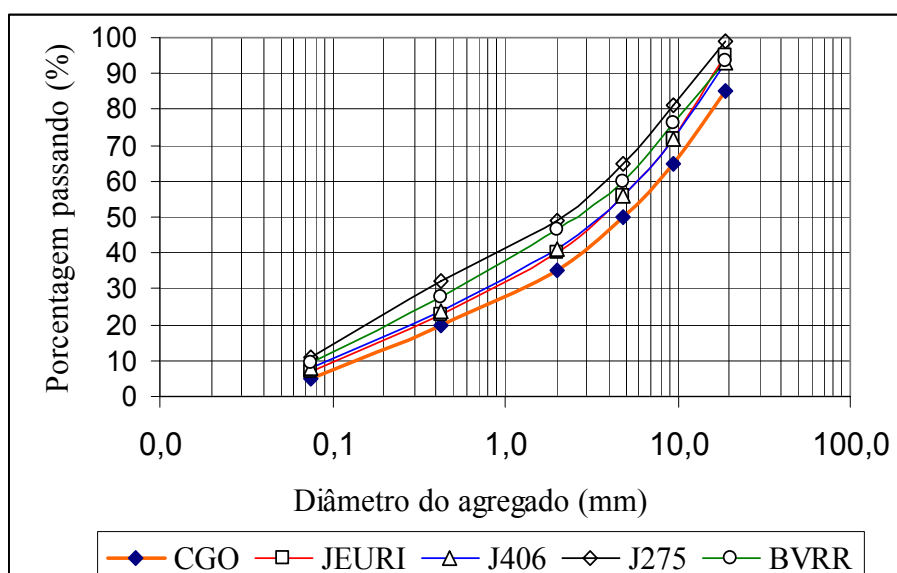


Figura 4.22 – Comparação entre a granulometria original normalizada (CGO) e a granulometria dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR, após compactação sem ligante.

As Tabelas 4.21 a 4.24 apresentam a granulometria dos agregados pesquisados, após compactação Marshall, em diferentes condições de ensaios. Para diferenciar as metodologias aplicadas foram adotadas as seguintes nomenclaturas: CGO - composição granulométrica padrão de ensaio; CG(T) - composição granulométrica do agregado pré-tratado a temperatura (T), após compactação Marshall; CGENL - composição granulométrica do agregado, após compactação Marshall com ligante e GCELMOD - composição granulométrica do agregado, após compactação Marshall no teor ótimo de ligante.

Tabela 4.21 - Granulometria após compactação Marshall do agregado JEURI em diferentes condições de ensaio (percentagem passando).

Diâmetro (mm)	CGO	CG25	CG105	CG175	CG250	CGENL	GCELMOD
19,0	85	95,0	92,6	93,0	92,7	92,9	93,7
9,5	65	72,0	71,1	71,0	71,7	70,1	69,5
4,8	50	56,0	52,8	54,0	52,6	54,3	50,4
2,0	35	40,0	39,2	40,0	38,9	38,0	37,0
0,4	20	23,0	23,5	23,0	22,9	22,6	22,1
0,1	5	7,0	6,9	7,5	6,6	7,5	7,5

Tabela 4.22 - Granulometria após compactação Marshall do agregado J406 em diferentes condições de ensaio (percentagem passando).

Diâmetro (mm)	CGO	CG25	CG105	CG175	CG250	CGENL	GCELMOD
19,0	85	93,0	92,4	92,0	92,6	93,7	92,8
9,5	65	72,0	70,8	70,0	69,8	70,7	69,0
4,8	50	56,0	54,1	53,0	53,8	54,3	51,6
2,0	35	41,0	39,3	39,0	39,2	37,8	36,0
0,4	20	24,0	24,0	23,0	23,6	22,2	20,9
0,1	5	8,0	6,8	6,8	6,9	6,2	5,7

Tabela 4.23 - Granulometria após compactação Marshall do agregado J275 em diferentes condições de ensaio (percentagem passando).

Diâmetro (mm)	CGO	CG25	CG105	CG175	CG250	CGENL	GCELMOD
19,0	85	99,0	95,3	96,0	98,5	97,4	92,3
9,5	65	81,0	79,4	78,0	84,9	75,8	72,8
4,8	50	65,0	62,0	60,0	66,7	59,4	55,7
2,0	35	49,0	46,3	45,0	49,0	43,9	39,7
0,4	20	32,0	29,9	28,0	30,9	26,9	24,8
0,1	5	11,0	10,1	9,5	10,7	9,8	9,3

Tabela 4.24 - Granulometria após compactação Marshall do agregado BVRR em diferentes condições de ensaio (percentagem passando).

Diâmetro (mm)	CGO	CG25	CG105	CG175	CG250	CGENL	GCELMOD
19,0	85	93,7	92,0	94,0	91,0	88,0	87,0
9,5	65	76,3	75,0	75,5	74,0	70,0	60,0
4,8	50	60,0	58,0	59,0	58,0	53,0	50,0
2,0	35	46,3	45,0	45,6	45,0	40,0	37,0
0,4	20	27,7	27,0	27,0	26,0	23,0	22,0
0,1	5	9,2	10,0	10,0	9,0	9,0	8,7

#### 4.6.2.1 Influência do tratamento térmico no índice de degradação Marshall dos agregados.

As Figuras 4.23, 4.24, 4.25 e 4.26 apresentam o efeito do tratamento térmico sobre os agregados, com relação ao índice de Degradação Marshall. Nota-se que a secagem contribuiu para o ganho de resistência dos agregados. Os agregados JEURI e J406 foram mais susceptíveis ao tratamento térmico do que os agregados J275 e BVRR.

Destaca-se que as amostras J406 e J275, ao serem secas a 250°C, apresentaram uma diminuição de resistência em relação aos resultados obtidos para a secagem à 175°C. Esse comportamento é semelhante ao obtido por Moizinho (1994) ao estudar agregados do Nordeste do Brasil.

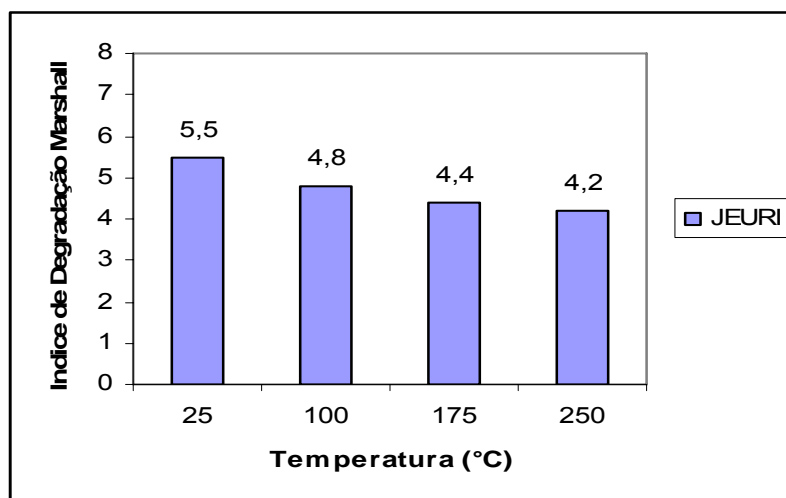


Figura 4.23 – Índice de Degradação Marshall do agregado JEURI em função da secagem.

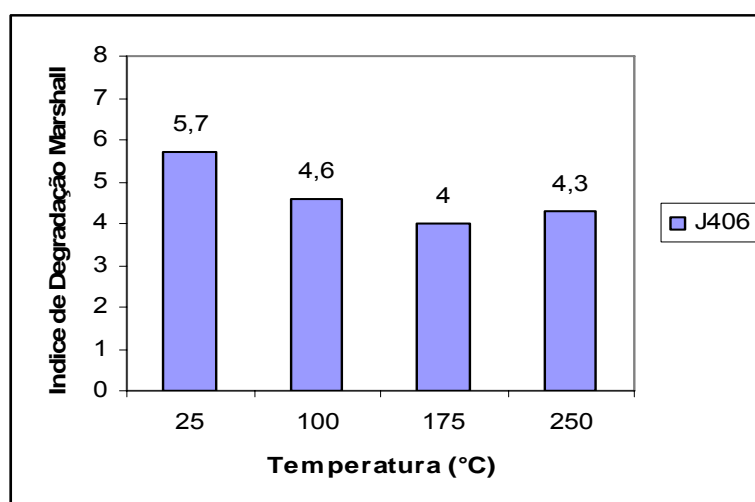


Figura 4.24 – Índice de Degradação Marshall do agregado J406 em função da secagem.

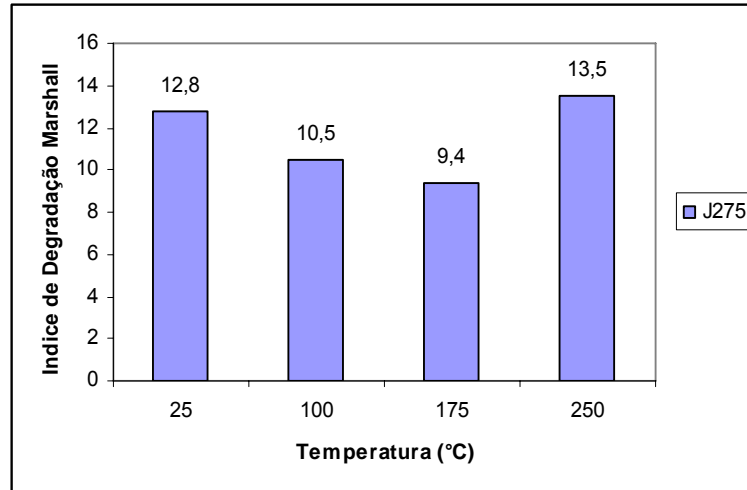


Figura 4.25 – Índice de Degradação Marshall do agregado J275 em função da secagem.

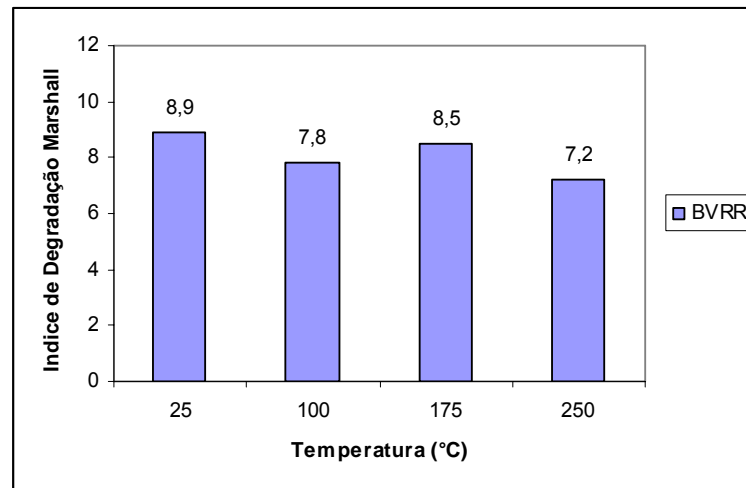


Figura 4.26 – Índice de Degradação Marshall do agregado BVRR em função da secagem.

#### 4.6.3 Índice de degradação Proctor

Segundo Brasil (1998), o agregado deve apresentar índice de degradação Proctor (IDP) menor que 6 (seis) para uso em camada de base de pavimentos, valor este abaixo dos obtidos para os agregados JEURI e J406 que apresentaram no estado natural, IDP =7. Os agregados J275 e BVRR apresentaram índice de degradação Proctor de 14,8 e 8,8, respectivamente. A natureza do agregado influencia de forma decisiva o resultado do ensaio. Para o presente estudo os agregados arenosos J275 e BVRR, apresentaram desgastes maiores que os agregados JEURI e J406, de constituição argilosa.

#### 4.6.3.1 Influência do tratamento térmico no índice de degradação Proctor dos agregados

Após secagem a 100°C os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR, apresentaram IDP igual a 5,5, 6,2, 13,5 e 9,7, respectivamente, ver Figura 4.27. O agregado J275 de constituição arenosa apresentou maior índice de desgaste Proctor e o agregado BVRR, também arenoso, apresentou diminuição de resistência. O agregado JEURI, de constituição argilosa, apresentou IDP menor que 6, portanto, apto para uso em CBUQ. O agregado J406 apresentou IDP de 6,2 bem próximo ao limite de uso, segundo Brasil (1998). A presença marcante de finos, fixada pela metodologia, na amostra a ser ensaiada, influencia os resultados da degradação Proctor. Parte da energia de compactação aplicada na composição de agregados é absorvida pelos finos que envolvem os agregados graúdos diminuindo o impacto sobre os mesmos. Desta forma gera-se menor quebra nas frações mais grossa, contribuindo para diminuição do IDP, principalmente nos agregados mais brandos.

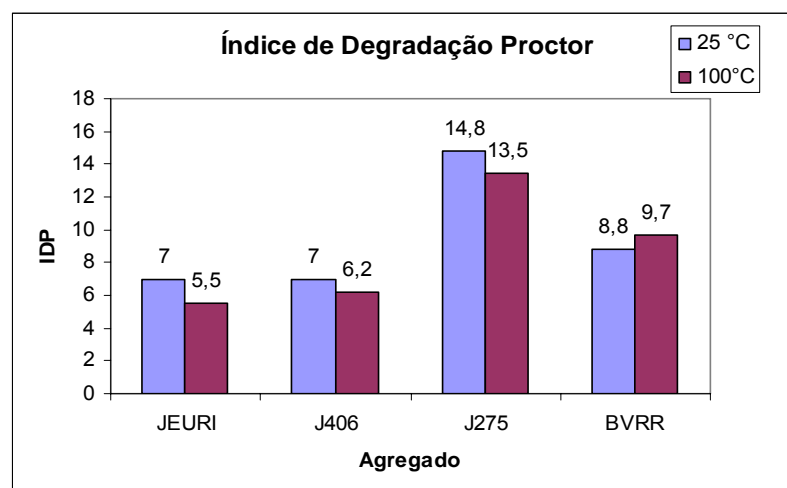


Figura 4.27 – Degradação Proctor dos agregados em função da metodologia de ensaio.

O DER-MG, apud Castro e Salem (1994), executou um trecho de CBUQ com agregado laterítico da região no trecho Guarapuava – Arinos. Após dois anos de tráfego foram extraídos corpos de prova para avaliação do desgaste em relação à granulometria original, e o desgaste obtido foi de 4%, dentro da faixa de trabalho admitida. Durante o período de observação o pavimento apresentou excelente comportamento.

Convém salientar que existem poucos estudos de aplicação desta metodologia de ensaio para avaliar agregados, principalmente os lateríticos, o que implica na necessidade de estudos com os mais variados materiais pétreos para melhor caracterizar este índice.

#### 4.6.4 Ensaio de equivalente de areia

O ensaio de equivalente de areia realizado com os agregados após processo de britagem, conforme a Figura 4.28, apresenta os valores de 49,5%, 35,3%, 71,25% e 60%, respectivamente, para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR.

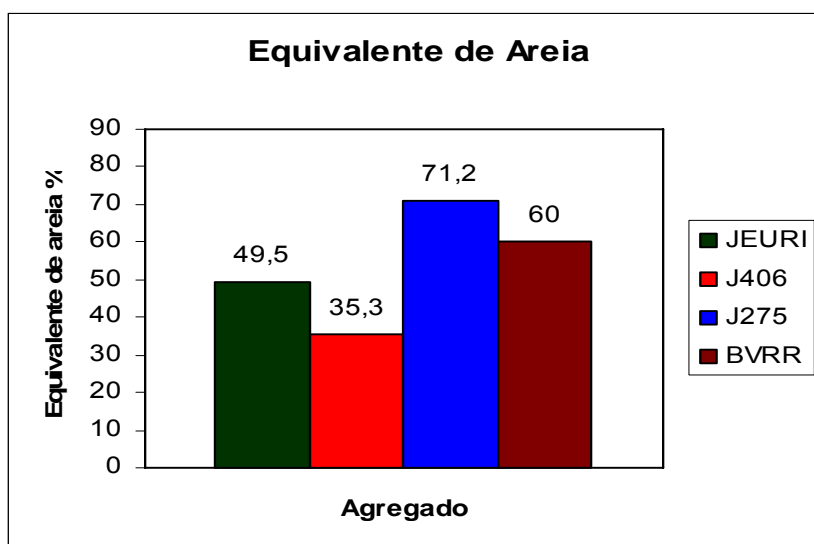


Figura 4.28 - Equivalente de areia para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR

Tendo em vista estes resultados, nota-se que os agregados J275 e BVRR, mais arenosos em sua constituição, apresentaram maior desgaste à compressão, impacto e atrito em relação aos agregados mais argilosos. Esse fato evidencia que a composição e formação do solo influencia nas características físicas e mecânicas dos agregados lateríticos.

Os resultados obtidos também permitem concluir que todos os agregados, com exceção do J406, atendem às especificações de serviços do DNIT ( $EA \geq 50\%$ ), para serem utilizados em camadas de sub-base, base e até revestimento asfáltico.

#### 4.6.5 Ensaio de resistência ao esmagamento

Apesar das críticas à aplicação do ensaio de esmagamento para agregados mais brandos, este ensaio se mostrou bastante repetitivo para as amostras estudadas e os resultados bastante correlacionáveis com os dos demais ensaios. A resistência ao esmagamento para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR foi, respectivamente, de 64,4%, 61,1%, 45,2% e 64,4%. No ensaio de resistência ao esmagamento, o DNIT recomenda que o agregado para ser utilizado em concreto sujeito a desgaste superficial apresente desgaste máximo de 35% e de 45% nos demais concretos. O agregado J275 não atende essa recomendação.

#### 4.6.5.1 Influência do tratamento térmico no ensaio de resistência ao esmagamento.

A Tabela 4.25 mostra os resultados obtidos correspondentes à média de três determinações no ensaios de resistência ao esmagamento para os agregados graúdos lateríticos das jazida JEURI, J406, J275 e BVRR em função do tratamento térmico a que tais agregados foram submetidos durante 48 horas em estufa a diferentes níveis de temperatura.

Tabela 4.25 - Efeito da secagem na resistência ao esmagamento dos agregados pesquisados.

Ensaio	Temperatura (°C)	Agregado			
		JEURI	J406	J275	BVRR
Perda ao Esmagamento (%)	Ambiente	64,4	61,1	45,2	64,4
	100	71	67,2	49	67
	175	74	71	54	71
	250	77	74	46	68

No ensaio de resistência ao esmagamento, conforme mostrados na Tabela 4.24 e Figura 4.29, percebe-se também um aumento de resistência pelos agregados em função do aumento da temperatura de ensaio. Este aumento em termo absoluto foi de 19,6%, 21,1%, 19,5% e 10,2%, respectivamente, para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR. Pode-se notar que parece existir uma temperatura ótima que provoca melhoria das características mecânicas no material, fato que pode ser observado na maioria dos ensaios realizados. Mais uma vez nota-se que os agregados argilosos apresentaram menor desgaste quando tratados termicamente. A desidratação e a conseqüente cimentação promovida pelos óxidos de ferro presente na estrutura dos agregados JEURI e J406, argilosos e a presença marcante do mineral quartzo, fracamente ligados ao arcaboço estrutural dos agregados J275 e BVRR, são fatores responsáveis pela mudança de resistência dos agregados com o tratamento térmico.

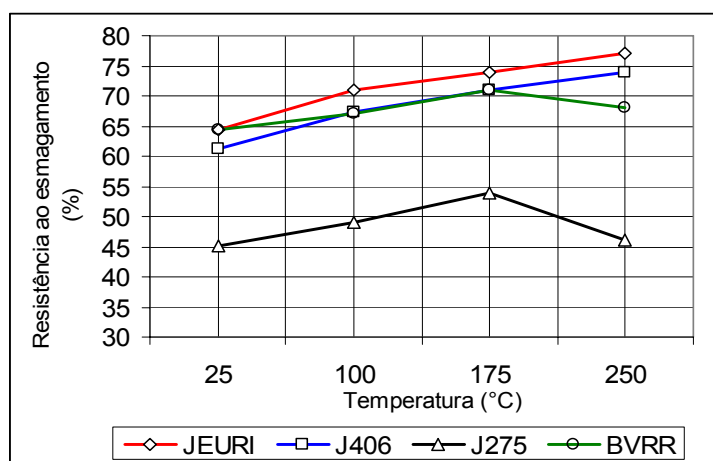


Figura 4.29 – Resistência ao esmagamento dos agregados pesquisados em função da secagem.

#### **4.6.6 Ensaio 10 % de finos**

O ensaio de resistência pelo método 10% de finos é mais aconselhado para agregados brandos, uma vez que a aplicação gradual da carga de 400kN de compressão no ensaio de esmagamento pode gerar finos que amortecem a carga diminuindo a ação desta nos estágios subseqüentes do ensaio.

A carga mecânica para produção de 10% de finos nos agregados foi de 108 kN, 102 kN, 44,5 kN e 80 kN, respectivamente, para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR (ver Tabela 4.17). A norma Inglesa BS 882-73 estabelece o limite de 100 kN para agregados que sejam usados em concreto resistente e 50kN nos demais concretos. Sendo assim, os agregados JEURI e J406 atenderiam e os agregado J275 e BVRR não atenderiam às exigências desta norma para uso em concreto betuminoso. O DNIT não faz referência a este valor.

Segundo Acroyde (1963), os agregados são considerados duros com valores acima de 80kN, médios para valores entre 80kN e 40kN e fracos para valores menores que 40kN. Observando os valores obtidos, os agregados JEURI e J406 são considerados duros, segundo o autor e os agregados BVRR e J275 seriam considerados de resistência média.

Segundo O'flaherty (1974), os agregados para obras rodoviárias, não devem produzir 10% de finos com carga inferior a 80kN. Neste caso apenas os agregados JEURI e J406 seriam satisfatórios.

##### **4.6.6.1 Efeito do tratamento térmico no ensaio 10 % de finos.**

A Tabela 4.26 e a Figura 4.30, mostram os resultados obtidos correspondentes à média de três determinações no ensaio de 10% de finos para os agregados graúdos lateríticos das jazidas JEURI, J406, J275 e BVRR em função do tratamento térmicos a que tais agregados foram submetidos durante 48 horas em estufa a diferentes níveis de temperatura.

A secagem provocou ganho de resistência mecânica dos agregados da ordem de 102 KN, 46kN, 11,5 kN e 26 kN, respectivamente, para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR. A maior variação absoluta de resistência, medida no ensaio de 10% de finos, foi de 94,4% para



o agregado JEURI. A constituição do agregado JEURI apresenta característica mais argilosa em relação aos demais, isto mostra a influência da constituição mineralógica no comportamento mecânico dos agregados lateríticos. O agregado J275 apresentou baixa capacidade de suporte de carga e não apresentou dentro da dispersão do ensaio, variação de resistência com a secagem.

Segundo O'flaherty (1974), o agregado BVRR quando tratado a 175°C passou a satisfazer a exigência da norma Inglesa BS 882-73, para uso em revestimento asfáltico.

Tabela 4.26 - Efeito da secagem nos resultados do ensaio 10% de finos para os agregados

Ensaio	Temperatura (°C)	Agregado			
		JEURI	J406	J275	BVRR
10% de Finos (kN)	Ambiente	108	102	44,5	80
	100	126	125	49,3	95
	175	168	148	56	106
	250	210	144	47,5	84

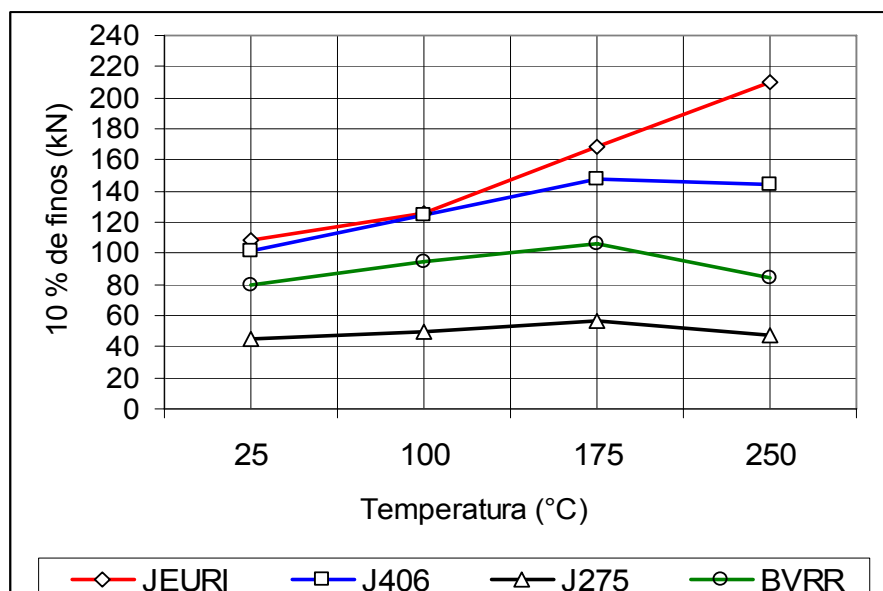


Figura 4.30 – Variação de resistência 10% de finos dos agregados em função da temperatura de secagem

#### **4.6.7 Ensaio de desgaste por impacto Treton**

Os resultados obtidos no ensaio de desgaste por impacto Treton também mostram o maior desgaste dos agregados J275 e BVRR em relação aos agregados JEURI e J406 (ver Tabela 4.18). Este ensaio submete o agregado a condições severas de impacto e é mais indicado para selecionar agregados para uso em lastro de ferrovias. Os desgastes medidos por esse ensaio são semelhantes aos obtidos nos ensaios de abrasão Los Angeles e resistência ao esmagamento. De acordo com os valores limites citados por Brasil (1998), apenas o agregado J275 deixa de atender aos valores limites que viabilizam o uso do material para serviços de pavimentação.

O índice de tenacidade Treton representa a resistência ao impacto oferecida pelo agregado quando submetido aos impactos padronizados. É considerado um índice muito importante para utilização em lastro de ferrovia, onde as tensões aplicadas são muito altas. Quando apresenta perdas abaixo de 20% é considerado adequado para lastro de ferrovia.

Todos os agregados pesquisados não atendem a especificação para uso em lastros de ferrovias, uma vez que, o desgaste por impacto Treton dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR, foi, respectivamente, de 42%, 41%, 56% e 41%, ou seja, maior que 20%. Também neste ensaio, os agregados mais arenosos apresentaram maiores perdas por impacto.

##### **4.6.7.1 Influência do tratamento térmico no desgaste por impacto dos agregados**

A Tabela 4.27 mostra os resultados obtidos correspondentes à média de três determinações no ensaio de desgaste por impacto Treton para os agregados graúdos lateríticos das jazidas JEURI, J406, J275 e BVRR em função do tratamento térmico a que tais agregados foram submetidos durante 48 horas em estufa a diferentes níveis de temperatura. Os resultados apresentados na Tabela 4.27, mostram que o agregado BVRR, apresentou perda de resistência ao impacto, quando passou da condição natural a pré-tratado termicamente. Isto mostra que este material é pouco sensível a secagem.

Os agregados JEURI, J406 e J275, apresentaram ganhos absolutos de resistência, respectivamente, de 23,8%, 14,6% e 14,3%, ao serem tratados termicamente.

Tabela 4.27 - Efeito da secagem nos resultados do ensaio desgaste por impacto Treton para os agregados pesquisados.

Ensaio	Temperatura (°C)	Agregado			
		JEURI	J406	J275	BVRR
Desgaste Impacto Treton	Ambiente	42	41	56	41
	100	38	38	54	48
	175	32	35	52	42
	250	33	35	48	42

Analisando os resultados apresentados na Tabela 4.28 e na Figura 4.31, nota-se que para o ensaio de desgaste Treton, o tratamento térmico a 175°C, em estufa, das amostras por 12 horas, para a maioria dos agregados, causou o maior ganho de resistência mecânica, ou seja, menor desgaste. O agregado BVRR, pouco foi influenciado pela secagem. Os agregados J406 e JEURI apresentaram neste aspecto resultados melhores e bastante semelhantes entre si. A maior variação percentual de desgaste Treton, deu-se, no entanto, para amostra J275, que passou de 56% para 40%.

Para o tempo de 2 horas de secagem, os agregados JEURI e J406 apresentaram ganho de resistência. Este fato é importante, pois na confecção de concreto betuminoso em laboratório, o tempo mínimo que os agregados são aquecidos antes da mistura com o ligante e é de duas horas.

Tabela 4.28- Variação do desgaste dos agregados em função do tempo de tratamento térmico

Ensaio/Jazida	Desgaste Treton (%) - (175 °C)			
	JEURI	J406	J275	BVRR
Tempo (h)				
0	42	41	56	41
2	36	35	52	41
6	34	33	45	43
12	30	34	41	43
24	32	35	40	41
32	34	35	43	39
48	33	35	48	42

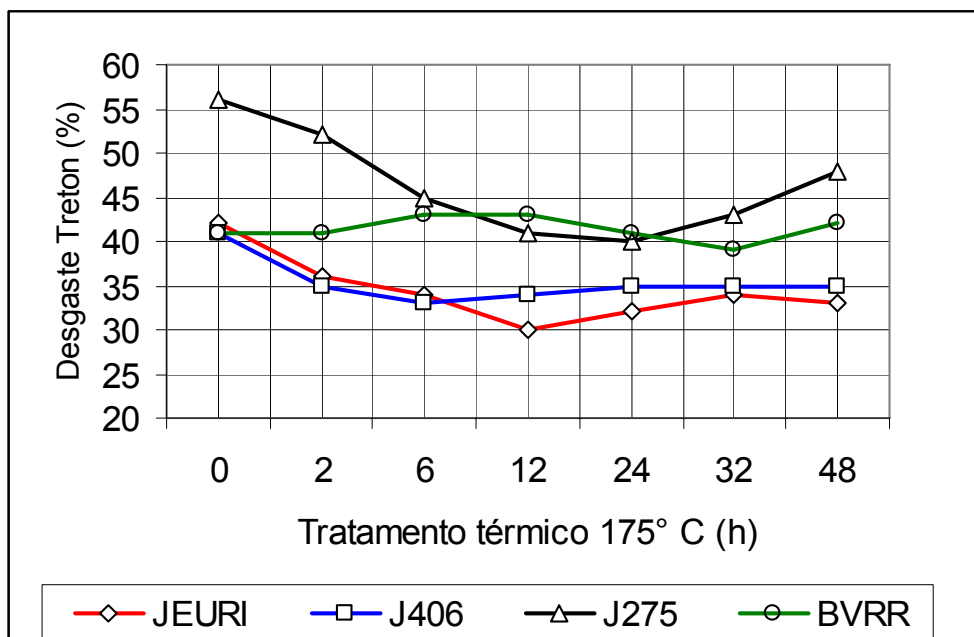


Figura 4.31 - Variação do Desgaste Treton dos agregados em função do tempo de secagem.

Analisando a Figura 4.32, nota-se que o tratamento térmico, para a maioria dos agregados, causou ganho de resistência mecânica, além de indicar que alguns agregados apresentam uma temperatura ideal para o tratamento térmico.

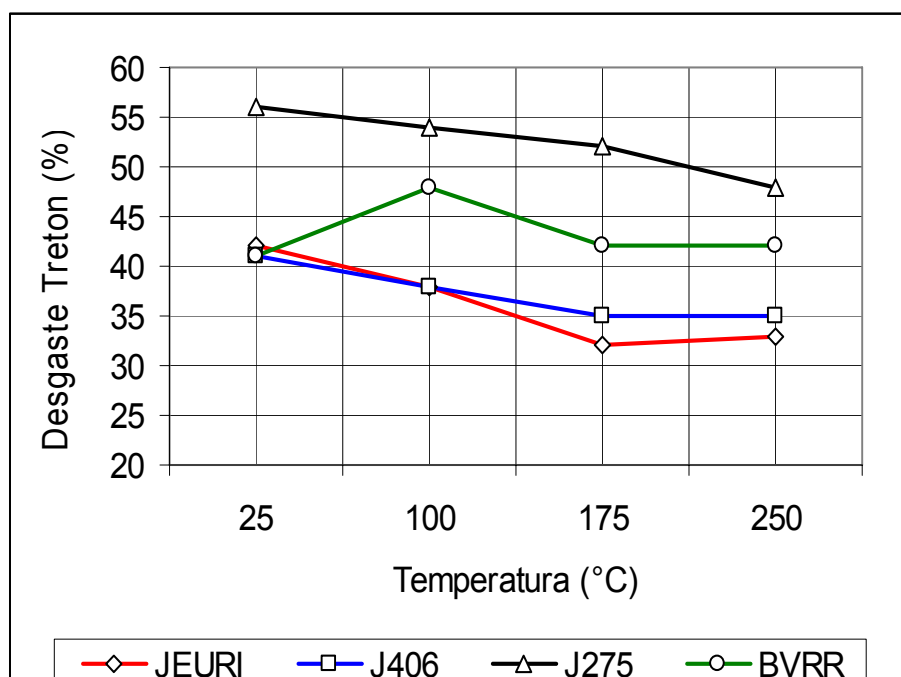


Figura 4.32 – variação do desgaste Treton para os agregados em função do tratamento térmico

#### **4.6.8 Índice de degradação de Washington**

O fator de degradação de Washington foi 40, 60, 84 e 91, respectivamente, para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR (ver Tabela 4.18), indicando agregados de boa qualidade quanto aos finos produzidos e bem superiores ao mínimo exigido no Estado de Washington, que é de 30, para o agregado a ser utilizado em camada de revestimento (Arnold, 1993).

Tem-se observado que agregados lateríticos de formação arenosa apresentam nesse ensaio valores mais elevados do que os de origem argilosa, pois, sendo esses mais finos, a sedimentação é mais lenta. Isto ocasiona maiores leituras de altura na proveta de ensaio, e, portanto, menor fator de degradação.

Por submeter o material à condição bastante severa de ensaio, este fator não deverá ser único na qualificação do agregado. A título de exemplo observa-se que a melhoria nesse ensaio para cada tipo de agregado não corresponde à identificada nos demais ensaios.

##### **4.6.8.1 Influência do tratamento térmico no índice de degradação de Washington**

A Figura 4.33 apresenta os resultados do índice de Degradação de Washington para os agregados pesquisados, antes e após sofrerem tratamento térmico em estufa a 175°C. Nota-se que todos os agregados tiveram ganho de resistência ao desgaste, evidenciando mais uma vez que a secagem prévia melhora o desempenho mecânico dos agregados lateríticos. Estes ganhos de resistência foram mais evidentes para os agregados JEURI (mais argiloso) e J406.

Os agregados JEURI e J406 apresentaram melhorias, quanto à qualidade dos finos produzidos, da ordem de 77,5 % e 28,3 %, respectivamente. Os agregados J275 e BVRR apresentaram melhoria de resultado em torno de 4,5 %, mostrando serem estes dois últimos materiais pouco sensíveis ao tratamento térmico. Mais uma vez confirma-se o fato dos materiais lateríticos arenosos serem menos susceptíveis a variação de temperatura.

Pelos resultados mostrados na Figura 4.33 nota-se que a desidratação dos agregados, tidos como de constituição argilosa, provoca na estrutura do agregado força de sucção, evidenciando a tendência de união dos grãos tamanho argila para formar partículas tamanho

silte ou areia. Este fato é traduzido no aumento de velocidade de sedimentação das partículas destes solos após secagem prévia, contribuindo para diminuição da altura de sedimentos no ensaio de degradação Washington e consequentemente índice melhor de qualidade.

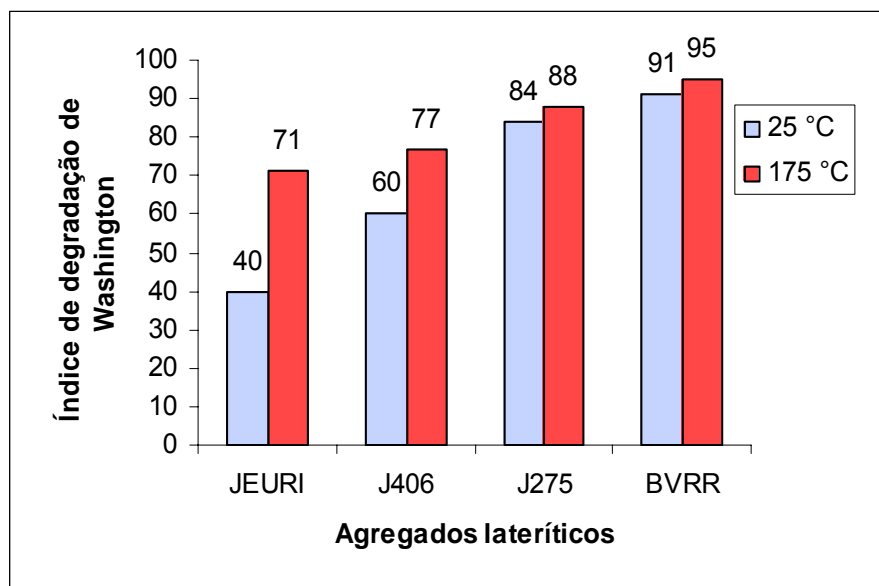


Figura 4.33 – Variação do Índice de Degradação de Washington dos agregados com o tratamento térmico.

#### 4.7 CONSIDERAÇÕES SOBRE A RELAÇÃO ENTRE OS ENSAIOS REALIZADOS

Analisando o desgaste medido nos agregados, nota-se a boa correlação entre os ensaios de Abrasão Los Angeles, Resistência ao Esmagamento e perdas por impacto Treton para os agregados estudados. Evidenciam-se, diferenças marcantes no desgaste sofrido pelos agregados JEURI e J406 em relação ao agregado J275 e BVRR, mostrando que os agregados lateríticos podem apresentar diferentes comportamentos mecânicos de acordo com sua origem e formação.

O desgaste elevado é uma característica de agregados graúdos lateríticos, característica atribuída a sua alta porosidade e estágio de formação. Conforme se percebe, o fator de degradação de Washington para o agregado o classifica como excelente ao passo que o desgaste Los Angeles o coloca na condição de características de desempenho em campo duvidosa. Conforme literatura, agregados lateríticos mesmo apresentando desgaste elevado tem apresentado em campo excelente comportamento.

A Figura 4.34 mostra a correlação obtida entre os ensaios de abrasão Los Angeles e o Índice de Degradação Marshall sem Ligante ( $ID_m$ ) Para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR Os dados obtidos, sugerem ser o  $ID_m$  um ensaio bastante pertinente para avaliar a resistência de agregados, principalmente pela facilidade e rapidez de execução.

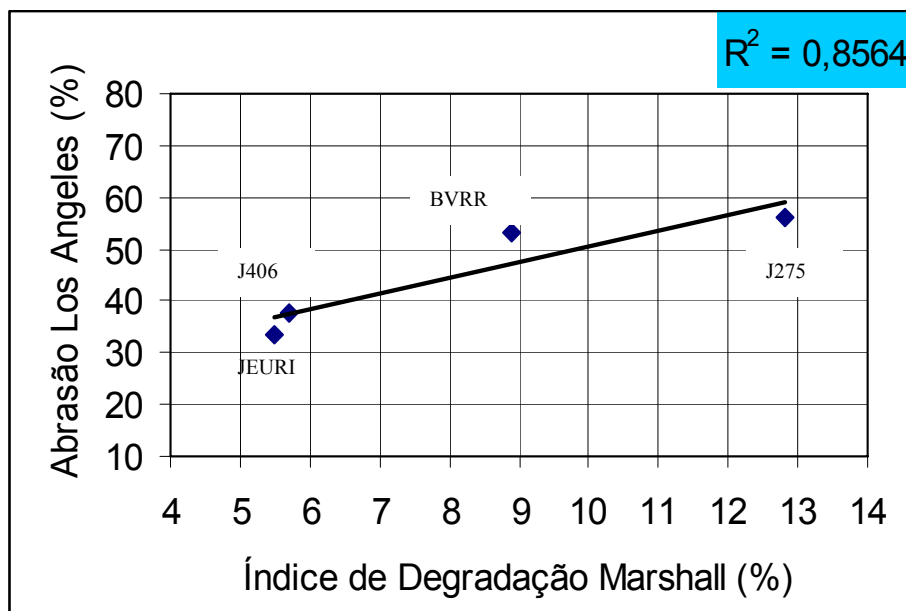


Figura 4.34 - Correlação obtida entre os ensaios de abrasão Los Angeles e Índice de Degradação Marshall sem Ligante ( $ID_m$ ) para os agregados lateríticos pesquisados.

A título de comparação apresentam-se na Tabela 4.29 resultados obtidos por Brasil (1998) para agregados do tipo Gnaisses, basaltos e granitos e na Tabela 4.30 os limites compilados por este autor para agregados de rochas naturais para emprego em pavimentos.

Os agregados lateríticos difere também bastante, destas rochas naturais, principalmente com relação ao desgaste, que é bem mais alto, e absorção de água que é bem mais elevada.

O comportamento mecânico do agregado J275 se assemelha ao da rocha tipo Gnaisses, principalmente, quando se analisa os resultados de desgaste Los Angeles (56,1%) e desgaste por impacto Treton (56%). Os agregados JEURI e J406 de acordo com os resultados obtidos para os ensaios de Abrasão Los Angeles, Desgaste por impacto Treton e 10 % de finos, apresentam resistência semelhante à rocha do tipo granito. O agregado BVRR mostra-se pelas características mecânicas mais próximas das rochas do tipo basálticas.

Tabela 4.29 - Resultados de ensaios de resistência ao desgaste para agregados naturais - amplitude de valores (Brasil, 1998).

Tipo de rocha	L.A. (%)	DIT (%)	IDP (n°)	10% F (kN)	E (%)	ID fervura (#10)
Gnaisses	56 a 74	47 a 70	4,2 - 6,9	63 - 112	62 a 70	4,3 - 9,2
Basaltos	10 a 36,2	11 a 42,3	1,2 - 1,9	162 - 402	81 a 90	1,2 - 6,9
Granitos	36 a 59	41 a 50	3,9 - 4,6	91 - 169	69 a 74	1,3 - 28,5

LA = Desgaste Los Angeles; DIT = Desgaste por impacto Treton; IDP = Índice de degradação Proctor; 10% F = Carga para produção de 10% de finos nos agregados; E = Resistência ao esmagamento e ID = Índice de fervura.

Tabela 4.30 - Limites sugeridos para agregados de rochas naturais para uso em pavimentos (Brasil, 1998).

Ensaio	Método DNIT- ME	Valor Limite Tentativa
Desgaste por abrasão "Los Angeles"	035/94	LA ≤ 50 %
Resistência ao esmagamento	197/97	E ≥ 60%
Perda ao choque Treton	399/99	DIT ≤ 60%
Resistência mecânica 10% de finos	096/94	10% de finos ≥ 60kN
Desgaste após fervura	397/99	Peneira n° 10 ≤ 5 ou Peneira n° 40 ≤ 10
Índice de degradação após o Proctor	398/99	IDP ≤ 6

#### 4.8 APLICAÇÃO DO TESTE DE HIPÓTESE NA VERIFICAÇÃO DA INFLUÊNCIA DO TRATAMENTO TÉRMICO NA RESISTÊNCIA DOS AGREGADOS LATERÍTICOS USADOS NA PESQUISA.

A Tabela 4.31 apresenta o resultado de nove ensaios de abrasão Los Angeles com os agregados pesquisados no estado natural e tratados por 48 horas em estufa a 175°C. Optou-se pela temperatura de 175°C por se tratar da temperatura de aquecimento dos agregados na preparação do CBUQ e da temperatura que correspondeu a um melhor desempenho mecânico das lateritas estudadas. Uma vez que se conhecem as médias e o desvio padrão de cada série é possível verificar se o tratamento térmico realmente interfere nas características mecânicas dos agregados, aplicando-se o teste de hipótese. Este teste permite mostrar estatisticamente se as médias de desgaste sofrido pelos agregados são iguais ou se há ganho de resistência por parte do agregado devido ao efeito da secagem.



Tabela 4.31 - Ensaio de Abrasão Los Angeles para os agregados JEURI, J406, J275 e BVRR no estado natural e tratados a 175°C.

Corpo de prova		1	2	3	4	5	6	7	8	9	Média	$\sigma$	$\Delta A$ (%)	$\Delta R$ (%)
JEURI	AN <sup>1</sup>	33,0	33,9	33,2	33,2	32,9	35,4	32,8	32,8	33,0	33,4	0,84	6,7	20,1
	AA <sup>2</sup>	25,7	26,4	24,8	24,9	29,4	26,2	29,6	28,4	24,5	26,7	1,99		
J406	AN	37,5	37,9	37,8	37,2	37,5	37,4	37,2	37,4	37,2	37,5	0,30	8,1	21,6
	AA	27,8	27,8	27,7	31,6	31,7	31,5	29,0	27,4	30,4	29,4	1,90		
J275	AN	55,2	55,6	55,2	56,5	56,5	57,7	56,2	55,7	56,1	56,1	0,80	6,1	10,9
	AA	52,1	50,5	50,0	51,8	48,0	48,1	46,6	51,1	52,0	50,0	2,00		
BVRR	AN	55,5	49,3	51,7	52,2	54,7	55,2	54,2	53,4	53,2	53,0	1,80	2,2	4,2
	AA	51,3	50,7	51,0	52,2	49,3	50,9	50,4	51,4	50,4	50,8	0,80		

<sup>1</sup>AN = Amostra natural; <sup>2</sup>AA = Amostra pré-aquecida 48 h a 175°C;  $\sigma$  = desvio padrão;  $\Delta A$  = variação absoluta de desgaste;  $\Delta R$  = variação relativa de desgaste.

A Tabela 4.32 mostra o resultado do teste de Hipótese, admitindo-se que se trata de distribuições normais. Adotou-se como hipótese nula ( $H_0$ ) a possibilidade de as médias de desgaste do agregado a 25°C (Y) e 175°C (X) serem iguais e como hipótese alternativa ( $H_1$ ) a possibilidade de a média de desgaste do agregado tratado a 175°C (X) ser menor que obtida a 25°C (Y). A região de aceitação (RA) foi determinada em função do nível de confiabilidade admitido para cada caso ( $\alpha = 1\%$  ou  $5\%$ ).

Tabela 4.32 - Resumo do teste de hipótese aplicado aos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR – Ensaio Los Angeles.

Agregado	$H_0$	$H_1$	TE (U)	RA	Erro Tipo I ( $\alpha$ %)	Erro Tipo II ( $\beta$ %)	Conclusão
JEURI	X = Y	X < Y	9,3	( $-\infty$ , 2,32)	1	0	X < Y
J406	X = Y	X < Y	12,64	( $-\infty$ , 2,32)	1	0	X < Y
J275	X = Y	X < Y	8,49	( $-\infty$ , 2,32)	1	0	X < Y
BVRR	X = Y	X < Y	3,35	( $-\infty$ , 1,64)	(5)	(5)	X < Y

X = média dos resultados do ensaio desgaste Los Angeles (agregados não tratados termicamente); Y = média dos resultados do ensaio desgaste Los Angeles (agregados tratados termicamente); TE = teste estatístico; RA = região de aceitação;  $\alpha$  = Probabilidade de ocorrência do erro tipo I (rejeitar a hipótese nula quando na verdade ela é verdadeira);  $\beta$  = Probabilidade de ocorrência do erro tipo II (aceitar a hipótese nula quando na realidade ela é falsa).

Conforme pode-se observar, todos os agregados apresentaram ganho de resistência mecânica, ao ser tratado termicamente por 48 horas em estufa a 175°C, em comparação com o resultado

dos ensaios realizados com os mesmos agregados não submetidos a pré-secagem. Observa-se ainda (Tabela 4.31) que exceto o agregado BVRR, todos os demais agregados apresentaram quando aquecidos maior desvio padrão que no estado natural, apontando para diferenças na composição dos agregados que reagem com o tratamento térmico.

Para um nível de confiabilidade de 99% os agregados JEURI, J406, J275 apresentaram diminuição absoluta de desgaste da ordem de 20%, 21,6% e 10,9%, respectivamente. O agregado BVRR apresentou diminuição absoluta de desgaste da ordem de 4,2% com grau de confiabilidade de 95%.

Estes resultados mostram também que a constituição mineralógica do material pode ter influência nos resultados dos ensaios. Os agregados com menores valores para o equivalente de areia (ver Figura 4.28), a exemplo do agregado JEURI (EA = 49,5%) e J406 (EA = 35,3%), e, portanto, com maiores concentração de argila em sua constituição, foram os que apresentaram percentuais mais elevados de diminuição de desgaste, ao serem tratados termicamente. Por outro lado, os agregados com equivalente de areia elevado, J275 (EA = 71,2%) e BVRR (EA = 60%), apresentaram ganho de resistência menor e até insignificantes.

Essa constatação é interessante, pois agregados antes rejeitados por normas técnicas tradicionais, desenvolvidas sem levar em consideração a origem e formação dos solos tropicais, passariam a atender tais especificações apenas com uma mudança de metodologia. Fato já observado por Moizinho (1994), quando agregados com valores de Los Angeles acima do valor especificado pelo DNIT (2006) para concreto sujeito a desgaste superficial passariam, após tratamento térmico, a satisfazer às mesmas especificações.

Os minerais de argila, sendo responsáveis por maior parcela de retenção de umidade, fazem com que as diferenças devidas à pré-secagem sejam mais importantes nos agregados com menor equivalente de areia.

A quantidade e o tipo de materiais amorfos presente na estrutura dos agregados, que possivelmente teriam sido cristalizados de maneira mais eficiente pelo efeito da secagem pode ser a causa nas variações dos resultados de resistências obtidos. Cabe destacar que os agregados estudados com maior equivalente de areia apresentam provavelmente um menor teor desses compostos

A Tabela 4.33 apresenta os resultados de perda dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR, no ensaio Treton. Foram efetuadas nove medições com os agregados naturais e nove com os agregados após passarem por um tratamento térmico de 175°C, durante 48 horas.

Tabela 4.33- Resumo dos resultados de desgaste por impacto Treton dos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR em diferentes condições de ensaios.

Corpo de prova		1	2	3	4	5	6	7	8	9	Média	$\sigma$	$\Delta A$ (%)	$\Delta R$ (%)
JEURI	AN <sup>1</sup>	36,7	36,4	32,6	32,9	31,8	33,0	40,0	41,0	40,8	36,1	3,75	4,4	12,2
	AA <sup>2</sup>	33,1	31,3	33,6	28,1	31,2	33,0	32,7	31,0	31,0	31,7	1,68		
J406	AN	34,0	37,9	33,6	36,8	35,1	37,9	41,4	42,2	37,7	37,1	3,11	2,9	7,8
	AA	32,2	35,0	33,8	35,0	31,9	34,5	36,2	36,0	32,8	34,2	1,58		
J275	AN	42,2	55,3	50,5	49,0	44,6	50,9	54,3	52,7	54,3	50,4	4,51	5,4	10,7
	AA	40,8	50,6	38,0	50,9	34,6	44,3	44,8	50,0	50,9	45,0	6,14		
BVRR	AN	38,0	40,3	42,8	36,9	40,8	38,1	39,3	42,6	40,8	40,0	2,05	1,3	-3,3
	AA	46,3	42,6	36,8	34,2	44,3	41,5	41,0	41,3	43,7	41,3	3,74		

<sup>1</sup>AN = Amostra natural ; <sup>2</sup>AA = Amostra pré-aquecida 48 h a 175°C;  $\sigma$  = desvio padrão;  $\Delta A$ = variação absoluta de desgaste ;  $\Delta R$  = variação relativa de desgaste.

Admitindo-se que as seqüências acima sigam uma distribuição normal e sendo conhecida à média e o desvio padrão de cada série, adotou-se como hipótese nula ( $H_0$ ) a possibilidade de as médias de desgaste Treton do agregado tratado a 25°C (Y) e 175°C (X) serem iguais e como hipótese alternativa ( $H_1$ ) a possibilidade de a média de desgaste do agregado tratado a 175°C (X) ser menor que a obtida a 25°C (Y). A região de aceitação (RA) foi determinada em função do nível de confiabilidade admitido para cada caso ( $\alpha = 1\%$  ou  $5\%$ ).

O teste de Hipótese, apresentado na Tabela 4.34, confirma que os agregados JEURI, J406 e J275 apresentaram ganho de resistência ao desgaste Treton, ao sofrerem tratamento térmico. Por outro lado o agregado BVRR apresentou diminuição na resistência com a secagem prévia, fato já observado em outros testes.

Fica evidente que o tipo e a constituição química e mineralógica dos agregados lateríticos, bem como o volume de vazios internos, influenciam no seu comportamento mecânico, tornando-os mais ou menos susceptíveis a metodologia de ensaios a eles aplicados. A metodologia atualmente normalizada não leva estes fatores em consideração, e podendo ser aperfeiçoadas.

Destaca-se que no ensaio de impacto Treton os desvios foram maiores que no caso do ensaio de abrasão Los Angeles. Isso se deve ao fato de que no ensaio Los Angeles se trabalha com maior quantidade de agregado (5kg), e desta forma as variações de porosidade e mineralogia são incorporadas à média. Por outro lado, no ensaio de impacto Treton a avaliação se dá para menor quantidade de agregados (aproximadamente 120g), ampliando a variabilidade em torno da média.

Tabela 4.34 - Resumo do teste de hipótese aplicado aos agregados JEURI, J406, J275 e BVRR – Ensaio Impacto Treton.

Agregado	H <sub>0</sub>	H <sub>1</sub>	TE (U)	RA	Erro Tipo I (α %)	Erro Tipo II (β %)	Conclusão
JEURI	X = Y	X < Y	3,21	(-∞, 1,64)	5	27	X < Y
J406	X = Y	X < Y	2,49	(-∞, 1,64)	5	20	X < Y
J275	X = Y	X < Y	2,12	(-∞, 1,64)	5	27	X < Y
BVRR	X = Y	X < Y	0,91	(-∞, 2,32)	1	95	X = Y

X = média dos resultados do ensaio desgaste por impacto Treton (agregados não tratados térmicamente); Y = média dos resultados do ensaio por desgaste Treton (agregados tratados térmicamente); TE= teste estatístico; RA= região de aceitação; α = Probabilidade de ocorrência do erro tipo I (rejeitar a hipótese nula quando na verdade ela é verdadeira); β= Probabilidade de ocorrência do erro tipo II (aceitar a hipótese nula quando na realidade ela é falsa).

## CAPÍTULO 5

### **5.0 RESULTADOS E ANÁLISE DAS PROPRIEDADES DAS MISTURAS BETUMINOSAS.**

Este capítulo é dedicado à apresentação dos resultados e análise dos dados obtidos para as misturas betuminosas estudadas. Os ensaios realizados com as misturas asfálticas foram: dosagem Marshall, ensaio de umidade induzida, ensaio Cântabro, ensaio de trilha de rodas com simulador de laboratório do tipo L.C.P.C., resistência à tração, módulo de resiliência (os dois últimos por compressão diametral) e ensaio de fadiga por compressão diametral com tensão controlada. A influência do tipo de filer em parâmetros mecânicos de algumas misturas foi avaliada. É mostrada também uma breve análise estrutural de um pavimento tipo, com o uso do programa kenlayer. São avaliadas as tensões e deformações limites, impostas pelos diferentes tipos de tráfego, e o dimensionamento das alturas de revestimentos dos concretos lateríticos estudados para suportá-las. É apresentado um estudo econômico simplificado de misturas betuminosas com agregado laterítico do Estado de Roraima e outra do entorno do Distrito Federal. São comparados os custos dos concretos lateríticos com os custos de concretos betuminosos tradicionais, praticados nestas regiões.

#### **5.1 PARÂMETROS MARSHALL**

As Tabelas 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4, mostram, respectivamente, em função do teor de ligante, as características Marshall das misturas betuminosas pesquisadas, utilizando como agregado o produto da britagem das concreções lateríticas JEURI, J406, J275 e BVRR, respectivamente, enquadradas na faixa C do DNIT e usando CAP 50/70.

As misturas foram constituídas de 32,5% de agregados lateríticos graúdos compreendidos entre as peneiras 19 mm e 4,8 mm, 60% de areia laterítica, entre as peneiras 4,8mm e 0,075mm e 7,5 % de filer laterítico (passando na peneira 200). Nas Tabelas 5.2 e 5.4, os valores entre parênteses, mostram as características Marshall para as misturas pesquisadas, substituindo 7,5% de filer laterítico por igual percentagem de cal.

Também nas Tabelas 5.1, 5.2, 5.3 e 5.4, são apresentados os valores dos vazios totais e efetivos e as relações betume vazios totais e efetivos. As Figuras de 5.1 a 5.4 apresentam para cada mistura betuminosa, em função do teor de ligante, os vazios totais determinados por meio da metodologia Marshall e os efetivos, determinados conforme proposto nesta pesquisa. As relações betume vazios totais e efetivas estão apresentadas nas Figuras 5.5 a 5.9.

Os vazios efetivos, assim como, a relação betume vazios efetiva, foram determinados aplicando a metodologia desenvolvida no item 3.9.1.1. Por meio da equação 3.37 foi possível determinar, com as considerações adotadas, o volume de vazios efetivos ( $VV_{ef}$ ) das misturas. Com a equação 3.38, determinou-se a relação betume vazios efetiva ( $RBV_{ef}$ ).

A diferença de vazios totais para os efetivos, determinados nas misturas asfálticas, deve-se a utilização do peso específico real dos agregados na determinação da densidade máxima teórica da mistura asfáltica, gerando assim, vazios elevados. A determinação destes parâmetros, principalmente para misturas betuminosas com agregados muito porosos, como é o caso das lateritas estudadas, é muito relevante. Misturas que podem ser rejeitadas, por apresentar parâmetros volumétricos fora dos limites de aceitação propostas por normas tradicionais, podem, após correções satisfazerem as mesmas. É importante salientar que o volume de vazios nas misturas é geralmente um fator relevante na escolha do teor ótimo de ligante.

Os resultados quanto à estabilidade e fluência indicam que fundamentalmente não existem diferenças no comportamento dos concretos betuminosos usinados a quente com agregados lateríticos, se comparado aos concretos com agregados convencionais, necessitando, no entanto, sempre de uma maior quantidade de ligante em razão de sua maior porosidade e por conta disto, uma melhor definição dos vazios da mistura betuminosa.

Percebe-se valor de estabilidade bem acima do mínimo exigido por norma de 5,0 kN, fato já constatado por outros pesquisadores com misturas envolvendo agregados lateríticos, principalmente quando se usa material asfáltico mais viscoso. Porém esses parâmetros não influenciaram nas altas estabilidades, resistência à tração, módulo resiliente e vida de fadigas das misturas pesquisadas.

Tabela 5.1 - Resultado do ensaio Marshall para a mistura asfáltica JEURI.

Teor de ligante (%)	Estabilidade (kN)	Fluência (mm)	VV <sub>T</sub> (%)	VV <sub>ef</sub> (%)	RBV <sub>T</sub> (%)	RBV <sub>ef</sub> (%)	$\gamma_a$ kN/m <sup>3</sup>
4	11,1	4,1	30,3	20,9	20,4	27,1	19,50
5	12,4	4,2	26,7	17,1	27,3	37,1	20,20
6	16,3	4,3	25,4	16,0	31,9	42,8	20,10
7	18,1	4,4	22,3	12,7	39,1	52,8	20,60
8	17,8	4,6	19,7	11,3	45,7	62,2	20,90
9	15,8	4,6	13,7	3,6	59,0	84,5	22,10
10	11,7	5,2	12,4	2,4	63,9	89,9	22,10

\*RBV = relação betume vazios; \*\*  $\gamma_a$  = massa específica aparente

Tabela 5.2 - Resultado do ensaio Marshall para a mistura asfáltica J406.

Teor de ligante (%)	Estabilidade (kN)	Fluência (mm)	VV <sub>T</sub> (%)	VV <sub>ef</sub> (%)	RBV <sub>T</sub> (%)	RBV <sub>ef</sub> (%)	$\gamma_a$ kN/m <sup>3</sup>
4	9,3	4,1	31,9	21,6	18,93	25,6	18,77
5	16,0	4,5	25,9	15,0	27,76	39,8	20,10
6	19,4	5,2	21,9	10,9	35,88	53,1	20,75
7	21,5	5,5	18,7	7,4	44,08	66,5	21,26
8	20,1 (18,4)	5,6 (6,0)	15,3 (15,7)	5,0 (5,2)	51,78 (51,74)	78,7 (76,4)	21,61 (21,36)
9	16,8 (17,7)	4,9 (6,4)	13,2 (12,9)	1,9 (1,7)	59,57 (59,90)	91,1 (93,2)	21,93 (21,72)
10	12,3 (10,8)	6,6 (6,8)	11,7 (11,8)	0,4 (0,5)	64,96 (64,40)	97,7 (96,8)	21,96 (21,65)

\* ( ) Mistura com filer cal.

Tabela 5.3 - Resultado do ensaio Marshall para a mistura asfáltica J275.

Teor de ligante (%)	Estabilidade (kN)	Fluência (mm)	VV <sub>T</sub> (%)	VV <sub>ef</sub> (%)	RBV <sub>T</sub> (%)	RBV <sub>ef</sub> (%)	$\gamma_a$ kN/m <sup>3</sup>
6	13,0	4	22,1	11,1	35,8	52,3	20,77
7	14,7	4,2	20,4	9,2	41,5	61,2	20,88
8	15,5	4,4	18,1	7,8	48,1	68,2	21,12
9	16,1	4,5	15,3	5,6	55,5	77,4	21,47
10	16,9	5,3	12,2	2,3	64,4	90,4	21,70
11	13,2	5,6	12,0	4,0	61,1	92,1	21,50
12	11,1	6,8	12,0	2,5	65,3	92,5	21,15

Tabela 5.4 - Resultado do ensaio Marshall para a mistura asfáltica BVRR.

Teor de ligante (%)	Estabilidade (kN)	Fluência (mm)	VV <sub>T</sub> (%)	VV <sub>ef</sub> (%)	RBV <sub>T</sub> (%)	RBV <sub>ef</sub> (%)	$\gamma_a$ kN/m <sup>3</sup>
5	17,5	4,4	10,8	7,7	52,6	61	24,19
6	18,7	4,1	8,2	5,0	64,2	74,5	24,49
7	15,8 (18,2)	4,5 (5,2)	5,9 (6,2)	2,9 (3,0)	74,3 (72,8)	86,7 (83,2)	24,65 (24,50)
8	12,80 (10,3)	5,7 (6,4)	4,5 (4,5)	1,4 (1,4)	81,5 (80,9)	93,5 (90,5)	24,61 (24,41)
9	8,6 (7,8)	7,7 (7,6)	3,9 (3,0)	0,9 (0,4)	84,8 (87,6)	96,1 (98,1)	24,33 (24,25)
10	7,3	10,1	3,4	0,8	87,4	98,2	24,07

( ) Mistura com filer cal.

As misturas JEURI, J406 e J275 apresentaram parâmetro Marshall semelhante aos obtidos por Guimarães e Ribeiro (2005) com uma mistura betuminosa usinada a quente, faixa C do DNIT, fabricada com agregados reciclados proveniente de entulho composto da cidade de Goiânia Capital do Estado de Goiás. Segundo o autor, o alto consumo de CAP e a alta porcentagem de vazios apresentado pela mistura está relacionada à alta porosidade e, conseqüentemente, alta absorção que o agregado apresenta.

Pode-se observar na Tabela 5.5 que mesmo para um alto consumo de CAP (até 13%), a mistura apresentou alta porcentagem de vazios, variando de 10,6% a 18,7%, e conseqüentemente baixa relação betume/vazios, variando de 43% a 66%, ou seja, distante dos valores especificados que são, respectivamente, 3% a 5% para porcentagem de vazios e 72% a 82% para RBV.

Tabela 5.5 - Resumo Marshall para agregado proveniente de entulho da cidade de Goiânia.  
Fonte (Guimarães e Ribeiro, 2005).

Parâmetros	Porcentagem de Ligante						Especificação
	8,0	9,0	10,0	11,0	12,0	13,0	
Massa específica aparente (kN/m <sup>3</sup> )	19,23	19,39	19,74	20,03	19,88	19,71	
Porcentagem de Vazios (%)	18,7	16,8	14,1	11,6	11,1	10,6	3 a 5
Relação Betume Vazios (%)	43	49	55	61	64	66	75 a 82
Estabilidade Mínima (kN)	10,30	10,93	11,32	12,41	9,87	7,84	2,50
Fluência (mm)	2,3	2,2	2	2,3	3,1	4,1	2,0 a 4,6

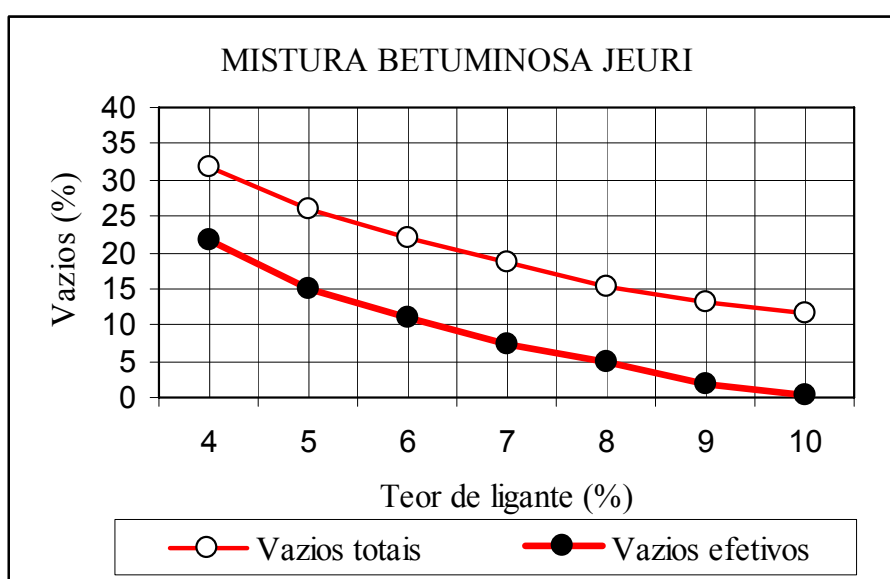


Figura 5.1 - Vazios totais e efetivos da mistura JEURI



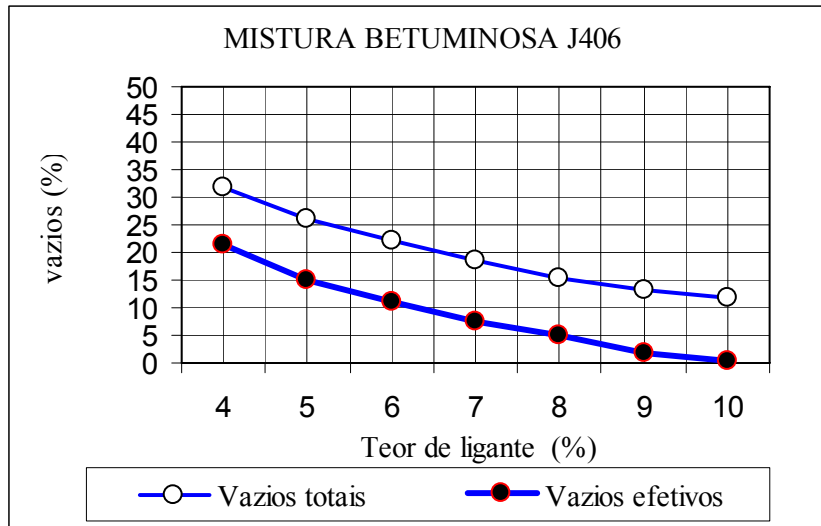


Figura 5.2 - Vazios totais e efetivos da mistura J406

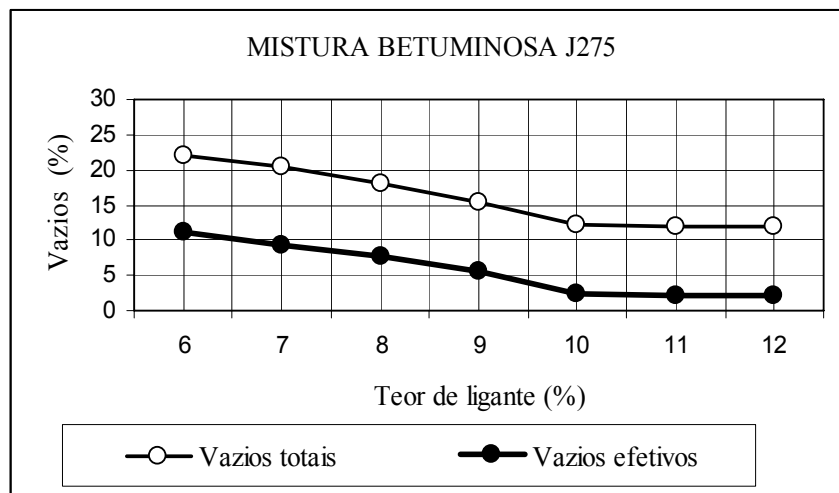


Figura 5.3 - Vazios totais e efetivos da mistura J275

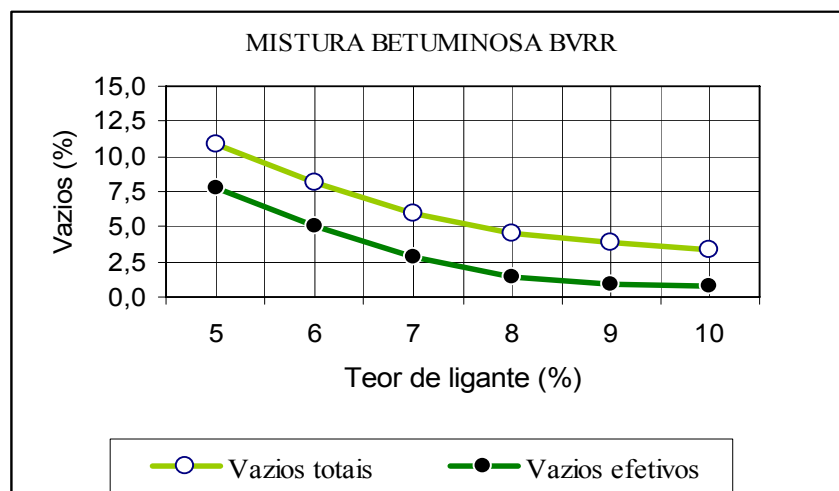


Figura 5.4 - Vazios totais e efetivos da mistura BVRR

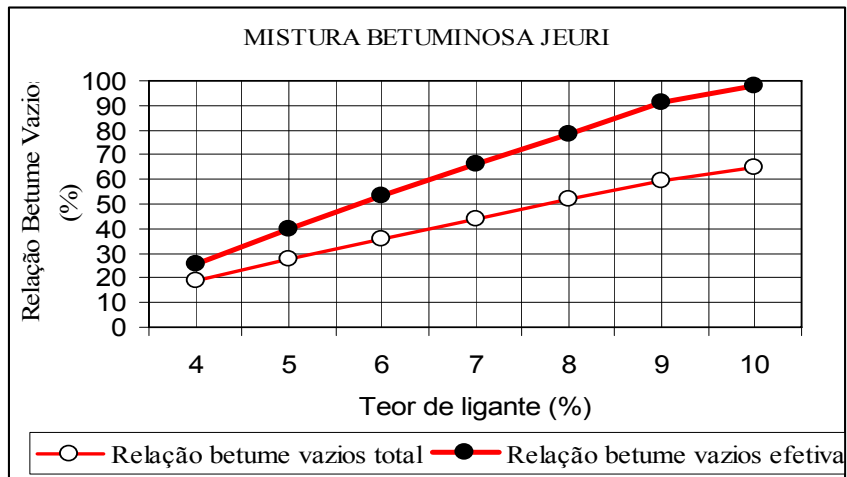


Figura 5.5 - Relação betume vazios totais e efetivos para mistura JEURI

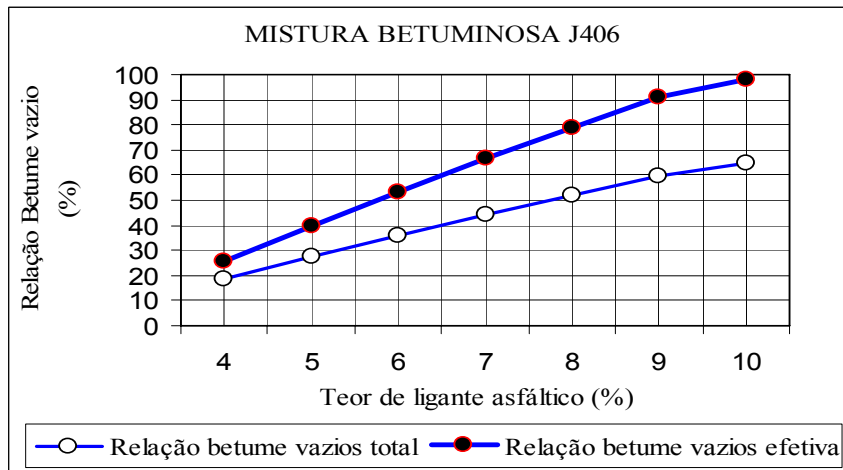


Figura 5.6 - Relação betume vazios totais e efetivos para mistura J406

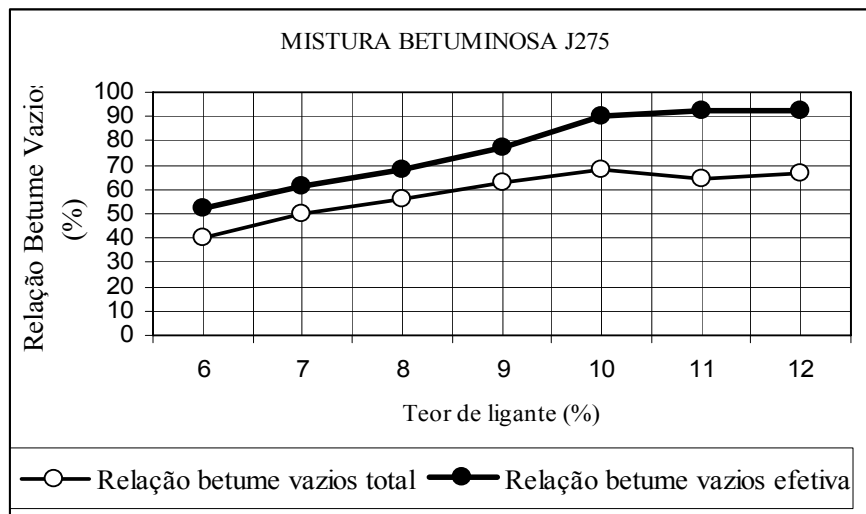


Figura 5.7 - Relação betume vazios totais e efetivos para mistura J275

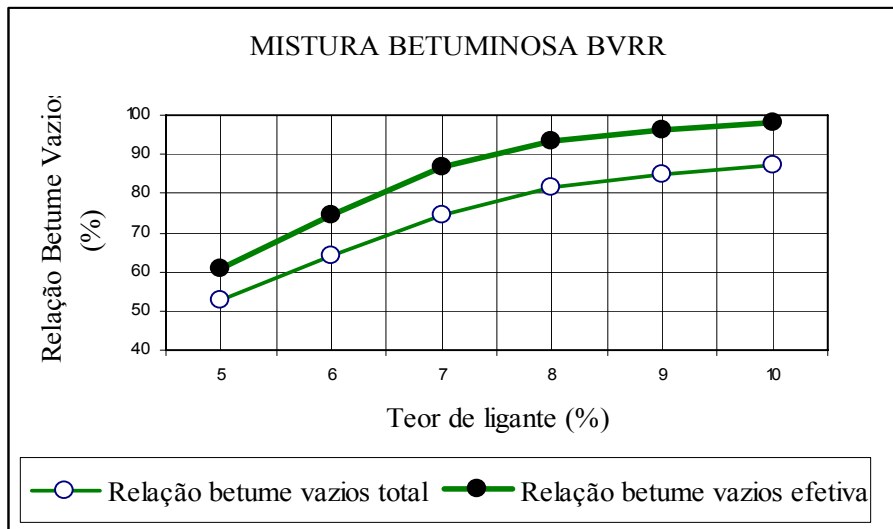


Figura 5.8 - Relação betume vazios totais e efetivos para mistura BVRR.

### 5.1.1 Influência do tipo de filer nos parâmetros Marshall

As misturas com percentagem de filer maiores que 6%, teoricamente, tenderiam a constituir misturas economicamente não atraentes, pois na prática, requereriam uma quantidade muito elevada de filer para a sua viabilização, além de representarem um risco ao comportamento mecânico das misturas, haja vista a ocorrência de uma diminuição muito grande do volume de vazios nos arranjos granulométricos aliada ao perigo de enrijecimento considerável do mástique gerado pelo pó laterítico, o que tornaria o comportamento das misturas asfálticas frágil à passagem das cargas transientes dos veículos, contribuindo para uma ruptura precoce das camadas de revestimento. Porém o percentual de 7,5 % de filer usado nesta pesquisa mostrou-se adequado principalmente quando se analisa os resultados do ensaio de deformação permanente das misturas pesquisadas. Por outro lado, a britagem da laterita gera considerável volume de finos tornando viável economicamente seu uso, ao invés de filer industrializado.

A especificação Superpave propõe o índice obtido da relação filer/betume, objetivando indicar a deficiência de “CAP livre”, ou seja, aquela fração não aderida aos agregados e que juntamente com o filer em suspensão formam os mástiques, que atuam na inibição do trincamento das misturas asfálticas, sendo esta deficiência caracterizada quando esta relação apresenta valores elevados, isto é, acima do limite máximo da escala de 0,6 a 1,2 (Ceratti et al, 2003). Nesta pesquisa este índice foi de 0,8 para as misturas J406 e JEURI, no teor ótimo considerado de 9% de ligante asfáltico. Para a mistura J275 no teor de 10% de ligante

asfáltico o índice foi de 0,75 e para a mistura BVRR foi de 0,94 para 8% de ligante. Conforme se observa pelos valores determinados, todas as misturas atendem a especificação Superpave no tocante à relação filer/betume.

Os resultados obtidos indicam ainda que a substituição do filer laterítico por filer cal, nas mesmas proporções, provocou discreta variação na estabilidade Marshall e leve aumento na fluência das misturas. A substituição do filer, pelos resultados mostrados, praticamente não alterou os parâmetros da relação betume vazios (RBV), volume de vazios (VV) e massa específica aparente ( $\gamma_a$ ) das misturas.

Os resultados permitem afirmar que o filer laterítico não é o responsável pelo alto valor de vazios determinados nas misturas. Os fatores determinantes para os elevados valores de Vv e baixos valores de RBV são o processo de compactação e principalmente a existência de vazios não conectados no interior das concreções e os vazios conectados e não preenchidos de ligante por completo.

Os valores de massa específica aparente da mistura asfáltica com filer laterítico foram próximos aos valores obtidos com a mistura asfáltica composta com o filer cal. Este fato deve-se ao uso da mesma massa de filer e da relativamente pequena proporção desta em relação à massa da mistura.

A Tabela 5.6 mostra um resumo dos valores dos parâmetros Marshall obtido, no teor ótimo de ligante asfático, e considerando os vazios totais e os vazios efetivos de cada mistura asfáltica. Os dados apontam para diminuição do teor ótimo de ligante, quando se considera os vazios efetivo das misturas.

Os teores adotados como “ótimo” para cada mistura, foram definidos em função dos parâmetros que atendessem ou, mas se aproximassem dos limites especificados pelas normas do DNIT (ES 031/2006).

A mistura BVRR, passou do teor ótimo de ligante 8% para o teor de 6%. Esta redução é bastante considerável, principalmente em termos econômicos, uma vez que o CAP é o elemento mais caro no processo de fabricação de CBUQ.

Tabela 5.6 - Parâmetros físicos e mecânicos das misturas asfálticas no teor ótimo de asfalto.

Parâmetros	Vazios totais				Vazios efetivos			
	JEURI	J406	J275	BVRR	JEURI	J406	J275	BVRR
	Teor ótimo de ligante (%)				Teor ótimo de ligante (%)			
	9%	9%	10%	8%	9%	8%	9%	6%
Estabilidade Marshall (kN)	15,8	16,8	16,9	12,8	15,8	20,1	16,1	18,7
Fluência (mm)	4,6	4,9	5,3	5,7	4,6	5,6	4,5	4,1
RBV (%)	59	59,6	64,4	81,5	84,5	78,7	77,4	74,5
Vazios (%)	13,7	13,3	12	4,5	3,6	5	5,6	5
Massa específica aparente (kN/m <sup>3</sup> )	22,1	21,9	21,7	24,6	22,1	21,6	21,5	24,5
Resistência à tração diametral (MPa)	1,95	1,9	1,19	1,6	1,95	2,1	1,4	1,9
Desgaste Cântaro (%)	12,2	14	6,9	5,7	12,2	16,8	10	9,8

Para fins de comparação, na Figura 5.9 são apresentados valores de estabilidade Marshall obtidos por diversos pesquisadores em função do tipo de agregado e teor de ligante. Nota-se que as misturas densas pesquisadas apresentaram valores elevados de estabilidade para teores de betume de 5% a 7% quando comparado às demais misturas. Este fato mostra a importância do tipo de asfalto, da composição da mistura, tipo de agregado graúdo, miúdo e filler.

É bom destacar que nas misturas betuminosas JEURI, J406, BVRR e J275, a laterita foi usada nas frações graúda, areia e filler com granulometria por pesagem enquadrada no centro da faixa C proposta pelo DNIT, além do uso de CAP 50/70 de maior viscosidade que contribuiu para o aumento da estabilidade das misturas asfálticas. Todas as demais misturas foram confeccionadas com agregado graúdo laterítico, areia e como filler os tradicionalmente usados como: cal, cimento, pó calcário etc.

Em termos de estabilidade as misturas pesquisadas atendem com folga ao limite mínimo estabelecido pelo DNIT, para revestimento asfáltico, inclusive para uso em tráfego pesado.

A Tabela 5.7 apresenta o resultado da média e do desvio padrão, da estabilidade Marshall de nove corpos de prova para as misturas betuminosas JEURI, J406, J275 e BVRR no teor de 9% de ligante asfáltico.

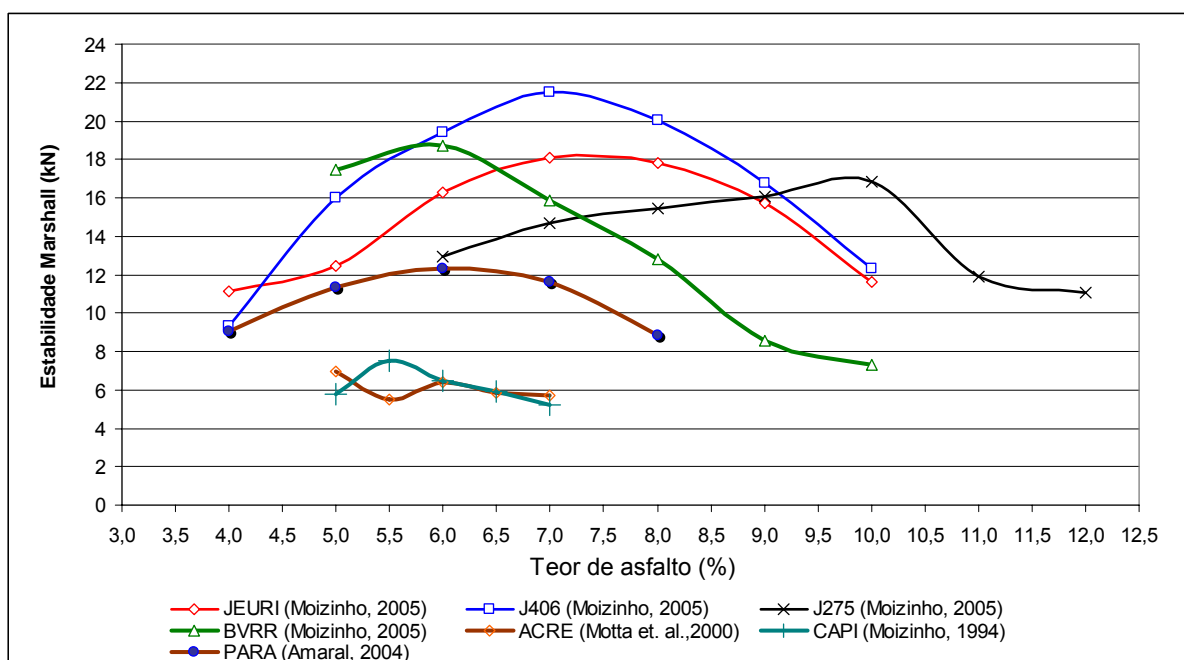


Figura 5.9 - Estabilidade Marshall de misturas betuminosa utilizando agregado laterítico em função do teor de asfalto (modificado de Motta, 2000).

Tabela 5.7 – Resultado da estabilidade Marshall de nove corpos de prova para as misturas betuminosas JEURI, J406, J275 e BVRR no teor de 9% de ligante asfáltico.

Corpo de prova	1	2	3	4	5	6	7	8	9	Média	DP
Agregado	Estabilidade Marshall (kN) / Fluência (mm)										
JEURI	16,9	16,4	15,5	15,5	17,2	15,9	16,4	13,9	14,1	15,8	1,16
	4,4	5,9	4,4	4,8	4,4	4,8	4,4	4,8	4,4	4,6	0,49
J406	18,9	17,2	15,3	16,5	18,3	18,6	16,9	15,7	13,5	16,8	1,75
	5,6	5,2	4,4	4,4	5,6	5,6	4,8	4,4	4,4	4,9	0,54
J275	15,9	14,2	16,8	17,5	15,2	14,2	18,4	17,1	16,0	16,1	1,45
	4,8	4,0	5,2	5,2	4,0	5,4	4,0	4,2	4,0	4,5	0,61
BVRR	9,2	7,4	8,2	9,2	10,0	8,2	10,2	7,2	8,0	8,6	1,08
	7,2	7,2	7,2	7,8	8,4	7,6	7,8	7,6	8,5	7,7	0,49

A Tabela 5.8 apresenta o resultado do teste estatístico (teste de hipótese) para verificar as diferenças entre as misturas betuminosas com relação estabilidade Marshall e concluir se o agregado tem ou não influência neste parâmetro. A região de aceitação (RA) foi determinada em função do nível de confiabilidade admitido para cada caso ( $\alpha = 1\%$  ou  $5\%$ ).

Os resultados obtidos permitem concluir que o agregado BVRR influenciou no valor da estabilidade Marshall, uma vez que a composição granulométrica e o ligante eram os mesmos. Estatisticamente, não foi observado, para o teor de ligante adotado, diferenças nas estabilidades dos agregados JEURI, J406 e J275.

Tabela 5.8 – Teste de Hipótese para as misturas betuminosas JEURI, J406, J275 e BVRR.

Agregado	H <sub>0</sub>	H <sub>1</sub>	TE (U)	RA	Erro Tipo I (α %)	Erro Tipo II (β %)	Conclusão
Estabilidade - Teor ótimo: Euri (9%); J406 (9%) J275 (10%) e BVRR (8%)							
JEURI / J406	X =Y	X<Y	1,47	(-∞ , 1,64)	5	55	X =Y
JEURI / J275	X =Y	X<Y	0,56	(-∞ , 1,64)	5	90	X =Y
JEURI / BVRR	X =Y	X>Y	13,69	(-∞ , 1,64)	1	0	X >Y
J406 / BVRR	X =Y	X>Y	11,96	(-∞ , 2,32)	1	0	X >Y
J275 / BVRR	X =Y	X>Y	12,44	(-∞ , 1,64)	1	0	X >Y
J406 / J275	X =Y	X>Y	0,31	(-∞ , 1,64)	5	80	X =Y

## 5.2 ENSAIO DE RESISTÊNCIA À TRAÇÃO

Foram feitas quinze determinações da resistência à tração por compressão diâmetral ( $\sigma_t$ ), para cada tipo de mistura estudada, sendo três para cada teor de ligante adotado. Os valores médios destas medidas apresentaram resultados superiores, quando comparados com resultados de CBUQ convencionais moldados na faixa C (Soares, Motta, Paiva e Branco, 2000). Observou-se uma tendência de aumento de ( $\sigma_t$ ) com o aumento do teor de ligante asfáltico.

Conforme apresentado na Tabela 5.9 e Figuras de 5.10 a 5.14 as misturas apresentaram, valor médio de  $\sigma_t$  acima dos valores apresentados por misturas convencionais (faixa C). Para as misturas estudadas foram encontrados os seguintes valores; 1,95, 1,90, 1,19 e 1,60 MPa, respectivamente, para as misturas JEURI, J406, J275 e BVRR, resultado compatível com os obtidos em outras pesquisas com uso de agregados convencionais e alternativos e uso de ligantes tradicionais e modificados por polímero.

Tabela 5.9 - Resistência à tração diametral em função do teor de asfalto para as misturas asfálticas J406, JEURI, J275 e BVRR.

MISTURA	TEOR DE LIGANTE (%)	$\sigma_t$ (MPa), 25°C FÍLER LATERÍTICO
JEURI	6,0	1,55
	7,0	2,25
	8,0	2,03
	9,0	1,95
	10,0	1,59
J406	6,0	1,90
	7,0	2,15
	8,0	2,10
	9,0	1,90
	10,0	1,62
J275	7,0	1,06
	8,0	1,12
	9,0	1,36
	10,0	1,19
	11,0	0,88
BVRR	5,0	1,65
	6,0	1,90
	7,0	1,83
	8,0	1,60
	9,0	1,23

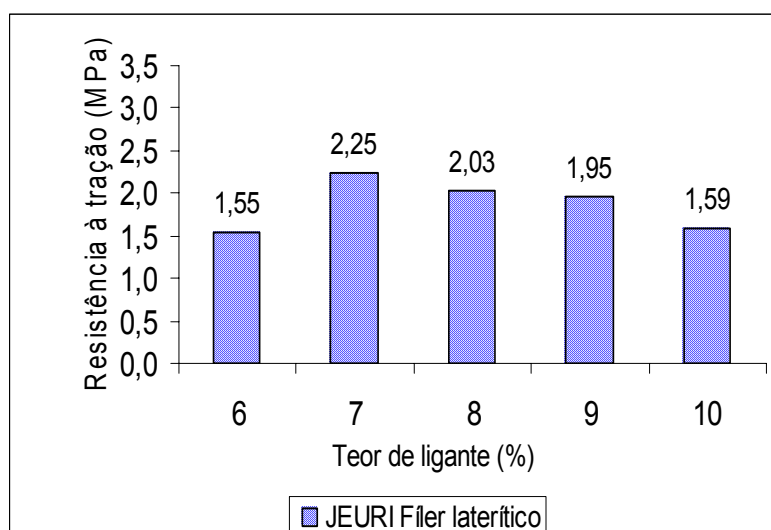


Figura 5.10 - Resistência à tração da mistura JEURI com fíler laterítico



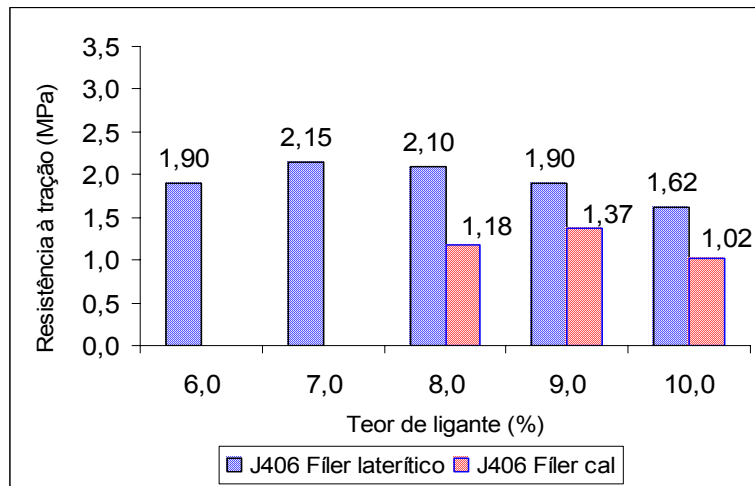


Figura 5.11 - Resistência à tração da misturas J406 com filer laterítico.

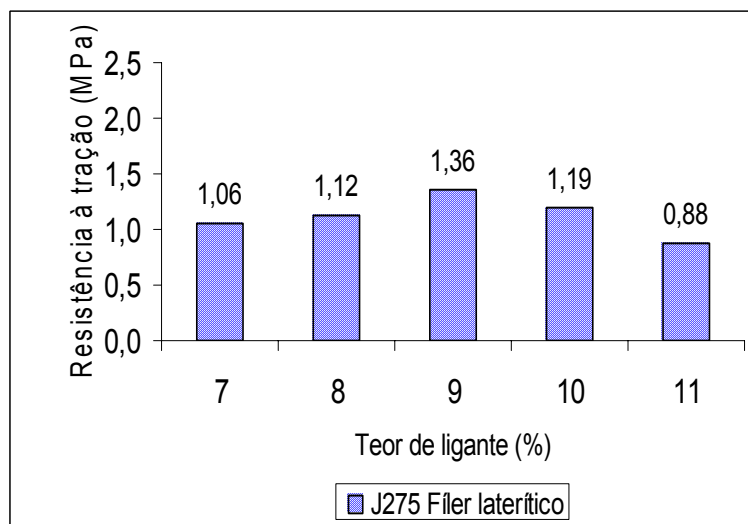


Figura 5.12 - Resistência à tração da mistura J275 com filer laterítico

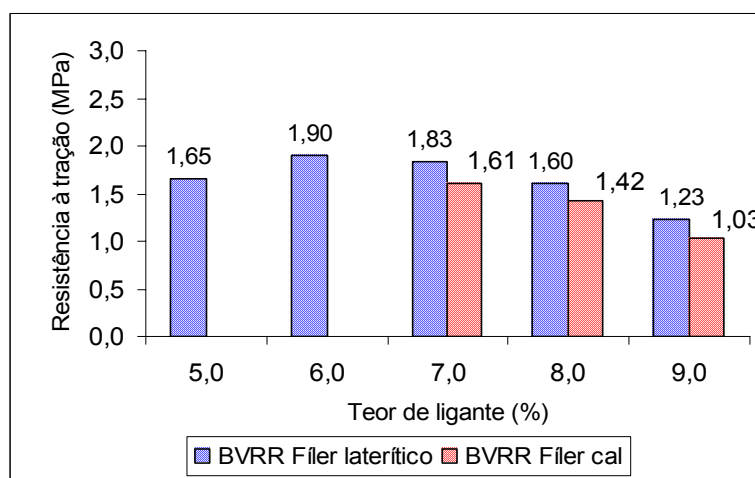


Figura 5.13 - Resistência à tração das misturas BVRR.

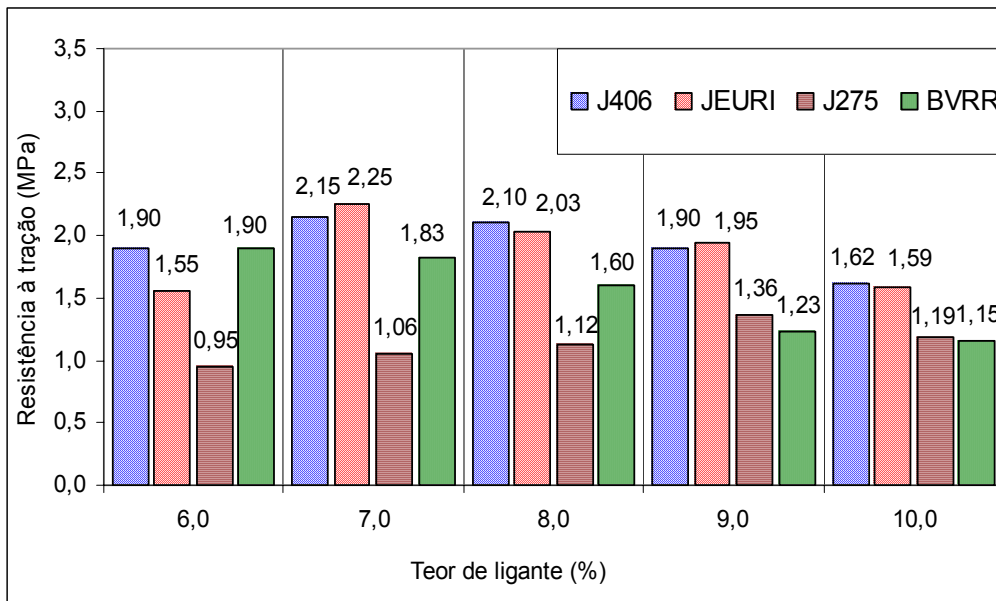


Figura 5.14 - Resistência à tração das misturas J406, JEURI, J275 e BVRR para diferentes teores de ligante

A Tabela 5.10 apresenta os resultados médios de resistência à tração a 25°C para seis corpos de provas das misturas betuminosas J406 e BVRR, confeccionadas com filer laterítico e filer cal, nas mesmas condições. Os resultados obtidos apontam a variação de resistência à tração em função do teor de ligante e tipo de filer usado.

A resistência à tração da mistura com a laterita da jazida J406 (DF) atingiu um pico de 2,15 MPa com um teor de betume de 7,0% com filer laterítico, contra um valor de RT máximo de 1,37 MPa para um teor de betume de 9,0% com filer cal. Este valor representa cerca de 63% da resistência à tração da mistura com filer laterítico, além de um aumento absoluto de 2% no teor de ligante.

A mesma tendência de redução na resistência à tração e aumento do consumo de ligante é também observada na Tabela 5.10 para as misturas confeccionadas com a laterita proveniente da jazida de Boa Vista (BVRR), quando se substitui o filer laterítico por filer cal. Portanto, pode-se afirmar que o filer laterítico produz uma mistura com melhor resistência e menor custo.

Baseado no parâmetro de RT, a redução de custo é relativa tanto ao menor consumo do ligante, quanto ao uso de um material de rejeito no lugar de um material industrial mais caro, a cal. Ao mesmo tempo, o uso do filer laterítico evita um problema ambiental ao excluir a

produção de rejeitos de britagem. De um modo geral a resistência à tração para as misturas estudadas estão bem acima do valor mínimo (0,65 MPa), sugerido pela norma DNIT 031/2006-ES.

Tabela 5.10 - Ensaio de resistência à tração por compressão diametral.

Teor de ligante (%)	5,0	6,0	7,0	8,0	9,0	10,0
Mistura	Resistência à Tração a 25°C, RT (MPa)					
J406 (filer laterítico)		1,90	2,15	2,10	1,90	1,62
J406 (filer cal)				1,18	1,37	1,02
BVRR (filer laterítico)	1,65	1,90	1,83	1,60	1,23	
BVRR (filer cal)			1,61	1,42	1,03	

### 5.3 ENSAIO DE UMIDADE INDUZIDA

A Figura 5.15 apresenta os resultados encontrados para a razão de resistência à tração das misturas asfálticas. A razão de resistência à tração foi de 85,6%, 78,5%, 70,2% e 67,7%, respectivamente, para as misturas BVRR, J275, JEURI e J406.

São consideradas misturas com uma boa adesividade, aquelas cujo quociente obtido entre os valores da resistência à tração das misturas condicionadas e não condicionadas (em percentagem), denominado de resistência residual à tração (RRT), atinge valores de menos 70% (Hicks, 1991). Já a metodologia Superpave do Programa SHRP recomenda valores acima de 80% (AASHTO T 283/89, 1989). A norma DNIT 031/2006-ES, recomenda um valor mínimo de razão de resistência à tração de 70%.

No geral, as misturas apresentaram resistência à tração retida (RRT) satisfatória, com destaque para a mistura BVRR e J275. Estes valores estão compatíveis com o mínimo recomendado de 70 %, pelo DNIT. Nota-se o bom comportamento quanto à adesividade ligante/agregado, uma vez que este ensaio simula a ação da água em estados físicos diferente no interior da mistura.

Bons resultados de RRT foram obtidos por Amaral (2004), ao estudar mistura betuminosa com laterita do estado do Pará. A boa adesividade obtida com as frações graúdas e miúdas do agregado contribuiu para o excelente valor determinado.

As misturas JEURI e J406, cujos finos dos agregados apresentam características argilosas, apresentaram valores para RRT inferiores aos obtidos para misturas BVRR e J275, cuja fração fina apresenta características arenosas. Logo as características mineralógicas dos agregados influênciam no poder de coesão do agregado com o ligante asfáltico.

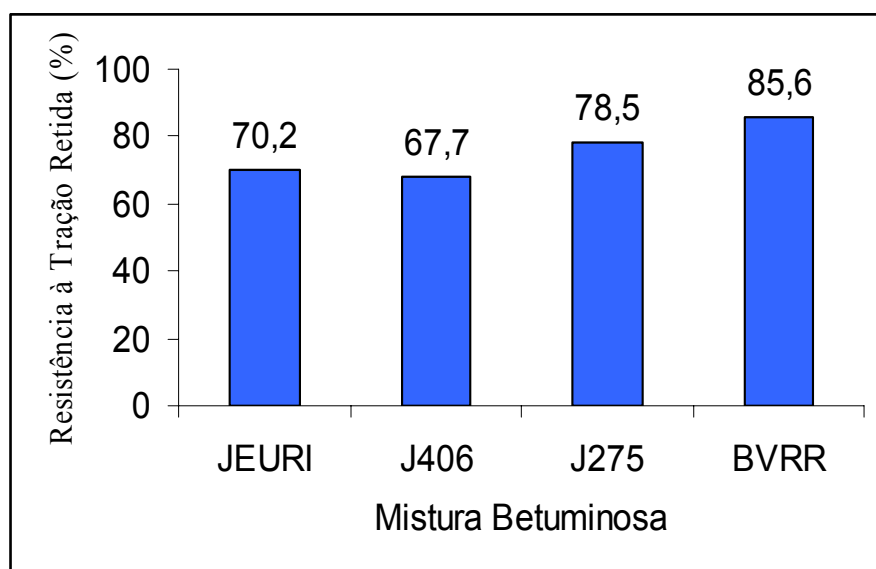


Figura 5.15 – Valores da razão da resistência à tração (RRT) para as quatro misturas

#### 5.4 MÓDULO DE RESILIÊNCIA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

A Tabela 5.11 apresenta os resultados dos ensaios de módulo de resiliência por compressão diametral e da relação  $MR/\sigma_t$  para as quatro misturas estudadas. As Figuras 5.16 e 5.17 apresentam, respectivamente, os valores médios encontrados para os módulos de resiliência das misturas betuminosas J406 e BVRR com filer laterítico e filer cal. As Figuras 5.18 e 5.19 mostram as relações  $MR/\sigma_t$  das misturas citadas em função do teor de ligante.

Nota-se que os valores do módulo de resiliência para a mistura J406 com filer laterítico, no teor ótimo (9%) é o dobro do valor do obtido para a mistura BVRR com filer laterítico, no teor ótimo (8%). A mistura J406 com filer laterítico apresentou em todos os teores de ligante, valor de módulo superior ao da mistura J406 com filer cal.

Tabela 5.11 – Resultados médios dos ensaios de módulo de resiliência e da relação  $MR/\sigma_t$ .

MISTURA	Teor de ligante (%)	MR (MPa)	DP	$MR/\sigma_t$
J406 - filer laterítico	8,0	14307,8	1537,6	6813,2
	9,0	10210,8	1802,4	5374,1
	10,0	8079,8	1102,2	4987,5
J406 - filer cal	8,0	9966,5	432,0	8446,2
	9,0	7667,7	925,3	5596,9
	10,0	6565,0	938,0	6436,3
BVRR - filer laterítico	7,0	5607,0	1005,9	3063,9
	8,0	5434,3	702,7	3396,4
	9,0	4289,5	406,9	3487,4
BVRR - filer cal	7,0	6972,3	270,1	4330,6
	8,0	6377,7	425,2	4491,3
	9,0	5684,7	176,9	5519,1

A substituição de 7,5 % de filer laterítico (material passando na peneira 200), por igual massa de cal contribuiu para redução do módulo dessa mistura. Para a mistura BVRR com filer laterítico, o módulo de resiliência apresentou valor 17,4% inferior ao obtido para mistura BVRR com filer cal, neste caso a cal substituindo o filer laterítico contribuiu para aumentar o módulo da mistura.

Nota-se que as misturas com filer laterítico apresentaram relação  $MR/RT$  menores que as misturas com a cal como filer, indicando assim, a possibilidade de uma maior resistência à fadiga. Analisando as frações granulométricas dos filers utilizados nesta pesquisa, apresentadas na Tabela 5.12, percebe-se que mais de 50% da cal utilizada tem partículas com diâmetro inferior a 20  $\mu\text{m}$ . Neste caso uma grande fração de cal incorpora-se ao ligante asfáltico aumentando sua viscosidade e também a rigidez da mistura. Se por um lado o enrijecimento pode melhorar as propriedades relativas à resistência à deformação permanente, pode também diminuir a resistência à fadiga.

Tabela 5.12 - Granulometria dos materiais de enchimento (fíler) usados na pesquisa.

Fração	JEURI	J406	J275	BVRR	CAL
< 75 $\mu\text{m}$	97%	92%	90%	90%	92%
< 40 $\mu\text{m}$	73%	67%	64%	60%	70%
< 20 $\mu\text{m}$	39%	36%	32%	20%	55%
< 5 $\mu\text{m}$	15%	13%	12%	9%	29%
200 $\mu\text{m}$ < areia fina < 60 $\mu\text{m}$	10%	16%	18%	21%	14%
60 $\mu\text{m}$ < silte < 2 $\mu\text{m}$	81%	77%	75%	74%	67%
argila < 2 $\mu\text{m}$	9%	7%	7%	5%	19%

Para a mistura com a laterita J406 a melhor relação MR/RT com o filler cal ocorreu para um teor de ligante de 9,0%. Como o filler cal é mais usual que o filler laterítico, este teor será tomado como base de referência nas discussões. Neste caso o valor de módulo resiliente foi de 7668 MPa, o que é um tanto elevado se comparado a valores típicos de módulo resiliente de misturas confeccionadas com agregados mais usuais como granito, basalto ou até mesmo o calcário, usado no DF. Ainda assim este valor de módulo resiliente para a mistura com filler cal representa uma redução de cerca de 25% em relação ao obtido para a mistura com 9% de ligante e filler laterítico, a qual apresentou um valor de MR igual a 10211 MPa.

Para as misturas com a laterita de BVRR com filler cal, as relações MR/RT não foram muito diferentes para teores de ligante 7% ou 8%. Adotando-se este último teor como uma referência, o valor de módulo resiliente foi de 6378 MPa. Este valor é 17% superior ao módulo de 5434 MPa determinado para a mistura confeccionada com a mesma quantidade de ligante e filler laterítico.

De um modo geral o módulo das misturas com o agregado laterítico da jazida J406 (do DF) foram superiores ao das misturas com o agregado BVRR (de Roraima), refletindo a influência das diferentes condições climáticas em que estas agregações foram formadas. A fração fina oriunda da britagem da laterita do DF tinha constituição argilosa, enquanto que a proveniente de Roraima tinha uma constituição mais arenosa.

Neste contexto, o efeito da adição de cal foi aumentar o módulo da mistura cujos agregados apresentam característica arenosa e a diminuição de módulo para misturas cujos agregados apresentam constituição argilosa. Verificou-se também, conforme mostrado na Tabela 5.11, que o módulo de resiliência em todas as misturas diminuiu com o aumento do teor de ligante na faixa ensaiada nesta pesquisa, fato também observado por Amaral (2004) para misturas betuminosas com agregados lateríticos.

Analisando as curvas granulométricas dos fillers utilizado nesta pesquisa, verifica-se que 100% do material passa na peneira 200, mais de 50% passa na peneira 20 $\mu$ m e uma parcela significativa menor que 5 $\mu$ m. Neste caso, o filler incorporou-se ao cimento asfáltico, envolvendo as partículas de agregados. Quanto menor o tamanho de partícula do filler, maior a incorporação do mineral no ligante, aumentando a rigidez da mistura. Se por um lado o enrijecimento melhora as propriedades relativas à resistência à deformação permanente, pode também piorar a resistência à fadiga.

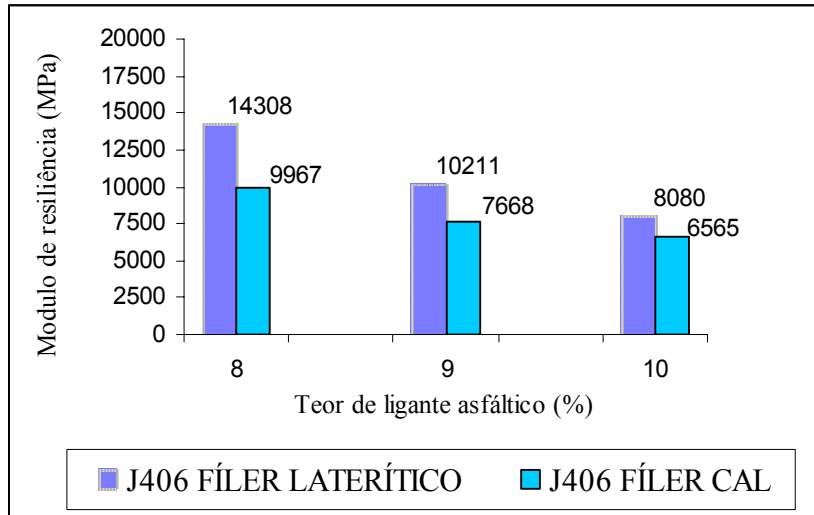


Figura 5.16 – Módulos de resiliência por compressão diametral para a mistura J406.

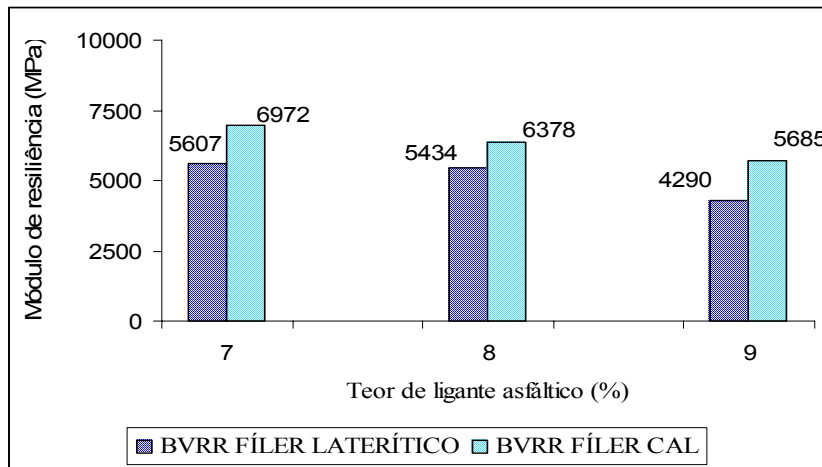


Figura 5.17 – Módulos de resiliência por compressão diametral para a mistura BVRR.

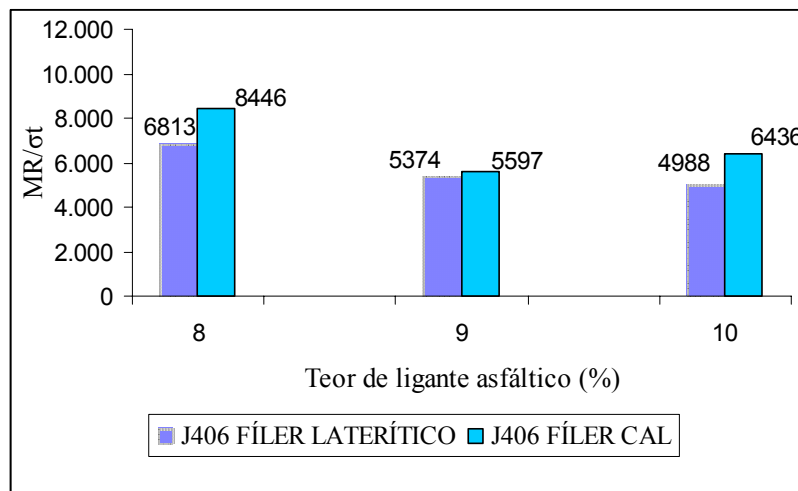


Figura 5.18 – Relação módulo de resiliência/resistência à tração para a mistura J406

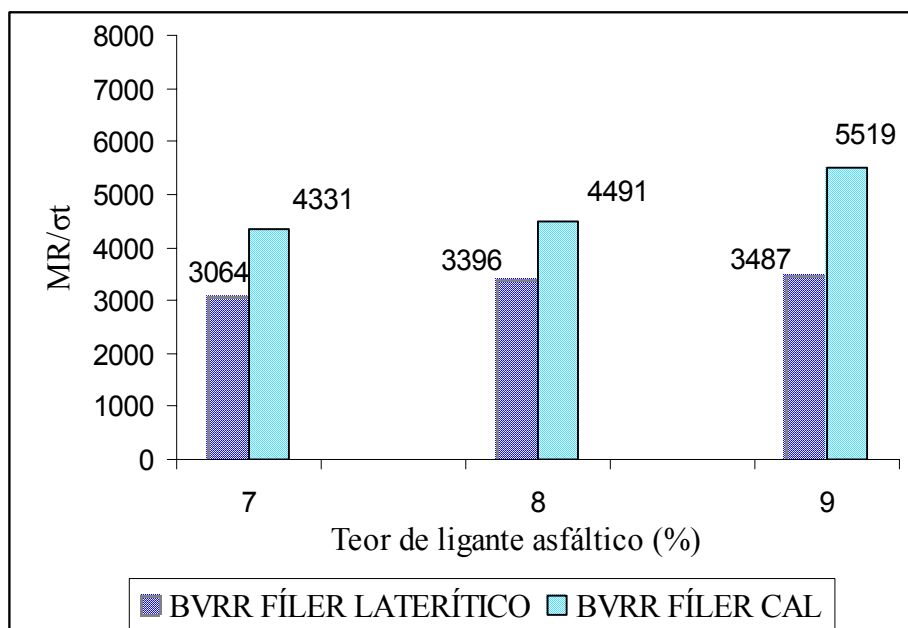


Figura 5.19 – Relação módulo de resiliência/resistência à tração para a mistura BVRR

É corrente nos resultados apresentados, como era de se esperar, a tendência de redução dos valores dos módulos à medida que aumenta o teor de CAP nas misturas. Esta constatação fundamenta-se no fato de que o CAP 50/70 utilizado nesta pesquisa é de uma consistência baixa para as condições climáticas da área de abrangência da pesquisa.

Elevando-se o teor de ligante - ainda que ocorra o aumento da película que envolve os agregados, favorecendo a resistência ao desgaste das misturas asfálticas - contribui-se para o aumento do comportamento viscoelástico da mistura, ocorrendo o aumento dos deslocamentos (deformações) e conseqüentemente reduzindo os módulos de rigidez.

## 5.5 ENSAIOS DE FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

As Tabelas 5.13, 5.14, 5.15 e 5.16 apresentam os resultados dos ensaios de fadiga por compressão diametral, com tensão controlada, para as quatro misturas pesquisadas. As Figuras 5.20 e 5.21 apresentam graficamente o resultado do ensaio de fadiga das misturas pesquisadas.



Tabela 5.13 - Resultado do ensaio de fadiga para a mistura J406/filer Laterítico.

Nível de carregamento%	Cargas (kgf)	Números de ciclos	$\Delta\sigma$ (MPa)
10	203	170279	0,855
20	405	33767	1,710
30	607	18034	2,565
40	810	3892	3,420

Tabela 5.14 - Resultado do ensaio de fadiga para a mistura J406/Fíler cal

Nível de carregamento%	Cargas (kgf)	Números de ciclos	$\Delta\sigma$ (MPa)
10	145	66018	0,617
20	291	22077	1,233
30	436	5903	1,851
40	581	1883	2,466

Tabela 5.15 - Resultado do ensaio de fadiga para a mistura BVRR/filer Laterítico.

Nível de carregamento%	Cargas (kgf)	Números de ciclos	$\Delta\sigma$ (MPa)
10	155	61923	0,720
20	309	2682	1,440
30	464	372	2,160
40	618	305	2,880

Tabela 5.16 - Resultado do ensaio de fadiga para a mistura BVRR/filer cal.

Nível de carregamento%	Cargas (kgf)	Números de ciclos	$\Delta\sigma$ (MPa)
10	138	111637	0,639
20	276	6766	1,278
30	413	902	1,917
40	551	357	2,556

As Figuras 5.20 e 5.21, apresentam os resultados dos ensaios de fadiga por compressão diametral, com tensão controlada, respectivamente, para as misturas J406 e BVRR. As misturas foram dosadas com 9% de ligante para J406 e 8% para o BVRR. Estes valores foram definidos em função da melhor relação MR/RT, quando foi utilizado o filer cal, como discutido anteriormente. Os ensaios de fadiga, bem como os de resistência à tração, foram realizados nos Laboratório de Pavimentação da Escola Politécnica da USP, São Paulo.

Verifica-se uma vida de fadiga maior para a mistura J406 com filer laterítico em relação à mistura J406 com filer cal. Este fato já era esperado, pela menor relação entre módulo resiliente e resistência à tração (MR/RT) da mistura J406 com filer laterítico em relação à mistura J406 com filer cal. Para a mistura BVRR a mudança do filer pouco influenciou na vida de fadiga, porém, a mistura BVRR com filer laterítico apresentou menor relação MR/RT em relação à mistura BVRR com cal, e por consequência uma vida de fadiga um pouco maior.

O tipo de filer e o tipo de agregado influenciaram de maneira significativa na vida de fadiga das misturas estudadas, uma vez que para o mesmo teor de ligante, mantendo-se a granulometria e variando apenas o filer e o tipo de agregados, os resultados para módulo de resiliência e de resistência à fadiga foram significativamente diferenciados.

Dos materiais de enchimento usados na pesquisa, a cal apresentou a maior percentagem de material passando na peneira 40µm e com parcela significativa abaixo de 5µm, desta forma pode-se perceber que as misturas confeccionadas com a cal tenderam a piorar a resistência à fadiga em relação àquelas onde foi utilizado o filer laterítico de granulometria mais grossa.

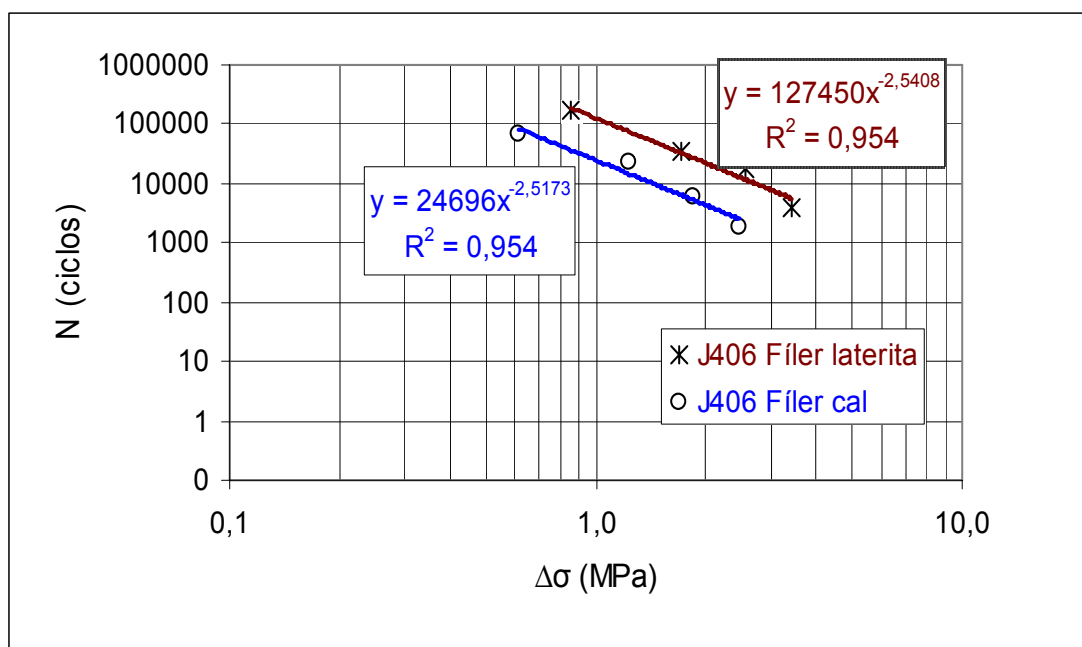


Figura 5.20– Resultado dos ensaios de fadiga para a mistura J406.

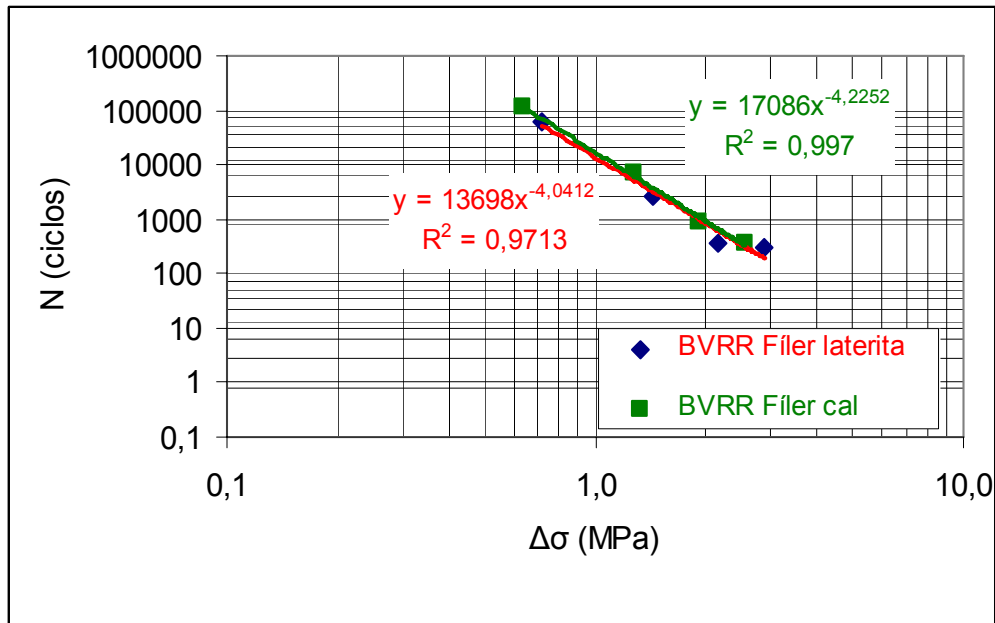


Figura 5.21 – Resultado dos ensaios de fadiga para a mistura BVRR.

Sendo conhecidos o módulo de resiliência e a curva de fadiga obtida em laboratório das misturas betuminosas JEURI, J406, J275 e BVRR (ver Tabela 5.11 e as Figuras 5.20 e 5.21), foi possível obter as equações de número real de operações do eixo padrão que leva a fadiga os revestimentos asfálticos com as misturas citadas.

As equações de fadiga foram do tipo  $N_f = k(\Delta\sigma)^{-n}$ . Sabendo-se que é válida a relação  $\Delta\sigma = MR \times \varepsilon_t$ , onde:  $MR$  = módulo de resiliência da mistura e  $\varepsilon_t$  = deformação de tração no revestimento. Portanto, a equação de fadiga para cada mistura pode ser representada da seguinte forma:

$$N_f = k(MR \times \varepsilon_t)^{-n} \quad (5.1)$$

Segundo Pinto (1995), devido às várias simplificações necessárias para tornar o ensaio factível em laboratório (carga uniforme, frequência determinada, tempo de carregamento, fatores ambientais que não são reproduzidos em ciclos, tipo de compactação dos corpos de prova, etc), é necessário calibrar as curvas obtidas em laboratório, por meio de um fator de correção ( $f_o$ ). Este fator é bastante variável na literatura internacional e nacional. Usando o fator campo-laboratório, a equação de fadiga para as misturas em campo é representada por:

$$N_f = k(MR \times \varepsilon_t)^{-n} \times f_o \quad (5.2)$$

Pinto (1991) apresenta várias propostas de  $f_0$ , baseadas nas várias condições de ensaio e nas várias formas de expressar a curva de fadiga de laboratório. Considerando a fadiga do revestimento, quando está apresenta uma área trincada de 40%. O fator  $f_0$  varia de  $10^3$  a  $5 \times 10^4$  considerando uma área trincada de 40%. Nesta pesquisa para as misturas analisadas adotou-se o fator de correção  $f_0 = 10^3$ . As equações de fadiga para todas as misturas pesquisadas estão apresentadas na Tabela 5.17.

Tabela 5.17 - Equações de fadiga para as misturas JEURI, J406, J275 e BVRR

Mistura asfáltica	$k$	$n$	MR (MPa)	Equação de fadiga
J406 filer laterítico	127450	-2,5408	10211	$N_f = 8,3 \times 10^{-6} (\varepsilon_t)^{-2,5408}$
J406 filer cal	24696	-2,5173	7668	$N_f = 4,1 \times 10^{-6} (\varepsilon_t)^{-2,5173}$
BVRR filer laterítico	13698	-4,0412	5434	$N_f = 1,1 \times 10^{-11} (\varepsilon_t)^{-4,0412}$
BVRR filer cal	17086	-4,2252	6378	$N_f = 1,4 \times 10^{-12} (\varepsilon_t)^{-4,2252}$

## 5.6 ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE

As Figuras 5.22 a 5.32 apresentam os resultados dos ensaios de deformação permanente para as misturas betuminosas J406 (filer laterítico), J406 (filer cal), BVRR (filer laterítico) e BVRR (filer cal). Os ensaios foram realizados no simulador de tráfego tipo LCPC do Laboratório de Pavimentação da USP.

As misturas BVRR com filer laterítico e BVRR com filer cal apresentaram deformações semelhantes e bem acima do limite estabelecido pela norma francesa. Para apenas 1000 ciclos de passagem da carga padrão, a deformação na trilha de rodas atingiu aproximadamente 15%. O tipo de agregado, com parâmetros de resistência mecânica bem inferior aos do agregado J406, contribuiu decisivamente no resultado obtido.

Convém lembrar que estes percentuais admissíveis de deformação foram definidos com base na legislação de classificação e quantificação da frota circulante nas pistas francesas, onde o eixo padrão de solicitação é de 13 t, portanto, maior que o normalizado para as equações de dimensionamento do DNIT, que é de 8,2 t, logo, constitui condições mais severas que as

consideradas no Brasil. Isto significa que, comparativamente, para serem atingidos o mesmo volume de tráfego no Brasil, comparado às condições francesas, necessita-se de uma quantidade maior de solitação do pavimento.

Segundo Momm (1998) a interpretação dos ensaios de deformação permanente, pode ser assim expressa:

- Em geral, as misturas asfálticas que apresentem em laboratório, deformações permanentes em conformidade com os limiares especificados para a camada de revestimento em particular, no campo não apresentam deformação permanente provocadas pela camada asfáltica; e,
- Nos casos opostos, isto é, quando houve deformação permanente no campo, foram encontradas uma ou mais deficiências de controle dos materiais usados: mudança de origem do CAP; poluição acidental do CAP (contaminação); heterogeneidade do material britado; deficiência na avaliação das densidades dos granulares, etc.

Após as leituras realizadas mediante os 30000 ciclos previstos de aplicação da carga solicitante sobre as placas, observou-se que as misturas J406 com filer laterítico, J406 com filer cal, foram as que obtiveram os resultados mais satisfatórios em relação ao critério de deformação máxima admissível prevista na norma francesa AFNOR NF P 98-130. Esta norma baliza o critério adotado para as misturas denominadas BBSG (*Béton Bitumineux Semi Grenus*), ou seja, as misturas asfálticas densas, objeto de estudo nesta pesquisa, em que se admite, no máximo, 10% de afundamento nas trilhas de roda em relação à espessura total das placas (Brosseaud, 1993).

Foram obtidas percentagens finais de afundamento na trilha da roda em torno de 6 e 7%, respectivamente, para as misturas J406 filer laterítico e J406 com filer cal, o que também indica pouca influência do tipo de filer nos resultados de deformação permanente obtidos para estas duas misturas. Portanto, seguindo o critério normativo já citado para as deformações permanentes máximas nas misturas asfálticas, as misturas J406 com filer cal ou laterítico estariam aptas a suportar as solitações de um volume de tráfego médio ou intenso se considerar a equivalência de carga entre a norma francesa e a adotada pelo DNIT. As misturas BVRR com filer cal ou laterítico poderiam servir a vias em geral e rodovias com volumes de tráfego baixos.

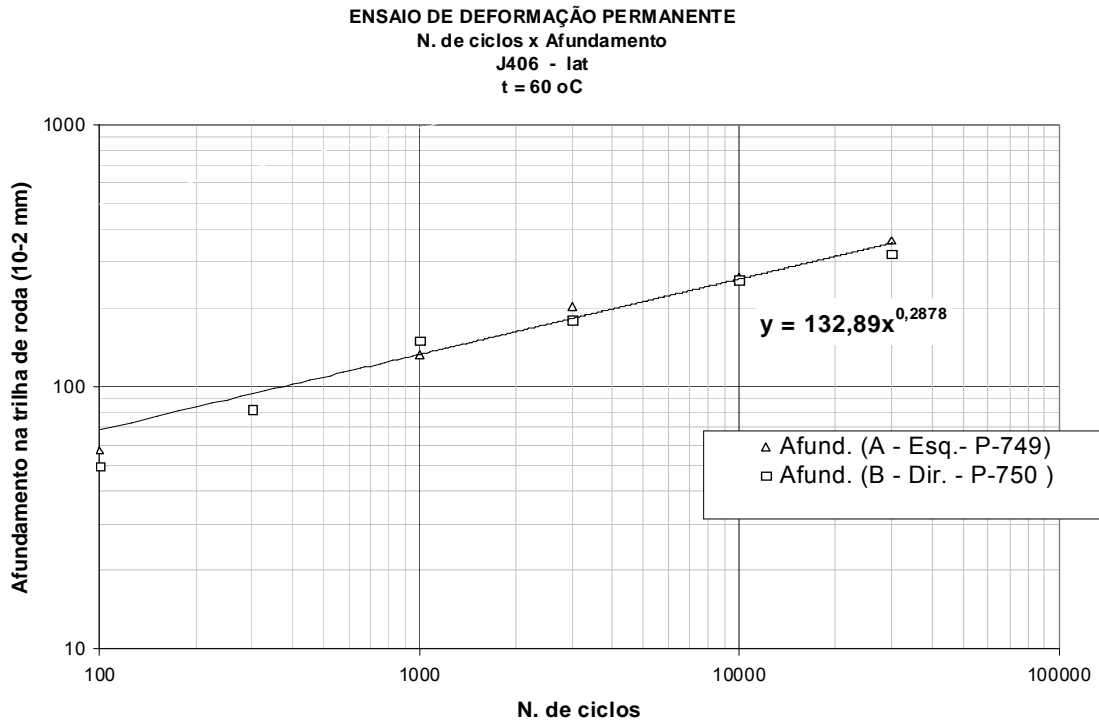


Figura 5.22 – Afundamento em trilha de roda para a mistura J406/filer laterítico.

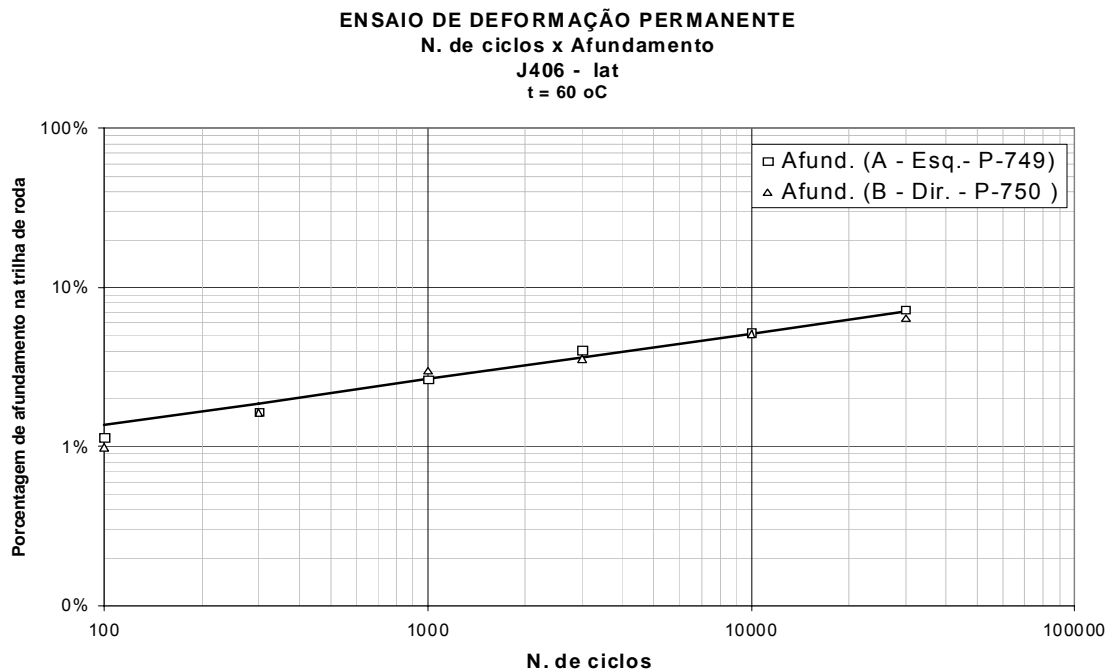


Figura 5.23 – Percentagem de afundamento em trilha de roda para a mistura J406/filer laterítico.

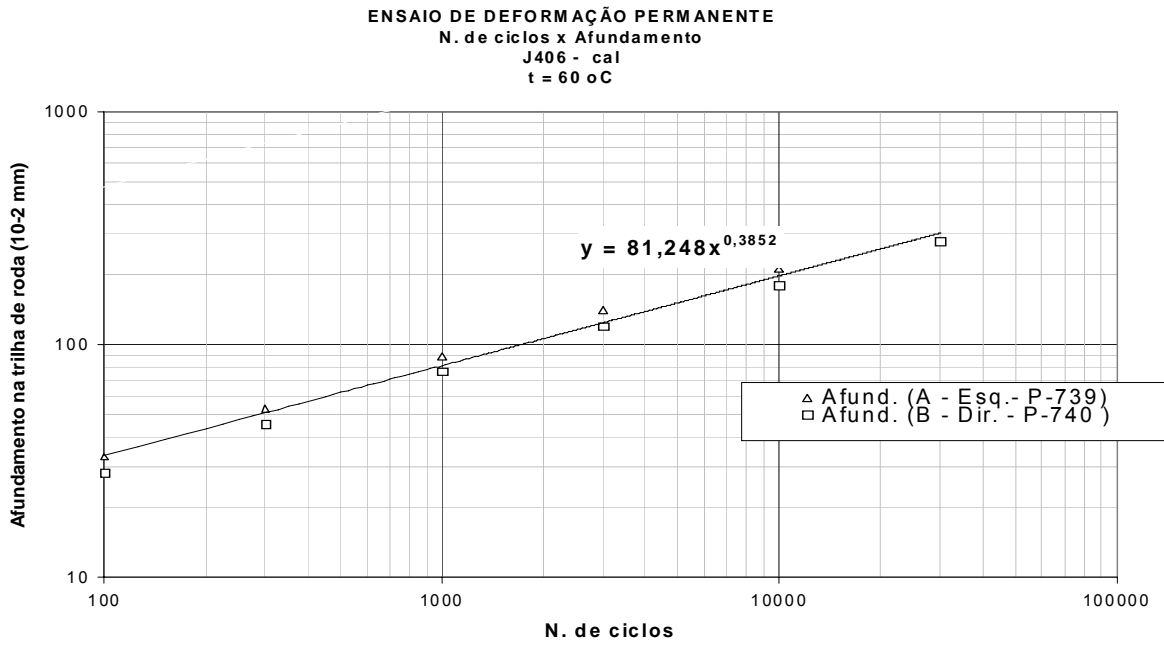


Figura 5.24 – Afundamento em trilha de roda para a mistura J406/filer cal.

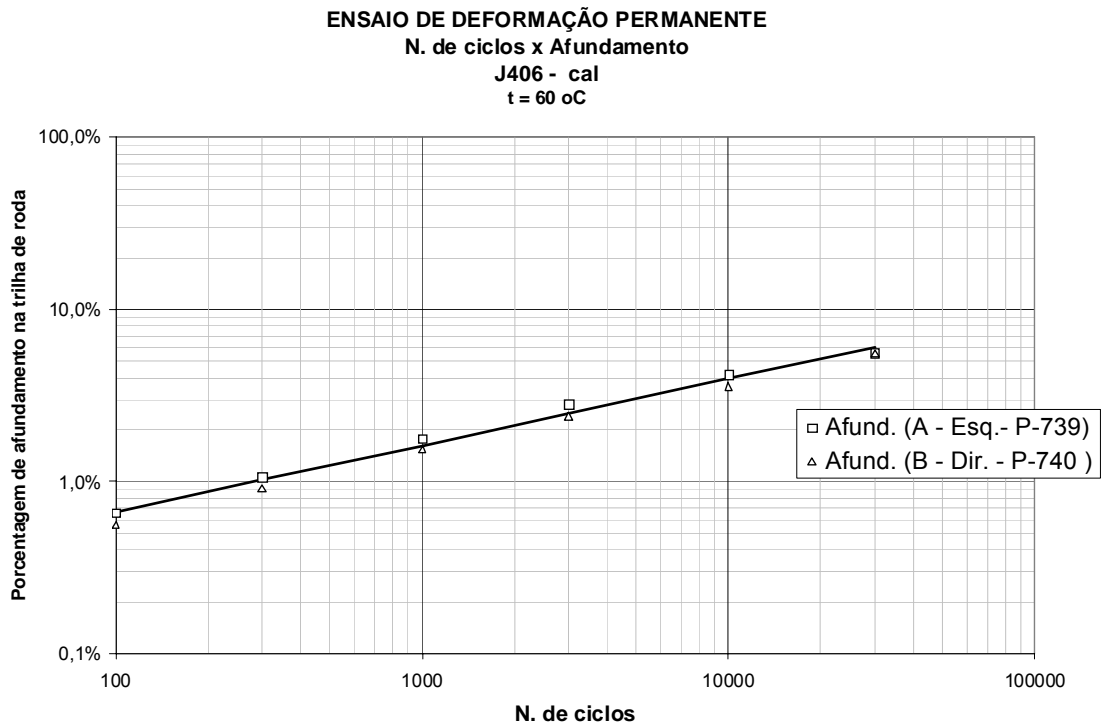


Figura 5.25 – Percentagem de afundamento em trilha de roda para a mistura J406/filer cal.

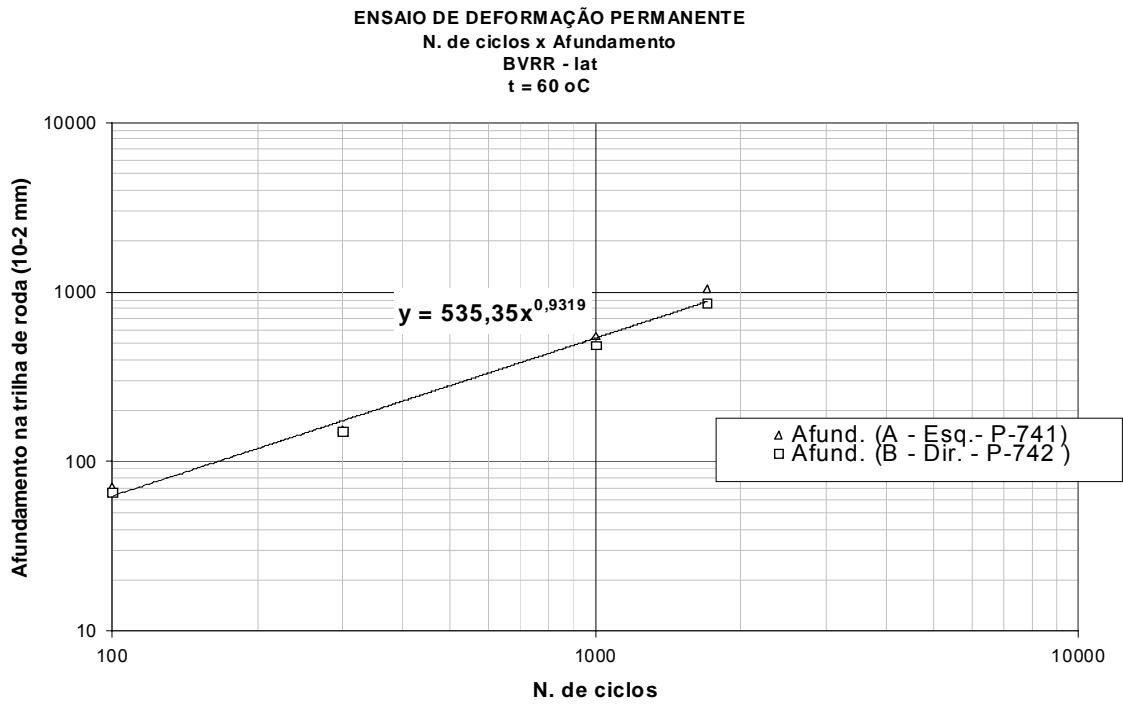


Figura 5.26 – Afundamento em trilha de roda para a mistura BVRR/fíler laterítico.

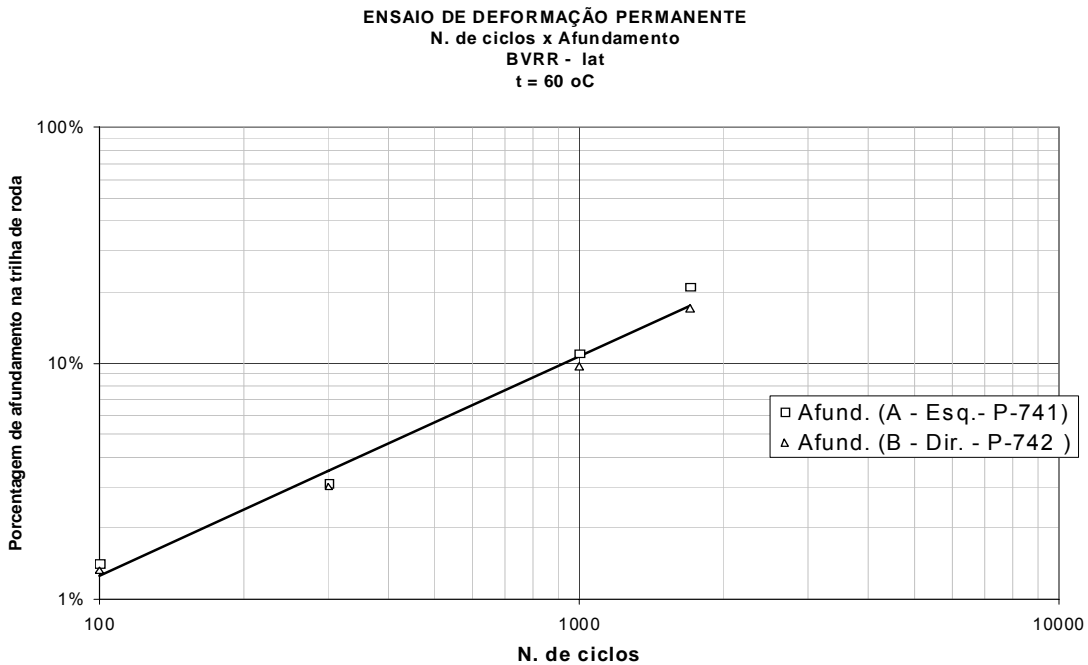


Figura 5.27 – Percentagem de afundamento em trilha de roda para a mistura BVRR/fíler laterítico.



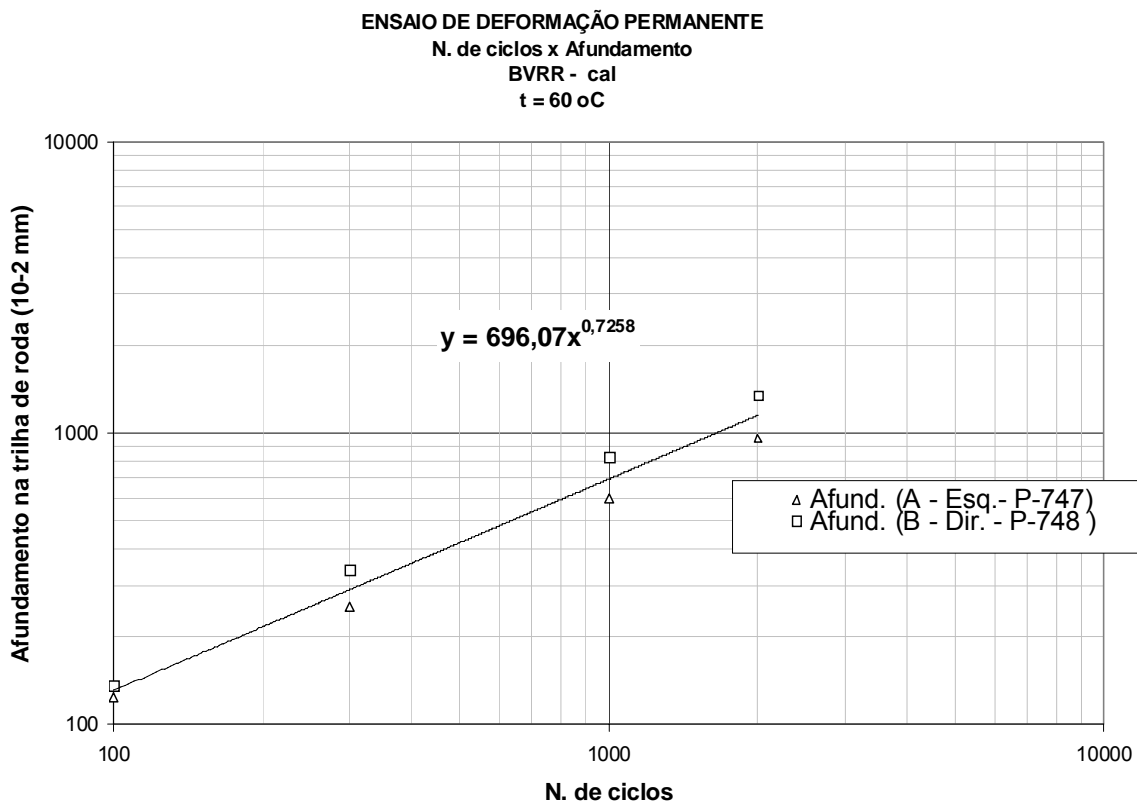


Figura 5.28 – Afundamento em trilha de roda para a mistura BVRR/ filer cal.

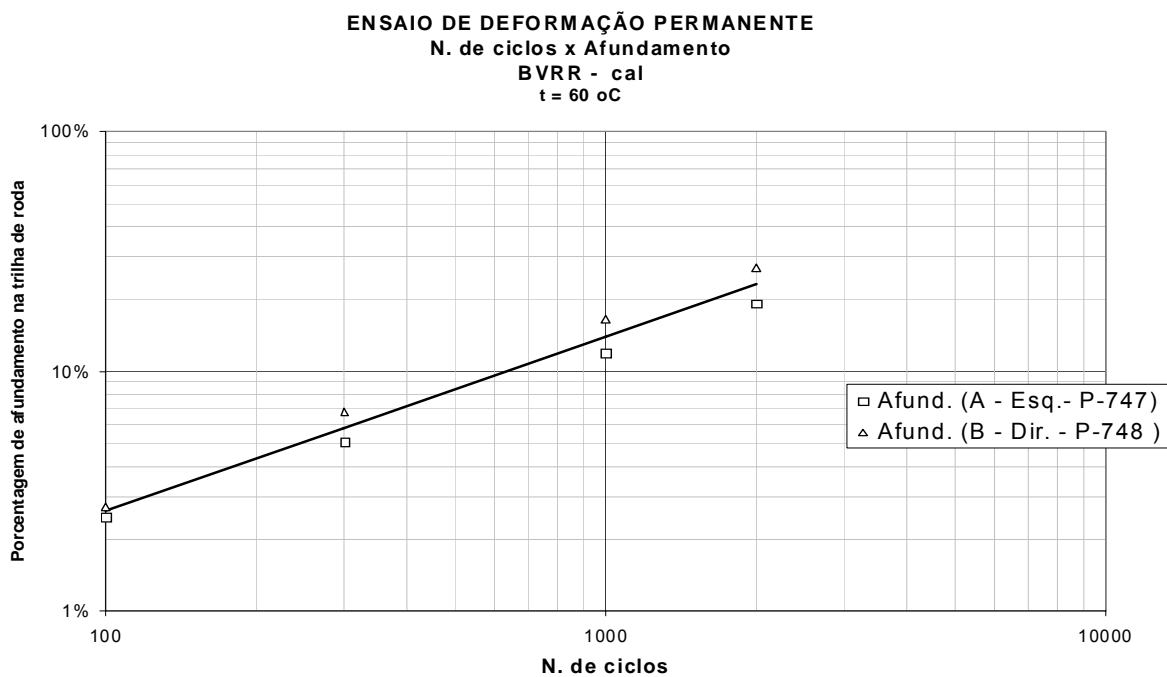


Figura 5.29 – Percentagem de afundamento em trilha de roda para a mistura BVRR/filer cal.

**DEFORMAÇÃO PERMANENTE - N. de ciclos x Afundamento  
PLACA MISTA (Camada de Laterita J-406 + Camada de solo)**

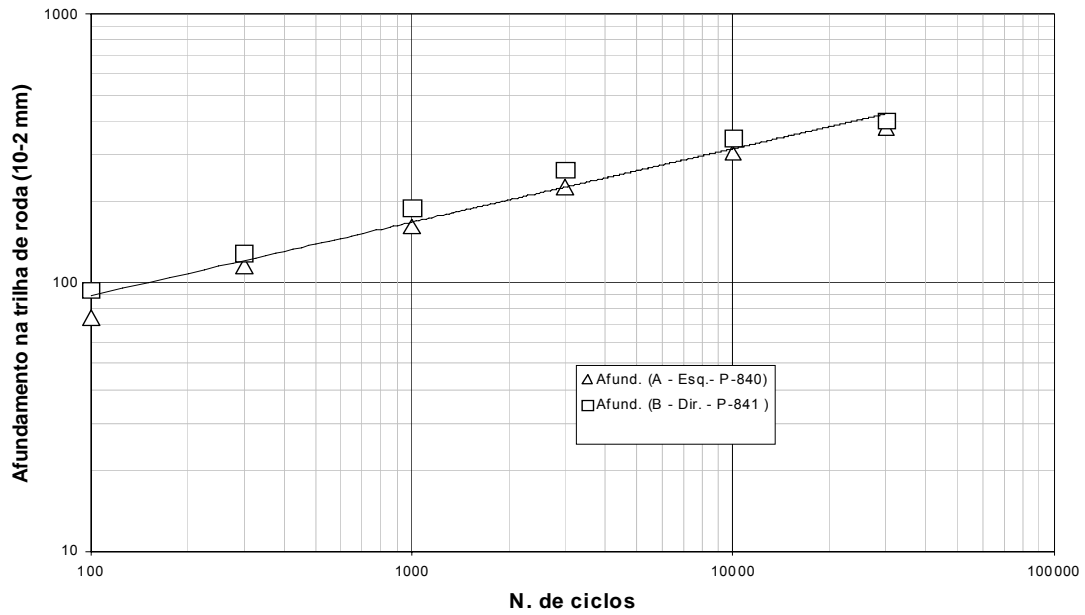


Figura 5.30 – Afundamento em trilha de roda para a placa solo/mistura asfáltica J406/filer laterítico.

**DEFORMAÇÃO PERMANENTE - N. de ciclos x Afundamento  
PLACA MISTA (Camada de Laterita J-406 + Camada de solo)**

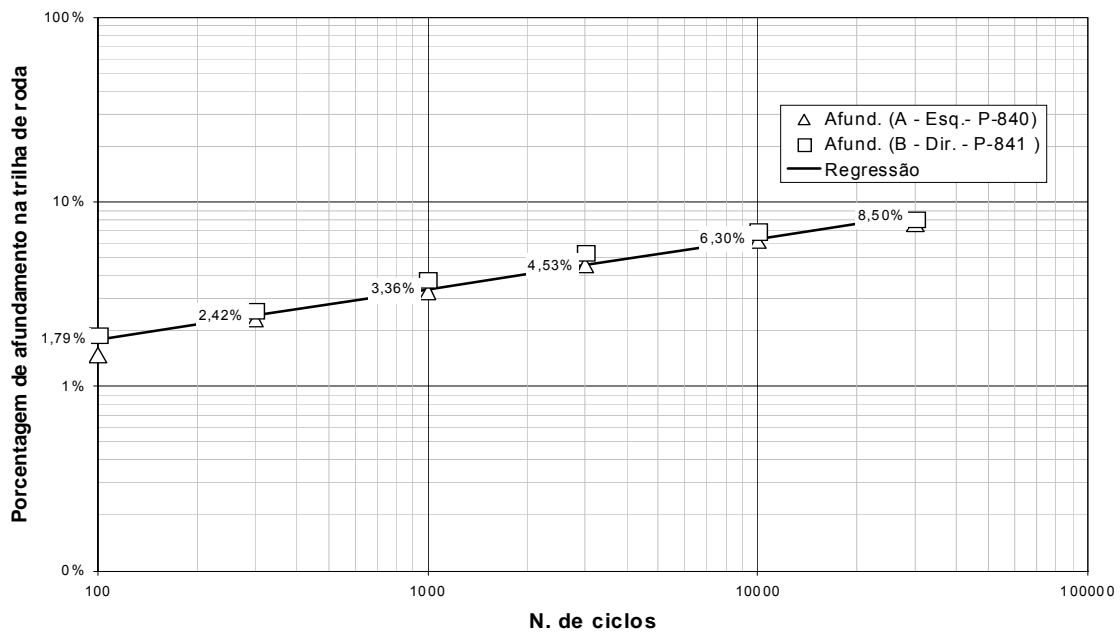


Figura 5.31 – Percentagem de afundamento em trilha de roda para a placa solo/mistura asfáltica J406/filer laterítico.

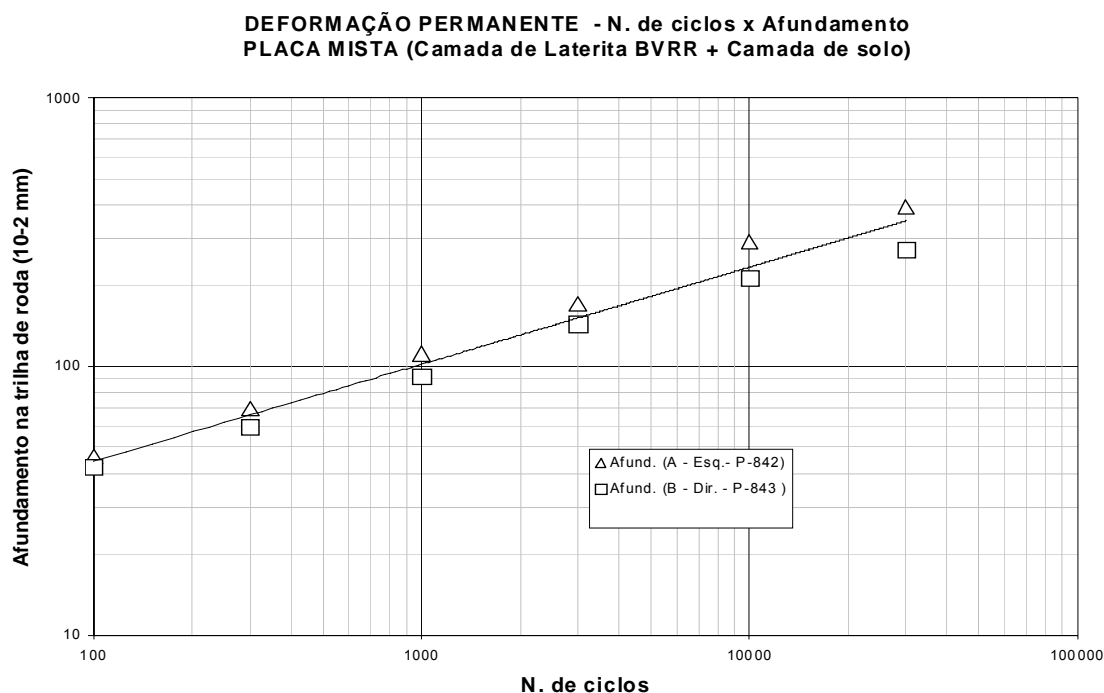


Figura 5.32 – Afundamento em trilha de roda para a placa solo/mistura asfáltica BVRR/filer laterítico.

As Figuras 5.33 e 5.34 apresentam, respectivamente, os resultados dos ensaios de deformação permanente das misturas J406 com filer laterítico e BVRR também com filer laterítico, ambos, realizados sobre placa de concreto asfáltico apoiada em placa de solo compactado na umidade ótima e densidade aparente seca máxima.

Estes ensaios, tidos como pioneiros, foram realizados no simulador de tráfego do laboratório de pavimentação da escola Politécnica da Universidade de São Paulo. A finalidade da mudança da metodologia de ensaio em relação à preconizada pela AFNOR NF P-253-1 foi de verificar o efeito nos resultados do ensaio de deformação permanente quando a placa asfáltica era assente em camada flexível e não rígida, como acontece no ensaio tradicional e assim sendo procurar aproximar mais os resultados de laboratório com os observados em campo, já que na prática o pavimento flexível é apoiado sobre camada de solo deformável ou flexível.

Pelos resultados obtidos e mostrados na Figura 5.33 as deformações permanentes da placa J406 fabricada com filer laterítico no ensaio normalizado apresentaram desempenho em termos de deformação permanente 30 % superior ao obtido com a mesma mistura apoiada

sobre solo compactado (CBR = 20 %). O acréscimo de deformação da placa apoiada em camada flexível deve-se em parte a deformação sofrida pela camada de solo e pela elevada rigidez da mistura asfáltica J406 com filer laterítico que é da ordem de 10200 Mpa, fato que exige uma base mais rígida para limitar as deformações nas camadas inferiores do pavimento.

Observando-se a Figura 5.33 nota-se certo grau de paralelismo entre as curvas de deformação permanente obtida para as duas situações de ensaios pré-definidas, sugerido que os resultados tradicionais de deformação permanente obtido no laboratório pelo método da norma francesa estão correlacionados com o que realmente ocorre no campo.

Os resultados também apontam para a necessidade de um maior número de estudo sobre a variação da deformação permanente em função do tipo e da rigidez do solo a ser empregado nas obras de pavimentação, procurando desta forma aproximar os resultados obtidos em laboratório da realidade de campo.

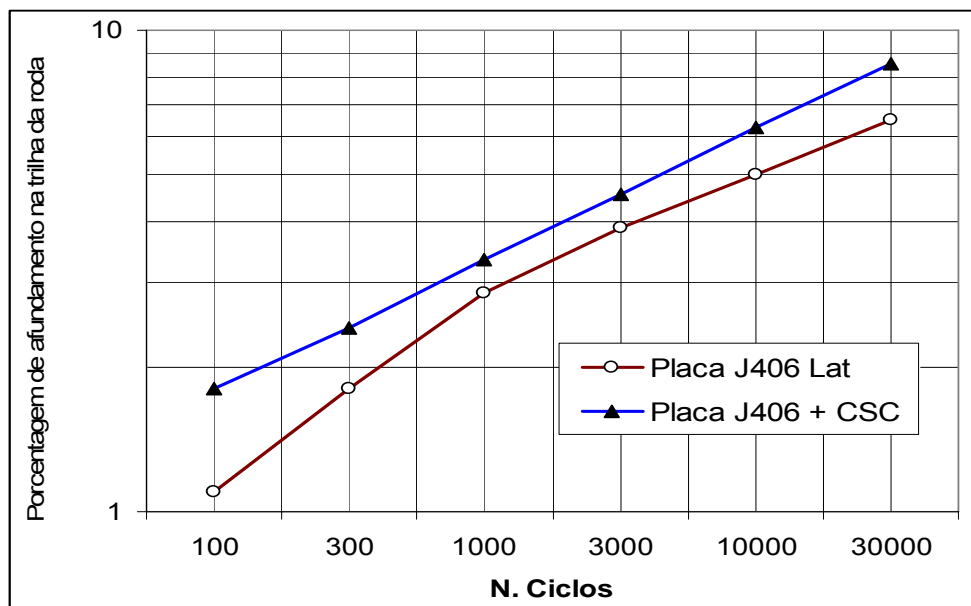
Para a placa BVRR os resultados mostrados na Figura 5.34 apontam que a placa simples já apresentava deformação permanente acima do limite proposto pelas normas para que a mistura pudesse ser aceita para aplicação em revestimentos asfálticos. A base sobre solo compactado veio confirmar que as deformações permanentes medidas no ensaio tradicional usado nesta pesquisa, são inferiores aos obtidos quando se utiliza uma base flexível sob a mistura asfáltica ensaiada, necessitando, pois de estudos mais detalhado para correlacionar estas medidas nas diferentes condições de ensaios.

A mistura BVRR fabricada com filer laterítico, apresentou a mesma tendência da mistura J406 com filer laterítico, ou seja, aumento da deformação permanente, obtida no simulador de tráfego, quando se utilizou a mesma base de solo flexível descrita anteriormente. Novamente na Figura 5.34, observa-se a tendência de paralelismo entre as curvas de deformações medidas para cada caso (camada rígida do próprio aparelho simulador e flexível de solo compactado).

Elevadas deformações permanente foi observada para mistura BVRR sobre placa rígida, havendo também acréscimos muito significativos nestes valores quando a placa foi ensaiada apoiada em camada de solo compactada. A alta rigidez da camada asfáltica BVRR (5400 MPa), associada ao fato de que o CAP bastante mole (50/70) para as condições de ensaio (temperatura do conjunto 70°C) e camadas subjacentes com baixa capacidade de suporte ou mal compactadas, contribuem para o aparecimento das trilhas de roda.

E' conveniente salientar que apesar das misturas J406 e BVRR ambas confeccionadas com filer lateríticos apresentarem a mesma composição granulométrica e serem preparadas com o mesmo tipo de CAP, a mistura BVRR com tendência de finos do tipo arenosos e com absorção menor que os agregados J406 apresentaram a tendência de aumento da película de asfalto que envolve os agregados, favorecendo a resistência ao desgaste das misturas asfálticas e assim, contribuindo para o aumento do comportamento viscoelástico da mistura, ocorrendo o aumento dos deslocamentos (deformações) e conseqüentemente reduzindo os módulos de rigidez desta em relação a mistura J406.

De um modo geral os resultados sugerem que a deformação permanente medida em condições normais no simulador de trafego da USP pela metodologia francesa fornece um excelente parâmetro para avaliar o comportamento mecânico de misturas betuminosas.



CSC = Camada de Solo Compactado

Figura 5.33 – Comparação da porcentagem de afundamento em trilha de roda para a placa mista solo/mistura asfáltica J406 e Placa simples J 406 filer laterítico.

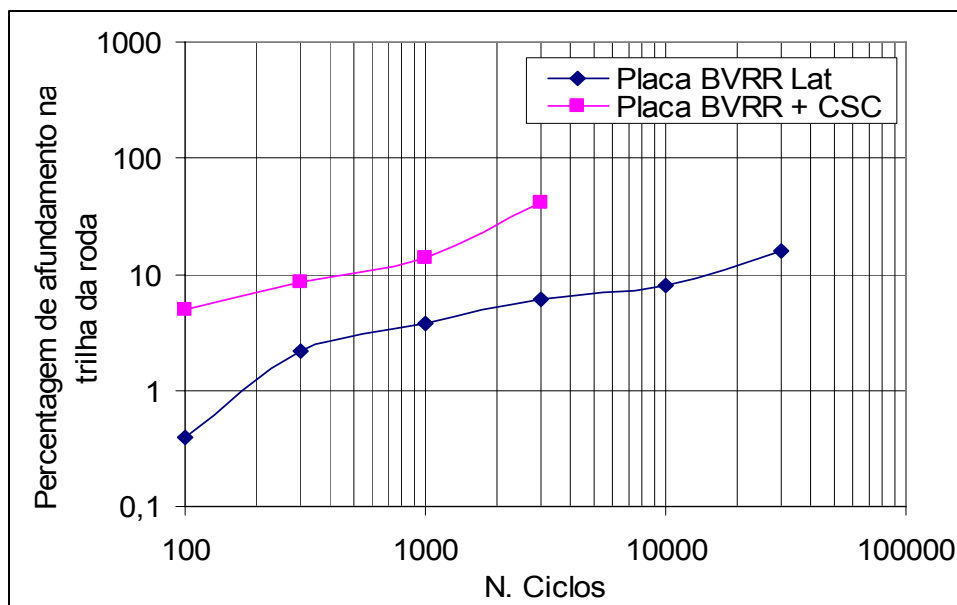


Figura 5.34 – Comparação da porcentagem de afundamento em trilha de roda para a placa mista solo/mistura asfáltica BVRR e Placa simples BVRR/ filer laterítico.

Embora não seja objetivo da pesquisa, verificou-se em laboratório o efeito do envelhecimento da mistura BVRR por 24h em estufa a 175°C. Verificou-se conforme mostrado na Figura 5.35 que o envelhecimento diminuiu de forma significativa a deformação permanente da mistura BVRR sobre camada de solo compactada em relação a esta mesma mistura em condições semelhantes de ensaio sem envelhecimento prévio (Fig. 5.31).

Este fato também foi observado por Silva et al. (2005), estudando a utilização de argila calcinada em CBUQ, verificou que o processo de cura da mistura em estufa, por duas horas, implicou na absorção de ligante, principalmente pelo agregado miúdo, fazendo com que, no geral, o módulo da mistura com acondicionamento fosse superior ao sem acondicionamento. Esta propriedade é mais significativa em agregados que apresentam alta absorção como é o caso da argila calcinada e do agregado laterítico BVRR com absorção de, respectivamente, 11% e 5%.

Os agregados porosos apresentam maior capacidade de absorção, sendo assim, ao se definir um teor de trabalho é imprescindível que seja descontada a parcela de asfalto absorvida, caso contrário, a mistura asfáltica passa a exibir propriedades diferentes antes mesmo da ação do envelhecimento.

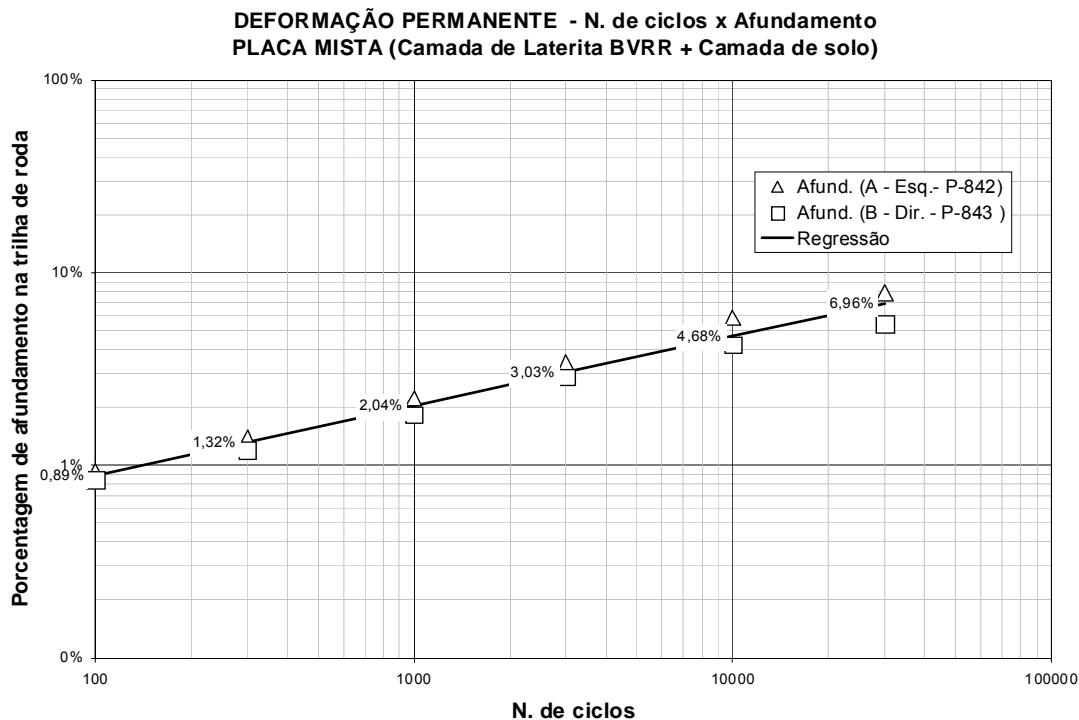


Figura 5.35 – Efeito do envelhecimento na porcentagem de afundamento em trilha de roda para a placa mista solo/mistura BVRR/filer laterítico.

As Figuras 5.36 a 5.40 mostram a seção transversal da placa após ensaio de deformação permanente para as misturas betuminosas pesquisadas.



Figura 5.36 - Corte transversal da placa asfáltica após ensaio da mistura J406/filer laterítico



Figura 5.37 - Corte transversal da placa asfáltica após ensaio da mistura J406/filer cal



Figura 5.38 - Corte transversal da placa asfáltica após ensaio da mistura BVRR/filer laterítico



Figura 5.39 - Corte transversal da placa asfáltica após ensaio da mistura BVRR/filer cal





Figura 5.40 - Corte transversal da placa mista após ensaio - solo/mistura J406/filer laterítico.

A Tabela 5.18 apresenta para fins de comparação, parâmetros Marshall e de resistência à tração, obtidos em corpos de prova moldados pela metodologia Marshall e extraídos da placa betuminosa moldada na mesa compactadora do laboratório de Pavimentação da USP.

Tabela 5.18 - Comparação de parâmetros de corpos de prova de concreto betuminoso laterítico fabricados por diferentes metodologias

Parâmetro	J406 filer laterítico (9% de CAP)		BVRRL filer laterítico (8% de CAP)	
	CP Marshall*	CP Placa**	CP Marshall	CP Placa
Estabilidade (kN)	16,8	15,2	12,8	10,0
$\gamma_a$ (kN/m <sup>3</sup> )	21,93	21,8	24,61	23,52
VV (%)	13,25	15	4,5	5,2
RBV (%)	59,57	53	81,5	76
Fluência (mm)	4,9	5,6	5,7	5,3
$\sigma_t$ (MPa)	1,9	1,7	1,6	1,3

\*CP = corpo de prova Marshall \*\* CP Placa = corpo de prova extraído de placa betuminosa

Os dados da Tabela 5.18 apontam para valores semelhantes dos parâmetros obtidos nos corpos-de-prova Marshall e nos extraídos da placa compactada para a mistura J406 fabricada com filer laterítico. Este fato mostra que o processo de compactação aplicado para realização dos ensaios de deformação permanente foi eficiente. Para a mistura BVRR os resultados apontam uma redução de 22 % em termos de estabilidade Marshall para os corpos de provas extraídos da placa betuminosa, além de aumento no volume de vazios com conseqüente diminuição da relação betume vazios.

## 5.7 - ENSAIO CÂNTABRO

A Tabela 5.19 mostra o desgaste sofrido pelos corpos de prova e média destes, para cada teor de ligante. Os dados obtidos permitem observar o fato de o desgaste Cântabro decrescer com o aumento do teor de asfalto, fato verificado em todas as misturas.

Este ensaio da idéia de adesividade do agregado com o ligante, fato comprovado, pois apesar de a única variável ser o tipo de concreção laterítica, o desgaste mostrou ser diferente para cada mistura para o mesmo teor de ligante.

A coesão entre agregados e ligantes foi melhor para a mistura BVRR e J275, tidos como de constituição arenosa. Este fato demonstra que os materiais lateríticos cuja constituição seja argilosa (JEURI e J406), tendem a apresentar maior desgaste neste ensaio.

As Figuras 5.41, 5.42, 5.43 e 5.44, representativas, do desgaste por abrasão, apresentaram uma tendência bem definida, com valores decrescentes de perdas para teores crescentes de cimento asfáltico, havendo uma redução média de 68 % no desgaste da mistura BVRR ao passar do teor de 5% a 9% de ligante.

Outro fato que chama atenção é a semelhança de desgaste Cântabro para as misturas JEURI e J406, cujas características de resistência mecânica medida nos ensaios de Abrasão Los Angeles, Esmagamento, 10% de finos e Impacto Treton, também apresentaram-se próximas.

A repetibilidade do ensaio também chama a atenção. Apesar de se considerar apenas resultado médio de três corpos de prova observa-se pequena dispersão da média em relação aos valores individuais obtidos. Este ensaio é normalizado para misturas asfálticas drenantes, onde o limite de aceitação é um desgaste inferior a 25%.

Apesar de não ser prática comum o uso deste ensaio para mistura densa, percebe-se pelos valores obtidos ser um ensaio interessante para avaliar o estado de coesão da mistura asfáltica.

Para um mesmo teor de asfalto, as misturas apresentaram comportamento de desgastes diferentes, portanto, o agregado contribui para avaliação deste parâmetro quer pela adesividade quer pela resistência ao desgaste.

Tabela 5.19 - Desgaste Cântabro em função do teor de asfalto para as misturas pesquisadas.

Mistura betuminosa	Teor de ligante (%)	Desgaste Cântabro (%) filer laterítico
JEURI	6,0	31,9
	7,0	18,3
	8,0	13,6
	9,0	12,2
	10,0	9,9
J406	6,0	27,4
	7,0	18,2
	8,0	16,8
	9,0	14,0
	10,0	10,2
J275	7,0	17,5
	8,0	14,2
	9,0	10,0
	10,0	14,0
	11,0	4,8
BVRR	5,0	13,6
	6,0	9,8
	7,0	8,3
	8,0	5,7
	9,0	4,4

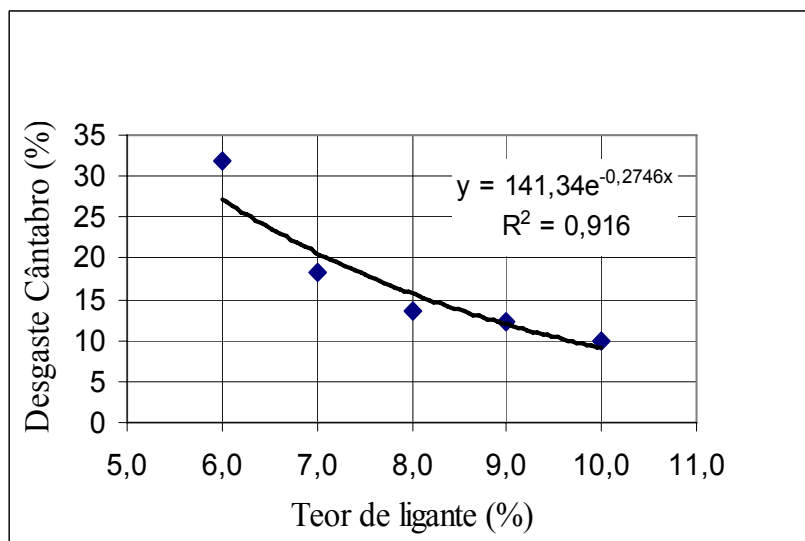


Figura 5.41 - Desgaste Cântabro em função do teor de asfalto para a mistura JEURI.

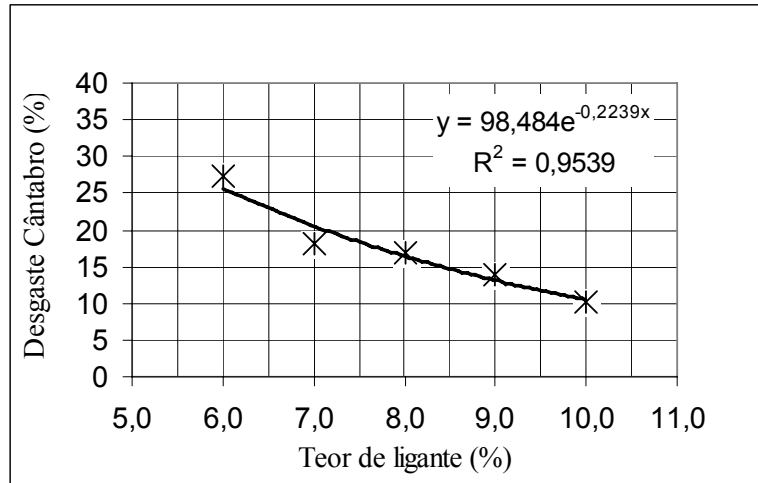


Figura 5.42 - Desgaste Cântabro, em função do teor de asfalto para a mistura J406.

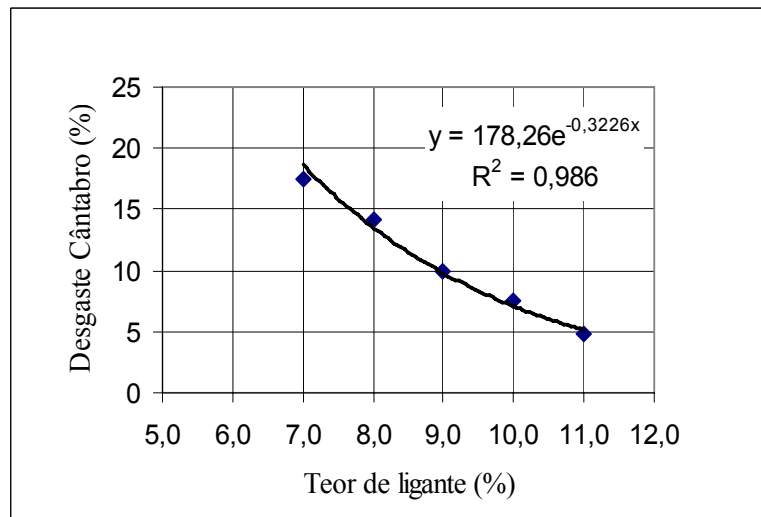


Figura 5.43 - Desgaste Cântabro em função do teor de asfalto para a mistura J275.

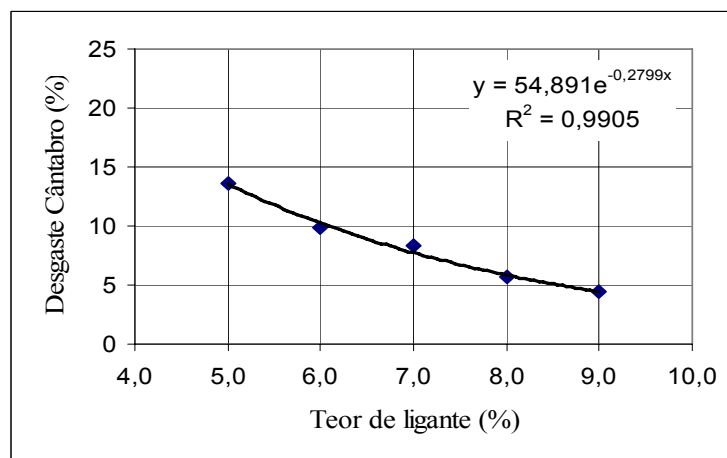


Figura 5.44 - Desgaste Cântabro, em função do teor de asfalto para a mistura BVRR.

A Tabela 5.20 e as Figuras 5.45 e 5.46 apresentam o desgaste Cântabro sofrido por corpos de prova de concreto betuminoso usinado a quente com agregado laterítico e filer cal ou laterítico, em vários teores de ligante asfáltico. Os resultados mostram uma tendência bem definida, o desgaste por abrasão apresentando valores decrescentes de perdas para teores crescentes de cimento asfáltico, havendo uma redução média de 68 % no desgaste da mistura BVRR ao passar do teor de 5% a 9% de ligante.

O teor de CAP, na análise do desgaste das misturas asfálticas, é o parâmetro principal a ser considerado, pois se observa nos resultados apresentados que a perda de massa das amostras ensaiadas foi inversamente proporcional ao aumento do teor de CAP, ou seja, quanto maior for a película de ligante que envolve os agregados, maior será a proteção das partículas contra os impactos provocados entre os corpos de prova e o tambor “Los Angeles”. O aumento no teor de betume também reduz o volume de vazios, tornando a mistura mais compacta, resultando em menor desgaste e menor desagregação na interface entre CAP e agregado.

Este ensaio avalia de maneira indireta a coesão, resistência à abrasão e à desagregação das misturas. Salienta-se, porém, que é um índice considerado para misturas com elevada percentagem de volume de vazios. O ensaio original fixa o limite máximo de desgaste Cântabro em 25% para misturas betuminosas porosas. Entretanto, considerar 25% de desgaste como o limite máximo aceitável para as misturas densas é um valor muito elevado, devendo ser estudado e homologado em norma um valor mais adequado a este tipo de graduação dos concretos asfálticos. Portanto, não se tem ainda um valor de referência para considerar satisfatórias as misturas do tipo CBUQ.

Apesar de não ser prática comum o uso deste ensaio para misturas densas, percebe-se pelos valores obtidos que o ensaio de desgaste Cântabro fornece parâmetros interessantes para avaliar a coesão da mistura asfáltica.

Para diferentes tipos de concreções lateríticas, o desgaste foi diferente para cada mistura para o mesmo teor de ligante. Para as lateritas investigadas e um dado teor de ligante, o desgaste Cântabro foi maior para as misturas com agregados oriundos da jazida J406 (DF). Este agregado apresenta uma maior absorção de água (8,8%) em relação à laterita BVRR (5%). Isto se reflete no consumo de ligante, sendo uma percentagem apreciável absorvida pelos vazios das concreções no agregado J406, reduzindo assim a o filme que reveste o agregado, com conseqüente elevação do desgaste Cântabro.

Quando comparados os resultados de desgaste Cântabro das misturas com fíler cal e fíler laterítico, percebe-se que a cal como fíler, tendeu a diminuir o desgaste das misturas. Imagine-se que a cal, por ter um menor diâmetro, funciona melhor como fíler ativo, alterando as propriedades de viscosidade do mástique. Além do mais, por ser um fíler eletropositivo, a cal reage com os ácidos naftênicos do CAP, alterando a tensão superficial do mástique e melhorando sua capacidade de recobrir o agregado, o que Santana (1993) descreve com adesividade ativa.

O teor de CAP na análise do desgaste das misturas asfálticas é o parâmetro principal a ser considerado, pois se observa nos resultados apresentados que a perda de massa das amostras ensaiadas foi inversamente proporcional ao aumento do teor de CAP, ou seja, quanto maior for à película de ligante que envolve os agregados, maior será a proteção das partículas contra os impactos provocados entre os corpos de prova e o tambor Los Angeles, menor será o volume de vazios, tornando a mistura mais compacta, conseqüentemente menor o desgaste por abrasão e a desagregação na interface CAP/agregado.

Tabela 5.20 - Desgaste Cântabro para as misturas J406 e BVRR em função do teor de ligante e tipo de fíler usado.

Mistura betuminosa	Teor de ligante (%)	Fíler laterítico	Fíler cal
J406	8	16,8	11,1
	9	14	8,7
	10	10,2	5,5
BVRR	7	8,3	6,1
	8	5,7	3,4
	9	4,4	2,8

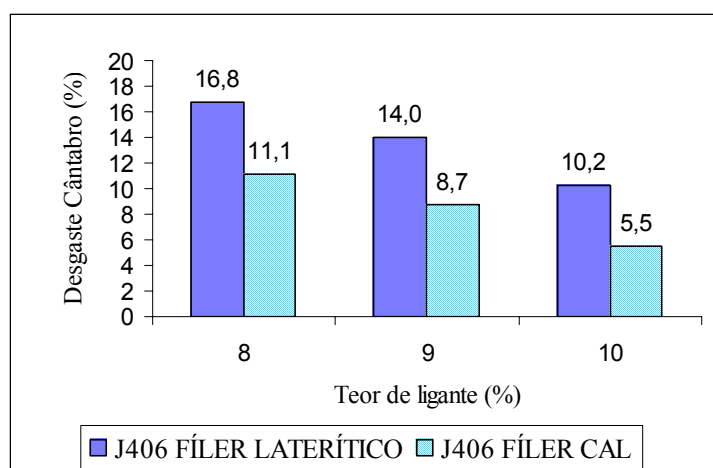


Figura 5.45 - Desgaste Cântabro em função do teor de asfalto e de fíler para a mistura J406.

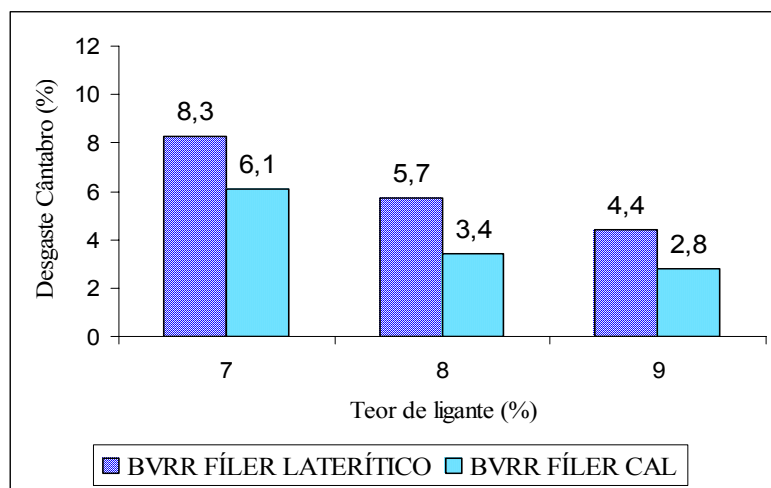


Figura 5.46 - Desgaste Cântabro, em função do teor de asfalto e filer, para a mistura BVRR.

## 5.8 CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS AGREGADOS PESQUISADOS, APÓS SUA EXTRAÇÃO DO CONCRETO BETUMINOSO.

A Tabela 5.21 apresenta a variação na massa específica e na absorção dos agregados pesquisados no estado natural e após seu emprego em CBUQ no teor ótimo. Analisando os resultados obtidos, nota-se que a massa específica real dos agregados, após serem usados em concreto asfáltico apresentou redução em todas as amostras ensaiadas, uma vez que há absorção de ligante nos poros permeáveis do agregado, fazendo com que haja redução no volume de vazios permeáveis.

A maior redução da massa específica real foi para o agregado J275, que passou de  $24,9 \text{ kN/m}^3$  para  $22,3 \text{ kN/m}^3$ , na fração compreendida entre 19mm e 9,5mm. O agregado J275 foi o que apresentou no estado natural, maior absorção a água (13,6%), sendo, portanto, bastante poroso. Pode-se perceber também o decréscimo, já esperado, na massa específica aparente dos agregados, em todas as amostras analisadas, devido o preenchimento de vazios por ligante e conseqüentemente redução da absorção.

A redução de absorção dos agregados graúdos foram maiores nas misturas betuminosas fabricadas com o agregado graúdo J275 que passou de 13,6% , no estado natural, para 9,2% após extração do ligante asfáltico, este fato deve-se principalmente ao preenchimento dos poros do agregado por ligante asfáltico. A redução de absorção para os agregados JEURI e

J406 foi pouco acentuada e bastante próxima. O agregado BVRR, com absorção natural de 4,5%, apresentou menor variação de absorção em relação à condição natural.

Estes dados confirmam as considerações de Vieira (1985) sobre o baixo poder de absorção dos agregados lateríticos aos derivados do petróleo em misturas betuminosas a frio, como também reforçam as colocações feitas por Kandall (1972) que afirma que nem todos os poros permeáveis à água tenham necessariamente de ser permeáveis ao ligante.

Tabela 5.21 - Massas específicas e absorção dos agregados, antes e após uso em CBUQ.

AGREGADO	DIÂMETRO (mm)	$\gamma_r$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_r$ -AE kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_a$ kN/m <sup>3</sup>	$\gamma_a$ -AE kN/m <sup>3</sup>	ABS (%)	ABS - AE (%)
EURI	19 - 9,5	28,9	28,4	23,2	23,3	8,5	8,0
	9,5 - 4,8	29,7	29,1	23,4	23,7	9,1	8,6
	4,8 - 2,0	30,5	30,2	-	-	-	-
J406	19 - 9,5	27,5	26,2	21,9	22,5	9,1	8,2
	9,5 - 4,8	28,4	27,0	22,7	23,8	8,9	7,5
	4,8 - 2,0	31,2	27,3	-	-	-	-
J275	19 - 9,5	24,9	22,3	18,6	19,3	13,6	9,2
	9,5 - 4,8	26,0	25,1	19,2	19,8	13,1	8,9
	4,8 - 2,0	32,8	28,0	-	-	-	-
BVRR	19 - 9,5	28,52	28,30	25,4	26,1	4,5	4,2
	9,5 - 4,8	28,62	28,42	25,1	25,5	4,9	4,5
	4,8 - 2,0	30,56	30,28	-	-	-	-

$\gamma_r$  = massa específica real;  $\gamma_r$  - AE = massa específica real após extração de betume  $\gamma_a$  = massa específica aparente;  $\gamma_a$  -AE = massa específica aparente após extração de betume; ABS = absorção à água; ABS-AE = absorção à água após extração de betume.

Pode-se afirmar que os resultados obtidos para massa específica real, aparente e absorção situam-se dentro do intervalo de variação freqüentemente encontrado para agregados lateríticos, conforme estudos de Chagas Filho (1986), Moizinho (1994) e Amaral (2004)



## 5.9 ANÁLISE ESTRUTURAL

Nesta pesquisa foi feita uma breve análise estrutural, com o auxílio do programa computacional Kenlayer. O objetivo é de analisar o desempenho das misturas J406 e BVRR com e sem filer laterítico, em relação aos esforços desenvolvidos em estruturas de pavimentos pré-fixadas, cujos materiais apresentam comportamento linear, e assim, verificar a capacidade de carga máxima suportada por estas estruturas através da determinação do número de repetições do eixo padrão de 8,2 toneladas.

O programa Kenlayer, desenvolvido por Huang (1993), na Universidade de Kentucky utiliza a teoria da elasticidade múltiplas camadas de Burmister, e analisa os danos causados por fadiga do revestimento asfáltico ou deformação permanente do subleito. Determina também, as tensões, os deslocamentos e as deformações atuantes na estrutura do pavimento, sob condições de carregamento pré-estabelecidas. A análise é axissimétrica, usando superposição de efeito e considera os materiais com comportamento linear, não linear e viscoelásticos.

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 do pavimento, conforme mostrado na Figura 5.47. A localização destes pontos consta da Tabela 5.22.

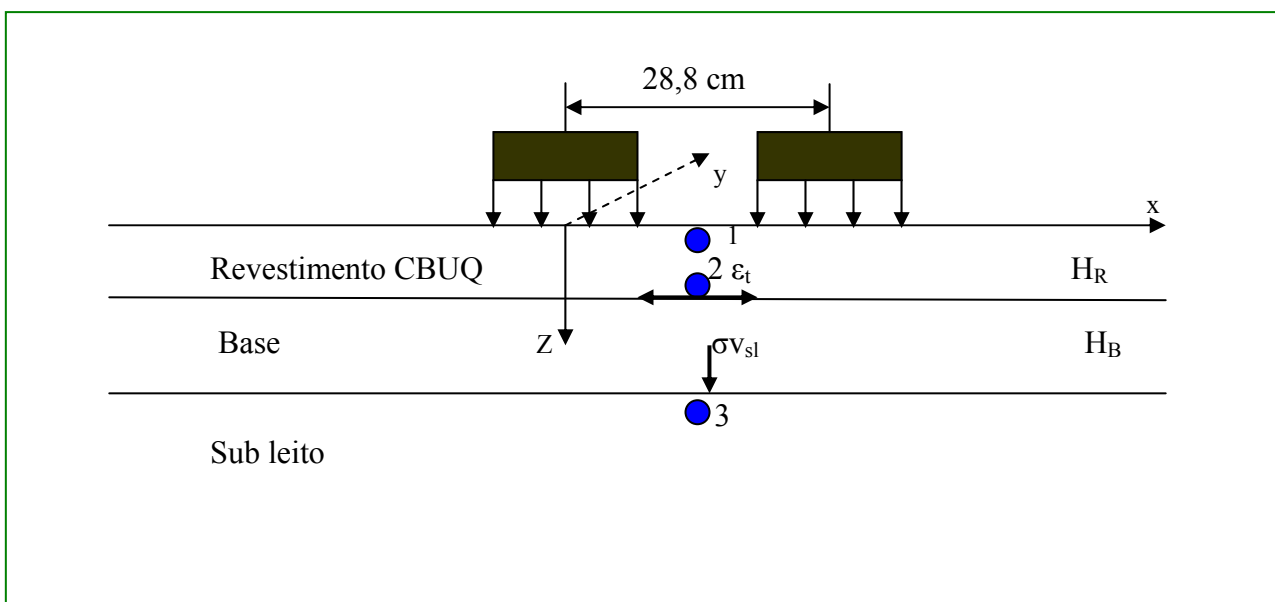


Figura 5.47 - Croquis da estrutura de pavimento em estudo.

Tabela 5.22 - Localização dos pontos de análise.

Ponto de análise	Plano Superficial (x, y)		Coordenada z da profundidade (cm)	
	X (cm)	Y (cm)	H <sub>R</sub> = 3cm H <sub>B</sub> = 30cm	H <sub>R</sub> = 3cm H <sub>B</sub> = 40cm
1	14,4	0	0,01	0,01
2	14,4	0	2,99	2,99
3	14,4	0	33,01	43,01
Ponto de análise	Plano Superficial (x, y)		Coordenada z da profundidade (cm)	
	X (cm)	Y (cm)	H <sub>R</sub> = 5cm H <sub>B</sub> = 30cm	H <sub>R</sub> = 5cm H <sub>B</sub> = 40cm
1	14,4	0	0,01	0,01
2	14,4	0	4,99	4,99
3	14,4	0	35,01	45,01
Ponto de análise	Plano Superficial (x, y)		Coordenada z da profundidade (cm)	
	X (cm)	Y (cm)	H <sub>R</sub> = 10cm H <sub>B</sub> = 30cm	H <sub>R</sub> = 10cm H <sub>B</sub> = 40cm
1	14,4	0	0,01	0,01
2	14,4	0	9,99	9,99
3	14,4	0	40,01	50,01

H<sub>R</sub> = espessura do revestimento; H<sub>B</sub> = espessura da base.

A solicitação foi a de um eixo simples de rodas duplas com 8200kgf (82KN). A carga é de 2050 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/cm<sup>2</sup> ou 0,56 MPa.

Foram analisados 24 casos de estruturas conforme mostrados nas Tabelas de 5.23 a 5.46, a seguir. O valor do módulo de resiliência para o subleito foi estimado em 800 kgf/cm<sup>2</sup> (80 MPa), baseado na correlação empírica de Heukelom e Klomp (1962) ( $MR = 100 \times ISC$ , em kgf/cm<sup>2</sup>), considerando um subleito com CBR de 8%.

Procurou-se variar o módulo de elasticidade e a espessura da camada de base, a fim de verificar-se o efeito destes parâmetros no comportamento da estrutura. A escolha do módulo de elasticidade para camada de base foi baseada em dados da literatura pesquisada.

Foi adotado o coeficiente de Poisson de 0,30, 0,40 e 0,45, para a mistura betuminosa, material de base e subleito, respectivamente, valores obtidos na literatura pesquisada.

Tabela 5.23 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer laterítico para o caso de revestimento de 3 cm e base de 30 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>t<sub>br</sub></sub> MPa	ε <sub>t<sub>br</sub></sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>v<sub>sl</sub></sub> MPa	ε <sub>v<sub>sl</sub></sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
J406 filer laterítico	10211									
		300	80	3	30	56,28	1,298	1,81	0,058	6,86
		400	80	3	30	49,77	0,833	1,35	0,051	5,95
		500	80	3	30	45,41	0,535	1,04	0,046	5,29
		600	80	3	30	42,23	0,329	0,83	0,042	4,77

Do = Deflexão no topo do revestimento asfáltico; σ<sub>t<sub>br</sub></sub> = tensão de tração na fibra inferior do revestimento asfáltico; ε<sub>t<sub>br</sub></sub> = deformação específica na fibra inferior do revestimento asfáltico; σ<sub>v<sub>sl</sub></sub> = tensão vertical no topo do subleito; ε<sub>v<sub>sl</sub></sub> = deformação específica vertical no topo do subleito.

Tabela 5.24 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer laterítico para o caso de revestimento de 3cm e base de 40 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>t<sub>br</sub></sub> MPa	ε <sub>t<sub>br</sub></sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>v<sub>sl</sub></sub> Mpa	ε <sub>v<sub>sl</sub></sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
J406 filer laterítico	10211									
		300	80	3	40	50,66	1,240	1,77	0,040	4,84
		400	80	3	40	43,94	0,796	1,32	0,035	4,16
		500	80	3	40	39,55	0,516	1,04	0,031	3,67
		600	80	3	40	36,41	0,326	0,83	0,028	3,29

Tabela 5.25 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer laterítico para o caso de revestimento de 5cm e base de 30 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>t<sub>br</sub></sub> MPa	ε <sub>t<sub>br</sub></sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>v<sub>sl</sub></sub> MPa	ε <sub>v<sub>sl</sub></sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
J406 filer laterítico	10211									
		300	80	5	30	51,67	1,921	1,96	0,049	5,82
		400	80	5	30	46,30	1,491	1,61	0,044	5,14
		500	80	5	30	42,53	1,190	1,35	0,040	4,61
		600	80	5	30	39,70	0,965	1,16	0,036	4,20

Tabela 5.26 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer laterítico para o caso de revestimento de 5cm e base de 40 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>t<sub>br</sub></sub> MPa	ε <sub>t<sub>br</sub></sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>v<sub>sl</sub></sub> MPa	ε <sub>v<sub>sl</sub></sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
J406 filer laterítico	10211									
		300	80	5	40	46,84	1,819	1,89	0,035	4,23
		400	80	5	40	41,21	1,400	1,54	0,031	3,69
		500	80	5	40	37,36	1,112	1,30	0,028	3,28
		600	80	5	40	34,53	0,900	1,11	0,025	2,96

Tabela 5.27 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer laterítico para o caso de revestimento de 10 cm e base de 30 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do	σ <sub>t<sub>br</sub></sub>	ε <sub>t<sub>br</sub></sub>	σ <sub>v<sub>sl</sub></sub>	ε <sub>v<sub>sl</sub></sub>
						(10 <sup>-2</sup> mm)	MPa	(10 <sup>-4</sup> m/m)	MPa	(10 <sup>-4</sup> m/m)
J406 filer laterítico	10211									
		300	80	10	30	39,10	1,601	1,36	0,031	3,58
		400	80	10	30	36,28	1,396	1,21	0,029	3,31
		500	80	10	30	34,12	1,234	1,09	0,027	3,07
		600	80	10	30	32,39	1,102	0,98	0,025	2,86

Tabela 5.28 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer laterítico para o caso de revestimento de 10 cm e base de 40 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do	σ <sub>t<sub>br</sub></sub>	ε <sub>t<sub>br</sub></sub>	σ <sub>v<sub>sl</sub></sub>	ε <sub>v<sub>sl</sub></sub>
						(10 <sup>-2</sup> mm)	MPa	(10 <sup>-4</sup> m/m)	MPa	(10 <sup>-4</sup> m/m)
J406 filer laterítico	10211									
		300	80	10	40	36,12	1,517	1,29	0,024	2,83
		400	80	10	40	32,94	1,306	1,14	0,022	2,56
		500	80	10	40	30,58	1,145	1,03	0,019	2,34
		600	80	10	40	28,75	1,015	0,93	0,018	2,16

Tabela 5.29 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer cal para o caso de revestimento de 3 cm e base de 30 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do	σ <sub>t<sub>br</sub></sub>	ε <sub>t<sub>br</sub></sub>	σ <sub>v<sub>sl</sub></sub>	ε <sub>v<sub>sl</sub></sub>
						(10 <sup>-2</sup> mm)	MPa	(10 <sup>-4</sup> m/m)	MPa	(10 <sup>-4</sup> m/m)
J406 filer cal	7668									
		300	80	3	30	56,60	0,857	1,82	0,059	6,95
		400	80	3	30	50,09	0,490	1,32	0,052	6,03
		500	80	3	30	45,75	0,261	0,98	0,047	5,35
		600	80	3	30	42,61	0,104	0,75	0,043	4,83

Tabela 5.30- Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer cal para o caso de revestimento de 3 cm e base de 40 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do	σ <sub>t<sub>br</sub></sub>	ε <sub>t<sub>br</sub></sub>	σ <sub>v<sub>sl</sub></sub>	ε <sub>v<sub>sl</sub></sub>
						(10 <sup>-2</sup> mm)	MPa	(10 <sup>-4</sup> m/m)	MPa	(10 <sup>-4</sup> m/m)
J406 filer cal	7668									
		300	80	3	40	50,92	0,825	1,79	0,041	4,89
		400	80	3	40	44,20	0,478	1,31	0,035	4,21
		500	80	3	40	39,83	0,265	0,99	0,032	3,71
		600	80	3	40	36,72	0,123	0,77	0,029	3,34

Tabela 5.31 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer cal para o caso de revestimento de 5 cm e base de 30 cm.

Mistura	$M_{RA}$	$M_B$	$M_{SL}$	$H_R$	$H_B$	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do	$\sigma_{br}$	$\epsilon_{br}$	$\sigma_{vsl}$	$\epsilon_{vsl}$
						( $10^{-2}$ mm)	MPa	( $10^{-4}$ m/m)	MPa	( $10^{-4}$ m/m)
J406 filer cal	7668									
		300	80	5	30	52,67	1,478	2,13	0,051	6,01
		400	80	5	30	47,06	1,107	1,71	0,045	5,29
		500	80	5	30	43,17	0,852	1,41	0,041	4,73
		600	80	5	30	40,29	0,666	1,19	0,037	4,30

Tabela 5.32 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer cal para o caso de revestimento de 5cm e base de 40 cm.

Mistura	$M_{RA}$	$M_B$	$M_{SL}$	$H_R$	$H_B$	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do	$\sigma_{br}$	$\epsilon_{br}$	$\sigma_{vsl}$	$\epsilon_{vsl}$
						( $10^{-2}$ mm)	MPa	( $10^{-4}$ m/m)	MPa	( $10^{-4}$ m/m)
J406 filer cal	7668									
		300	80	5	40	47,72	1,404	2,06	0,036	4,34
		400	80	5	40	41,86	1,044	1,65	0,032	3,77
		500	80	5	40	37,90	0,801	1,36	0,028	3,34
		600	80	5	40	35,02	0,626	1,15	0,026	3,02

Tabela 5.33 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer cal para o caso de revestimento de 10 cm e base de 30 cm.

Mistura	$M_{RA}$	$M_B$	$M_{SL}$	$H_R$	$H_B$	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do	$\sigma_{br}$	$\epsilon_{br}$	$\sigma_{vsl}$	$\epsilon_{vsl}$
						( $10^{-2}$ mm)	MPa	( $10^{-4}$ m/m)	MPa	( $10^{-4}$ m/m)
J406 filer cal	7668									
		300	80	10	30	40,88	1,360	1,58	0,034	3,87
		400	80	10	30	37,71	1,162	1,38	0,031	3,54
		500	80	10	30	35,33	1,009	1,22	0,028	3,27
		600	80	10	30	33,45	0,886	1,10	0,026	3,03

Tabela 5.34 - Resultado da análise estrutural para mistura J406/filer cal para o caso de revestimento de 10 cm e base de 40 cm.

Mistura	$M_{RA}$	$M_B$	$M_{SL}$	$H_R$	$H_B$	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do	$\sigma_{br}$	$\epsilon_{br}$	$\sigma_{vsl}$	$\epsilon_{vsl}$
						( $10^{-2}$ mm)	MPa	( $10^{-4}$ m/m)	MPa	( $10^{-4}$ m/m)
J406 filer cal	7668									
		300	80	10	40	35,22	1,248	1,47	0,028	1,57
		400	80	10	40	31,51	1,049	1,27	0,026	1,28
		500	80	10	40	28,88	0,904	1,13	0,025	1,08
		600	80	10	40	26,88	0,784	1,01	0,024	0,95

Tabela 5.35 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer laterítico para o caso de revestimento de 3 cm e base de 30 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>tbr</sub> MPa	ε <sub>tbr</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>vsl</sub> MPa	ε <sub>vsl</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
BVRR filer laterítico	5434									
		300	80	3	30	56,93	0,464	1,78	0,061	7,05
		400	80	3	30	50,47	0,197	1,22	0,053	6,12
		500	80	3	30	46,20	0,034	0,87	0,048	5,44
		600	80	3	30	43,11	-0,073	-0,63	0,044	4,92

Tabela 5.36- Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer laterítico para o caso de revestimento de 3 cm e base de 40 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>tbr</sub> MPa	ε <sub>tbr</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>vsl</sub> MPa	ε <sub>vsl</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
BVRR filer laterítico	5434									
		300	80	3	40	51,18	0,456	1,77	0,042	4,96
		400	80	3	40	44,50	0,207	1,24	0,036	4,27
		500	80	3	40	40,17	0,058	0,90	0,032	3,77
		600	80	3	40	37,11	-0,380	-0,67	0,029	3,40

Tabela 5.37 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer laterítico para o caso de revestimento de 5 cm e base de 30 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>tbr</sub> MPa	ε <sub>tbr</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>vsl</sub> MPa	ε <sub>vsl</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
BVRR filer laterítico	5434									
		300	80	5	30	53,70	1,037	2,29	0,053	6,21
		400	80	5	30	47,87	0,734	1,79	0,047	5,44
		500	80	5	30	43,89	0,532	1,44	0,042	4,86
		600	80	5	30	40,97	0,387	1,18	0,039	4,41

Tabela 5.38 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer laterítico para o caso de revestimento de 5cm e base de 40 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>tbr</sub> MPa	ε <sub>tbr</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>vsl</sub> MPa	ε <sub>vsl</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
BVRR filer laterítico	5434									
		300	80	5	40	48,62	0,989	2,23	0,037	4,46
		400	80	5	40	42,56	0,698	1,74	0,032	3,86
		500	80	5	40	38,51	0,506	1,41	0,029	3,42
		600	80	5	40	35,59	0,371	1,16	0,027	3,09

Tabela 5.39 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer laterítico para o caso de revestimento de 10 cm e base de 30 cm.

Mistura	$M_{RA}$	$M_B$	$M_{SL}$	$H_R$	$H_B$	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do ( $10^{-2}$ mm)	$\sigma_{t_{br}}$ MPa	$\epsilon_{t_{br}}$ ( $10^{-4}$ m/m)	$\sigma_{v_{sl}}$ MPa	$\epsilon_{v_{sl}}$ ( $10^{-4}$ m/m)
BVRR filer laterítico	5434									
		300	80	10	30	42,91	1,092	1,85	0,036	4,20
		400	80	10	30	39,34	0,906	1,59	0,033	3,82
		500	80	10	30	36,71	0,767	1,39	0,030	3,49
		600	80	10	30	34,67	0,657	1,23	0,028	3,22

Tabela 5.40 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer laterítico para o caso de revestimento de 10 cm e base de 40 cm.

Mistura	$M_{RA}$	$M_B$	$M_{SL}$	$H_R$	$H_B$	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do ( $10^{-2}$ mm)	$\sigma_{t_{br}}$ MPa	$\epsilon_{t_{br}}$ ( $10^{-4}$ m/m)	$\sigma_{v_{sl}}$ MPa	$\epsilon_{v_{sl}}$ ( $10^{-4}$ m/m)
BVRR filer laterítico	5434									
		300	80	10	40	36,86	1,005	1,74	0,030	1,67
		400	80	10	40	32,79	0,821	1,48	0,028	1,34
		500	80	10	40	29,94	0,688	1,29	0,027	1,14
		600	80	10	40	27,81	0,586	1,14	0,026	0,98

Tabela 5.41 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 3 cm e base de 30 cm.

Mistura	$M_{RA}$	$M_B$	$M_{SL}$	$H_R$	$H_B$	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do ( $10^{-2}$ mm)	$\sigma_{t_{br}}$ MPa	$\epsilon_{t_{br}}$ ( $10^{-4}$ m/m)	$\sigma_{v_{sl}}$ MPa	$\epsilon_{v_{sl}}$ ( $10^{-4}$ m/m)
BVRR filer cal	6378									
		300	80	3	30	56,78	0,630	1,81	0,060	7,00
		400	80	3	30	50,29	0,319	1,28	0,053	6,08
		500	80	3	30	45,18	0,128	0,93	0,047	5,40
		600	80	3	30	42,88	- 0,140	- 0,69	0,043	4,88

Tabela 5.42 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 3 cm e base de 40 cm.

Mistura	$M_{RA}$	$M_B$	$M_{SL}$	$H_R$	$H_B$	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do ( $10^{-2}$ mm)	$\sigma_{t_{br}}$ MPa	$\epsilon_{t_{br}}$ ( $10^{-4}$ m/m)	$\sigma_{v_{sl}}$ MPa	$\epsilon_{v_{sl}}$ ( $10^{-4}$ m/m)
BVRR filer cal	6378									
		300	80	3	40	51,06	0,611	1,79	0,041	4,93
		400	80	3	40	44,36	0,319	1,28	0,036	4,24
		500	80	3	40	40,01	0,144	0,95	0,032	3,74
		600	80	3	40	36,92	0,027	0,72	0,029	3,37

Tabela 5.43 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 3 cm e base de 30 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>br</sub> MPa	ε <sub>br</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>vsl</sub> MPa	ε <sub>vsl</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
BVRR filer cal	6378									
		300	80	5	30	52,24	1,230	2,22	0,052	6,12
		400	80	5	30	47,51	0,896	1,75	0,046	5,37
		500	80	5	30	43,37	0,670	1,43	0,042	4,80
		600	80	5	30	40,69	0,507	1,19	0,038	4,36

Tabela 5.44 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 5 cm e base de 40 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>br</sub> MPa	ε <sub>br</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>vsl</sub> MPa	ε <sub>vsl</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
BVRR filer cal	6378									
		300	80	5	40	48,22	1,171	2,16	0,037	4,41
		400	80	5	40	42,24	0,848	1,70	0,031	3,82
		500	80	5	40	38,24	0,633	1,39	0,028	3,39
		600	80	5	40	35,33	0,481	1,16	0,026	3,06

Tabela 5.45 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 10 cm e base de 30 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>br</sub> MPa	ε <sub>br</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>vsl</sub> MPa	ε <sub>vsl</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
BVRR filer cal	6378									
		300	80	10	30	41,98	1,214	1,72	0,035	4,05
		400	80	10	30	38,60	1,021	1,49	0,032	3,69
		500	80	10	30	36,08	0,875	1,31	0,029	3,39
		600	80	10	30	34,11	0,759	1,17	0,027	3,14

Tabela 5.46 - Resultado da análise estrutural para mistura BVRR/filer cal para o caso de revestimento de 10 cm e base de 40 cm.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Resultado da análise estrutural				
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do (10 <sup>-2</sup> mm)	σ <sub>br</sub> MPa	ε <sub>br</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)	σ <sub>vsl</sub> MPa	ε <sub>vsl</sub> (10 <sup>-4</sup> m/m)
BVRR filer cal	6378									
		300	80	10	40	36,10	1,115	1,61	0,029	1,63
		400	80	10	40	32,20	0,924	1,34	0,027	1,31
		500	80	10	40	29,45	0,783	1,21	0,026	1,11
		600	80	10	40	27,38	0,675	1,08	0,025	0,97



### 5.9.1 Considerações sobre as estruturas pesquisadas

Das análises estruturais efetuadas, verifica-se que o uso de revestimento de alto módulo, implica na escolha bem criteriosa do material de base, que servirá de suporte para este revestimento.

Nota-se que para módulos e espessuras de bases menores, o revestimento fica submetido a elevadas tensões de tração na fibra inferior, provoca maiores deflexões no topo do revestimento e maiores tensões e deformações de compressão no topo do subleito. Estes casos apontam para a necessidade de aumento na espessura da base para enrijecimento da estrutura como um todo, ou no aumento da espessura do revestimento, levando-se em conta seu limite de deformação. Os dados apontam para utilização de bases mais espessas e de módulo compatível com o do revestimento asfáltico.

As Figuras 5.48 e 5.49, apresentam, respectivamente, as variações de deformação específica de tração nas fibras inferiores dos revestimentos asfálticos J406 e BVRR com filer laterítico em função da altura do revestimento asfáltico. Na obtenção das Figuras 5.48 e 5.49, foi mantido constante o valor dos módulos do revestimento e do subleito

O aumento na espessura do revestimento de 3 cm para 10 cm para todas as misturas pesquisadas mostrou uma tendência de limite máximo para as tensões de tração das fibras inferiores do revestimento, assim como, para as deformações de tração. O aumento da espessura e módulo da base tendeu a diminuir este efeito.

As Tabelas 5.47 e 5.48, apresentam a altura da camada de revestimento requeridas pelas misturas J406 e BVRR para suportarem o número de repetições do eixo simples padrão (N) de 80 kN, de acordo com as especificações do DNIT, para diversos tipos de tráfegos.

As alturas apresentadas foram determinadas em função da deformação de tração nas fibras inferiores do revestimento asfáltico por meio da equação de fadiga do FHWA com os valores de N limites para cada faixa de tráfego, segundo classificação do DNIT. Ou seja, fixando-se N, tem-se que a deformação de tração limite é dada por:

$$\varepsilon_t = \frac{1}{\left(\frac{N}{1,09 \times 10^{-6}}\right)^{\frac{1}{3,512}}} \quad (5.3)$$

Onde:

$\varepsilon_t$  = deformação limite de tração na fibra inferior do revestimento;

$N$  = número de repetições do eixo simples padrão (N) de 80 kN para fadiga do revestimento.

Com o valor da deformação limite, calculada em função do tipo de tráfego e com o auxílio das Figuras 5.48 e 5.49, determinou-se a região gráfica em que a altura do revestimento era suficiente para suportar a carga limite imposta.

Para as condições de módulo da base e do subleito adotada na pesquisa, os resultados apontam que para um número de repetição do eixo padrão de  $10^5$  a  $2 \cdot 10^6$  (tráfego leve a meio pesado), é necessária uma altura mínima de 3 cm de revestimento J406 filer laterítico (módulo resiliente de 10211 Mpa) para suportar as cargas do tráfego por período de duração de 10 anos. Para cargas maiores cargas, o módulo da base passa ter maior influência do que a sua altura.

Para tráfego pesado, a altura exigida para o revestimento J406 é de aproximadamente 10 cm e 3 cm, respectivamente, para base com 300 MPa e 600 MPa de módulo. Neste caso o uso de base de solo cimento com módulo mínimo de 600 MPa, pode se tornar economicamente viável, dado à pequena espessura do revestimento, camada mais cara do pavimento.

Para o revestimento BVRR, 3 cm de altura é suficiente para suportar a carga de tráfego, leve a meio pesado, podendo ser usada base de 30 cm de altura e com 300 MPa de módulo, sobre subleito de 80 MPa.

Para tráfego pesado a muito pesado ( $2 \cdot 10^7$  a  $5 \cdot 10^7$ ), uma altura do revestimento BVRR, de no máximo 5 cm (mais econômico) é suficiente para suportar os níveis de tensão impostos por estes tipos de tráfego na base do revestimento. Para este elevado nível de carga, usando-se uma base de menor módulo (300 MPa) é necessário revestimento acima de 10 cm de espessura.

Tabela 5.47 - altura do revestimento J406, em função da deformação de tração limite fixada

Tipo de tráfego	N (DNIT, 1996)	$\varepsilon_t (10^{-4})$ mm (FHWA)	MR = 10211 MPa			
			MB = 300 MPa		MB = 600MPa	
			HB 30cm	HB 40cm	HB 30cm	HB 40cm
Altura mínima do revestimento - HR (cm)						
Leve	$10^5$	7,56	3	3	3	3
Médio	$5.10^5$	4,7	3	3	3	3
Meio pesado	$2.10^6$	3,22	3	3	3	3
Pesado	$2.10^7$	1,67	9	8,5	3	3
Muito pesado	$5.10^7$	1,29	10	10	3	3

Tabela 5.48 - altura do revestimento BVRR, em função da deformação de tração limite fixada

Tipo de tráfego	N (DNIT, 1996)	$\varepsilon_t (10^{-4})$ mm (FHWA)	MR = 10211 MPa			
			MB = 300 MPa		MB = 600MPa	
			HB 30cm	HB 40cm	HB 30cm	HB 40cm
Altura mínima do revestimento - HR (cm)						
Leve	$10^5$	7,56	3	3	3	3
Médio	$5.10^5$	4,7	3	3	3	3
Meio pesado	$2.10^6$	3,22	3	3	3	3
Pesado	$2.10^7$	1,67	>10	>10	H < 6 ou H > 9	H < 6 ou H > 9
Muito pesado	$5.10^7$	1,29	>>10	>>10	H < 5 ou H > 10	H < 5 ou H > 10

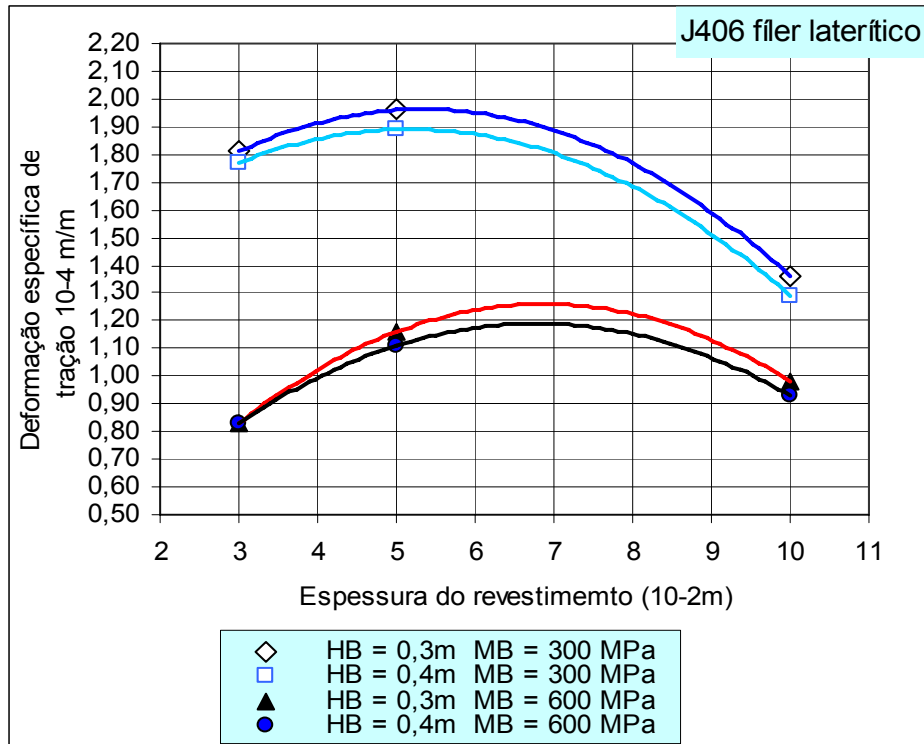


Figura 5.48 Deformações específicas de tração em revestimento de pavimento tipo com a mistura J406 em função de sua espessura

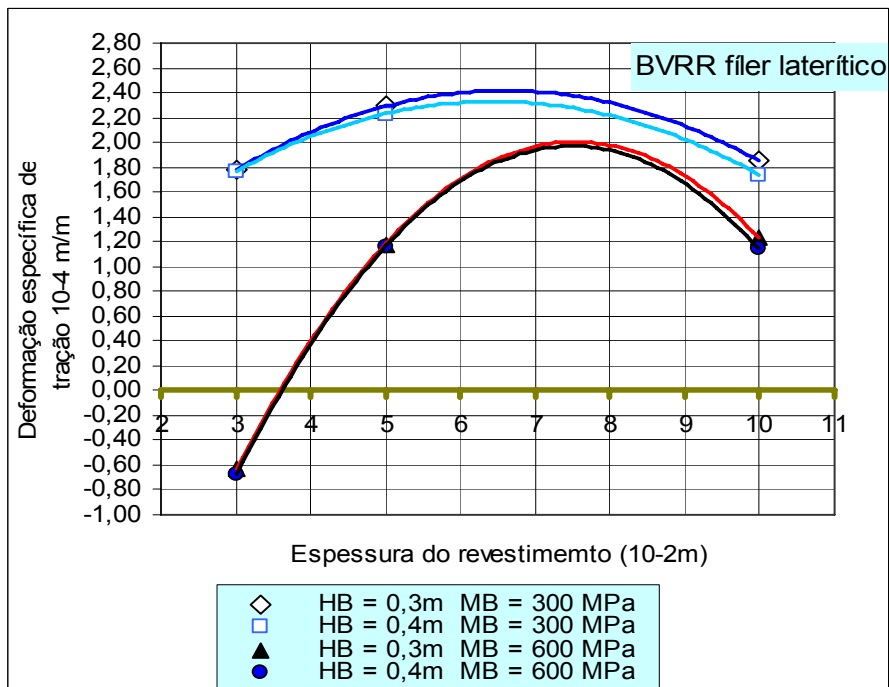


Figura 5.49- Deformações específicas de tração em revestimento de pavimento tipo com a mistura BVRR em função de sua espessura

As Tabelas 5.49, 5.50, 5.51 e 5.52 ilustram, respectivamente, os resultados de repetições na fadiga  $N_f$ , obtidos para as misturas J406 com filer laterítico, J406 com filer cal, BVRR com filer laterítico e BVRR com filer cal, nos três pontos de análises, segundo três equações de fadiga:  $N_1$  = repetições na fadiga para a estrutura do pavimento;  $N_2$  = repetições na fadiga para a o revestimento asfáltico e  $N_3$  = repetições na fadiga para o subleito. Os resultados apontam para  $N$  crescente com o aumento da espessura e rigidez da base, mantendo-se constante a espessura e o módulo do revestimento e do subleito.

Todos os deslocamentos foram inferiores ao deslocamento máximo admissível pela Norma do DNIT, a PRO 11/79, que determina o valor de  $135 \times 10^{-2}$  mm para  $N$  em torno de  $10^5$ . Pela equação de fadiga do DNIT, todas as misturas, em todas as situações pré estabelecidas, suportam uma carga em torno de  $N = 10^7$ . Observa-se uma tendência de aumento do  $N$  para  $10^8$  com o aumento da espessura do revestimento e da espessura e módulo da base.

De acordo com as especificações do FHWA, para grande maioria dos casos analisados, a mistura asfáltica suportará um  $N$  de  $10^7$ , pouco variando este valor nos casos analisados. A carga crítica medida pela equação de Dormon & Metcalf (1965), verifica-se para o subleito  $N = 10^5$  quando se adota revestimento de 3 cm de altura, fato que acarreta maior tensão e deformação vertical no topo do subleito. Para revestimento de maior espessura e ou base de maior espessura e módulo a carga  $N$  varia de  $10^6$  a  $10^9$ .

De uma maneira geral, a diminuição da espessura do revestimento, o aumento da rigidez e da espessura da base, resultou em um melhor desempenho para as estruturas analisadas, este fato acentua-se nos casos de misturas de menores módulos (BVRR com filer laterítico). Conforme se observa nas Tabelas de 5.35 e 5.36. Nestes casos com o aumento do módulo da base, o revestimento tende a trabalhar só a compressão, aumentando a vida de fadiga da mistura.

Se por um lado a associação de pequena espessura do revestimento a maior espessura da camada de base tende a diminuir as tensões de tração no revestimento, ocorre por outro lado acréscimo de tensão vertical e conseqüente aumento de deformação vertical no subleito da estrutura, passando esta camada a governar o desempenho do pavimento.

Tabela 5.49 - Equações de fadiga para estruturas com a mistura J406/filer laterítico

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Análise Estrutural - Método					
						Do 10 <sup>-4</sup> mm	N <sub>1</sub>	ε <sub>tbr</sub> 10 <sup>-4</sup> m/m	N <sub>2</sub>	ε <sub>vsl</sub> 10 <sup>-4</sup> m/m	N <sub>3</sub>
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	DNIT PRO 1179 $N_1 = K_1 \times D_0^{-K_2}$ K <sub>1</sub> =1,26.10 <sup>17</sup> K <sub>2</sub> = 5,682		FHWA $N_2 = K \times \varepsilon_t^{-n}$ K = 1,09.10 <sup>-6</sup> n = 3,512		Shell Ksla (Dormon & Metcalf) $N_3 = K \times \varepsilon_c^{-n}$ K = 6,07.10 <sup>-10</sup> n = 4,762	
J406L	10211	300	80	3	30	56,28	1,4x10 <sup>7</sup>	1,81	1,5x10 <sup>7</sup>	6,86	7,1x10 <sup>5</sup>
		600	80	3	30	42,23	7,3x10 <sup>7</sup>	0,83	2,3x10 <sup>8</sup>	4,77	4,0x10 <sup>6</sup>
		300	80	3	40	50,66	2,6x10 <sup>7</sup>	1,77	1,6x10 <sup>7</sup>	4,84	3,7x10 <sup>6</sup>
		600	80	3	40	36,41	1,7x10 <sup>7</sup>	0,83	2,3x10 <sup>8</sup>	3,29	2,3x10 <sup>7</sup>
		300	80	5	30	51,67	2,3x10 <sup>7</sup>	1,96	1,1x10 <sup>7</sup>	5,82	1,5x10 <sup>6</sup>
		600	80	5	30	39,70	1,0x10 <sup>8</sup>	1,16	7,2x10 <sup>7</sup>	4,20	7,3x10 <sup>6</sup>
		300	80	5	40	46,84	4,1x10 <sup>7</sup>	1,89	1,3x10 <sup>7</sup>	4,23	7,1x10 <sup>6</sup>
		600	80	5	40	34,53	2,3x10 <sup>8</sup>	1,11	8,4x10 <sup>7</sup>	2,96	3,9x10 <sup>7</sup>
		300	80	10	30	39,10	1,1x10 <sup>8</sup>	1,36	4,1x10 <sup>7</sup>	3,58	1,6x10 <sup>7</sup>
		600	80	10	30	32,39	3,3x10 <sup>8</sup>	0,98	1,3x10 <sup>8</sup>	2,86	4,5x10 <sup>7</sup>
		300	80	10	40	36,12	1,8x10 <sup>8</sup>	1,29	4,9x10 <sup>7</sup>	2,83	4,8x10 <sup>7</sup>
		600	80	10	40	28,75	6,5x10 <sup>8</sup>	0,93	1,6x10 <sup>8</sup>	2,16	1,7x10 <sup>8</sup>

Tabela 5.50 - Equações de fadiga para estruturas de pavimentos com a mistura J406/filer cal.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Análise Estrutural - Método					
						Do 10 <sup>-4</sup> mm	N <sub>1</sub>	ε <sub>tbr</sub> 10 <sup>-4</sup> m/m	N <sub>2</sub>	ε <sub>vsl</sub> 10 <sup>-4</sup> m/m	N <sub>3</sub>
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	DNIT PRO 1179 $N_1 = K_1 \times D_0^{-K_2}$ K <sub>1</sub> =1,26.10 <sup>17</sup> K <sub>2</sub> = 5,682		FHWA $N_2 = K \times \varepsilon_t^{-n}$ K = 1,09.10 <sup>-6</sup> n = 3,512		Shell Ksla (Dormon & Metcalf) $N_3 = K \times \varepsilon_c^{-n}$ K = 6,07.10 <sup>-10</sup> n = 4,762	
J406C	7668	300	80	3	30	56,60	1,3x10 <sup>7</sup>	1,82	1,5x10 <sup>7</sup>	6,95	6,6x10 <sup>5</sup>
		600	80	3	30	42,61	6,9x10 <sup>7</sup>	0,75	3,3x10 <sup>8</sup>	4,83	3,8x10 <sup>6</sup>
		300	80	3	40	50,92	2,5x10 <sup>7</sup>	1,79	1,6x10 <sup>7</sup>	4,89	3,5x10 <sup>6</sup>
		600	80	3	40	36,72	1,6x10 <sup>8</sup>	0,77	3,0x10 <sup>8</sup>	3,34	2,2x10 <sup>7</sup>
		300	80	5	30	52,67	2,1x10 <sup>7</sup>	2,13	8,6x10 <sup>6</sup>	6,01	1,3x10 <sup>6</sup>
		600	80	5	30	40,29	9,5x10 <sup>7</sup>	1,19	6,6x10 <sup>7</sup>	4,30	6,5x10 <sup>6</sup>
		300	80	5	40	47,72	3,6x10 <sup>7</sup>	2,06	9,6x10 <sup>6</sup>	4,34	6,2x10 <sup>6</sup>
		600	80	5	40	35,02	2,1x10 <sup>8</sup>	1,15	7,4x10 <sup>7</sup>	3,02	3,5x10 <sup>7</sup>
		300	80	10	30	40,88	8,8x10 <sup>8</sup>	1,58	2,4x10 <sup>7</sup>	3,87	1,0x10 <sup>7</sup>
		600	80	10	30	33,45	2,7x10 <sup>8</sup>	1,10	8,7x10 <sup>7</sup>	3,03	3,4x10 <sup>7</sup>
		300	80	10	40	35,22	2,0x10 <sup>8</sup>	1,47	3,1x10 <sup>7</sup>	1,57	7,9x10 <sup>8</sup>
		600	80	10	40	26,88	9,5x10 <sup>8</sup>	1,01	1,2x10 <sup>8</sup>	0,95	8,7x10 <sup>9</sup>

Tabela 5.51 - Equações de fadiga para estruturas com a mistura BVRR/ filer laterítico.

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Análise Estrutural - Método					
						DNIT PRO 1179 $N_1 = K_1 \times D_0^{-K_2}$ K <sub>1</sub> =1,26.10 <sup>17</sup> K <sub>2</sub> = 5,682		FHWA $N_2 = K \times \varepsilon_t^{-n}$ K = 1,09.10 <sup>-6</sup> n = 3,512		Shell Ksla (Dormon & Metcalf) $N_3 = K \times \varepsilon_c^{-n}$ K = 6,07.10 <sup>-10</sup> n = 4,762	
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do 10 <sup>-4</sup> mm	N <sub>1</sub>	$\varepsilon_{t_{br}}$ 10 <sup>-4</sup> m/m	N <sub>2</sub>	$\varepsilon_{v_{sl}}$ 10 <sup>-4</sup> m/m	N <sub>3</sub>
BVRRRL	5434	300	80	3	30	56,93	1,3x10 <sup>7</sup>	1,78	1,6x10 <sup>7</sup>	7,05	6,2x10 <sup>5</sup>
		600	80	3	30	43,11	6.5x10 <sup>7</sup>	-0,63	-	4,92	3.4x10 <sup>6</sup>
		300	80	3	40	51,18	2,4x10 <sup>7</sup>	1,77	1,6x10 <sup>7</sup>	4,96	3,3x10 <sup>6</sup>
		600	80	3	40	37,11	1.5x10 <sup>8</sup>	-0,67	-	3,40	2.0x10 <sup>7</sup>
		300	80	5	30	53,70	1,8x10 <sup>7</sup>	2,29	6,6x10 <sup>6</sup>	6,21	1,1x10 <sup>6</sup>
		600	80	5	30	40,97	8.7x10 <sup>7</sup>	1,18	6.8x10 <sup>7</sup>	4,41	5.8x10 <sup>6</sup>
		300	80	5	40	48,62	3,2x10 <sup>7</sup>	2,23	7,3x10 <sup>6</sup>	4,46	5,4x10 <sup>6</sup>
		600	80	5	40	35,59	1.9x10 <sup>8</sup>	1,16	7.2x10 <sup>7</sup>	3,09	3.1x10 <sup>7</sup>
		300	80	10	30	42,91	6,6x10 <sup>7</sup>	1,85	1,4x10 <sup>7</sup>	4,20	7,3x10 <sup>6</sup>
		600	80	10	30	34,67	2.2x10 <sup>8</sup>	1,23	5.9x10 <sup>7</sup>	3,22	2.6x10 <sup>7</sup>
		300	80	10	40	36,86	1,6x10 <sup>8</sup>	1,74	1,7x10 <sup>7</sup>	1,67	5,9x10 <sup>8</sup>
		600	80	10	40	27,81	7.8x10 <sup>8</sup>	1,14	7.7x10 <sup>7</sup>	0,98	7.5x10 <sup>9</sup>

Tabela 5.52 - Equações de fadiga para estruturas de pavimentos para mistura BVRR/filer cal

Mistura	M <sub>RA</sub>	M <sub>B</sub>	M <sub>SL</sub>	H <sub>R</sub>	H <sub>B</sub>	Análise Estrutural - Método					
						DNIT PRO 1179 $N_1 = K_1 \times D_0^{-K_2}$ K <sub>1</sub> =1,26.10 <sup>17</sup> K <sub>2</sub> = 5,682		FHWA $N_2 = K \times \varepsilon_t^{-n}$ K = 1,09.10 <sup>-6</sup> n = 3,512		Shell Ksla (Dormon & Metcalf) $N_3 = K \times \varepsilon_c^{-n}$ K = 6,07.10 <sup>-10</sup> n = 4,762	
	MPa	MPa	MPa	cm	cm	Do 10 <sup>-4</sup> mm	N <sub>1</sub>	$\varepsilon_{t_{br}}$ 10 <sup>-4</sup> m/m	N <sub>2</sub>	$\varepsilon_{v_{sl}}$ 10 <sup>-4</sup> m/m	N <sub>3</sub>
BVRRC	6378	300	80	3	30	56,78	1,4x10 <sup>7</sup>	1,81	1,5x10 <sup>7</sup>	7,00	6,4x10 <sup>5</sup>
		600	80	3	30	42,88	6.7x10 <sup>7</sup>	-0,69	-	4,88	3.6x10 <sup>6</sup>
		300	80	3	40	51,06	2,4x10 <sup>7</sup>	1,79	1,6x10 <sup>7</sup>	4,93	3,4x10 <sup>6</sup>
		600	80	3	40	36,92	1.6x10 <sup>8</sup>	0,72	3.9x10 <sup>8</sup>	3,37	2.1x10 <sup>7</sup>
		300	80	5	30	52,24	2,2x10 <sup>7</sup>	2,22	7,4x10 <sup>6</sup>	6,12	1,2x10 <sup>6</sup>
		600	80	5	30	40,69	9.0x10 <sup>7</sup>	1,19	6.6x10 <sup>7</sup>	4,36	6.1x10 <sup>6</sup>
		300	80	5	40	48,22	3,4x10 <sup>7</sup>	2,16	8,1x10 <sup>6</sup>	4,41	5,8x10 <sup>6</sup>
		600	80	5	40	35,33	2.0x10 <sup>8</sup>	1,16	7.2x10 <sup>7</sup>	3,06	3.3x10 <sup>7</sup>
		300	80	10	30	41,98	7,6x10 <sup>8</sup>	1,72	1,8x10 <sup>7</sup>	4,05	8,7x10 <sup>6</sup>
		600	80	10	30	34,11	2.4x10 <sup>8</sup>	1,17	7.0x10 <sup>7</sup>	3,14	2.9x10 <sup>7</sup>
		300	80	10	40	36,10	1,8x10 <sup>8</sup>	1,61	2,2x10 <sup>7</sup>	1,63	6,6x10 <sup>8</sup>
		600	80	10	40	27,38	8.6x10 <sup>8</sup>	1,08	9.3x10 <sup>7</sup>	0,97	7.8x10 <sup>9</sup>

A Tabela 5.53, apresenta o número de repetições do eixo padrão (82kN) limite, calculado em função das deformações de tração nas fibras inferiores dos revestimentos J406 e BVRR. Estas deformações foram obtidas por meio da análise estrutural de pavimento tipo e usando o programa kenlayer. Para verificar o desempenho mecânico das misturas betuminosas foram utilizadas as próprias equações de fadiga das misturas determinadas em laboratório.

As curvas de fadiga para as misturas J406 filer laterítico, J406 filer cal, BVRR filer laterítico e BVRR filer cal estão apresentadas na Tabela 5.17. Os valores de N apresentados na Tabela 5.53 foram obtidos por meio das equações listadas na Tabela 5.17. Os valores obtidos foram majorados pelo fator de correção campo-laboratório de  $10^3$ , de acordo com Pinto (1991).

Os resultados apontam para um número de repetições na fadiga da ordem de  $10^7$ , valor este que caracteriza os potenciais de uso dessas misturas em revestimentos asfálticos do tipo meio pesado a pesado. Os níveis de repetições de carga para fadiga dos revestimentos, calculados com as equações obtidas em laboratório são semelhantes aos valores obtidos quando se determina a vida de fadiga destes revestimentos usando a equação proposta pelo FHWA. Os resultados apontam para N crescente com o aumento da rigidez da base, e variando dentro da mesma ordem de grandeza para aumentos na sua espessura.

Tabela 5.53- Equações de fadiga de campo para os revestimentos pesquisados.

$M_B$	$M_{SL}$	$H_R$	$H_B$	J406 filer laterítico		J406 filer cal		BVRR filer laterítico		BVRR filer cal	
				MR 10211 MPa	N	MR 7668 MPa	N	MR 5434 MPa	N	MR 6378 MPa	N
MPa	MPa	cm	cm	$\epsilon_{tbr}$ $10^{-4}$ m/m	N	$\epsilon_{tbr}$ $10^{-4}$ m/m	N	$\epsilon_{tbr}$ $10^{-4}$ m/m	N	$\epsilon_{tbr}$ $10^{-4}$ m/m	N
300	80	3	30	1,81	$2,6 \cdot 10^7$	1,82	$1,1 \cdot 10^7$	1,78	$1,6 \cdot 10^7$	1,81	$9,3 \cdot 10^6$
600	80	3	30	0,83	$1,9 \cdot 10^8$	0,75	$9,9 \cdot 10^7$	-0,63	-	-0,69	-
300	80	3	40	1,77	$2,8 \cdot 10^7$	1,79	$1,1 \cdot 10^7$	1,77	$1,6 \cdot 10^7$	1,79	$9,7 \cdot 10^6$
600	80	3	40	0,83	$1,9 \cdot 10^8$	0,77	$9,3 \cdot 10^7$	-0,67	-	0,72	$4,5 \cdot 10^8$
300	80	5	30	1,96	$2,2 \cdot 10^7$	2,13	$7,2 \cdot 10^6$	2,29	$5,6 \cdot 10^6$	2,22	$3,9 \cdot 10^6$
600	80	5	30	1,16	$8,3 \cdot 10^7$	1,19	$3,1 \cdot 10^7$	1,18	$8,3 \cdot 10^7$	1,19	$5,5 \cdot 10^7$
300	80	5	40	1,89	$2,4 \cdot 10^7$	2,06	$7,8 \cdot 10^6$	2,23	$6,3 \cdot 10^7$	2,16	$4,4 \cdot 10^6$
600	80	5	40	1,11	$9,2 \cdot 10^7$	1,15	$3,4 \cdot 10^7$	1,16	$8,8 \cdot 10^7$	1,16	$6,1 \cdot 10^7$
300	80	10	30	1,36	$5,5 \cdot 10^7$	1,58	$1,5 \cdot 10^7$	1,85	$1,3 \cdot 10^7$	1,72	$1,2 \cdot 10^7$
600	80	10	30	0,98	$1,3 \cdot 10^8$	1,1	$3,8 \cdot 10^7$	1,23	$7,0 \cdot 10^7$	1,17	$5,9 \cdot 10^7$
300	80	10	40	1,29	$6,3 \cdot 10^7$	1,47	$1,8 \cdot 10^7$	1,74	$1,7 \cdot 10^7$	1,61	$1,5 \cdot 10^7$
600	80	10	40	0,93	$1,4 \cdot 10^8$	1,01	$4,7 \cdot 10^7$	1,14	$9,5 \cdot 10^7$	1,08	$8,3 \cdot 10^7$



## 5.10 ANÁLISE ECONÔMICA DAS MISTURAS

Para realizar a análise econômica das misturas betuminosas, considerou-se somente as misturas que utilizaram os agregados J406 e BVRR ambas com filer lateríticos e duas misturas fabricadas com agregados convencionais dos locais em estudo, denominadas CBUQDF (concreto betuminoso usinado a quente, convencional, usado no Distrito Federal) e CBUQRR (concreto betuminoso usinado a quente, convencional, usado no Estado de Roraima).

As misturas JEURI e J406, ambas fabricadas com agregados do entorno do DF e de características físicas e mecânicas bastante similares, apresentaram um teor ótimo de ligante de 9%, fato que leva os dois materiais a não diferirem muito em termos de custo econômico, pois o ligante é o produto mais caro das misturas betuminosas. A jazida J275, não apresentou desempenho satisfatório em mistura betuminosa e o teor ótimo determinado para mistura, em torno de 11%, a torna inviável economicamente.

Para a composição do preço da tonelada das misturas betuminosas tipo CBUQ, foram considerados os valores médios da tonelada dos agregados, fornecidos por pedreiras da região de Brasília e de Boa Vista, capital de Roraima. A Tabela 5.54 apresenta os valores médios por tonelada de: Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP 50/70), areia de rio, brita convencional, cascalho laterítico e filer do tipo cimento.

Tabela 5.54 - Preços médios de CAP e agregados para pavimentos (Pesquisa de comércio, 11/2006).

Material	Preços em Reais/ tonelada (15/12/2006)	
	Brasília - DF	Boa Vista - RR
CAP 50/70	1400,00	1500,00
Brita	20,00	45,00
Brita laterítica	6,00	6,00
Areia de rio	10,00	6,00
Areia laterítica	4,50	4,50
Fíler laterítico	2,50	2,50
Fíler cimento	300,00	400,00

(cotação do dólar em 15/12/2006 1US\$ = 2,211 R\$)

Para a composição do preço da tonelada da mistura betuminosa tipos CBUQ, não foram considerados os gastos comuns às duas misturas, como transporte, energia, encargos sociais e

depreciação do equipamento. Para a composição do preço da tonelada de CBUQ foi utilizada a composição granulométrica das misturas J406 e BVRR, constituídas, respectivamente, de 91% e 92 % de agregados e de 9% e 8% de ligante. Para as misturas CBUQDF e CBUQRR com materiais tradicionais, consideraram-se os consumos médios de materiais obtidos na literatura pesquisada.

A Tabela 5.55 apresenta a composição, o custo por toneladas das misturas produzidas com os agregados J406, BVRR e CBUQ usual em Brasília e Estado de Roraima. Também é apresentada a diferença de custo, em termos percentuais, entre as misturas com agregados lateríticos em diversos teores de ligante e as misturas tradicionais nas regiões mencionadas.

Tabela 5.55 - Composição de misturas betuminosas para análise de custo

Tipo de Mistura	Composição e custo da tonelada de CBUQ					
	CAP (t)	Brita (t)	Areia (t)	Filer (t)	Custo (R\$)	D preço (%)
J406 filer laterítico	0,060	0,306	0,564	0,071	88,55	-15,8
	0,070	0,302	0,558	0,070	102,50	-1,4
	0,080	0,299	0,552	0,069	116,45	12,0
	0,090	0,296	0,546	0,068	130,40	25,4
CBUQDF	0,055	0,300	0,595	0,050	103,95	0,00
BVRR filer laterítico	0,060	0,306	0,564	0,071	94,55	-27,8
	0,070	0,302	0,558	0,070	109,50	-16,4
	0,080	0,299	0,552	0,069	124,42	-5,0
	0,090	0,296	0,546	0,068	139,40	6,5
CBUQRR	0,060	0,400	0,490	0,050	130,94	0,00

Analisando os dados da Tabela 5.55 verifica-se que os custos das diferentes misturas são mais elevados no Estado de Roraima, devido principalmente à grande distância dos grandes centros regionais e carência de mercado competitivo. Para as misturas betuminosas fabricadas com agregados lateríticos, observa-se que, para teores de CAP próximos aos obtidos para misturas convencionais, tais materiais tornam-se bastante competitivo.

Para teores de ligantes superiores a 8%, a mistura J406 torna-se mais cara que a convencional, sobretudo devido ao preço do CAP que é o material mais caro na mistura. A mistura J406, com filer laterítico, no teor de 6% de ligante asfáltico, apresentou uma redução de custo em torno de 15,8% em relação ao preço da tonelada de CBUQ fabricado no Distrito Federal com agregados tradicionais. A mistura betuminosa J406 com 9% de ligante, valor tido na pesquisa

como ótimo, é 25,4% mais cara que a convencional, valor que a torna do ponto de vista econômico inviável. Por outro lado, essa mistura apresentou excelente comportamento mecânico e pelos resultados de ensaios mecânicos, seria possível seu emprego em pavimentos sujeitos a tráfego pesado.

A mistura BVRR, com filer laterítico no teor de 6% de ligante asfáltico, apresentou custo 27,8 % a menos, quando comparada com a mistura betuminosa, usando seixo de rio, usual nos pavimentos urbanos da cidade de Boa Vista no Estado de Roraima. Para 8% de ligante, a mistura alternativa ainda mostrou vantagem econômica em relação a tradicional, em 5%. É importante salientar que além do preço do CAP, o preço da brita convencional no estado de Roraima contribuiu muito para o aumento do preço do concreto betuminoso tradicional no Estado de Roraima. Portanto, o uso racional de agregado laterítico locais, torna-se economicamente viável, para uso em CBUQ.

O uso de filer do tipo cimento, material nobre de construção, aliado ao elevado consumo de areia de rio, de fonte cada vez mais escassa em torno do DF, influi de maneira significativa no preço final das misturas convencionais. O uso racional da laterita poderá torná-la um agregado alternativo e contribuir para mitigar danos ao meio ambiente.

## **CAPÍTULO 6**

### **6.0 CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES**

#### **6.1 INTRODUÇÃO**

Este capítulo apresenta as conclusões obtidas a partir dos resultados dos ensaios laboratoriais de caracterização dos componentes das misturas asfálticas estudadas, bem como, dos ensaios mecânicos e na análise estrutural com o programa computacional KENLAYER

#### **6.2 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS**

Todos os resultados mostram categoricamente que o material fino da britagem de concreções lateríticas pode ser utilizado como material de enchimento, sem perdas para as propriedades mecânicas das misturas. Pelo contrário, para a maioria das propriedades estudadas como a resistência à tração, a relação módulo resiliente, resistência (MR/RT) e resistência à fadiga, as misturas com fíler laterítico apresentaram desempenho superior ao daquelas com fíler cal.

As condições climáticas que determinam a origem e o processo de formação das concreções lateríticas têm influência nas propriedades mecânicas das misturas, bem como na forma como interagem com o fíler cal. Para as misturas analisadas, as lateritas provenientes da jazida J406 do Distrito Federal tiveram um melhor comportamento que as provenientes de Boa Vista, Roraima (BVRR). As misturas com a laterita J406 podem ser utilizadas inclusive em condições de tráfego pesado, enquanto que a BVRR seria indicada para condições de tráfego menos severas.

A presença de poros não conectados nas concreções lateríticas e a predominância de óxido de ferro em determinadas frações granulométrica dos agregados são alguns dos fatores responsáveis pela variação de densidade real em função do diâmetro do agregado, bem como nos valores de vazios nas misturas betuminosas.

Atenção se faz necessária quando da determinação da massa específica dos agregados lateríticos, uma vez que esta é bastante influenciada pelos vazios não comunicantes das frações graúdas e concentração de óxido de ferro nas frações mais finas, tendendo a massa específica a aumentar com a diminuição do diâmetro das partículas.

A falta de uniformidade na exigência das especificações para agregados lateríticos, as quais estabelecem diferentes limites de aceitação para um mesmo serviço à medida que muda o órgão normalizador, dificulta sua utilização, o que pode provocar a rejeição de agregados lateríticos que poderiam ter desempenho satisfatório em serviço.

Não se deve rejeitar o uso de agregados lateríticos baseado em um único ensaio mecânico, devido à variação dos valores especificados ou sugeridos nos mais diversos ensaios de caracterização física e mecânica.

O Índice de Degradação Marshall com ligante sugere um excelente dado para avaliar o comportamento do agregado em serviço.

O Índice de Degradação de Washington mostrou incoerência nos resultados obtidos, uma vez que os agregados J275 e BVRR, ambos de constituição arenosas e de resistência mecânica inferiores aos agregados JEURI e J406, ambos de constituição argilosa, apresentaram desempenho melhores quando avaliados por este índice. Reforça-se o fato de que metodologia desenvolvida para solos de clima temperado nem sempre é adaptável para solos tropicais.

Os agregados JEURI e J406 apresentam potencial de uso em CBUQ como alternativa à brita calcária no Distrito Federal. O agregado J275 apresentou desempenho insatisfatório, tanto em termos de resistência mecânica, medida em diferentes tipos de ensaios como em mistura betuminosa.

O aproveitamento da fração graúda, fração areia e filer, provenientes da britagem de concreções lateríticas de grande diâmetro, com um processo de lavagem, evita rejeito e pelos resultados obtidos nesta pesquisa não compromete as características de resistências e adesividade das misturas.

O tratamento térmico nos agregados lateríticos propiciou um ganho de resistência, em torno de 175°C, quando analisado pelos resultados dos ensaios de abrasão Los Angeles, resistência ao esmagamento, 10% de finos, impacto Treton e índice de degradação Marshall. O maior ou menor ganho de resistência está associada à formação de cada material, notando-se nesta pesquisa que os materiais com fração fina de características argilosas apresentaram maiores ganhos de resistência em função do tratamento térmico.

É necessário rever a metodologia de ensaios para agregados lateríticos, uma vez que material em condições ambiente pode não satisfazer às especificações vigentes, mas quando tratados termicamente passam a satisfazê-las, e essa é a condição de uso no CBUQ.

No uso de agregados lateríticos para outros fins que não o CBUQ recomenda-se avaliar o comportamento dos agregados com reabsorção de água após a secagem, pois se não houver alteração química mineralógica a tendência seria retornar o comportamento do material em estado natural.

### **6.3 ENSAIO MARSHALL**

O Ensaio Marshall convencional não se mostrou adequado para a dosagem de misturas betuminosas com agregados porosos, uma vez que as misturas pesquisadas resultaram em elevados índices de vazios, que não atendem aos preceitos da norma para confecção de concretos betuminosos densos, isto é, volumes de vazios entre 3% e 5%.

Apesar dos elevados índices de vazios, calculados segundo a metodologia tradicional, as misturas estudadas apresentaram um excelente desempenho mecânico, inclusive quanto à deformação permanente, no caso do agregado J406. Portanto, a correção dos vazios nas misturas betuminosas lateríticas torna-se muito importante, pois a partir dos volumes efetivos, pode-se tomar decisão sobre, por exemplo, o teor ideal de ligante da mistura.

### **6.4 COMPORTAMENTO MECÂNICO DAS MISTURAS BETUMINOSAS**

A mistura betuminosa tipo CBUQ, utilizando a laterita BVRR como agregado na faixa C do DNIT e CAP 20, apresentou características físicas e mecânicas compatíveis com outras dosagens, incluindo concreções lateríticas e ou agregados tradicionalmente usados, quando se compara valores de propriedades mecânicas determinadas nos ensaios Marshall, da resistência à tração indireta e de Desgaste Cántabro.

A mistura betuminosa, tipo CBUQ, utilizando a laterita J406 como agregado na faixa C do DNIT e CAP 50/70, apresentou características físicas e mecânicas compatíveis com outras dosagens, incluindo concreções lateríticas e ou agregados tradicionalmente usados, sendo indicada para pavimentos de tráfego pesado.

O tipo de filer teve pouca influência na resistência à deformação permanente das misturas. O único ensaio para o qual o filer cal resultou em melhor comportamento da mistura foi o ensaio de desgaste Cântabro, o qual fornece uma indicação da adesividade entre o ligante e o agregado. É fato conhecido que materiais de enchimento eletropositivos, como é o caso da cal, melhoram as propriedades de adesividade ativa. Entretanto, as misturas com filer laterítico também apresentaram valores satisfatórios de adesividade e de desgaste Cântabro.

As misturas asfálticas compostas com o filer laterítico apresentaram valores de estabilidade compatíveis com os valores estimados para mistura asfáltica com o filer cal. A Estabilidade Marshall mínima, preconizada pelo DNIT, foi alcançada para todas as misturas analisadas, sendo que, as misturas que tem com filer cal, apresentaram valores discretamente menores de estabilidade quando comparado às misturas utilizando filer laterítico.

## **6.5 ENSAIO DE UMIDADE INDUZIDA E CÂNTABRO**

As misturas apresentaram resistência à tração retida (RRT) satisfatória, com destaque para a mistura BVRR e J275. Os valores obtidos estão compatíveis com o mínimo recomendado de 70 %, pela norma DNIT 031/2006-ES.

A metodologia Superpave do Programa SHRP recomenda valores acima de 80% para a RRT (AASHTO T 283/89, 1989), neste caso apenas a mistura BVRR atende esta especificação. As características de formação mineralógica do agregado interferem de forma muito acentuada nos valores obtidos. Nota-se o bom comportamento quanto à adesividade ao ligante/agregado, uma vez que este ensaio simula a ação da água em estados físicos diferentes no interior da mistura.

Este ensaio dá idéia de adesividade do agregado com o ligante, fato comprovado, pois apesar da única variável ser o tipo de concreções lateríticas, o desgaste mostrou ser diferente para cada mistura para o mesmo teor de ligante. portanto, o agregado contribui para avaliação deste parâmetro, quer pela adesividade quer pela resistência ao desgaste.

A exemplo do ensaio de umidade induzida, a coesão entre agregados e ligantes foi melhor para as misturas BVRR e J275, tidos como de constituição arenosa. Este fato demonstra que os materiais lateríticos cuja constituição seja argilosa (JEURI e J406), tendem a apresentar maior desgaste neste ensaio.

A repetibilidade do ensaio também chama a atenção. Apesar de se considerar apenas o resultado médio de seis corpos de prova observa-se pequena dispersão da média em relação aos valores individuais obtidos. Este ensaio é normalizado para misturas asfálticas drenantes, onde o limite de aceitação é um desgaste inferior a 25%. Apesar de não ser prática comum o uso deste ensaio para mistura densa, percebe-se pelos valores obtidos ser um ensaio interessante para avaliar o estado de coesão da mistura asfáltica.

## **6.6 ENSAIO 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 e asfalto possuem rigidez compatível ao de misturas betuminosas muito densas.

Os resultados obtidos apontam a variação de resistência à tração em função do teor de ligante e tipo de filer usado. Há tendência de redução na resistência à tração e aumento do consumo de ligante quando se substitui o filer laterítico por filer cal. Portanto, pode-se afirmar que o filer laterítico produz uma mistura com melhor resistência e menor custo. De um modo geral, a resistência à tração para as misturas estudadas está bem acima do valor mínimo (0,65 MPa), sugerido pela norma DNIT 031/2006-ES.

Os valores de módulo resiliente obtidos para as misturas J406 e BVRR são elevados se comparado a valores típicos de módulo resiliente de misturas confeccionadas com agregados mais usuais como granito, basalto ou até mesmo o calcário, usado no DF. A presença marcante de finos e o uso de CAP mais duro justifica os valores obtidos.

As misturas com filer laterítico apresentaram relação MR/RT menores que as misturas com a cal como filer, indicando assim, a possibilidade de uma maior resistência à fadiga.

Os valores do módulo de resiliência para a mistura J406 (Laterita + CAP 50/70), no teor ótimo (9%) é o dobro do valor do obtido para a mistura BVRR (Laterita + CAP 50/70), no teor ótimo (8%). A mistura J406 (Laterita + CAP 50/70) apresentou em todos os teores de ligante valor de módulo superior ao da mistura J406 (Laterita + Cal + CAP 50/70).



O efeito da adição de cal em substituição ao fíler laterítico foi aumentar o módulo da mistura cujos agregados apresentam característica arenosa (BVRR) e a diminuição de módulo para misturas cujos agregados apresentam constituição argilosa (J406).

De um modo geral o módulo das misturas com o agregado laterítico da jazida J406 (do DF) foram superiores ao das misturas com o agregado BVRR (de Roraima), refletindo a influência das diferentes condições climáticas em que estas agregações foram formadas. A fração fina oriunda da britagem da laterita do DF tinha constituição argilosa, enquanto que a proveniente de Roraima tinha uma constituição mais arenosa. O módulo de resiliência em todas as misturas diminuiu com o aumento do teor de ligante

## **6.7 ENSAIO DE DEFORMAÇÃO PERMANENTE E FADIGA POR COMPRESSÃO DIAMETRAL**

### **6.7.1 Ensaio de deformação permanente**

Os resultados obtidos no simulador de tráfego para deformação permanente nas trilhas de rodas permite observar o excelente comportamento das misturas J406 (fíler laterítico) e J406 (fíler cal) as quais apresentaram respectivamente 6% e 7% de deformação para 30000 mil ciclos. Esses valores, segundo Brosseuad (1993), são inferiores ao limite proposto pela norma francesa que é de 10% para tráfego pesado. Nota-se também pouca influência do tipo de fíler nos resultados obtidos para as duas misturas.

As misturas BVRR com fíler laterítico e BVRR com fíler cal apresentaram deformações semelhantes e bem acima do limite estabelecido pela norma francesa. O tipo de agregado, com parâmetros de resistência mecânica bem inferior aos do agregado J406, contribuiu decisivamente no resultado obtido.

Os resultados do ensaio de deformação permanente para placas mistas (camada asfáltica sobre base de solo compactado), mostram comportamento semelhante aos obtidos quando se usa a metodologia tradicional (camada asfáltica sobre base rígida). Porém resultados apontam para maiores deformações das placas sobre base flexível.

### **6.7.2 Ensaio de fadiga**

As curvas de fadiga, determinadas para as misturas J406 filer laterítico, J406 filer cal, BVRR filer laterítico e BVRR com filer cal, apresentaram características típicas de curva de fadiga geralmente obtidas para misturas densas.

Os melhores resultados para o ensaio de fadiga por compressão diametral foram obtidos pelas misturas asfálticas J406 filer laterítico e J406 filer cal. As misturas J406 fabricadas com filer laterítico de menor relação módulo resiliente / resistência à tração, em relação à mistura J406 filer cal, apresentou maior vida de fadiga, mostrando, assim, ser o filer laterítico um bom material de enchimento para misturas betuminosas. Os tipos de filer não influenciaram nos resultados de fadiga das misturas BVRR filer laterítico e BVRR filer cal.

Valores para o número de repetições do eixo padrão, adotado pelo DNIT (N), determinados usando as equações de fadiga das misturas obtidas em laboratório, e calculados em função das deformações de tração nas fibras inferiores dos revestimentos (programa Kenlayer), indicam excelente comportamento mecânico dos revestimentos pesquisados, até mesmo para tráfego de meio pesado a pesado.

### **6.8 ANÁLISE ESTRUTURAL**

Todos os deslocamentos determinados com o uso do programa KENLAYER, para as estruturas analisadas, foram inferiores ao deslocamento máximo admissível pela Norma do DNIT, a PRO 11/79. Por norma as estruturas analisadas suportam um número de repetições do eixo padrão da ordem de grandeza  $10^7$ .

Os resultados da análise estrutural mostraram que os revestimentos de maiores módulos, apoiados sobre base de menor módulo e espessura, tiveram limitação do número N para ordem de grandeza  $10^5$ , devido limitações de deformações no subleito da estrutura.

De acordo com as especificações do FHWA, para grande maioria dos casos analisados, as quatro misturas asfálticas suportarão um N de  $10^7$ , para base de 40cm e maiores módulos. Para base de 30cm e módulos menores a ordem de grandeza determinada para N foi de  $10^6$ .

Os resultados apontam para N crescente com o aumento da rigidez da base, e variando dentro da mesma ordem de grandeza para aumentos na sua espessura.

## **6.9 CONCLUSÃO GERAL**

Conclui-se que a utilização integral do produto de britagem de concreções lateríticas em concreto betuminoso é uma contribuição muito importante para o desenvolvimento de algumas regiões como o norte do Brasil, onde há abundância de lateritas e escassez de rochas para a produção de britas. As misturas com as diversas frações da britagem das lateritas podem resultar em revestimentos duradouros e econômicos. Ao mesmo tempo em que se utiliza material local, com conseqüente redução de custos de transporte, também se evita a produção de rejeitos indesejáveis. Além do mais, se evita a degradação ambiental provocada pela exploração de jazidas de seixos rolados nos leitos de rios. Estudos complementares se fazem necessários no intuito de adotar-se metodologia de ensaio que defina o uso de agregado lateríticos em obras civis ou rodoviárias.

## 6.10 SUGESTÕES PARA FUTURAS PESQUISAS

- Analisar diferentes tipos de ligante asfálticos em misturas betuminosas fabricadas com diversos tipos de agregados lateríticos e composição granulométrica similar à deste estudo.
- Desenvolver uma metodologia de ensaio que vise correlacionar o ganho de resistência de agregados lateríticos com o tratamento térmico e sua composição química e mineralógica.
- Estudar o efeito do envelhecimento de misturas betuminosas fabricadas com agregados de alta porosidade nos parâmetros Marshall, resistência à tração, vida de fadiga, módulo resiliente e de deformação permanente.
- Verificar o efeito no teor ótimo de ligante para as misturas usadas nesta pesquisa, substituindo parte da areia laterítica por areia de rio e diferentes tipos de filer.
- Procurar determinar a quantidade ideal de ligante asfáltico para realização do ensaio Índice de Degradação Marshall ( $ID_{ml}$ )-DNIT ME 401/99 e de adesividade de agregados graúdos de alta porosidade.
- Aprofundar o estudo de deformações permanente, com o uso de simulador de tráfego, para misturas betuminosas sob diferentes tipos de camadas de base (solo, brita, solo-cimento, binder...), tentando aproximar os resultados de laboratório ao desempenho da mistura em campo.
- Dar continuidade ao estudo de misturas asfálticas alternativas, de extrema importância para as regiões brasileiras que carecem de materiais pétreos tradicionalmente adotados para as misturas asfálticas, acompanhando estes estudos de análise de viabilidade técnica, de custo e proposta de regeneração para áreas degradadas após exploração das jazidas.
- Construir trechos experimentais com as misturas desta pesquisa e acompanhar seu desempenho para diversos tipos de tráfego.
- Continuar as pesquisas visando adaptar e ou criar normas mais próximas da realidade do comportamento dos solos tropicais.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO T 283/89 (1989). Resistance of Compacted Bituminous Mixture to Moisture Induced Damage. American Association of State Highway and Transportation Officials.

AFNOR NF P 98-130 (1999). Enrobés Hydrocarbonés: Couches de Roulement et Couches de Liaison (Bétons Bitumineux Semi-Grenus - BBSG). Association Française de Normalisation.

AMARAL, S.C. (2004) Estudo de Misturas Laterita-Asfalto da Região Metropolitana de Belém-PA Para Revestimento de Pavimento. Tese de Doutorado. EPUSP. São Paulo. Brasil.

ARENS, P.L., (1951). DTA of Clays. Dissertation, Wageningen, 1951.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1993). ABNT NBR 12891- Dosagem de Misturas Betuminosas pelo Método Marshall. Rio de Janeiro, 12p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2001). ABNT NBR 14756-2001 Materiais betuminosos - Determinação da Viscosidade Cinemática. Publicação 30/11/01. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (2004). ABNT NBR 15140-2004 Misturas Asfálticas - Determinação do Desgaste Cantabro. Publicação 30/18/04. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (1998). ABNT NBR 06576-1998 Materiais betuminosos - Determinação da Penetração. Publicação 30/11/98. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE PAVIMENTAÇÃO (1976). Utilização da laterita em pavimentação. ABPv.- Relatório Técnico N° 9, Editora Gráfica LUNA LTDA, Rio de Janeiro, 47p.

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.

ACROYD, L.W. (1960). Notes on Crushing Strength of Some Western Nigerian Concretionary Gravels and Their Selection For Use as Building Material, Minot. W. Nigeria.

ACROYD, L.W. (1963). Correlation Between Engineering and Pedological. Classification Systems in Western Nigeria and its Implications, Proc. 3<sup>rd</sup> Reg. Conf. Afr. Soil Mech. Found. Eng., Salisbury.

ACROYD, L.W. (1967). Formation and Properties of Concretionary and non Concretionary Soil in Western Nigéria, Proc. 4<sup>th</sup> Reg. Conf. Afr. Soil Mech. Found. Eng. Cape Town.

ALEXANDER, L. I. Cady, J. G. (1962). Genesis and Hardening of Laterite Soils, U.S. Dept. Agric. Tech. USA.

ARNOLD, G.P. (1993). Estudo do Comportamento Mecânico de Basaltos alterados do Rio Grande do Sul para Enprego em Pavimentos Rodoviários. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia. UFRGS. Porto Alegre. 145p.

AZEVEDO, A.B. (1982). A laterita Acreana Utilizada como agregado graúdo no concreto. São Carlos. 78p. Dissertação de Mestrado - Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BÁRDOSSY Y. G. e ALEVA G.J.J. (1990). Lateritic Bauxites. Elsevier. Amsterdam, Developments in Economic Geology. Vol.27. 647p.

BELIGNI, M., VILLIBOR, D.F., CINCERRE, J.R. (2000). Mistura Asfáltica do Tipo SMA (Stone Mastic Asphalt): Solução para Revestimentos de Pavimentos de Rodovias e Vias Urbanas de Tráfego Intenso. In: Anais da Reunião Anual de Pavimentação – 32º RAPV, v. 01, pp. 590-605, Brasília, D F, Brasil, 16-20 Outubro.

BERRANGÉ, J.P.A. (1973). Synopsis of the Geology of Southern Guyana. London, Inst. Geol. Sci., Overseas Div. 16p.

BHATIA, H.S. and HAMMOND, A. A. (1970). Durability and Strength Properties of Laterite Aggregates of Ghana, Build. Rod. Inst. Ghana.

BIRMAN, S. (1969). Concreto Asfáltico. Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, X Reunião Anual de Pavimentação. Bahia.

BOURMAN, R.P.; OLLIER, C. D. (2002). A Critique of the Schellmann Definition and Classification of “Laterite”. Catena 47. p(117-131).

BRITO, W. J. (1969). O Uso de Agregado Natural nas Obras do Aeroporto de Bélem, Revista Construção N° 68.

BRITTO, W. J. (1978). Uso da Laterita Pisolítica em Pavimentação, W. J. Brito Consultoria Técnica. Pará. Brasil.

BRANDE, E. W. and HONGSNOI, M. (1969). Effects of Method of Preparation on Compaction and Strength Characteristics of Lateritic Soils, Proc. Of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soil, Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. México, pp 107-116.

BRASIL. MINISTÉRIO DOS TRANSPORTES. DNER (1998). Estudos e pesquisas de rochas de pedreiras para estabelecimento de critérios de qualidade frente as normas e procedimentos existentes e sua aceitação. Rio de Janeiro: IPR, 1998. 153p. Relatório Final

BRASILEIRO, F. E. (1983). Estudo Comparativo do Comportamento de Concreto Betuminoso a Quente Fabricado com Agregados Graúdos Convencionais e não Convencionais, Quando Utilizado o Ensaio de Estabilidade Marshall, Dissertação de Mestrado, UFPB. Paraíba. Brasil.

BROSSEAUD, Y., DELORME, J-L., HIERNAUX, R. (1993). Use of LPC wheeltracking rutting tester to select asphalt pavements resistant to rutting. Transportation Research Record. Pavement Design, Management and Performance. n° 1384, pp 59-68. Washington, USA.

BS 882-73 (1973). British Standards Institution. Sampling and Testing of Mineral Aggregates, Sands and Fillers. B.S.I. London.

BUCHANAN, F. (1807) A Journey From Malabar Through the Countries of Mysore, Canara and Malabar. London, East India Company, vol. 2, p. 436-460

CAMAPUM DE CARVALHO, J. (1981). Influência das Energias Térmicas e Mecânicas em Propriedades de Engenharia Seleccionadas de Alguns Solos Lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil, Dissertação de Mestrado. UFPB. Paraíba. Brasil.

CAMAPUM DE CARVALHO, J; PALOCCI, A; PEREIRA, J.H.F; SILVA, P.R. (1998). Considerações Sobre a Granulometria de Alguns Solos do Centro Oeste. XI Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica. Brasília, ABMS.

CARDOSO, F.B.F. (2002). Propriedades e Comportamento Mecânico de Solos do Planalto Central Brasileiro. Tese de Doutorado, Publicação G. TD - 009<sup>a</sup>/02, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 357p.

CARLETTI, H. (1972). Solo Laterítico como Agregado de Pré-Misturado a Quente, Serviço de Engenharia do Ministério da Aeronáutica, Serviço Federal. Brasil.

CARNEIRO, F.L. (1953). Um Novo Método para a Determinação da Resistência à Tração dos Concretos. Comunicação 5. Reun. Ass. Bras. Normas Técnicas. Publ. Inst. Nac. Tecnol, Rio de Janeiro, (Publicado no boletim n°13, RILEM, série antiga. Paris, 1953, p. 103-107).

CASTRO, C.S.; SALEM, S.G. (1994). Utilização de Agregados Lateríticos em Concreto Betuminoso Usinado a Quente – Dissertação de Especialização, DER/MIPC/BRPUC/MG.

CEDEX NLT-362/92 - PROPOSTA DE NORMA DE ENSAYO - (1986). Determinación de La Perdida por Desgaste de Mezclas el Empleo de La Maquina de Los Angeles. Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas - Centro de Estudios de Carreteras.

CERATTI, J. A. P.; D. H. WESSLING; SPECHT, L. P. (2003). Estudo Laboratorial do Comportamento de Misturas em concreto Asfáltico com Diferentes Tipos de Filers. 34<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação (RAPv), CD-ROM; 15 p. Associação Brasileira de Pavimentação (ABPV). Campinas,SP.

CHAGAS FILHO, M.B. (1986). Concreções Lateríticas: Propriedades Básicas e sua Utilização em Vigas Isostáticas Submetidas a Flexão Simples. Dissertação de Mestrado. UFPB. Campina Grande.PB.

CODEPLAN (1976). Diagnóstico do Espaço Natural do Distrito Federal – Brasília, 300p.II.

COSTA, C.R.V. (1983). Índice de Suporte Califórnia para Solos Lateríticos: Avaliação da Metodologia e Influência dos Efeitos das Energias Térmicas e Mecânicas. Dissertação de Mestrado. UFPB. Paraíba. Brasil.

COSTA, M. L. (1990). Lateritos e Laterização. Congresso Brasileiro de Geologia. Anais. SBG. Natal. Rio Grande do Norte. Brasil. Volume 1. p.404-421.

COSTA, M. L. (1991). Aspectos 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. N° 1. p.79-104

DESPHAND, T. L., GREELAND, D.J. and QUIRK, J.P. (1964). Role of Iron Oxides in the Bonding of Soil Particles. Vol 201 pp 107-108. (local)

DIAS, J.F. (2004). Avaliação de Resíduos da Fabricação de Telhas Cerâmicas para seu Emprego em Camadas de Pavimentos de Baixo Custo. Boletim Técnico da Escola Politécnica da USP. São Paulo. 20p

DINIZ, A. A. (1984). Resistência a Compressão Simples para Solos Lateríticos. Avaliação da Metodologia e Influências dos Efeitos da Temperatura de Secagem e Energia Mecânica, Dissertação de Mestrado. UFPB. Paraíba. Brasil.

DNIT-ME 79/63 (1974). Adesividade de Agregado a Ligante Betuminoso. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 04/94 (1994). Material Betuminoso: Determinação da Viscosidade Saybolt-Furol à Alta Temperatura. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNIT-ME 78/94 (1994). Agregado Graúdo: Adesividade ao Ligante Betuminoso. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 086/94 (1994). Agregados: Determinação do Índice de Forma. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 133/94 (1994). Misturas Betuminosas: Determinação do Módulo de Resiliência. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 138/94 (1994). Misturas Betuminosas: Determinação da Resistência à Tração. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 43/95 (1995). Misturas Betuminosas a Quente: Ensaio Marshall. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT (1996). Manual de Pavimentação. 2ª Ed; 320 p. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT -ME 054/97 (1997). Equivalente de Areia. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).



DNIT-ME 197/97 (1997). Determinação da Resistência ao Esmagamento de Agregados Graúdos. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 35/98 (1998). Agregados: Determinação da Abrasão Los Angeles. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 81/98 (1998). Agregados: Determinação da Absorção e da Densidade do Agregado Graúdo. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 096/98 (1998). Avaliação da Resistência Mecânica pelo Método dos 10% de Finos. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 03/99 (1999). Material Betuminoso: Determinação da Penetração. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 383/99 (1999). Desgaste por Abrasão de Misturas Betuminosas com Asfalto Polímero - Ensaio Cantabro. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro.

DNIT-ME 397/99 (1999). Agregados - Determinação do Índice de Degradação Washington - ID<sub>w</sub>. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 399/99 (1999). Agregados - Determinação da Perda ao Choque no Aparelho Treton. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNER-ME 398/99 (1999). Agregados - Índice de Degradação após Compactação Proctor (IDP). Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ME 401/99 (1999). Agregados - Determinação do Índice de Degradação de Rochas após Compactação Marshall, com Ligante - IDML e sem Ligante - IDM. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT (2005). Especificações Gerais para Obras Rodoviárias. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Rio de Janeiro (RJ).

DNIT-ES 031/2006 (2006). Pavimentos Flexíveis - Concreto Asfáltico - Especificação de Serviço. Departamento Nacional de Infra-Estrutura de Transportes. Rio de Janeiro (RJ).

DORMON, G.M., AND METCALF., C.T. (1965). Design Curves for Flexible Pavements Based on Layered System Theory. Highway Research Record, No. 71.

EMBRAPA. Centro Nacional de Pesquisa de Solos (Rio de Janeiro, RJ). Sistema brasileiro de classificação de solos. Rio de Janeiro, Embrapa Produção de Informação, 1999. 412p.

EMPRESA BRASILEIRA DE PESQUISA E AGROPECUÁRIA - EMBRAPA. (1999). Manual de análises químicas de solos, plantas e fertilizantes. Brasília. Brasil.

FARIA, A. (1995). Estratigrafia e Sistemas Depositionais do Grupo Paranoá nas Áreas de Cristalina, Distrito Federal e São João D'Aliança – Alto Paraizo de Goiás. Tese de Doutorado em Geologia. Universidade de Brasília. 201p. Brasília. Brasil.

FERREIRA, A. M. (1976). Influência do Tempo de Percolação e da Acidez da Água nas Características de Resistência ao Cisalhamento e Permeabilidade de um Solo Vermelho do Estado da Paraíba. Dissertação de Mestrado. UFPB. Paraíba.

FHWA-AS 95-003 (1995). Background of Superpave Asphalt Mixture Design and Analysis. Federal Highway Administration, USA.

FRAZÃO, E. B. (2002). Tecnologia de Rochas na Construção Civil. Associação Brasileira de Geologia de Engenharia. São Paulo, 132 p.

FREITAS-SILVA F. H. & DARDENNE, M. A. (1994). Proposta de Subdivisão Estratigráfica Formal para o Grupo Canastra no Oeste de Minas Gerais e Leste de Goiás. *In*: SBG, Simp. Geol. Centro-Oeste, 4. Brasília, 1991. Anais...Brasília, SBG-DF/CO, p.164-165.

FREITAS-SILVA F.H. & CAMPOS J.E.G. (1998). Geologia do Distrito Federal. *In*: IEMA/SEMATEC/UnB 1998. Inventário Hidrogeológico e dos Recursos Hídricos Superficiais do Distrito Federal. Brasília. IEMA/SEMATEC/UnB. Vol. 1, Parte I. 86p.

FROST, R. J. (1967). Importance of Correct Pretest Preparation of Some Tropical Soils. Proc. First Southeast Asian Regional Conference on Soil Engineering, Bangkok.

GIESE R. F. (1990). Introduction. *In*: J. W. Stucki & D. L. Bish (eds.), Thermal analysis in clay science, CMS Workshop Lecturers, vol. 3, The Clay Minerals Society, Boulder, p.1-7.

GIDIGASU, M.D. and YEBOA, S. L. (1972). Significance of Pretesting Preparations in Evaluating Index Properties of Laterite Materials. Highway Res. Rec. N° 405. pp 105-106.

GIDIGASU, M.D. (1974). Degree of Weathering in the Identification of Laterite Materials for Engineering Purposes. Engineering Geology. Amsterdam.

GIDIGASU, M.D. (1975a). The Foundation and General Characteristics of Laterite Soils. Literature Review. Building and Road Research Institute. Kumasi. Ghana.

GIDIGASU, M.D. (1976). Laterite Soil Engineering Elsevier. Scientific Publishing Company, Amsterdam.

GIDIGASU, M.D. (1980). Some Contributions to Tropical Soils Engineering in Gana, Seventh Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra.

GRIMAU, M. B. (1978). Regional de L'utilisation des Matériaux Calcaires. Laboratoire Regional de Saint Quentin. França.

GUIMARÃES, A.C.R.; MOTTA, L.M.G. (2000). Execução de Revestimento Asfáltico com Agregado de Laterita Lavada do Acre – IBP – Rio de Janeiro.

GUIMARÃES, R. C.; RIBEIRO, H. C. (2005). Utilização de Agregados Reciclados de Resíduos Sólidos da Construção Civil em Revestimentos Asfálticos. Unidade Universitária de Ciências Exatas e Tecnológica Engenharia Civil. Projeto de Pesquisa. Anápolis. Goiás. Brasil.

HAANTJENS, H. A., RUTHERFORD, G. K. (1964a). Soil Zonality and Parent Rock in a Very Wet Mountain Region. Proc. 8<sup>th</sup> Int. Conf. of Soil Sci. Bucharest.

HAANTJENS, H. A. (1964b). Soils of the Buna. Kokoda Área. C.S.I.R.O. Austrália, N° 10. Part VII. pp 69-88.

HAANTJENS, H. A., RUTHERFORD, G. K. (1965). Soils of the Wabagtari Land Res. Series. C.S.I.R.O. Austrália. N° 15. Part. VI. Pp 85-99.

HAANTJENS, H. A. (1966). Detailed Description and Some Analytical Data of Soil Families in the Sofia. Pongani Area. Territory of Papua and New Guinea. Tech. Memo 66/7. C.S.I.R.O. Austrália.

HARRIS, B. M., STUART, K. D. (1995). Analysis of Mineral Fillers and Mastics Used in Stone Matrix Asphalt. Journal of The Association of Asphalt Paving Technologists – AAPT, v. 64, pp. 54-95, Portland, Oregon, EUA, 27-29 Março.

HETTIGER. M. (1975). Calcaire Bur Dans lês Assises de Chaussées. Revue General dès Routes Et dès Aérodrames. N° 514. Paris.

HEUKELOM, W., AND KLOMP, A.J.G. (1962). Dynamic Testing as a Means of Controlling Pavement During and After Construction. Proceedings of the 1<sup>st</sup> International Conference on the Structural Design of Asphalt Pavement, University of Michigan, Ann Arbor, MI.

HICKS, R. P. (1991). Moisture Damage in Asphalt Concrete. National Cooperative Highway Research Program. Synthesis of Highway Practice 175. Transportation Research Board (TRB), 91 p. Washington, USA.

HUANG, Y.H. (1993) Pavement Analysis and Design. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey, USA.

INSTITUTO DE ASFALTO - I.A. ( 2001). Tradução do Manual de Asfalto. Série do Manual n° 4 (MS-04). Edição de 1989, Rio de Janeiro, RJ.

LAMBE, T. W. (1960). A Mechanistic Picture of Shear Strength in Clay. Research Conference on Shear Strength of Coesive Soils. ASCE. pp 555-580.

LEAHY, R.B.; MCGENNIS, R.B. (1999). Asphalt Mixes: Materials, Design and Characterization. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, v. 68A, p. 70-127

LEAL, J.C.M. (1999). Estudo Comparativo de Concreto Betuminoso Usinado a Quente Utilizando-se Agregado Calcário, CAP Puro e CAO Polimerizado. Dissertação de Mestrado. UFPB. Campina Grande. Paraíba.116p.

LIMA, J.S.P. de (1991). A Utilização de Tijolos Cerâmicos na Pavimentação Urbana. Mestrado Escola de Engenharia de São Carlos. USP.88p.

LIMA, R.C. (1983). Estudo da Repetibilidade do Ensaio de Granulometria. Análise e Relação Existente entre Energia Térmicas e Mecânicas e Composição Química. Dissertação de Mestrado. UFPB. Paraíba. Brasil.

L.N.E.C – LABORATÓRIO NACIONAL DE ENGENHARIA CIVIL. (1959). As Características do Ultramar Português. Memória N° 141. Ministério da Obras Públicas e do Ultramar. Lisboa. Portugal.

LOHNES, R. A., and DEMIREL, T. (1971). Geotechnical Properties of Selected Puerto Rican Soils in Relation to Climate and Parent Rock. Geol. Soc. Amer. Bull. 82.

LOMBARDI, G. (1977). For Better Thermal Analysis, Instituto de Mineralogia e Petrografia Dell' Università di Roma, Roma, Itália.

LOTTMAN, R.P. (1982). Predicting Moisture Induced Damage to Asphalt Concrete-Field Evaluation. Transportation Research Board, NCHRP, Report n° 246.

LUCENA, F. B. (1976). Propriedades de Solos Vermelhos do Estado da Paraíba. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. Coppe. Rio de Janeiro.

KANDHAL, P.S.; LEE, D. (1972). Asphalt Absorption as Related to Pore Characteristics of Aggregates. Highway Research. Vol. 404. England.

KELLOG, C.E. (1949). Preliminary Suggestion for the Classification and Nomenclature for Great Soil Groups in Tropical and Equatorial-Regions.

KING, L.C. (1956). A Geomorfologia do Brasil Oriental. Revista Brasileira de Geografia. Rio de Janeiro. V.8, N.2, p 147-265.

MACÊDO, J.A.G. (1989). Estudo Comparativo das Características Físicas e Mecânicas de Agregados Graúdos Convencionais Visando suas Aplicações em Concreto Betuminoso Usinado a Quente. Tese de Mestrado, UFPB, 1989.

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 RAPv. Florianópolis. Santa Catarina. Brasil. p(51-63).

MACÊDO, J.A.G. (1996). Interpretação de Ensaios Deflectométricos para a Avaliação Estrutural de Pavimentos Flexíveis. Tese de Doutorado. COPPE. UFRJ. 372p.

MACKENZIE R. C. (1951). The Differential Thermal Investigation of Clays. Mineralogical Society. London, 1957.

MACKENZIE R. C. (1982). Thermoanalytical methods in clay studies. In: J. Fripiat (ed.), Advanced techniques for clay mineral analysis, Developments in Sedimentology, 34, p 5-29.

MCINTYRE, D.S. (1956). Effect of Free Iron Oxide on Soil Structure. J. Soil Sci.

MAIGNIEN, R. (1958). Le Cuirassement des Sols en Guiné. Afrique Occidentale. University Strasbourg.

MAIGNIEN, R. (1966). Review of Research on Laterites. Natural Resour. Res. IV. UNESCO. Paris. França. 148p.

MALOMO, S. S. (1974). Engineering Characteristics of Laterites, MSc. Thesis. Department of Earth Sciences. University of Leedes. England. 89p.

MARTIN, J. R., WALLACE, H. A. (1958). Design and Construction of Asphalt Pavements. McGraw-Hill Book Company Inc. USA.

MARTINS E.S., BAPTISTA, G.M.M. (1998). Compartimentação Geomorfológica e Sistemas Morfodinâmicos do Distrito Federal. In: IEMA/SEMATEC/UnB 1998. Inventário Hidrogeológico e dos Recursos Hídricos Superficiais do Distrito Federal. Brasília. IEMA/SEMATEC/UnB. Vol. 1, Parte II. 53p.

MARTINS E.S. (2000). Petrografia, Mineralogia e Geomorfologia de Rególitos Lateríticos do Distrito Federal. Tese de Doutorado, Instituto de Geociências, Universidade de Brasília, Brasília, DF, 196p.

MEDINA, J. (1997). Mecânica dos Pavimentos. Ed. UFRJ, Rio de Janeiro, Rj, 380p.

MELFI, A.J. (1997). Lateritas e Processos de Laterização. Escola de Engenharia de São Carlos. USP.29p.

MINISTÉRIO DAS MINAS E ENERGIA (2002). COMPANHIA DE PESQUISA DE RECURSOS MINERAIS (CPRM). Projeto Roraima Central. Folhas NA. 20-X-B e NA.20-X-D).

MINISTÉRIO DAS MINAS E ENERGIA (1975). Departamento Nacional de Produção Mineral. Projeto RADAM BRASIL. Levantamento de Recursos Naturais. Volume 8. Folha NA 20 Boa Vista -Roraima. Rio de Janeiro. Brasil.

MOIZINHO, J.C. (1994). Influência da Energia Térmica em Propriedades Mecânicas e Físicas de Agregados Lateríticos Utilizados em Concreto Betuminoso. Dissertação de Mestrado, UFPB. Paraíba. Brasil. 107p.

Moizinho, J.C., Camapum de Carvalho, J. & Farias, M. M. (2005). Agregado Laterítico do Estado de Roraima e seu Uso em Cbuq. 36.<sup>a</sup> Reunião Anual de Pavimentação – Rappv. Curitiba, PR.

MOH, Z.A, MOZHAR, M. F. (1969). Effects of Method of Preparation on Index Properties of Lateritic Soils. Proc. of Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils. Seventh International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering. México. Vol I. pp 23-25.

- MOMM, L.; DOMINGUES, F. A. A. (1996a). Comportamento das Misturas Asfálticas à Deflexão: Módulo, um Dilema não Resolvido. 30ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv) - Associação Brasileira de Pavimentação (ABPv), vol. 2, pp.674-699. Salvador (BA).
- MOMM, L. (1998). Estudo dos Efeitos da Granulometria Sobre a Macrotextura Superficial do Concreto Asfáltico e Seu Comportamento Mecânico. Tese de Doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo (EPUSP). São Paulo, SP.
- MORIN, W.J., TODOR, P. C. (1975). Lyon Associates Inc and Brazilian National Highway Department by. Laterite and Lateritic Soils and Other Problem Soils of the Tropics. Vol. I.
- MOTTA, L. M. G. (1996). Aplicação a Ligantes, Agregados e Misturas Betuminosas. Notas didáticas do Curso Sobre Programa SHRP. Instituto Brasileiro de Petróleo, Rio de Janeiro.
- MOTTA, Laura M. G., TONIAL, I., LEITE, L. F. M. (1996b), Princípios do Projeto e Análise Superpave de Misturas Asfálticas. Tradução comentada: Background of SUPERPAVE Asphalt Mixture Design and Analysis, nº. FHWA-95-003, Petrobras, RJ, Brasil.
- MOTTA, L. M. G., LEITE, L. F. (2000). Efeito do filler nas características mecânicas das misturas asfálticas. In: Congresso Pan-americano de Engenharia de Trânsito e Transporte – ANPET. Gramado, Rio Grande do Sul.
- MOURA, Edson de. (2001). Estudo do Efeito de Aditivos Químicos e da Cal como Melhoradores de Adesividade em Misturas Asfálticas Densas. Tese de M.Sc., EPUSP-USP, São Paulo, SP, Brasil.
- MOURIER, D. (1977). L'utilisation des Granulats Calcaires em Renforcements Coordinnés. Revue Générales des Routes et des Aérodrames. Nº 537. Paris. França.
- NANDA, R.L. AND KRISHNAMACHARI, R. (1958). Study of Soft Aggregates from Different Parts of Índia With a View to Their Use in Construction. Central Road Research Institute. New Delhi. Índia.
- NETTERBERG, F. (1975). Calcrete in Road Construction. National Institute for Transport and Road Research. NITRR. Bulletin 10. Pretória. South Africa.
- NEVILLE, A.M. (1982). Propriedades do Concreto. Traduzido por Salvador E. Giamuso. Editora PINI Ltda. São Paulo.
- NEWILL, D. (1961). A Laboratory Investigation of Two Red Clays from Kenya. Geotechnique. Nº 11. pp 302-318.
- NOVAIS FERREIRA, H. (1963). O Conceito de Laterite na Engenharia Civil. LEA Nº 96. Luanda.
- NOVAIS FERREIRA, H. AND MEIRELES, J. M. F. (1972). Influência nas Propriedades Geotécnicas de Solos Lateríticos de Umedecimento e da Temperatura. Laboratório de Engenharia de Angola. Publicação Nº 164. Luanda. Angola. pp 251-259.

NOVAIS FERREIRA, H. (1985). Characterization, Identification and Classification of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils for Geotechnical Purposes. in: Int. Conf. on Geomech. in Tropical Lateritic and a Saprolitic Soils, 1<sup>st</sup>, Brasília, 1985, Proceedings... Brasília, ABMS, vol. 3, p. 139-170.

NOVAIS PINTO, M. (1986). Superfícies de Aplainamento na Bacia do São Bartolomeu. Distrito Federal. /Goiás. Revista Brasileira de Geografia. N° 48. p 237-257.

NOVAIS PINTO, M. (1987). Superfícies de Aplainamento do Distrito Federal. Revista Brasileira de Geografia. N° 49. p 09-27.

NOVAIS PINTO, M. (1994). Caracterização Geomorfológica do Distrito Federal, in M. Novaes Pinto (Org), Cerrado. Caracterização, Ocupação e Perspectivas. Editora Universidade de Brasília/SEMATEC. Capítulo 9, p 285-344. Brasília-DF. Brasil.

NOVAES PINTO, M. (1994a). Caracterização Geomorfológica do Distrito Federal. In: M. Novaes Pinto (org.) Cerrado: caracterização, ocupação e perspectivas. Brasília. Editora UnB. 2a ed. p. 285-320.

O'FLAHERTY, C.A.(1974). Highway Engineering. Vol.2, Edward Arnold (Publishers) Ltda. London.

OLIVEIRA, P.M.F. (1997). Caracterização Mecânica de Misturas Betuminosas Preparadas com Asfalto Polímero. Dissertação de Mestrado. Universidade Federal Fluminense. Niterói. Rio de Janeiro, 190p.

JAPAN (1978). Pavement Division of Public Works Research Institute. Ministry of Construction. Reports for Pavement Problems in Japan. Use of Marginal Aggregates in Pavement Construction. Japão.

PENTEADO, M.M. (1976). Tipos de Concreções Ferruginosas nos Compartimentos Geomorfológicos do Planalto de Brasília. Not. GEOM.,16: 39-53.

PINTO, S. (1991). Estudo do Comportamento à Fadiga de Misturas Betuminosas e Aplicação na Avaliação Estrutural de Pavimentos. Tese de Doutorado. Universidade Federal do Rio de Janeiro. COPPE. Rio de Janeiro. Brasil. 478p.

PINTO, S., MOTTA, L.M.G. (1995). Catálogo de Curvas de Fadiga. Associação Brasileira de Pavimentação. Boletim Técnico N° 16. Rio de Janeiro. Brasil.

PINTO, S., PREUSSLER, E. S. (2002). Pavimentação Rodoviária – Conceitos Fundamentais sobre Pavimentos Flexíveis. 2 ed. Rio de Janeiro, Copiarte.

POMPEU NETO, B.B. (1976). Um Estudo Sobre as Propriedades de Resistência Mecânica de Concreto Laterítico. Dissertação de Mestrado. UFPB. Campina grande. PB.

PREUSSLER, E.S. (1983). Estudo da Deformação de Pavimentos Flexíveis e Aplicação ao Projeto de Camadas de Reforço. Tese de Doutorado. COPPE. UFRJ. Rio de Janeiro. Brasil.

QUEIROZ DE CARVALHO, J.B. (1983). Study of the Microestruure of Lateritic Concretionary Soils Using Scanning Electron Microscope. Anais the International Seminar on Laterisation Processes. IAGC. Universidade de São Paulo. USP. São Paulo. Brasil.

QUEIROZ DE CARVALHO, J.B. (1985). Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils. Geotechnical Classification. Progress Report. Associação Brasileira de Mecânica dos Solos. ABMS.São Paulo. Brasil.

RAMOS, J.R.A. (1956). Reconhecimento Geológico no Território do Rio Branco. Departamento Nacional de Produção Mineral. Divisão de Geologia e Mineralogia. Relatório Anual. Rio de Janeiro. P 58-62.

REATTO, A; MARTINS, E.S; FARIAS, M.F.R; SILVA, A.V; CARVALHO JR, O.A. (2004). Mapa Pedológico Digital - SIG Atualizado do Distrito Federal. Escala 1:100:000 e uma Síntese do Texto Explicativo - Planaltina: Embrapa Cerrados. 31p.

ROAD RESEARCH LABORATORY– RRL (1962). Betuminous Materials in Road Construction, Her Majesty's Stationery Office, London. Inglaterra.

ROBERTS, F.L.; KANDHAL, P.S.; BROWN, R.E.; LEE, D.; KENNEDY, T.W. (1996). Hot Mix Asphalt Materials. Mixture Design and Construction. NAPA. Maryland.USA.

RODGER, S.F, FABBRI, G.T.P. (1996). A Utilização da Adsorção de Azul de Metileno na Caracterização de Agregados Basálticos. Anais da 30ª Reunião Anual de Pavimentação. Salvador. p.270-279.

ROSENO, J.L.; FARIAS, M.M.; SOUZA, N.M. (2005). Avaliação de Agregados Calcários da Região do Distrito Federal Visando a Formulação de uma Misturas Asfáltica Porosa Confeccionada com Asfalto-Borracha. 36ª Reunião Anual de Pavimentação – 36ª Rapv Curitiba/PR - Brasil.

RUIZ, C. (1943). Sobre las Propriedades Mecanicas del Sistema Filler - Betún. LEMIT, Série II, nº 8. Apresentado também na 2ª (1947) e 3ª (1948) Reunión de la Comission Permanente Del Asfalto. Argentina.

SANTANA, H. e GONTIJO, P.R.A. (1987). Os Materiais Lateríticos na Pavimentação de Baixo Custo no Brasil, Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, 22ª Reunião Anual de Pavimentação, Maceió.Alagoas.Brasil.

SANTANA, H. (1995). Considerações Sobre os Nebulosos Conceitos e Definição de Filer em Misturas Asfálticas. In: 29ª Reunião Anual de Pavimentação, Cuiabá-MT, 1995, Grosso v. 1.

SCHELLMANN, W. (1980). Considerations on the Definition and Classification of Laterites. Proc. Int. Seminar on Lateritisation Process9Trivandrum, (1979). Oxford IBH Publish. P1-10.

SILVA, M. A. V.; PINTO, S.; VENTORINI, L. A. & VIEIRA, A. (2005). Comportamento de Concreto Asfáltico Utilizando Agregado de Argila Calcificada. 36ª Reunião Anual de Pavimentação – 36ª Rapv Curitiba/PR - Brasil.



- SILVEIRA, C.S. (1984). Plasticidade de Solos Lateríticos: Métodos de Ensaio e Efeitos da Temperatura de Secagem. Dissertação de Mestrado. UFPB. Campina Grande. Paraíba. Brasil.
- SHUSTER, J. A. (1970). Durability of Lateritic Gravels. Australian Road Research. Vol 4. N° 5. Austrália.
- SOARES, J.B., MOTTA, L.M.G., PAIVA, J.P., BRANCO, J.V.C. (2000). Propriedades mecânicas de misturas asfálticas preparadas com vários ligantes e granulometrias. In: 15° Encontro do Asfalto. Rio de Janeiro – RJ.
- SOUZA, A.C.V. (1997). Custos de Conservação de Rodovias, Velocidades de Tráfego e Módulos de Resiliência de Misturas Asfálticas. Tese de D.Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.
- TARDY Y. (1993). Pétrologie des Latérites et des Sols Tropicaux. Masson. Paris. 459p
- TAVARES, A. W. (1973). Pré-Misturado a Quente de Laterita-Betume. Belém. Pará. Brasil.
- TAVARES, A. W. (1979). Laterita-Betume Pré-Misturado a Quente. Departamento Nacional de Estradas de Rodagem – DNER. Instituto de Pesquisa Rodoviária. IPR. Rio de Janeiro.
- TERZAGHI, K. (1958). Design and Performances of Sasumua Dorn.Proc. Institution of Civil Engineers. Vol 9. London. Inglaterra. pp 369-395.
- TOWNSEND, F.C., MANKE, P.G., PARCKER, J. V. (1971). The influence of Sesquioxides on Lateritic Soil Properties. HRB. N° 374. USA.
- VALLERGA, B. A., SHUSTER, J. A., LOVE, A. L AND VAN TIL, C. J. (1969). Engineering Study of Laterite and Lateritic Soils in Connection With Construction of Roads. Highway and Airfields. V.S. Agency for International Development. 165pp.
- VIEIRA, R.I. (1985). Pré-Misturado Laterítico de Graduação Aberta - Revestimento Betuminoso Experimental. XX Reunião Anual de Pavimentação, APBv. Fortaleza. Ceará.
- VILLIBOR D. F.; NOGAMI, J. S.; BELIGNI, M. e CINCERRE, J. R. (2000). Pavimentos com Solos Lateríticos e Gestão e Manutenção de Vias Urbana. ABPV/UFU. São Paulo, SP.
- WINTERKORN, H., and CHANDRASEKHARAN, E.C. (1951). Laterite Soils and Their Stabilization. HRB. BULL. N° 44.
- WU, Y., PARKER JR, F., KANDHAL, P.S. (1998). Aggregate Toughness/Abrasion Resistance and Durability / Soundness Test Related to Asphalt Concrete Performance in Pavements. Transportation Research Record, n.1638, p.85-93.
- YOSSEF, M. S., SABRY, A. and EL RAMIL, A. H. (1961). Temperature Changes and Their Effects on Some Physical Properties of Soils. Proc. 5<sup>th</sup> Int. Conf. on S.M.F.E. Vol I. pp 419-421.

## APÊNDICES

## A - TERMOGRAMAS

Termogramas dos agregados lateríticos BVRR, J275, J406, JEURI e Calcário DF.

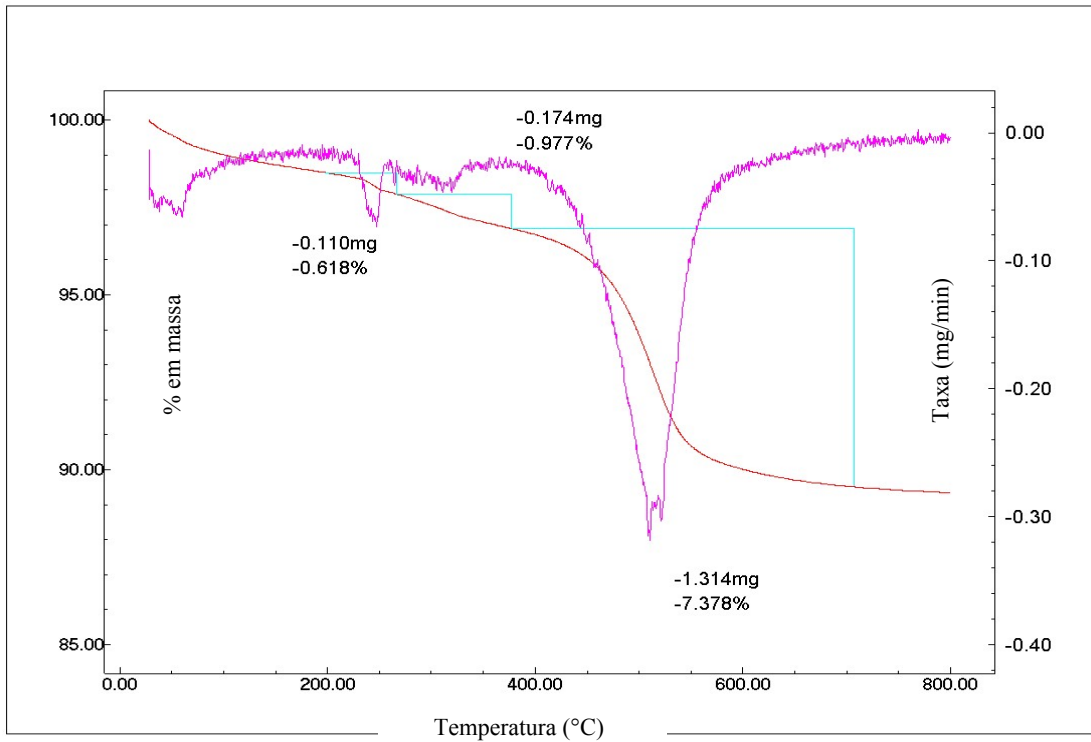


Figura A1 - Análise termogravimétrica - agregado JEURI

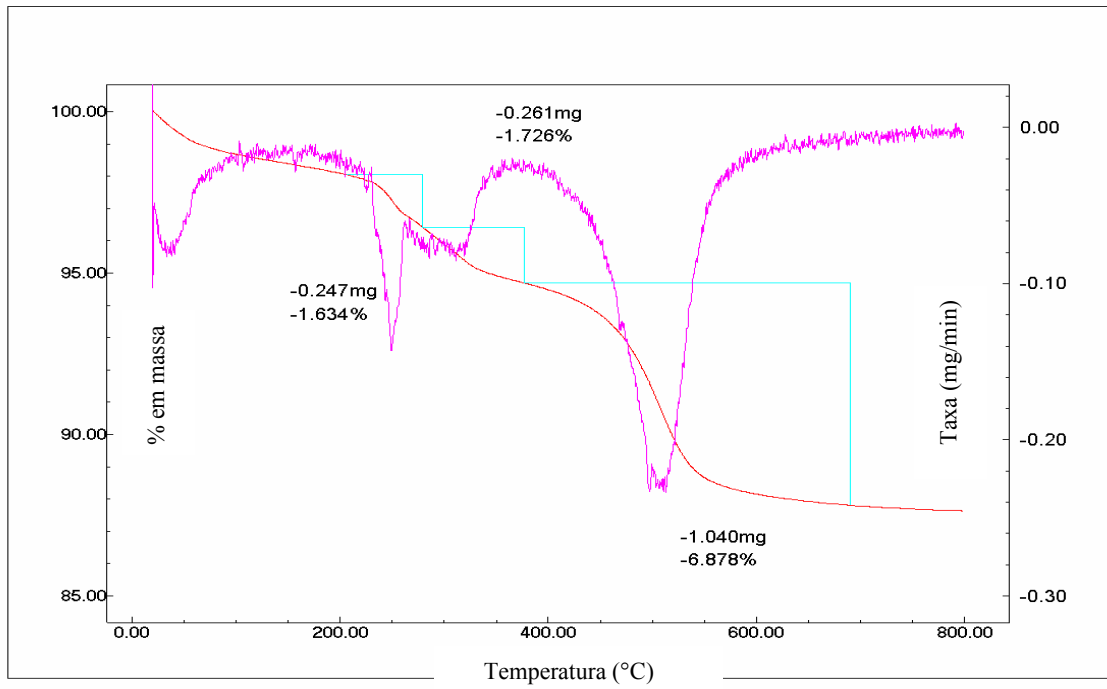


Figura A2 - Análise termogravimétrica - agregado J406

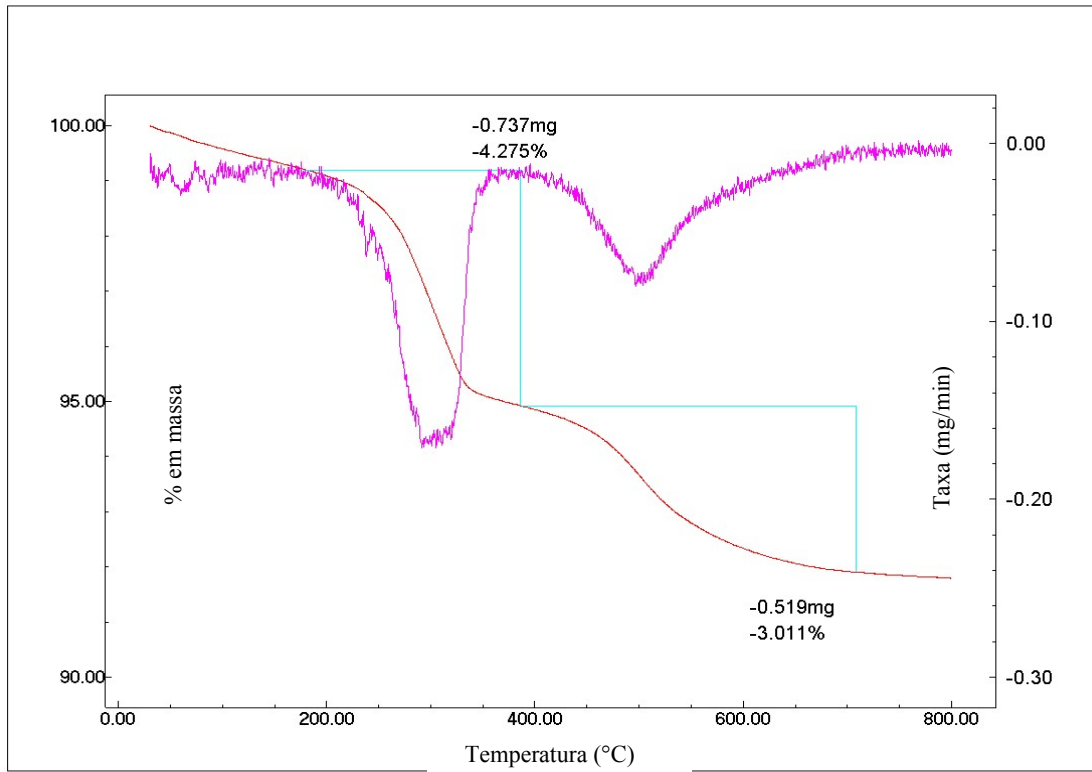


Figura A3 - Análise termogravimétrica - agregado J275

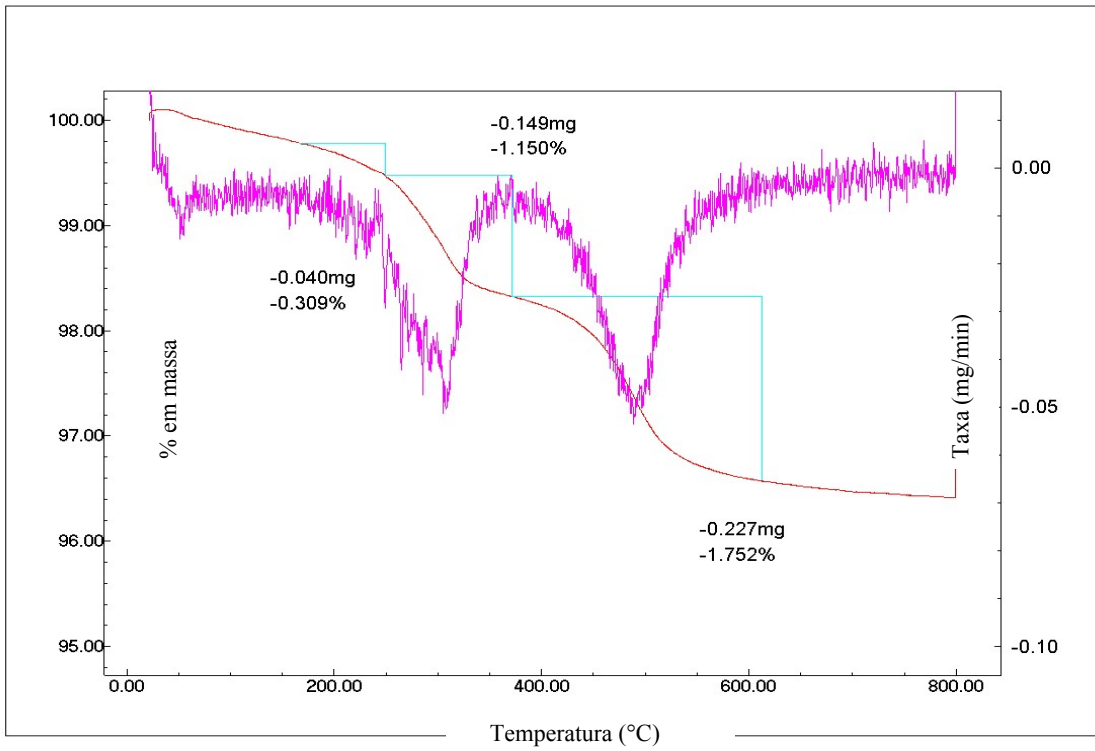


Figura A4 - Análise termogravimétrica - agregado BVRR

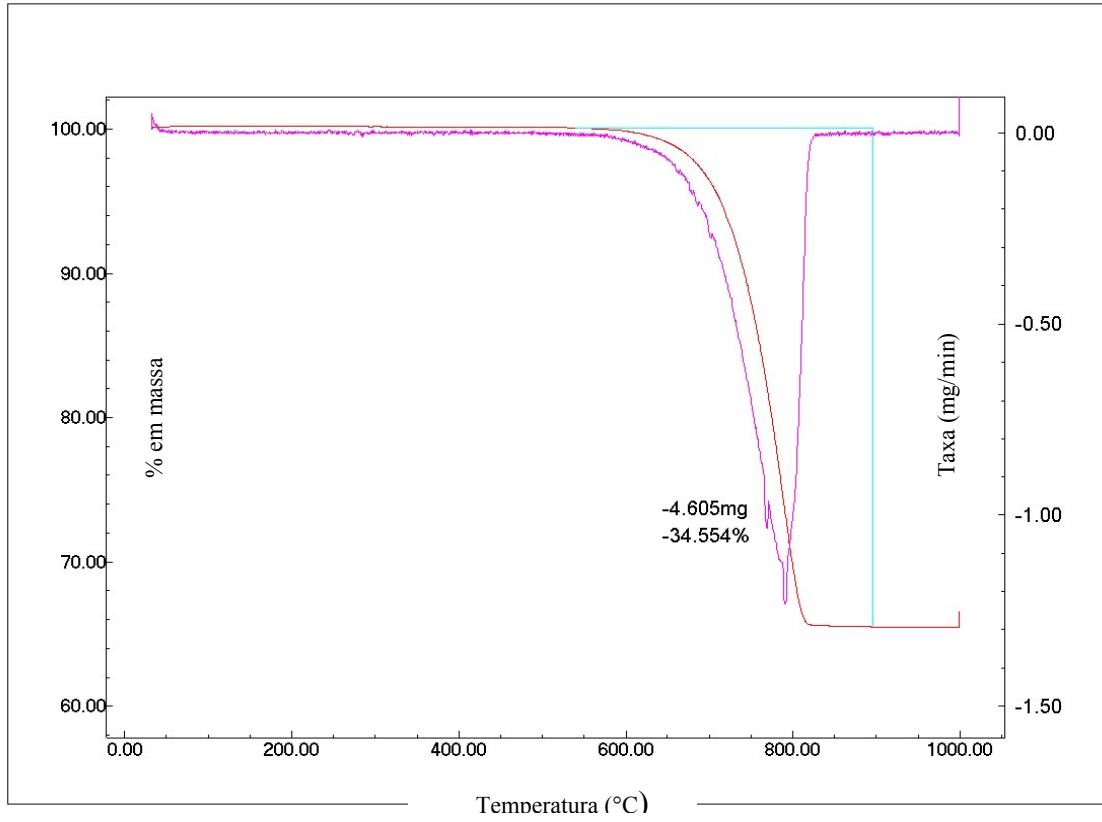


Figura A5 - Análise termogravimétrica - agregado calcário DF

## B- DIFRATOGRAMA DE RAIOS X

Difratograma de raios-X dos agregados lateríticos BVRR, JEURI, J406 e J275 em função do diâmetro e tratamento térmico dos agregados.

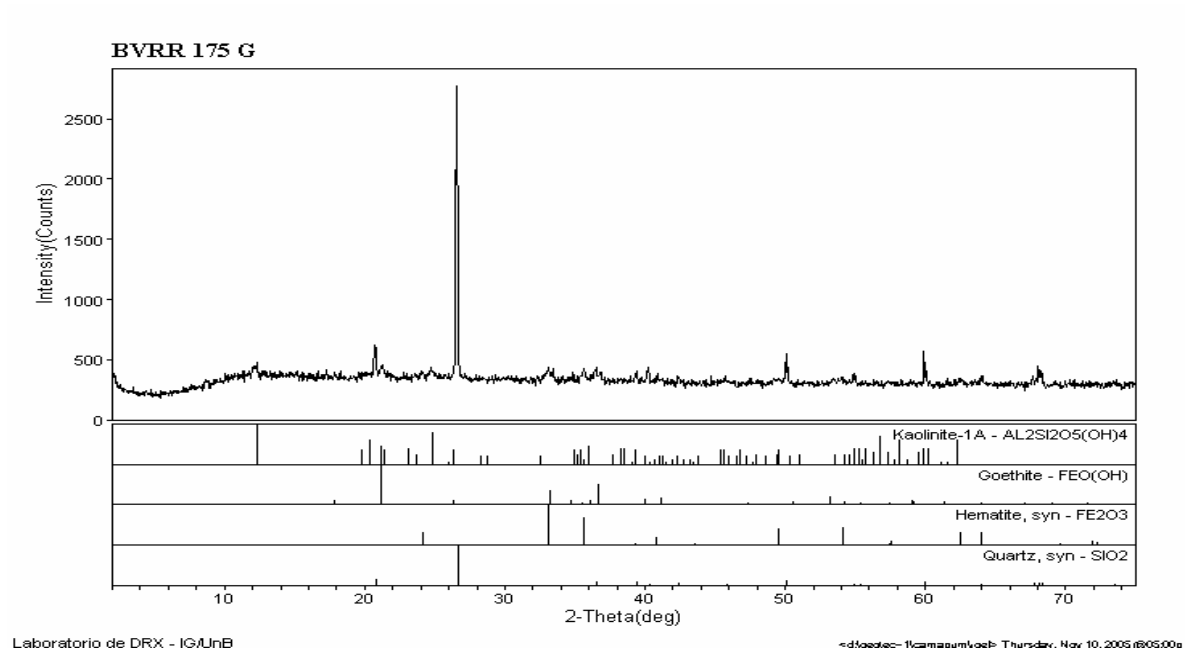


Figura B1 - Difratograma de Raios-X para amostra BVRR ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(175°C)

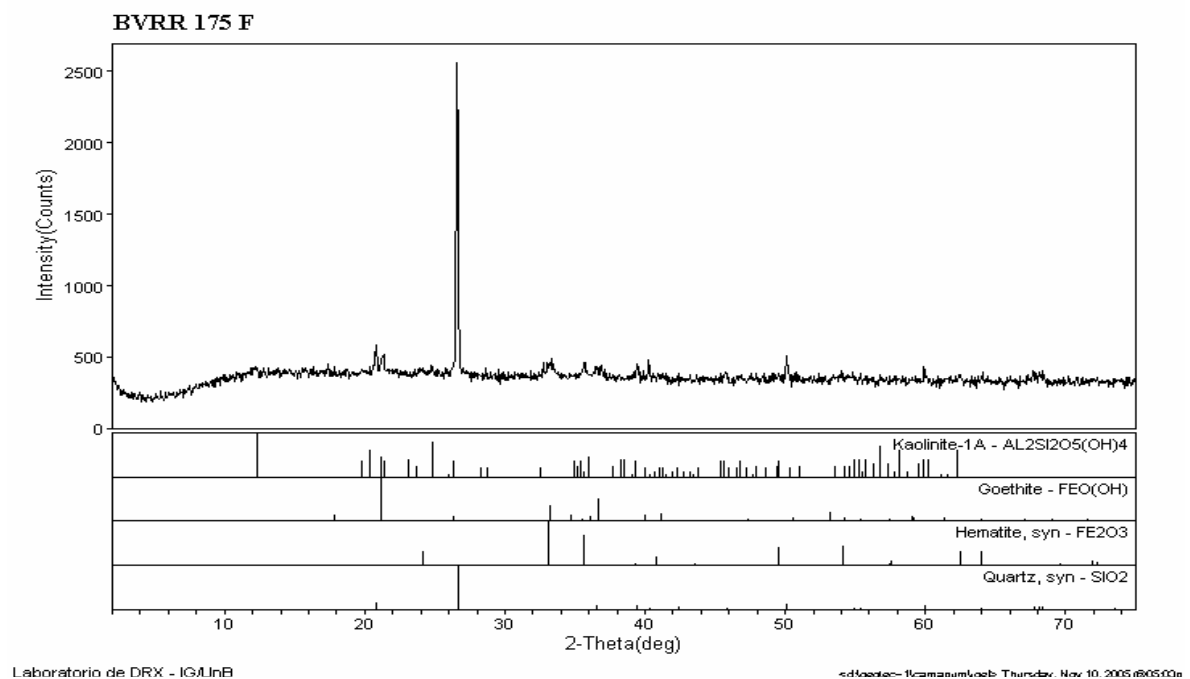
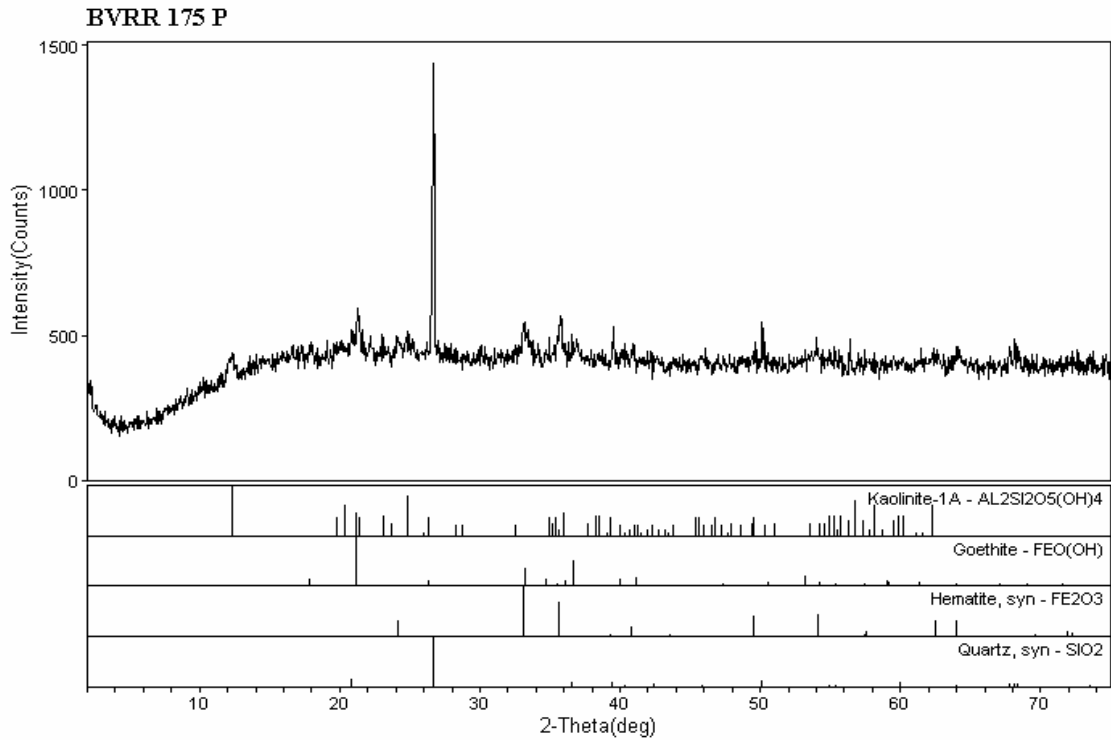


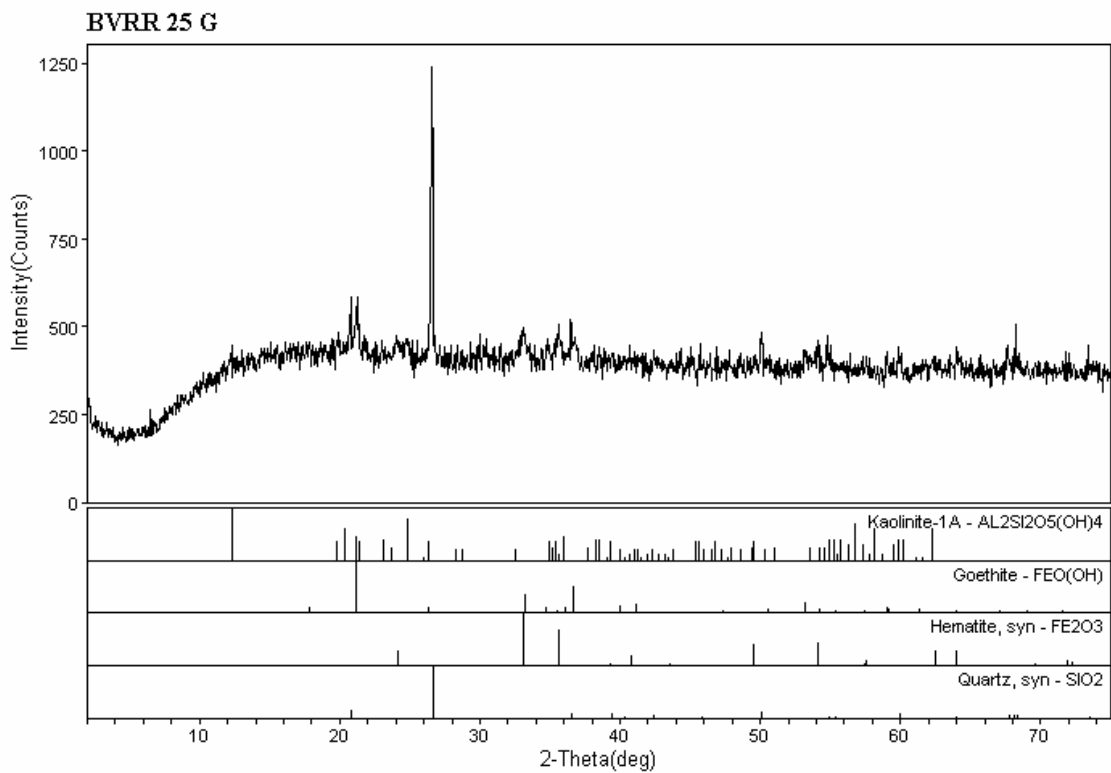
Figura B2 - Difratograma de Raios-X para amostra BVRR ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<datafile=1\camano\voel\0504> Thursday, Nov 10, 2005 @05:04a

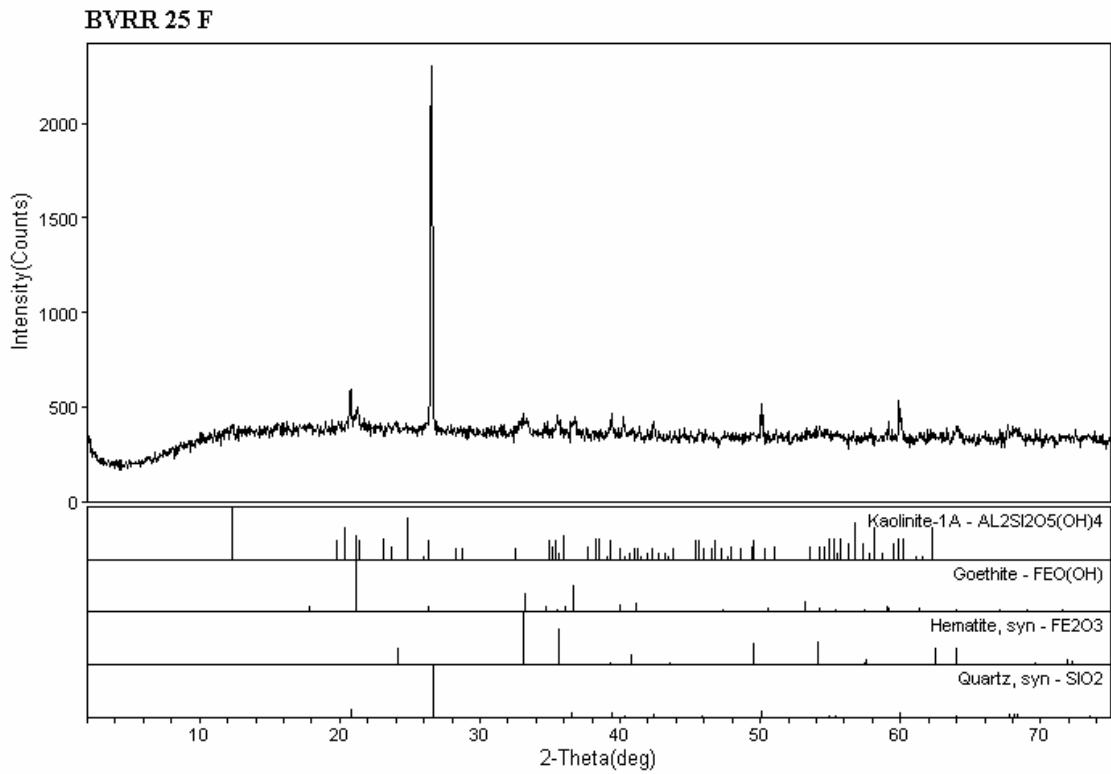
Figura B3 - Difratoograma de Raios-X para amostra BVRR ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<datafile=1\camano\voel\0504> Thursday, Nov 10, 2005 @05:06a

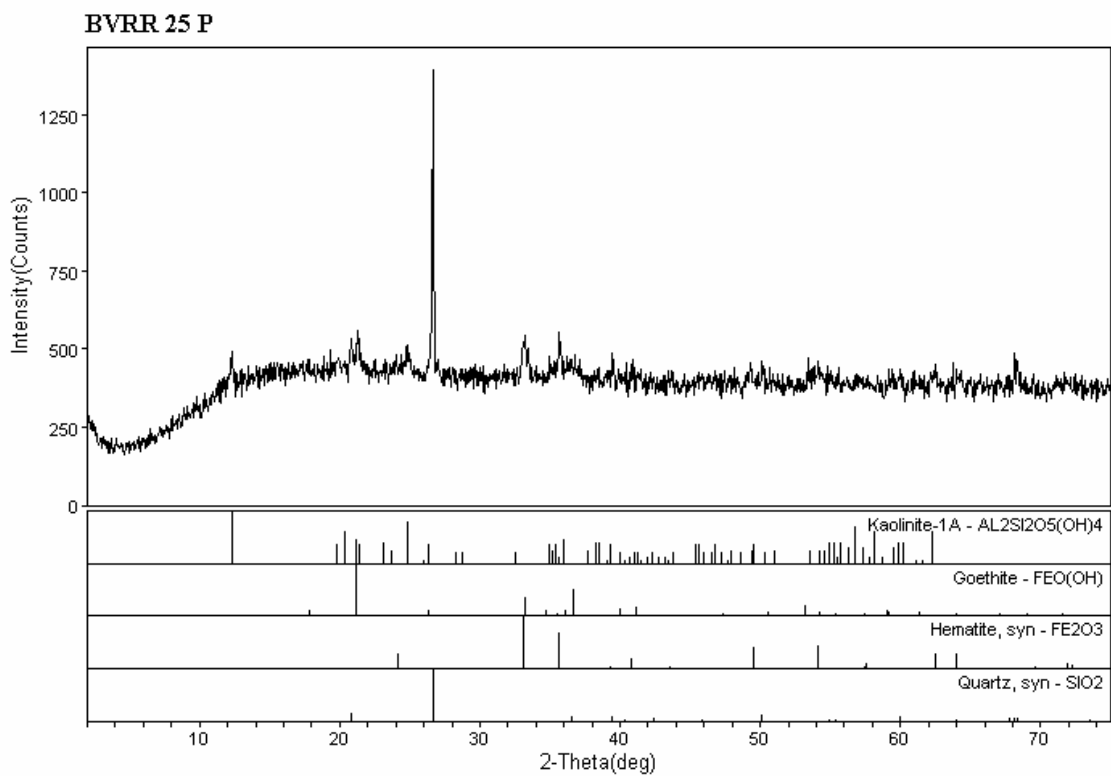
Figura B4 - Difratoograma de Raios-X para amostra BVRR ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<d:\aotec-1\camasum\voel\sub\05> Thursday, Nov 10, 2005 @05:07a

Figura B5 - Difratoograma de Raios-X para amostra BVRR ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)

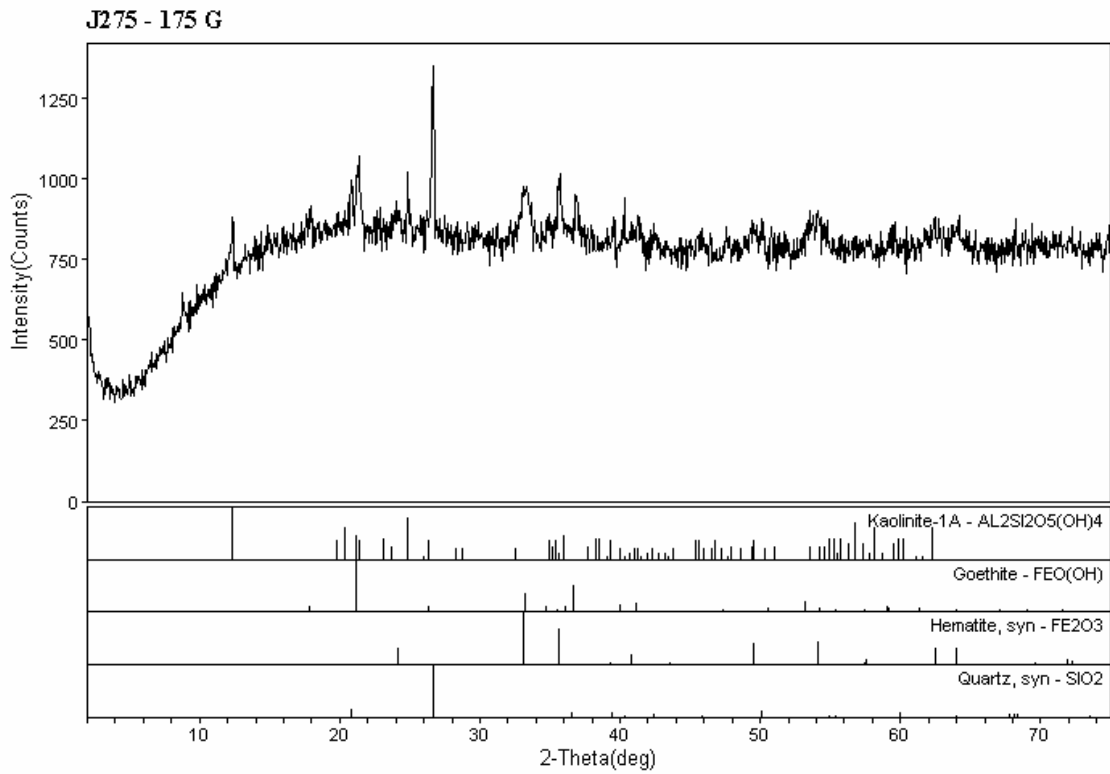


Laboratorio de DRX - IG/UnB

<d:\aotec-1\camasum\voel\sub\05> Thursday, Nov 10, 2005 @05:08a

Figura B6 - Difratoograma de Raios-X para amostra BVRR ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)

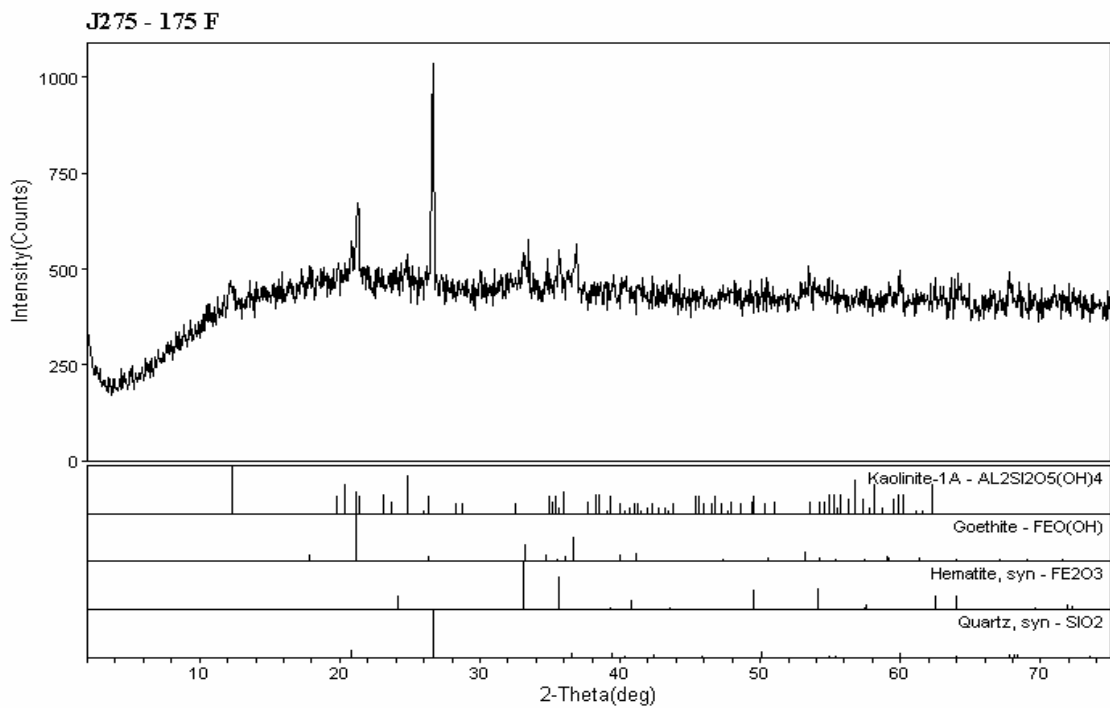




Laboratorio de DRX - IG/UnB

<dataes=11/20/2005> Thursday, Nov 10, 2005 @05:10a

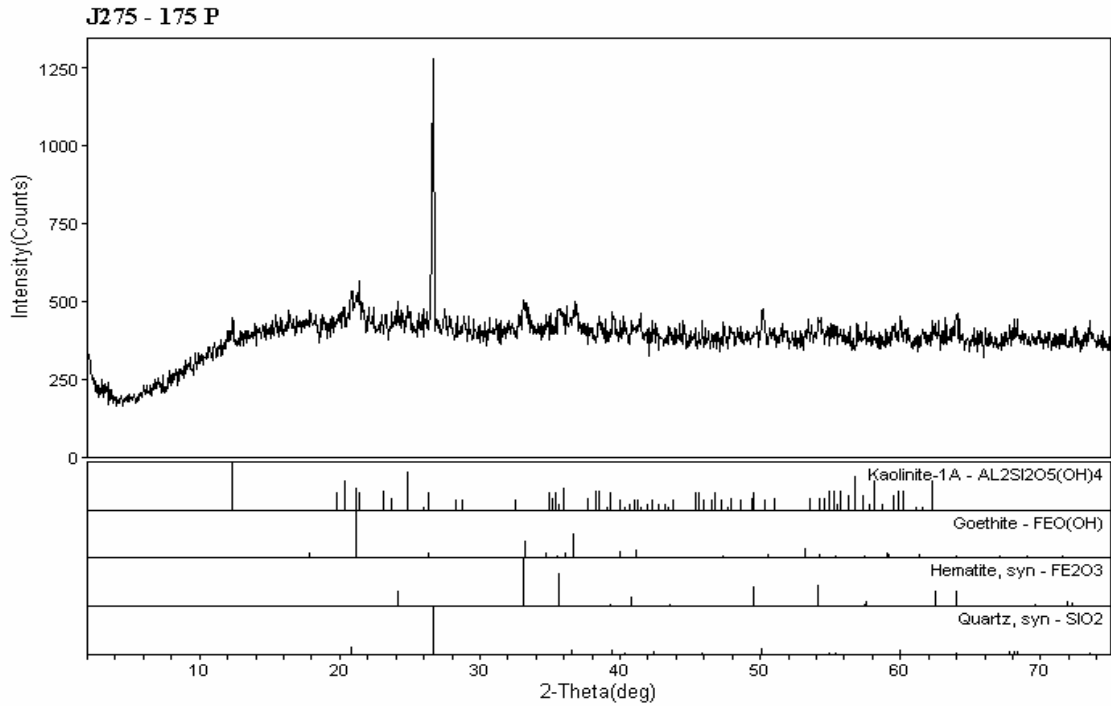
Figura B7 - Difratoograma de Raios-X para amostra J275 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<dataes=11/20/2005> Thursday, Nov 10, 2005 @05:12a

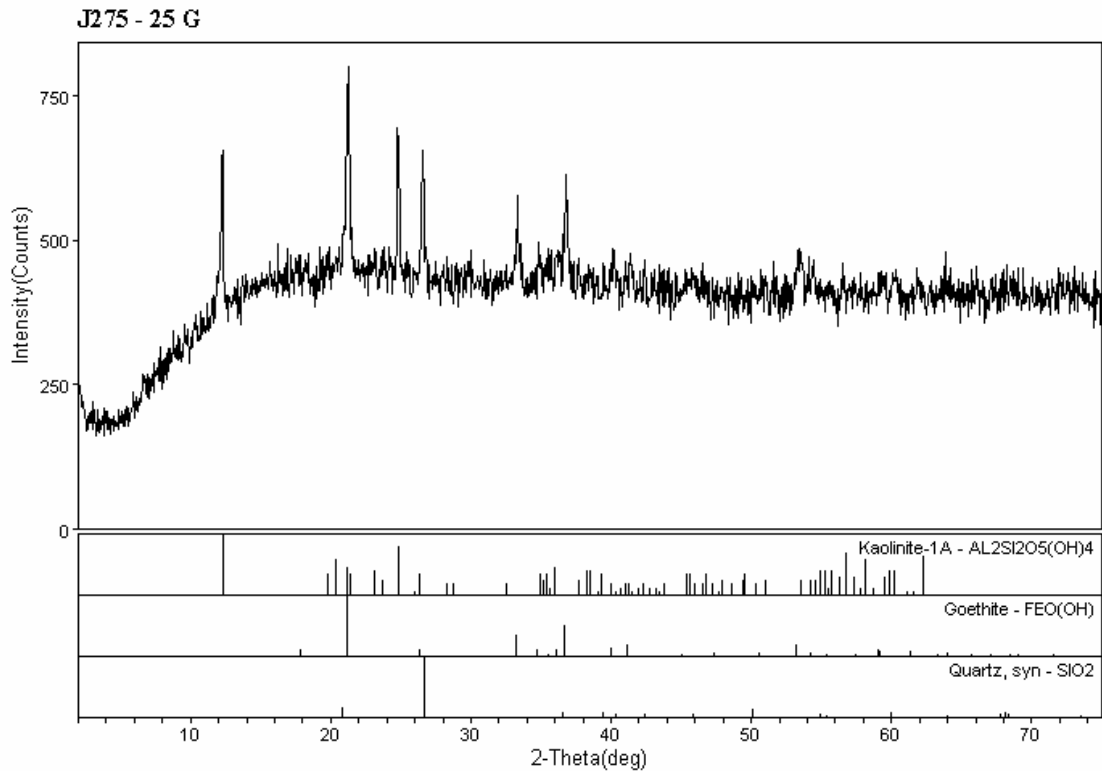
Figura B8 - Difratoograma de Raios-X para amostra J275 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UhB

<d:\aotec-1\camasum\ozb\ Thursday, Nov 10, 2005 @05:13a

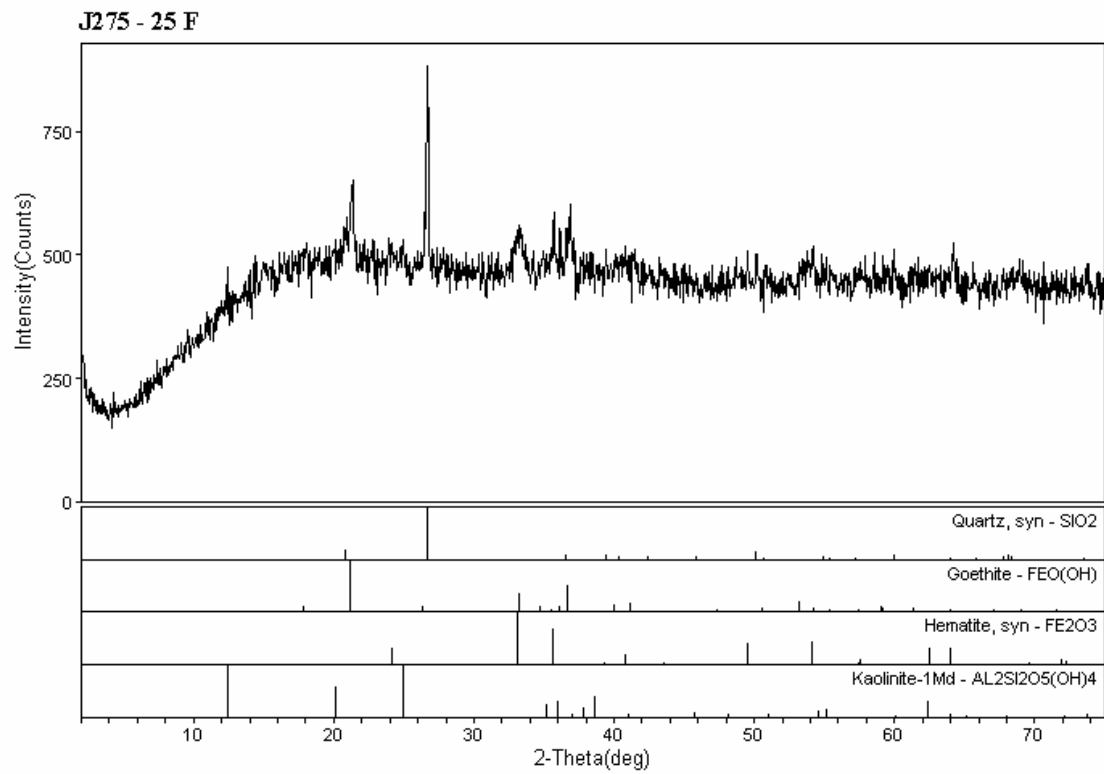
Figura B9 - Difratoograma de Raios-X para amostra J275 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UhB

<d:\aotec-1\camasum\ozb\ Thursday, Nov 10, 2005 @05:18a

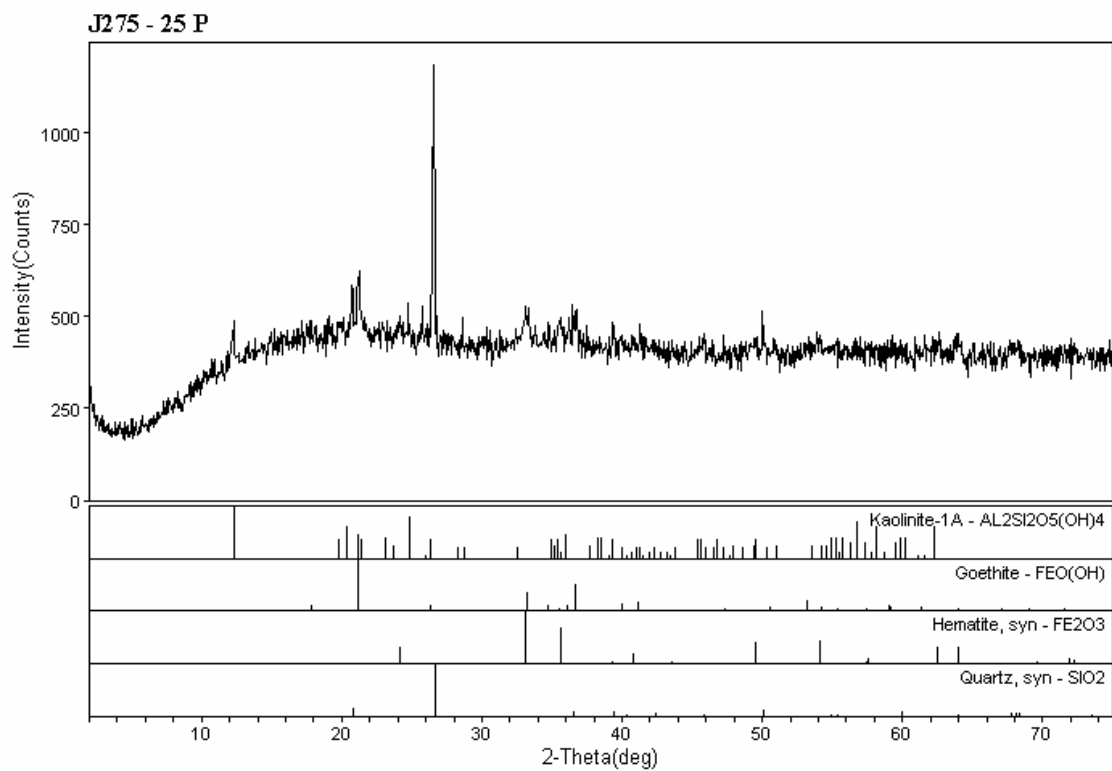
Figura B10 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<math>\langle \text{d:\text{aetec}-\text{f:\text{camaum}\text{vof}\text{a}\text{ub}\text{r}\text{0}\text{S}} \rangle</math> Thursday, Nov 10, 2005 @05:18a

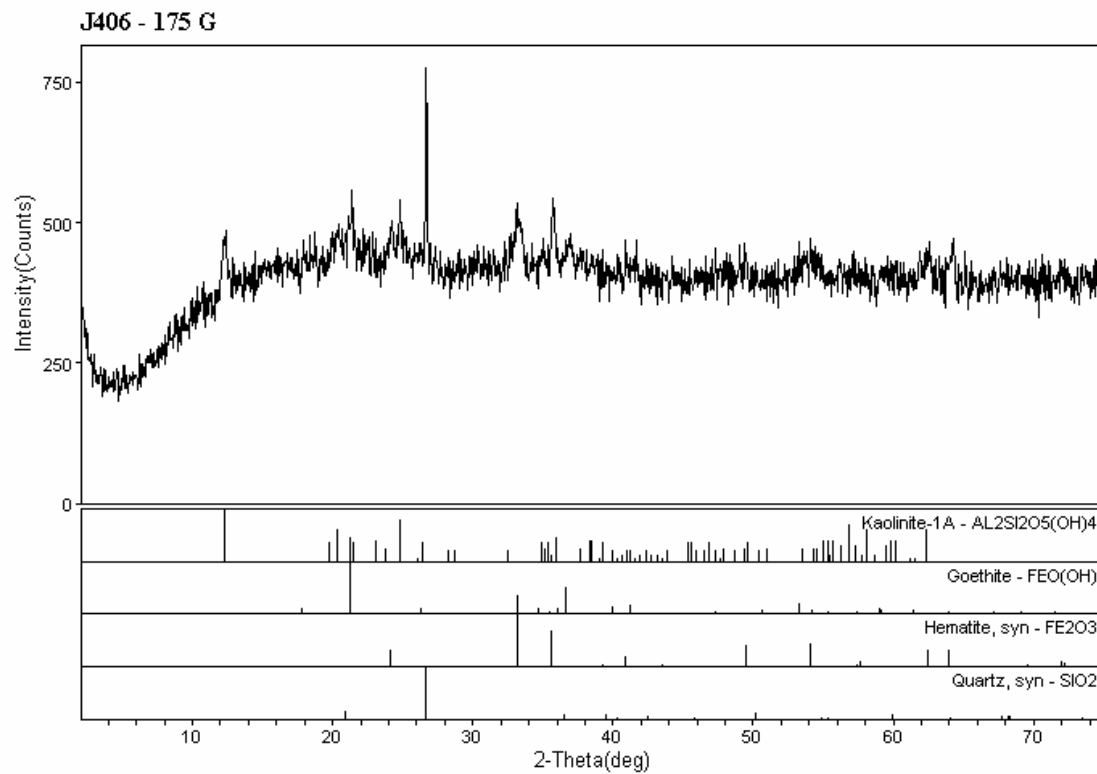
Figura B11 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}</math>)/(25°C)$



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<math>\langle \text{d:\text{aetec}-\text{f:\text{camaum}\text{vof}\text{a}\text{ub}\text{r}\text{0}\text{S}} \rangle</math> Thursday, Nov 10, 2005 @05:20a

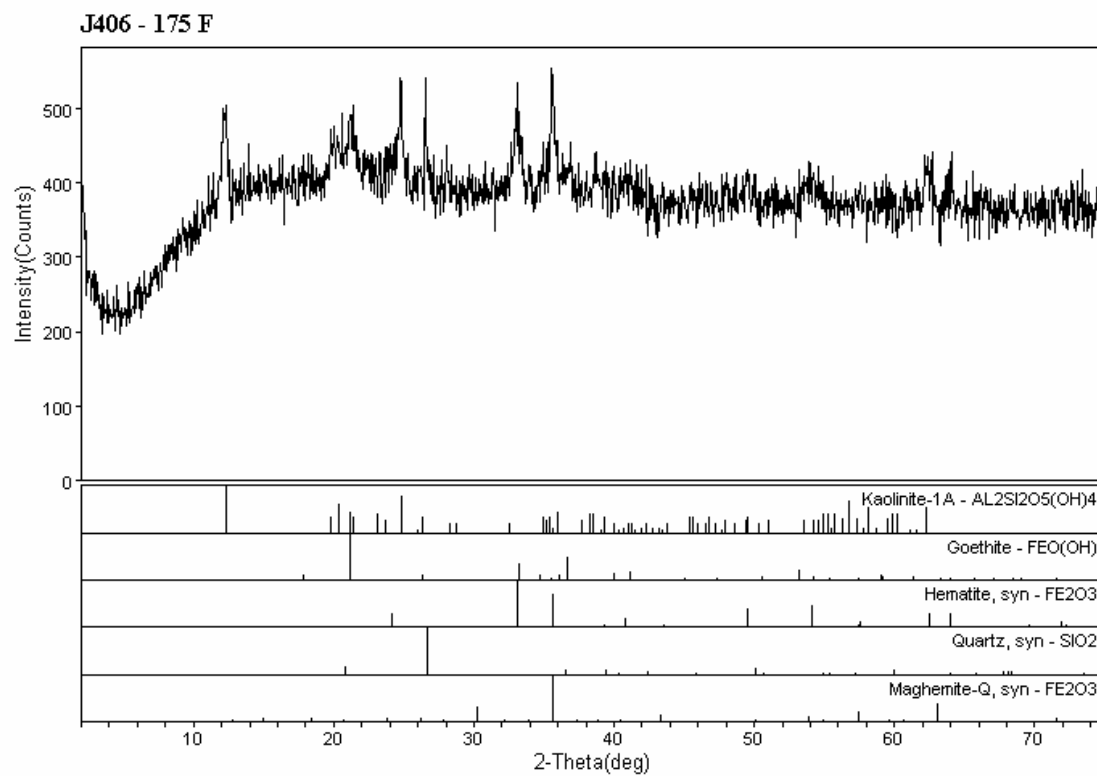
Figura B12 - Difratoograma de Raio X para amostra J275 ( $\phi < 0,075\text{mm}</math>)/(25°C)$



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<math>e^{-d}</math> kaolite-1 kaolite-1 Thu, Nov 10, 2005 @ 05:28a

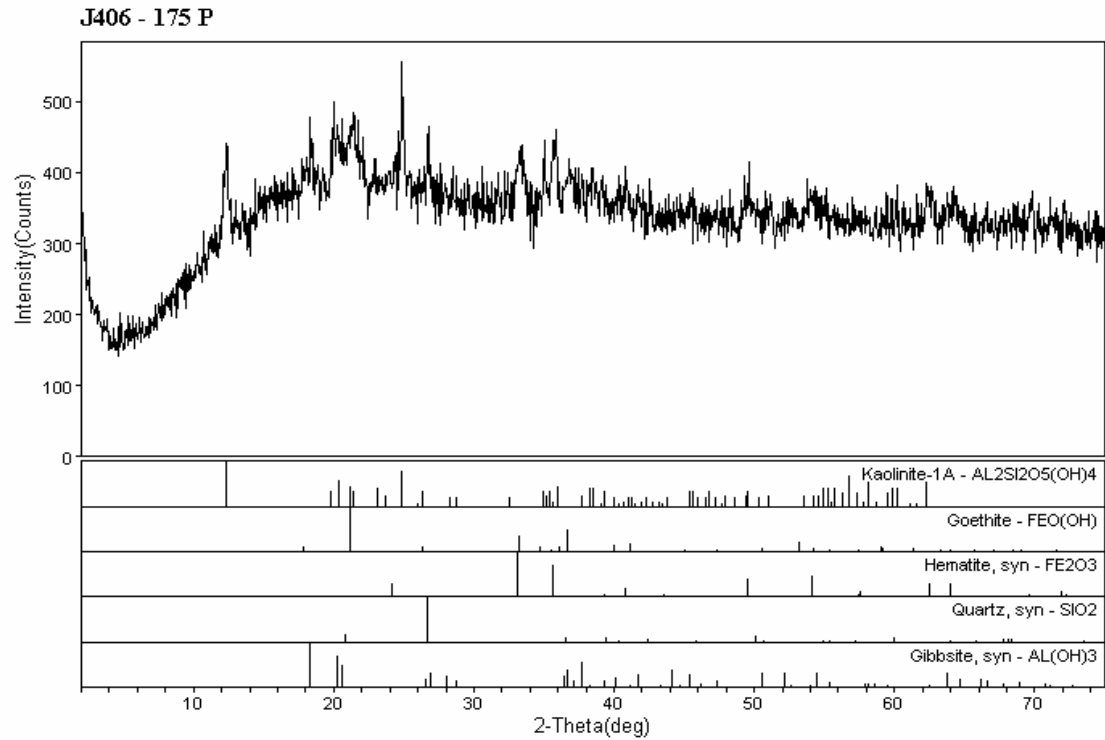
Figura B13 - Difratoograma de Raios-X para amostra J406 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<math>e^{-d}</math> kaolite-1 kaolite-1 Thu, Nov 10, 2005 @ 05:27a

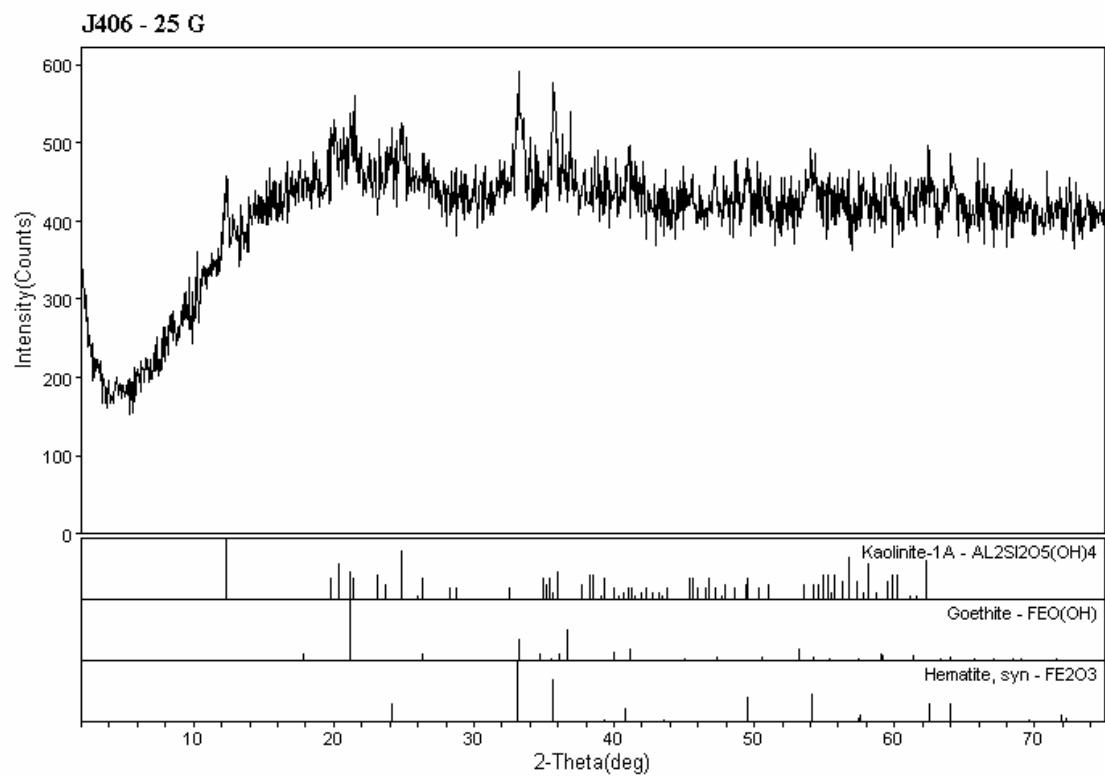
Figura B14 - Difratoograma de Raios-X para amostra J406 ( $4.8 < \phi < 0.075\text{mm}$ )/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<d:\aotec-1\camamu\aoeb\ Thursday, Nov 10, 2005 @05:29a

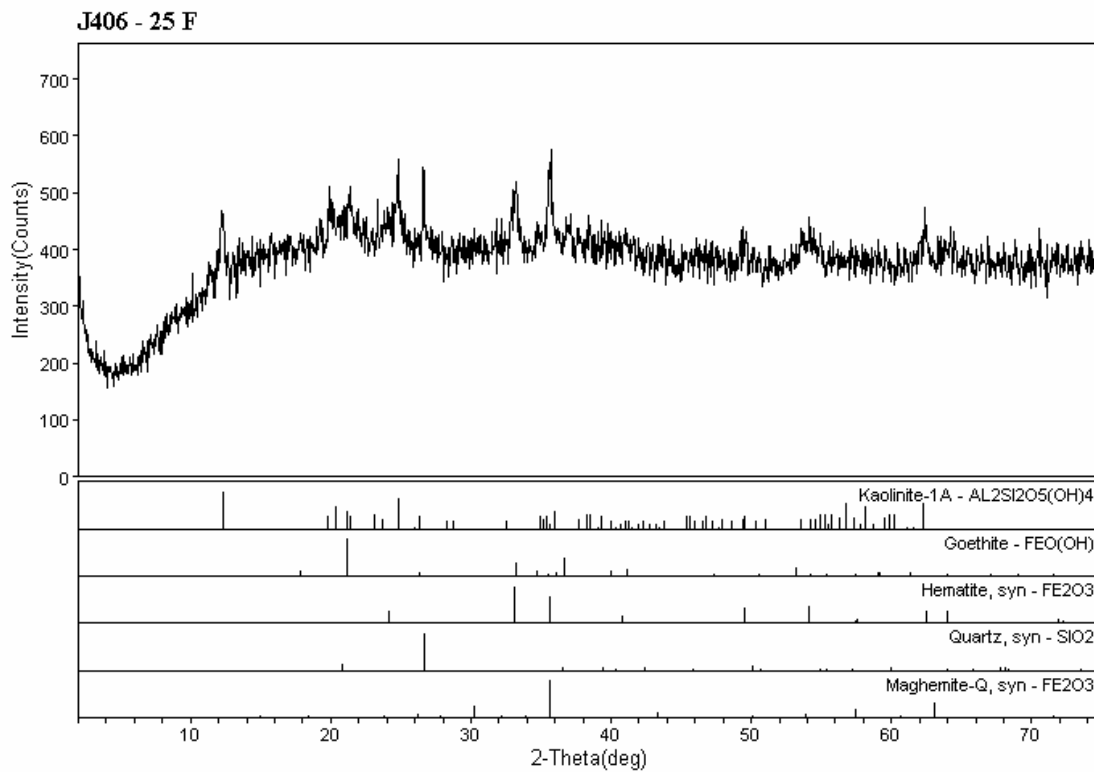
Figura B15 - Difratoograma de Raios-X para amostra J406 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<d:\aotec-1\camamu\aoeb\ Thursday, Nov 10, 2005 @05:31a

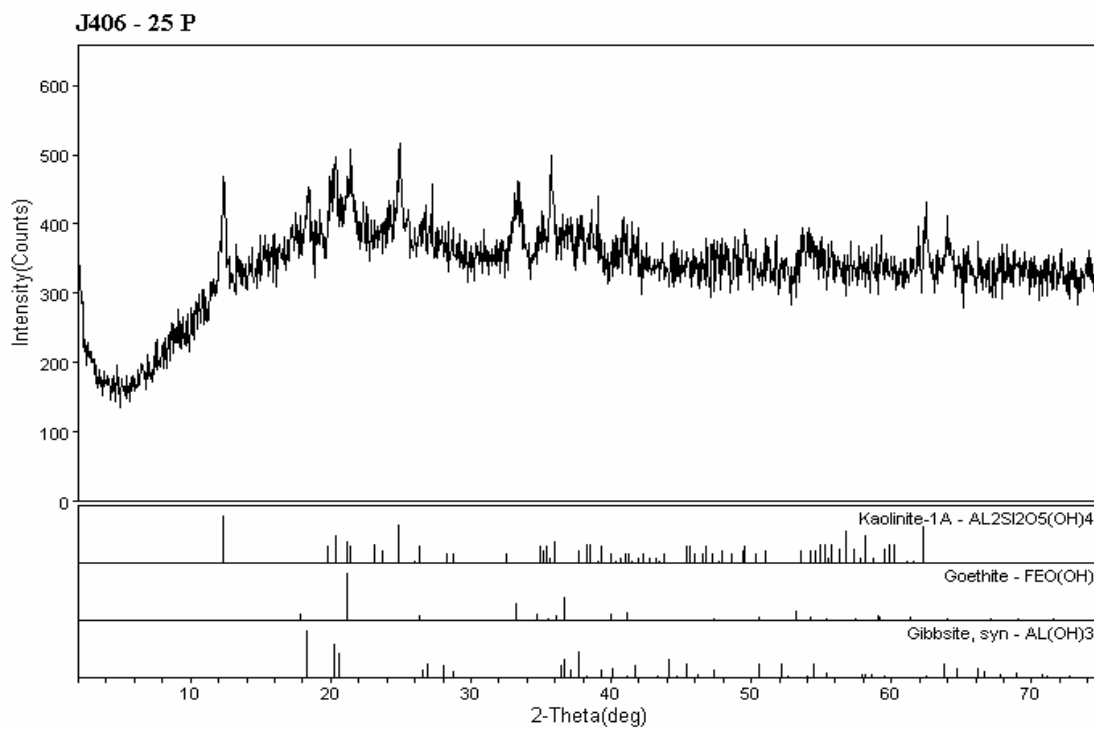
Figura B16 - Difratoograma de Raios-X para amostra J406 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)



Laboratorio de DRX - IG/UInB

<d:\aotec-1\camasum\voefoutubr05> Thursday, Nov 10, 2005 @05:22a

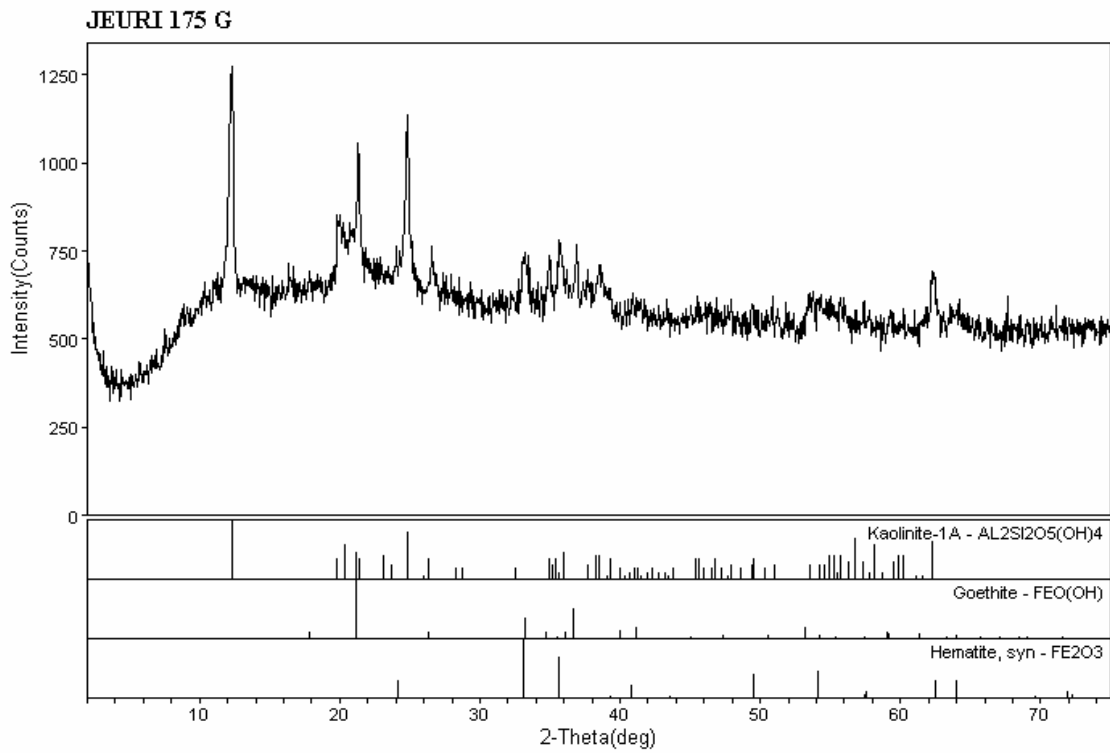
Figura B17 - Difratoograma de Raios-X para amostra J406 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)



Laboratorio de DRX - IG/UInB

<d:\aotec-1\camasum\voefoutubr05> Thursday, Nov 10, 2005 @05:24a

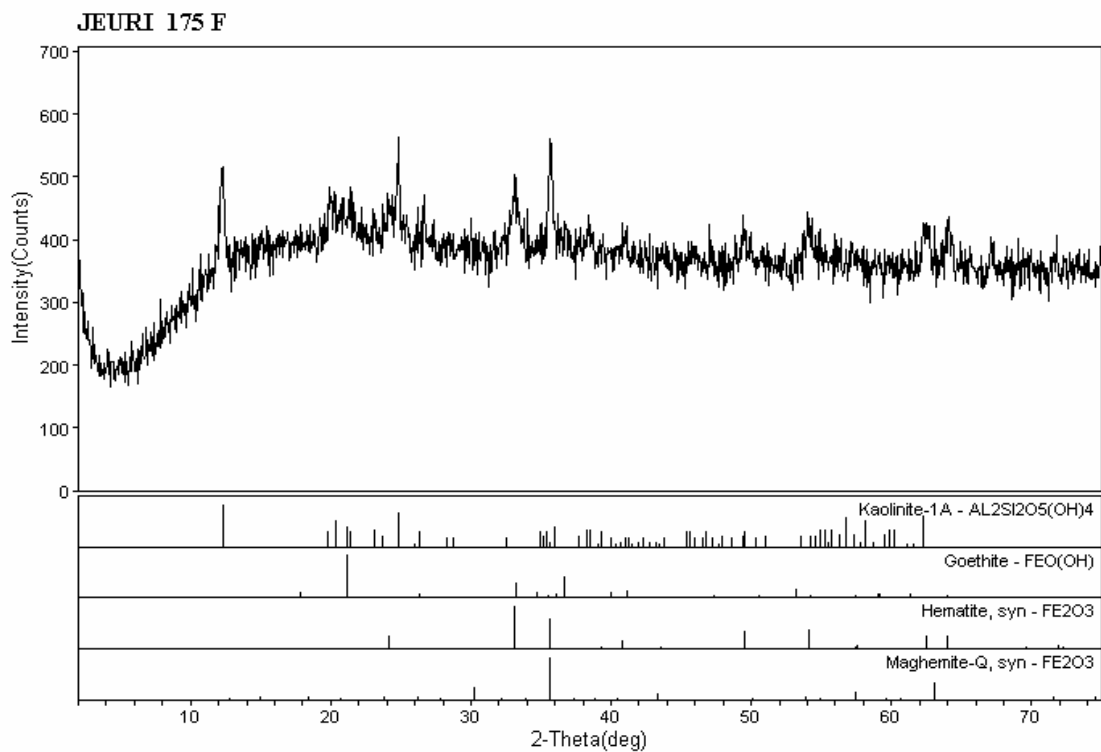
Figura B18 - Difratoograma de Raios-X para amostra J406 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)



Laboratorio de DRX - IG/UInB

<dfaeotec-1/camaraum/oeib Thursday, Nov 10, 2005 @05:35a

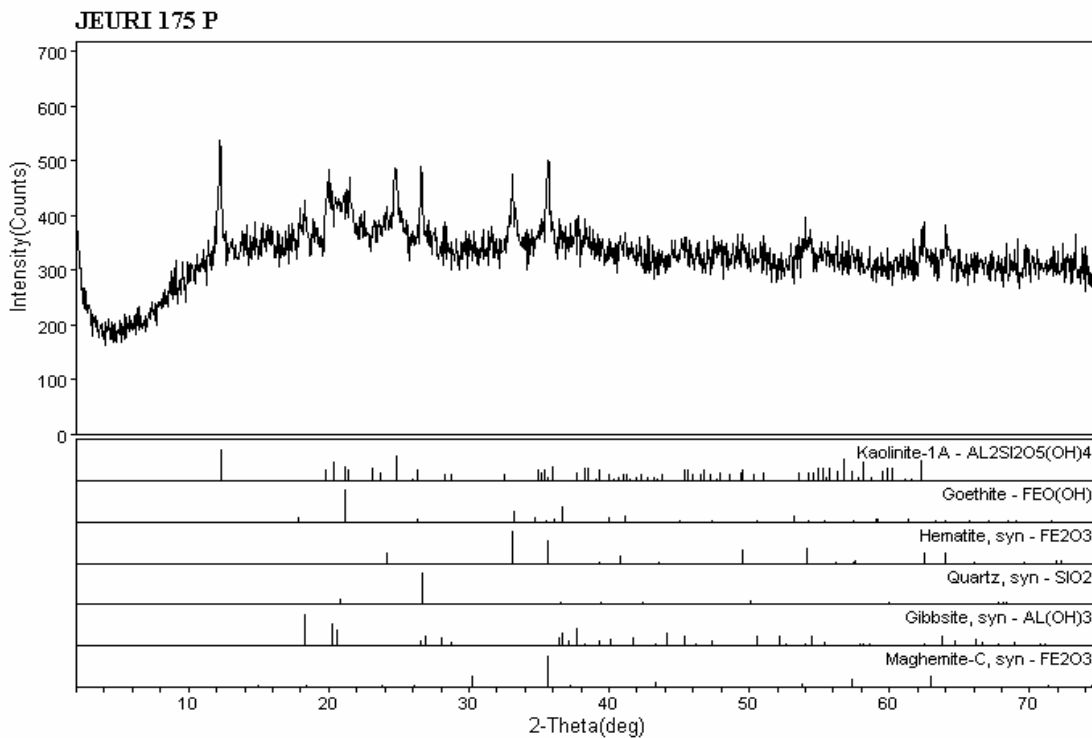
Figura B19 - Difratoograma de Raios-X para amostra JEURI ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UInB

<dfaeotec-1/camaraum/oeib Thursday, Nov 10, 2005 @05:37a

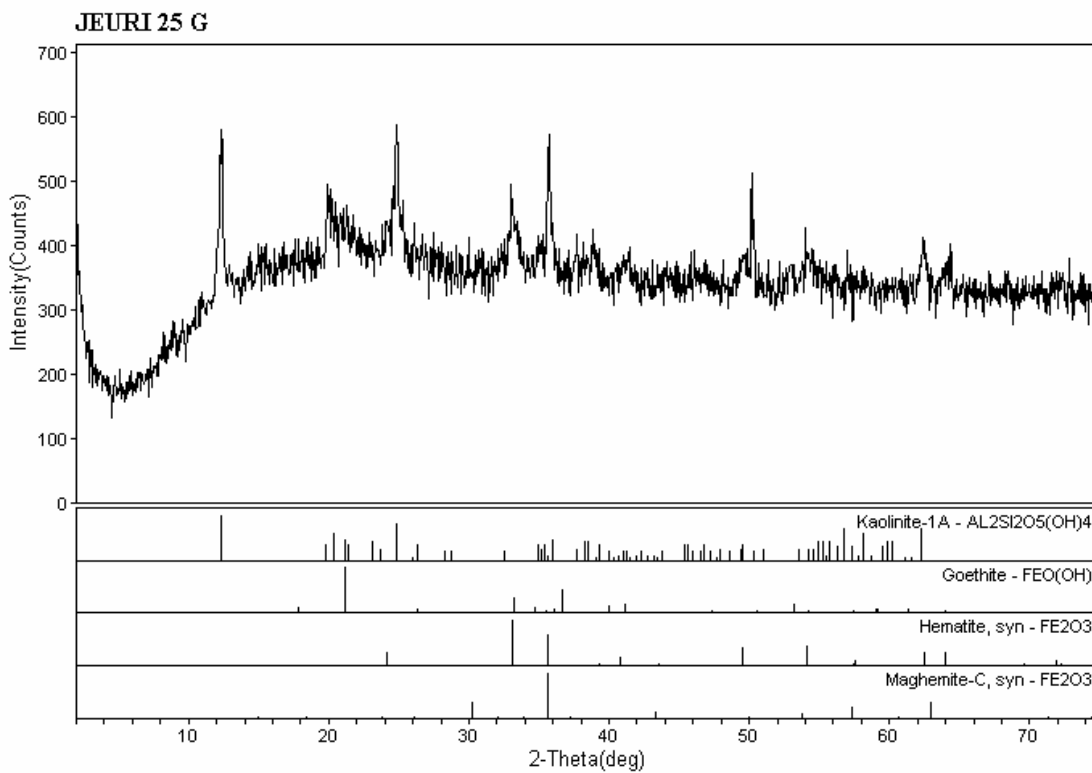
Figura B20 - Difratoograma de Raios-X para amostra JEURI ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UhB

<d:\aotec-1\camamu\voeb> Thursday, Nov 10, 2005 @05:38a

Figura B21 - Difratoograma de Raios-X para amostra JEURI ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(175°C)

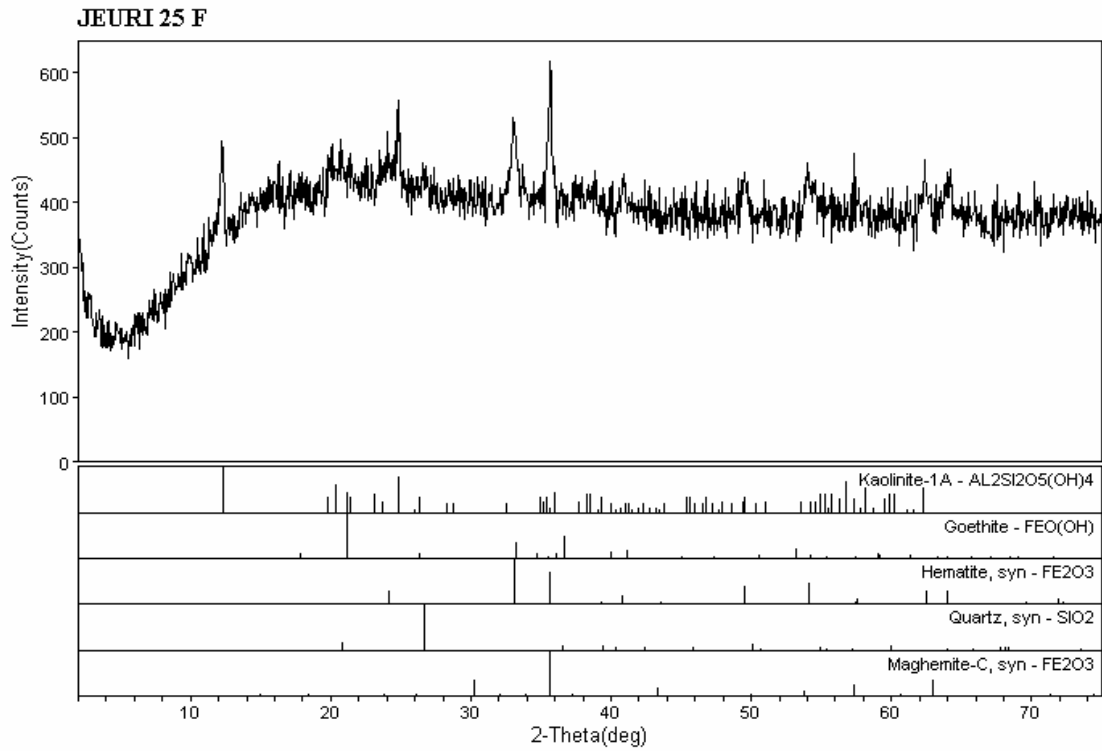


Laboratorio de DRX - IG/UhB

<d:\aotec-1\camamu\voeb\aubr05> Thursday, Nov 10, 2005 @05:40a

Figura B22 - Difratoograma de Raios-X para amostra JEURI ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)

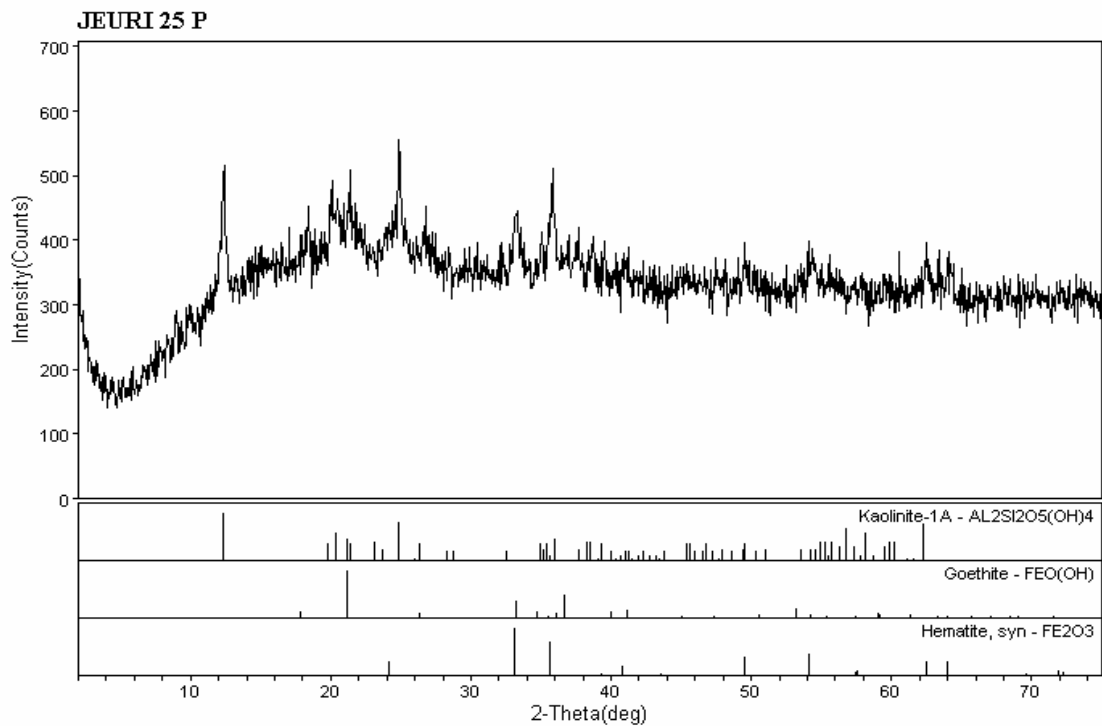




Laboratorio de DRX - IG/UInB

<d:\exde-1\camasum\exde\ub05> Thursday, Nov 10, 2005 @05:41a

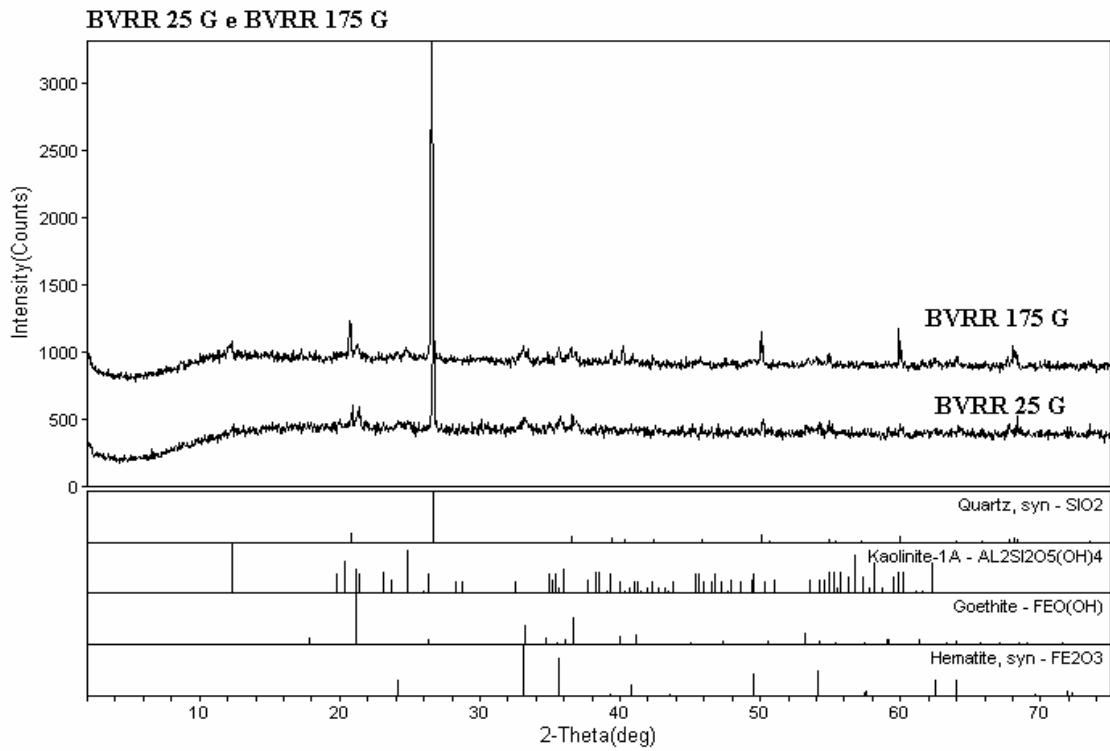
Figura B23 - Difratoograma de Raios-X para amostra JEURI ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)



Laboratorio de DRX - IG/UInB

<d:\exde-1\camasum\exde\ub05> Thursday, Nov 10, 2005 @05:42a

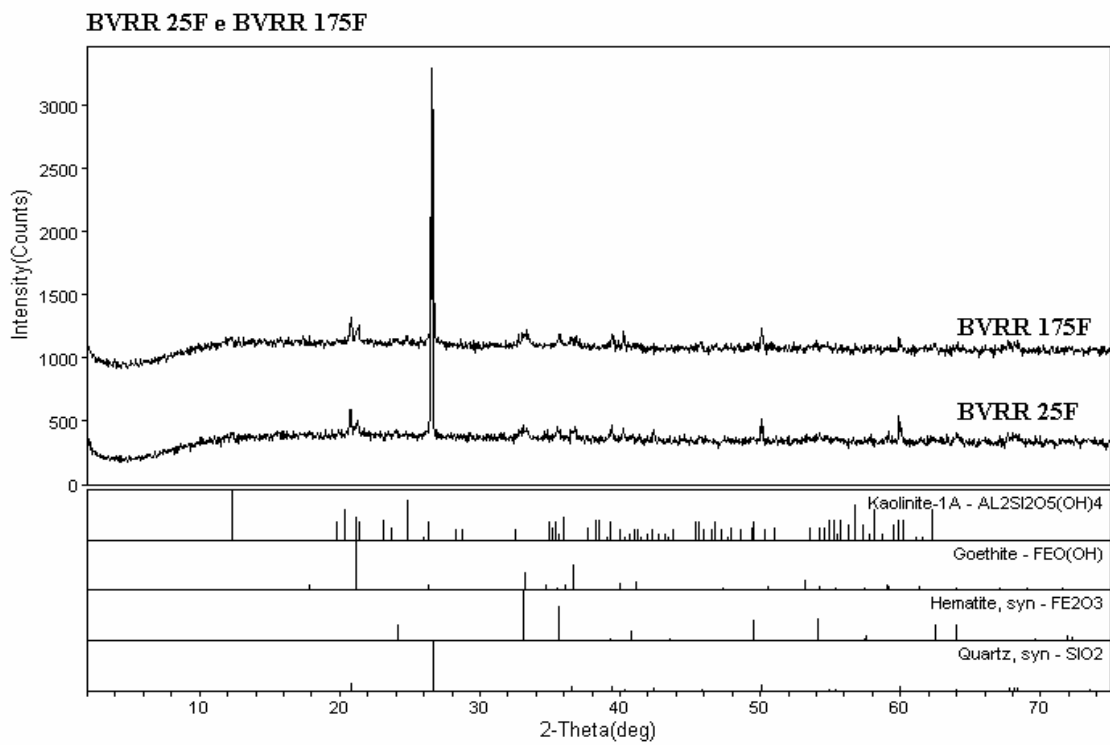
Figura B24 - Difratoograma de Raios-X para amostra JEURI ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)



Laboratorio de DRX - IG/UInB

<datafile=1\camaman\koc\out\br05> Thursday, Nov 10, 2005 @05:30a

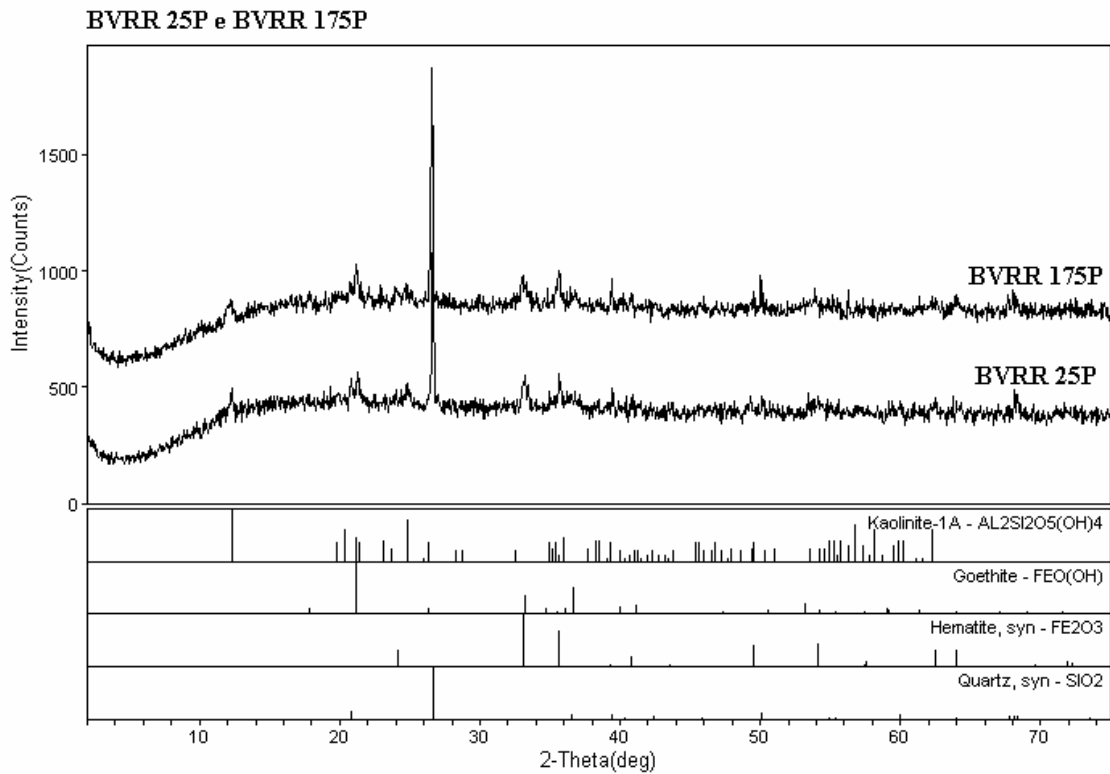
Figura B25 - Difratoograma de Raios-X para amostra BVRR ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UInB

<datafile=1\camaman\koc\out\br05> Wednesday, Nov 16, 2005 @01:23a

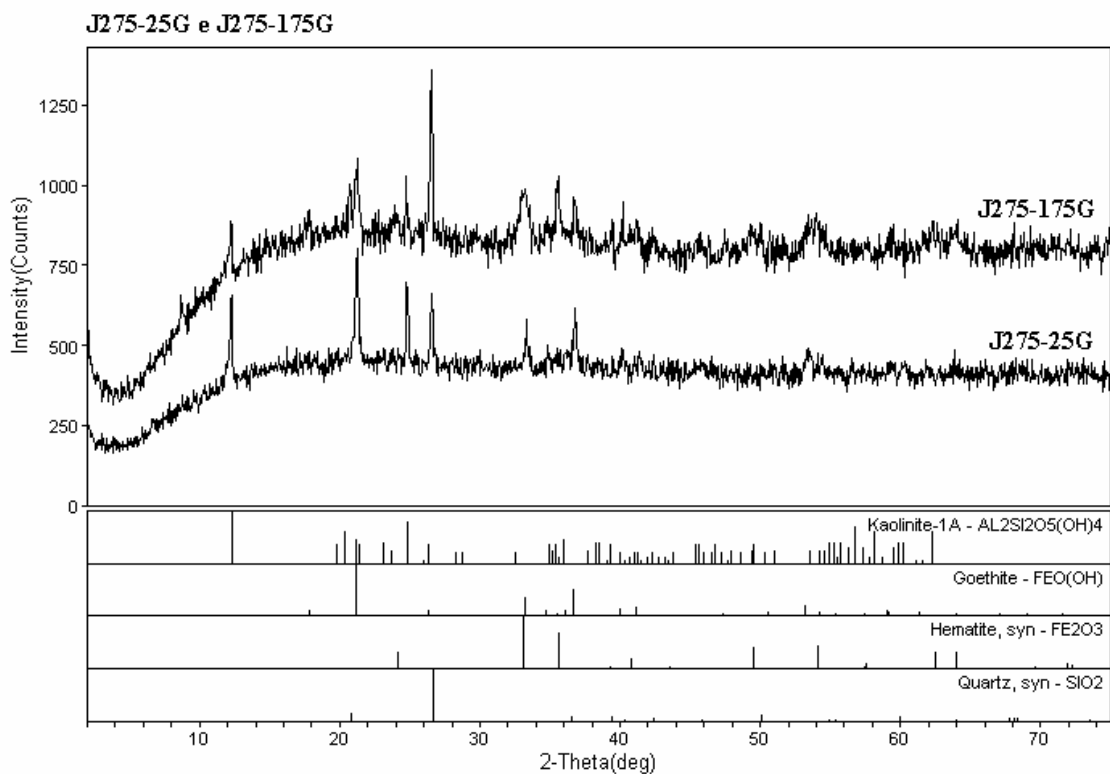
Figura B26 - Difratoograma de Raios-X para amostra BVRR ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UhB

<d:\aotec-1\camasum\oef\oef\br05> Wednesday, Nov 16, 2005 @01:27a

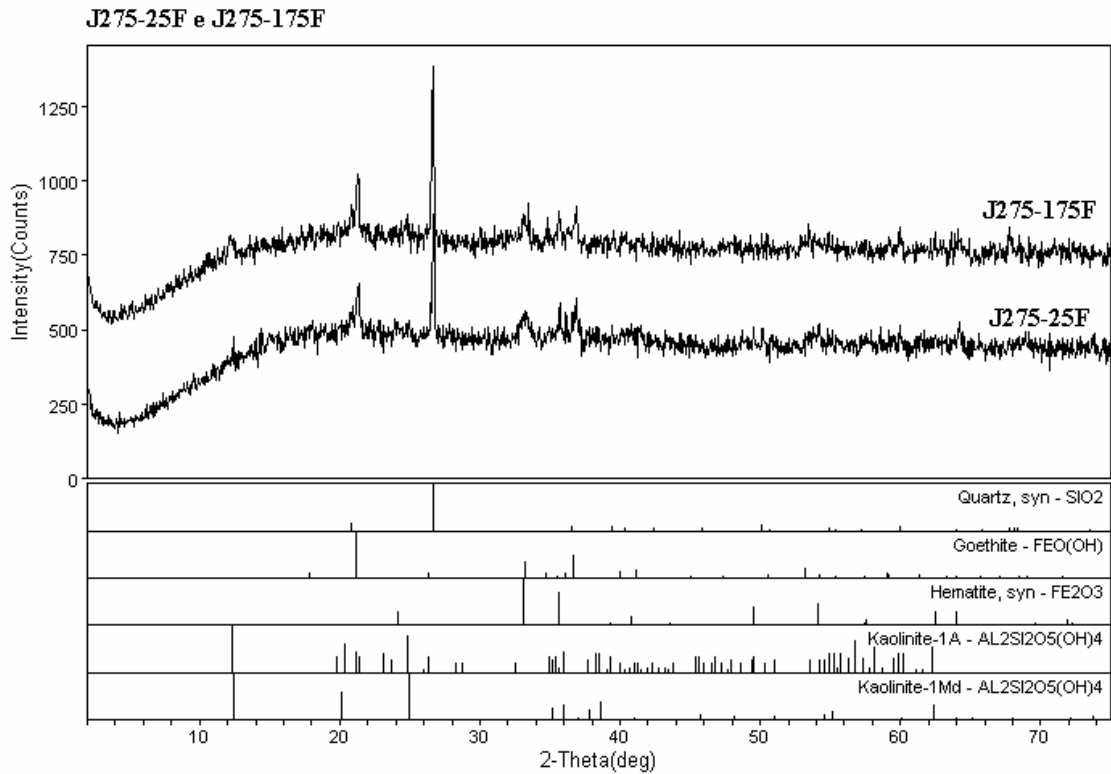
Figura B27 - Difratoograma de Raios-X para amostra BVRR ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UhB

<d:\aotec-1\camasum\oef\oef\br05> Wednesday, Nov 16, 2005 @01:32a

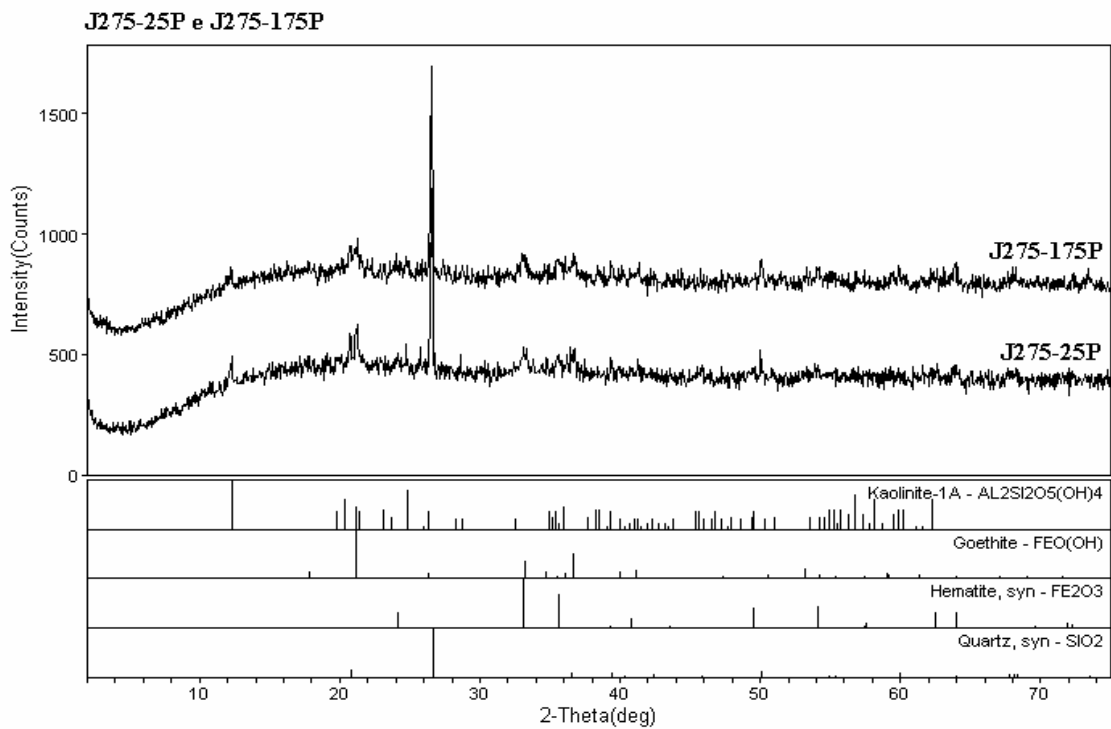
Figura B28 - Difratoograma de Raios-X para amostra J275 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UhB

<d:\aotec-1\camasum\oe\out\03> Wednesday, Nov 16, 2005 @01:57a

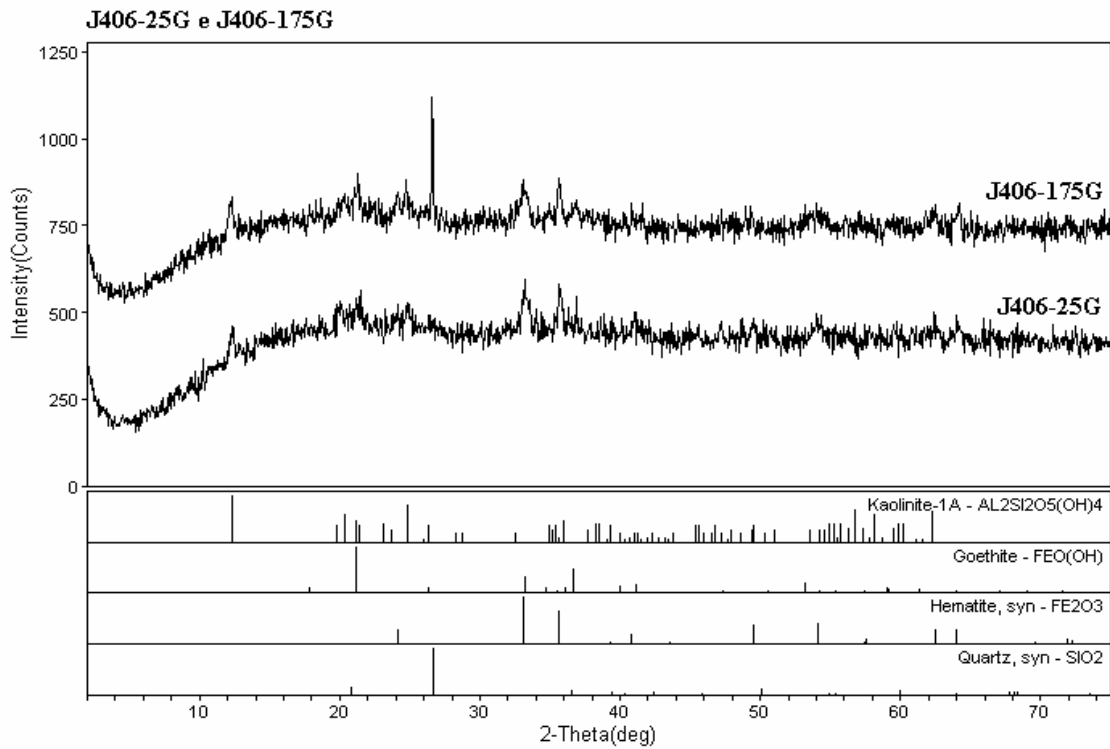
Figura B29 - Difratoograma de Raios-X para amostra J275 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/  
( $25^\circ\text{C}$ )/( $175^\circ\text{C}$ )



Laboratorio de DRX - IG/UhB

<d:\aotec-1\camasum\oe\out\03> Wednesday, Nov 16, 2005 @02:00a

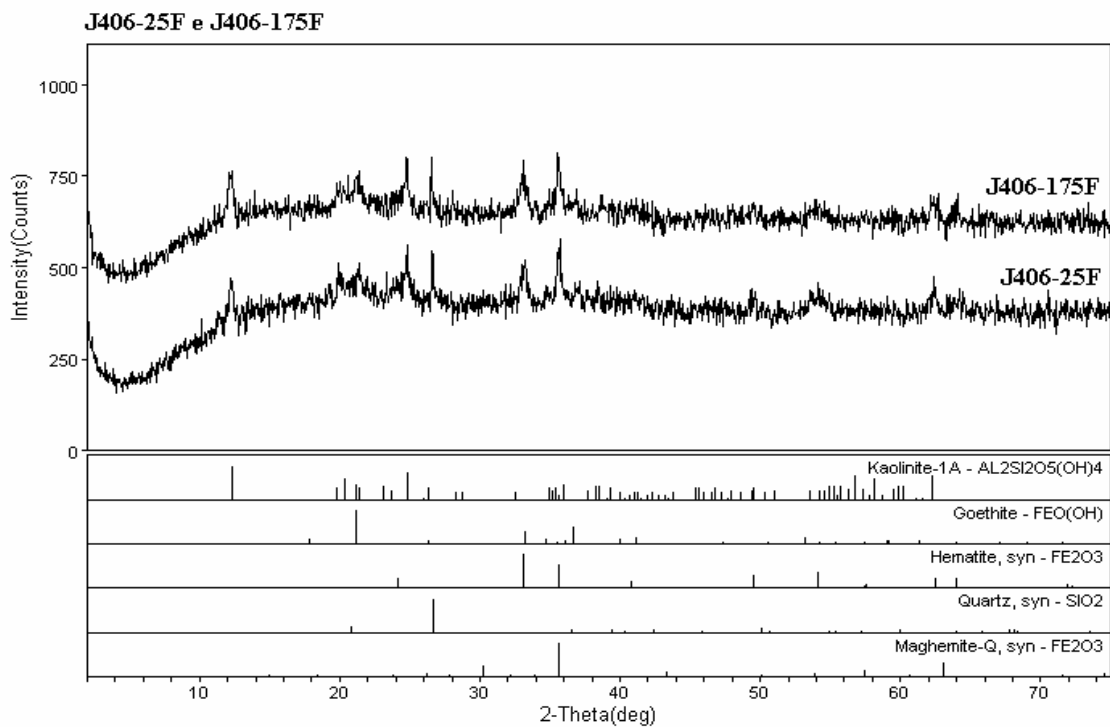
Figura B30 - Difratoograma de Raios-X para amostra J275 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/( $25^\circ\text{C}$ )/( $175^\circ\text{C}$ )



Laboratorio de DRX - IG/UInB

<d:\xrd\ec-1\camasum\oe\kubr05> Wednesday, Nov 16, 2005 16:02:05

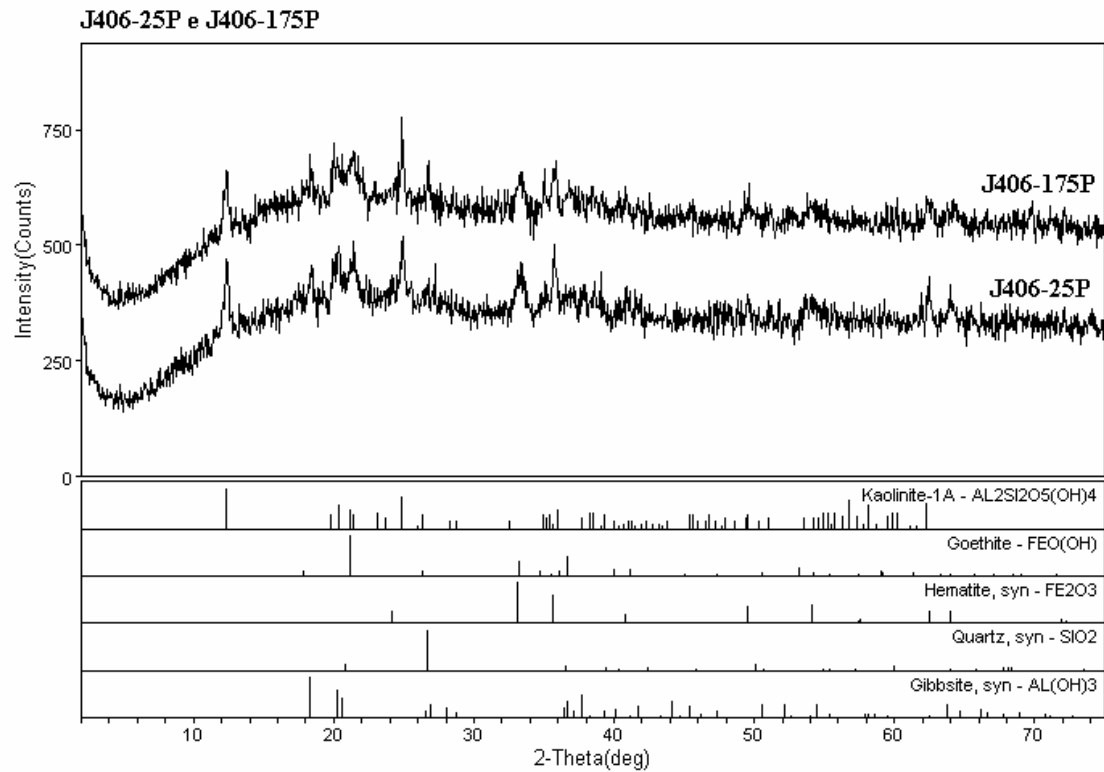
Figura B31 - Difratoograma de Raios-X para amostra J406 ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UInB

<d:\xrd\ec-1\camasum\oe\kubr05> Wednesday, Nov 16, 2005 16:02:10

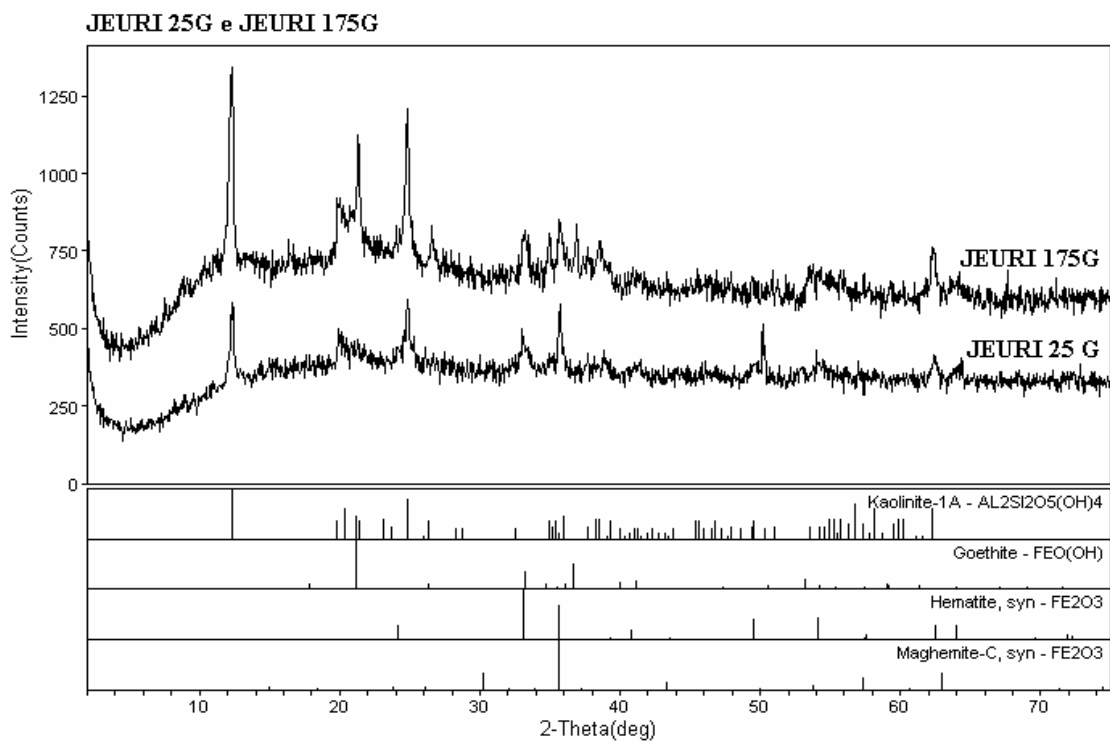
Figura B32 - Difratoograma de Raios-X para amostra J406 ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<d:\aotec-1\camadan\kafkautbr05> Wednesday, Nov 16, 2005 @02:18a

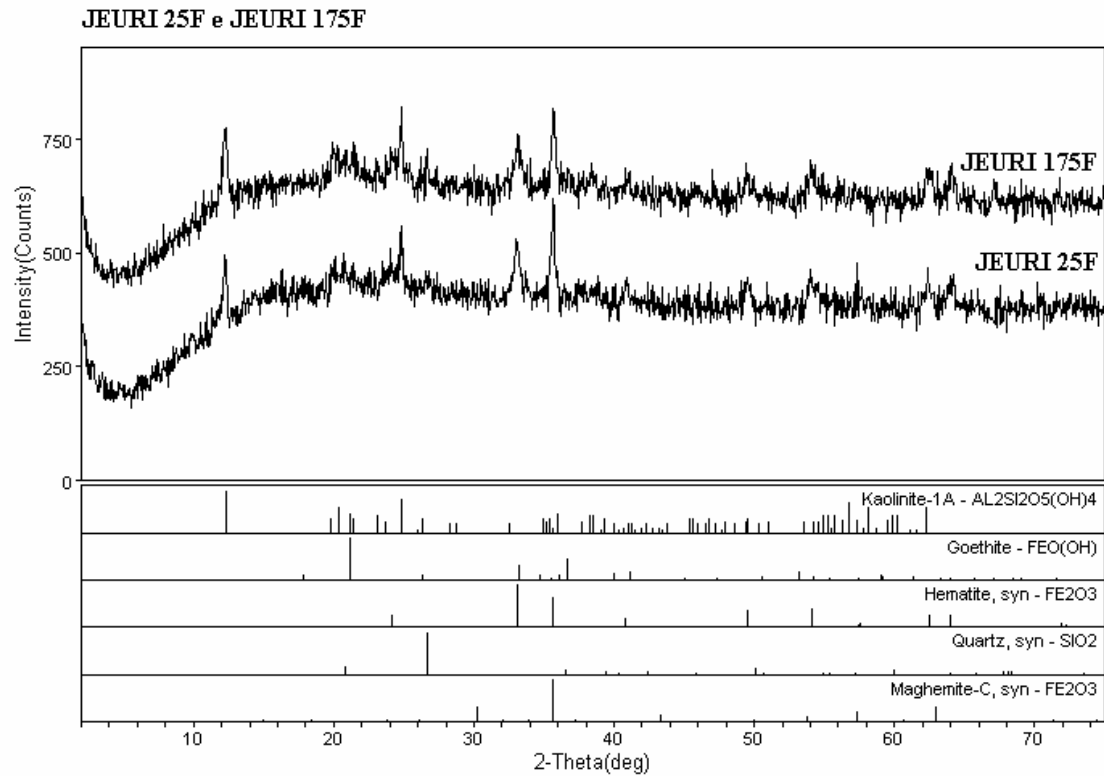
Figura B33 - Difratoograma de Raios-X para amostra J406 ( $\phi < 0,075\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<d:\aotec-1\camadan\kafkautbr05> Wednesday, Nov 16, 2005 @02:22a

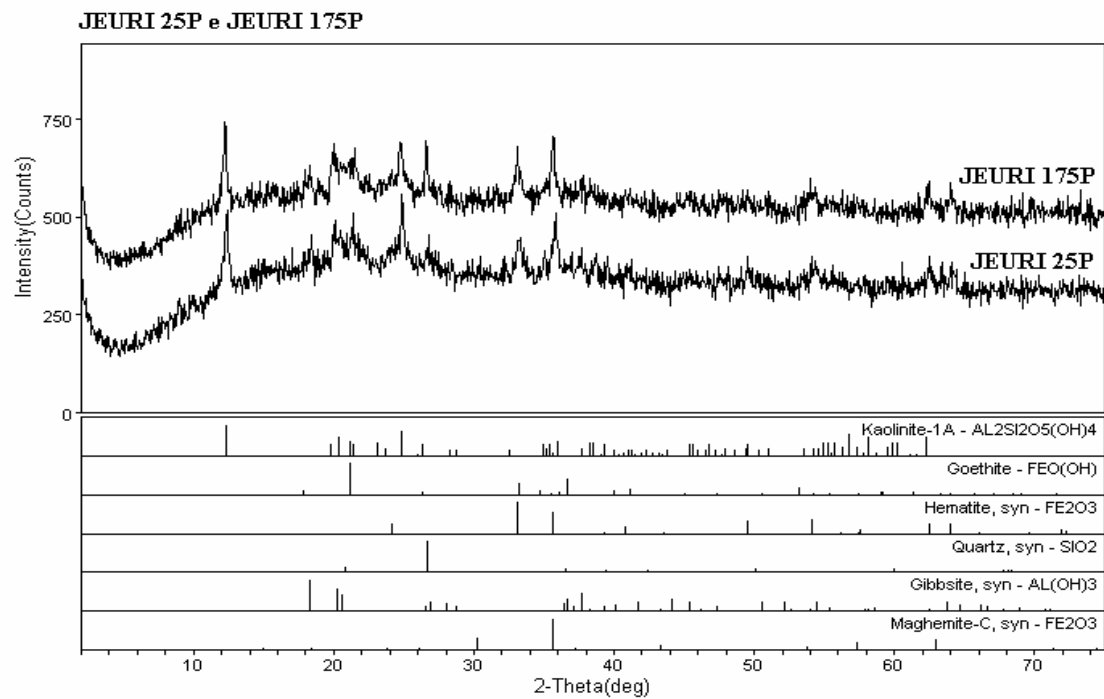
Figura B34 - Difratoograma de Raios-X para amostra JEURI ( $\phi > 12.5\text{mm}$ )/(25°C)/(175°C)



Laboratorio de DRX - IG/UnB

<d:\xrd\je-1\camamu\je\jeuri05> Wednesday, Nov 16, 2005 @02:33a

Figura B35 - Difratoograma de Raios-X para amostra JEURI ( $4,8 < \phi < 0,075\text{mm}$ ) / ( $25^\circ\text{C}$ ) / ( $175^\circ\text{C}$ )

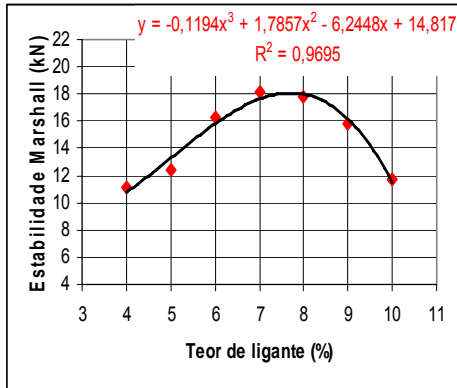


Laboratorio de DRX - IG/UnB

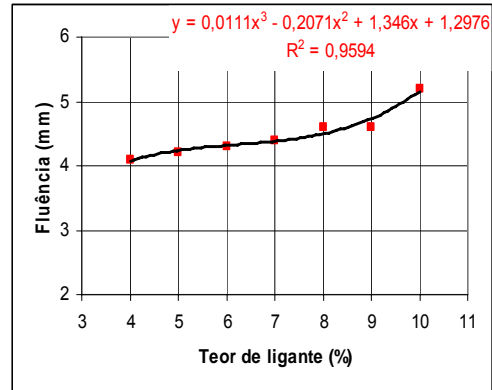
<d:\xrd\je-1\camamu\je\jeuri05> Wednesday, Nov 16, 2005 @02:31a

Figura B36 - Difratoograma de Raios-X para amostra JEURI ( $\phi < 0,075\text{mm}$ ) / ( $25^\circ\text{C}$ ) / ( $175^\circ\text{C}$ )

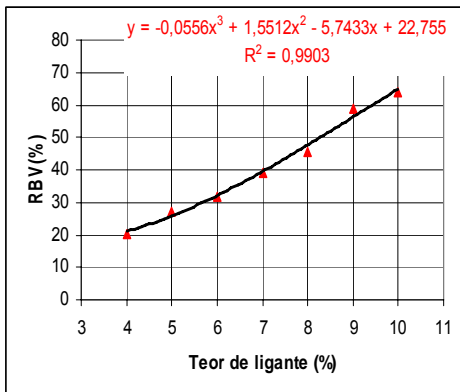
## C - ENSAIO MARSHALL



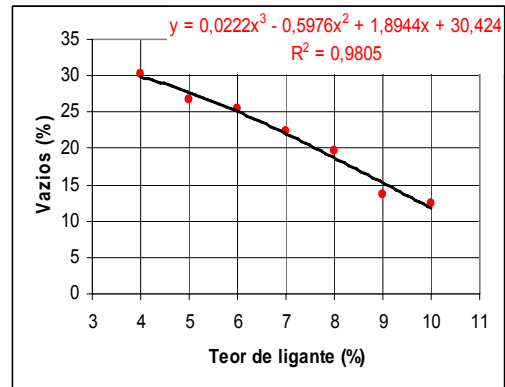
(a)



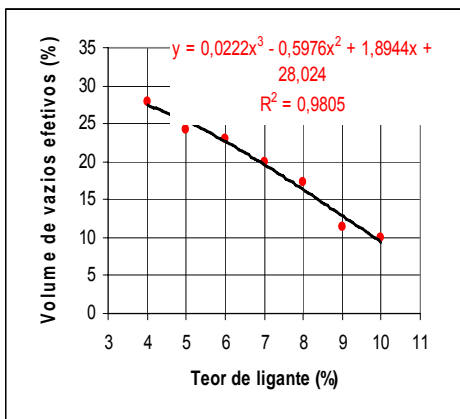
(b)



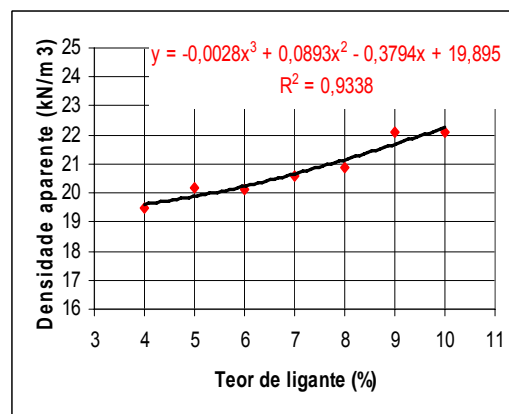
(c)



(d)



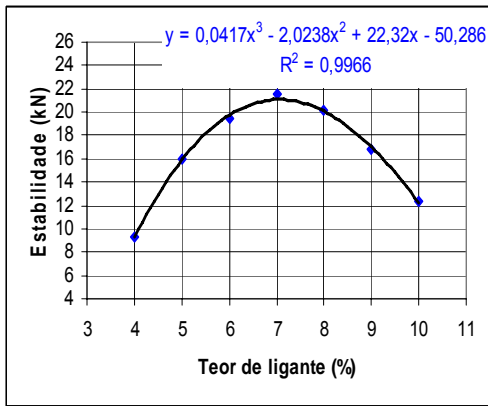
(e)



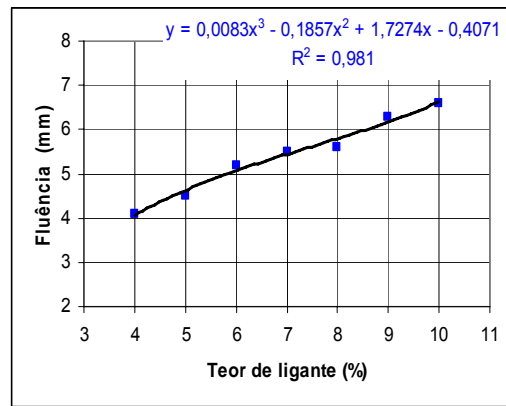
(f)

Figura C1 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura JEURI: (a) Estabilidade; (b) Fluência; (c) Relação Betume/Vazios RBV; (d) Percentagem de Vazios; (e) Volume de vazios corrigido e (f) Densidade Aparente.

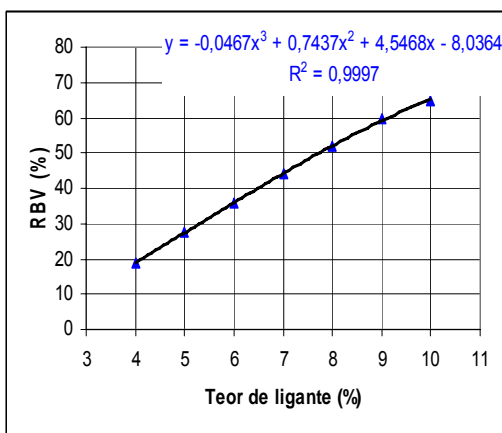




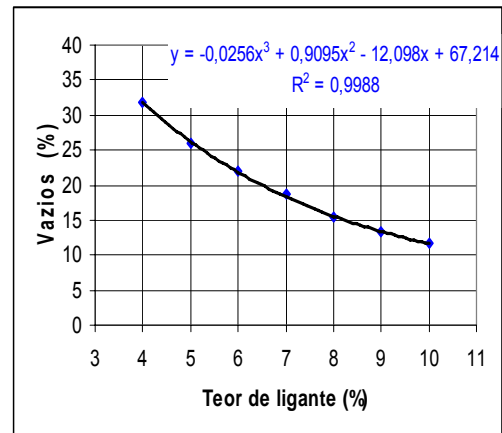
(a)



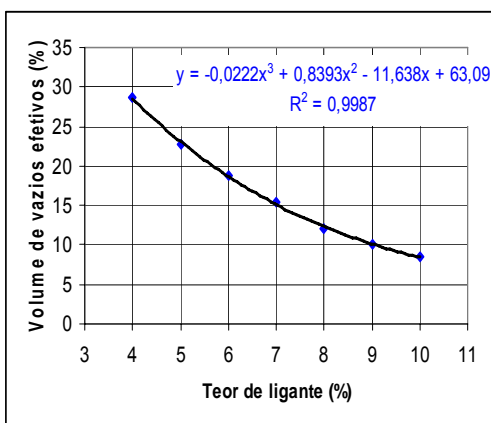
(b)



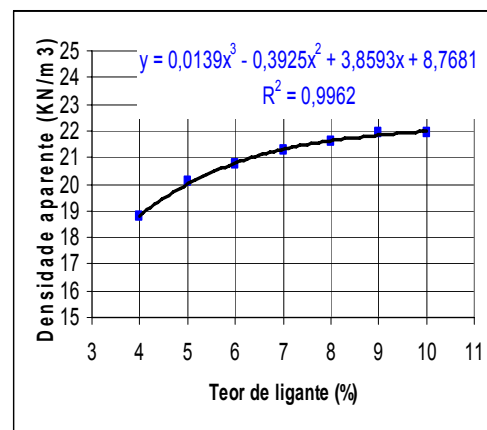
(c)



(d)

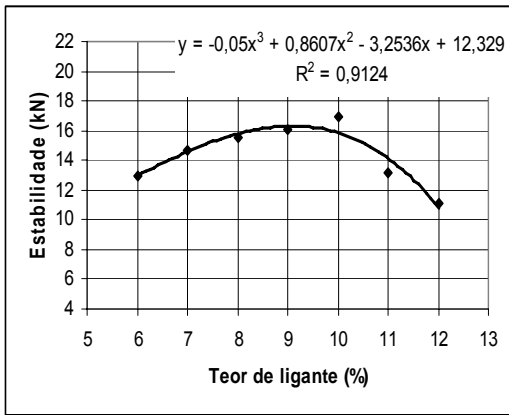


(e)

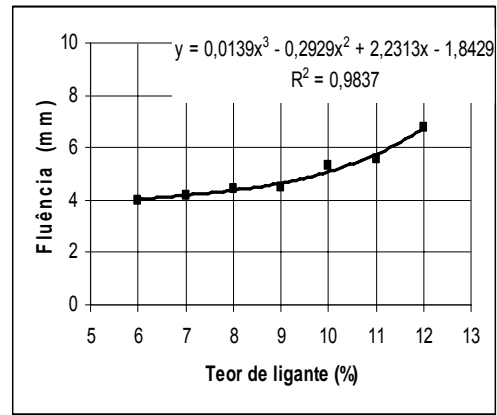


(f)

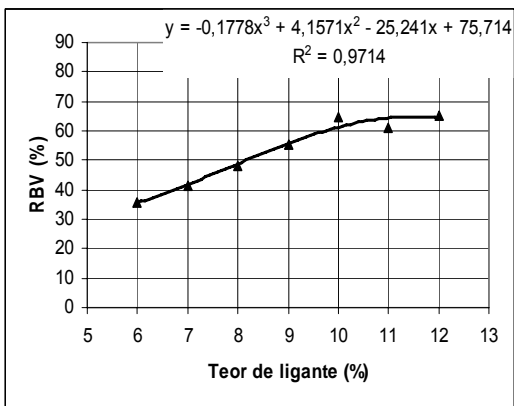
Figura C2 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura J406: (a) Estabilidade; (b) Fluência c) Relação Betume/Vazios RBV); (d) Percentagem de Vazios; (e) Volume de vazios corrigido e (f) Densidade Aparente.



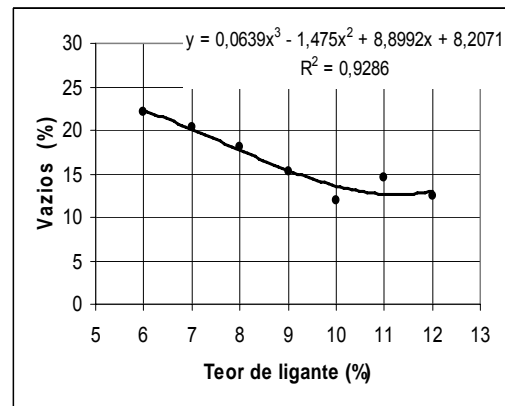
(a)



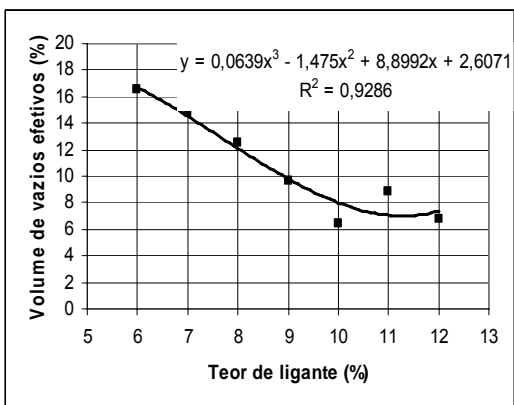
(b)



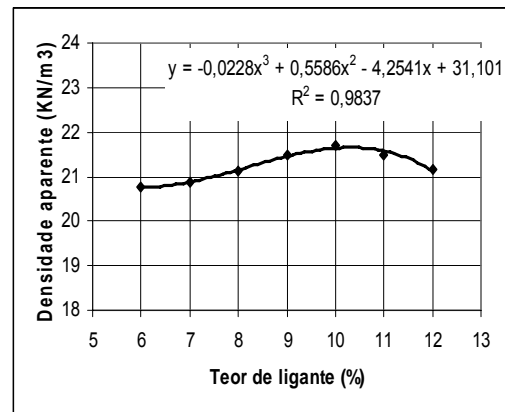
(c)



(d)

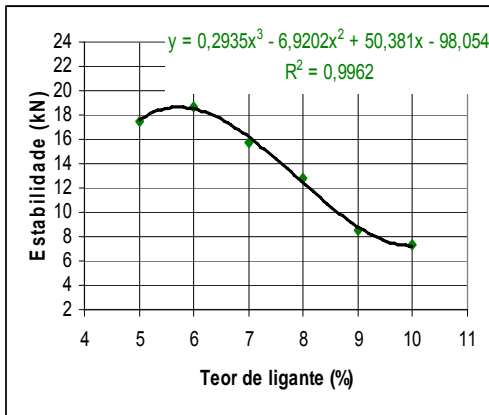


(e)

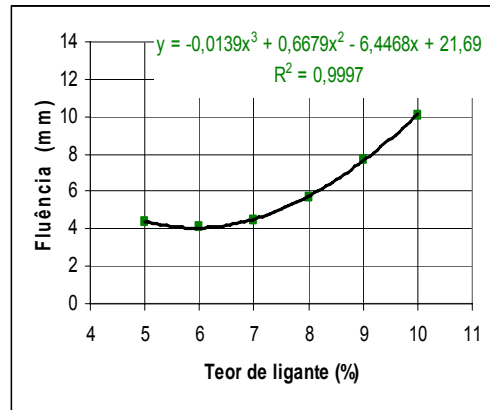


(f)

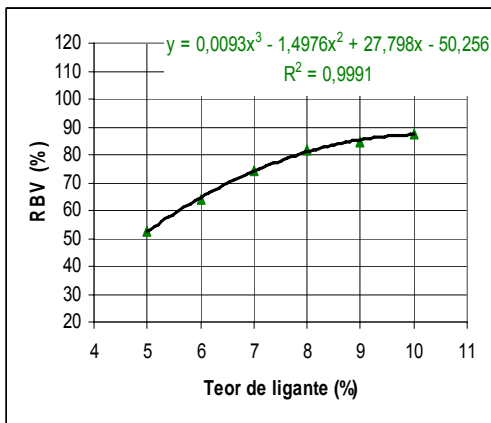
Figura C3 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura J275: (a) Estabilidade; (b) Fluência; (c) Relação Betume/Vazios RBV; (d) Percentagem de Vazios; (e) Volume de vazios corrigido e (f) Densidade Aparente.



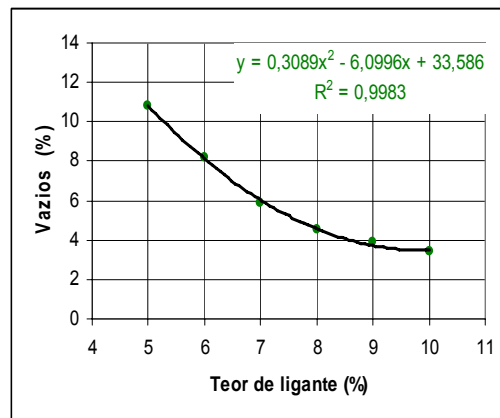
(a)



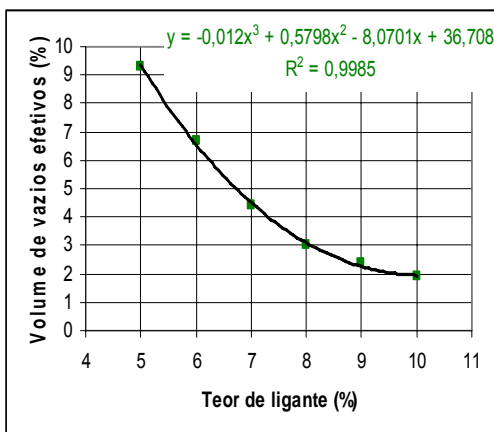
(b)



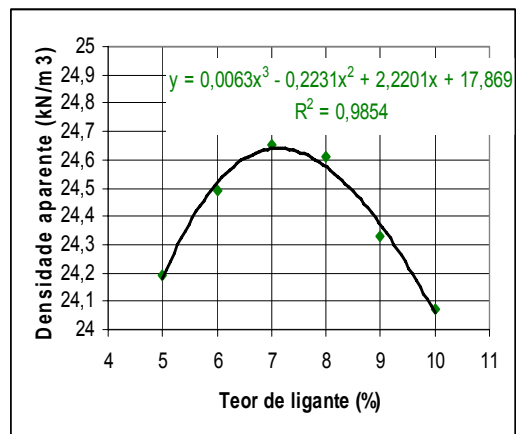
(c)



(d)



(e)



(f)

Figura C4 - Representação gráfica dos parâmetros do ensaio Marshall da mistura BVRR: (a) Estabilidade; (b) Fluência; (c) Relação Betume/Vazios RBV; (d) Percentagem de Vazios; (e) Volume de vazios corrigido e (f) Densidade Aparente.