



UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAIBA
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
CURSO DE PÓS GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL
CAMPUS II — CAMPINA GRANDE

ESTUDO COMPARATIVO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DE
AGREGADOS GRAÚDOS CONVENCIONAL E NÃO CONVENCIONAIS VISANDO
SUAS APLICAÇÕES EM CONCRETO BETUMINOSO USINADO À QUENTE

POR

JOSÉ AFONSO GONÇALVES DE MACÊDO

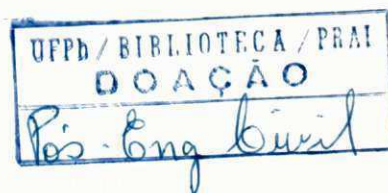
CAMPINA GRANDE

AGOSTO/1989

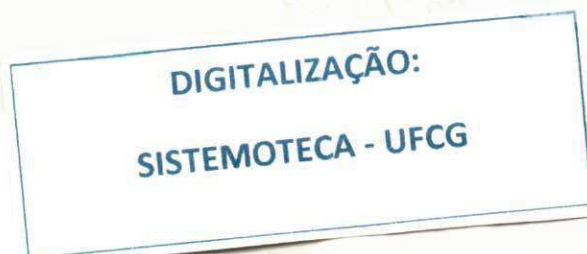
UNIVERSIDADE FEDERAL DA PARAÍBA
PRÓ-REITORIA PARA ASSUNTOS DO INTERIOR
CENTRO DE CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

ESTUDO COMPARATIVO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DE
AGREGADOS GRAÚDOS CONVENCIONAL E NÃO CONVENCIONAIS VISANDO
SUAS APLICAÇÕES EM CONCRETO BETUMINOSO USINADO À QUENTE.

JOSÉ AFONSO GONÇALVES DE MACÊDO



CAMPINA GRANDE-PB
AGOSTO - 1989



UFPB / BIBLIOTECA / PRAI

ESTUDO COMPARATIVO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS
DE AGREGADOS GRAÚDOS CONVENCIONAL E NÃO CONVENCIONAIS VISAN
DO SUAS APLICAÇÕES EM CONCRETO BETUMINOSO USINADO À QUENTE.

JOSÉ AFONSO GONÇALVES DE MACÊDO

ESTUDO COMPARATIVO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS
DE AGREGADOS GRAÚDOS CONVENCIONAL E NÃO CONVENCIONAIS VISAN
DO SUAS APLICAÇÕES EM CONCRETO BETUMINOSO USINADO À QUENTE.

Dissertação apresentada ao Curso de
Mestrado em Engenharia Civil da Uni
versidade Federal da Paraíba, em
cumprimento às exigências para ob
tenção do grau de Mestre.

ÁREA DE CONCENTRAÇÃO: GEOTECNIA

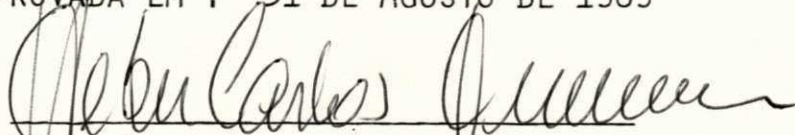
ORIENTADORES : HEBER CARLOS FERREIRA
FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA

CAMPINA GRANDE-PB
AGOSTO - 1989

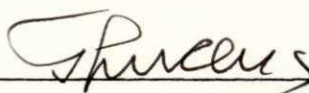
ESTUDO COMPARATIVO DAS CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS
DE AGREGADOS GRAÚDOS CONVENCIONAL E NÃO CONVENCIONAIS VISAN
DO SUAS APLICAÇÕES EM CONCRETO BETUMINOSO USINADO À QUENTE

JOSÉ AFONSO GONÇALVES DE MACÊDO

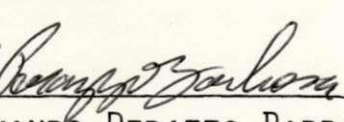
DISSERTAÇÃO APROVADA EM : 31 DE AGOSTO DE 1989



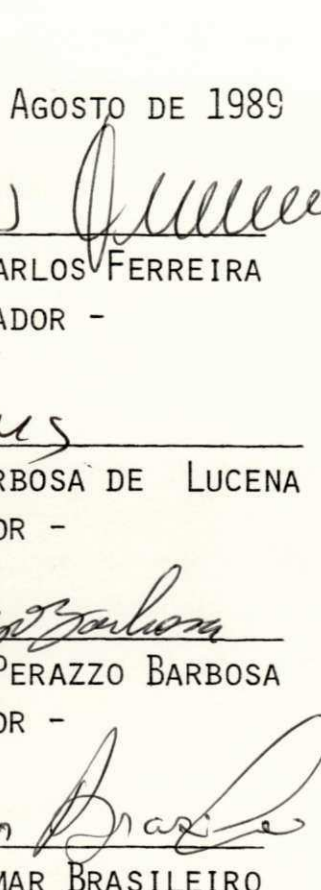
PROF. DR. HEBER CARLOS FERREIRA
- ORIENTADOR -



PROF. FRANCISCO BARBOSA DE LUCENA
- CO-ORIENTADOR -



PROF. DR. NORMANDO PERAZZO BARBOSA
- EXAMINADOR -



PROF. FRANCISCO EDMAR BRASILEIRO
- EXAMINADOR -

CAMPINA GRANDE-PB

AGOSTO - 1989

DEDICATÓRIA

Sempre que alguém tem oportunidade de alcançar algum sucesso sob qualquer aspecto de sua vida, procura dividi-lo com pessoas (familiares e/ou amigos) que, de uma forma ou de outra, contribuíram para que os obstáculos fossem vencidos.

Assim sendo, reparto o mérito deste trabalho (se houver algum) primeiramente com Deus, depois à memória de José Quintans, meu inesquecível pai, à querida mãe, Zefinha, ao irmão, amigo e colega, Francisco de Assis Quintans, ao Dr. Luciano Ferreira Holanda e a um desconhecido (ajudou-me num acidente automobilístico) sem os quais não teria oportunidade de estar agora tentando subir mais um degrau na difícil escalada da vida.

O autor.

AGRADECIMENTOS

Aos Professores Dr. Heber Carlos Ferreira e Francisco Barbosa de Lucena do Departamento de Engenharia Civil da UFPB, pela orientação e constante apoio, tornando possível a realização deste trabalho.

Ao Professor Dr. João Batista Queiroz de Carvalho pela cessão de grande parte da bibliografia consultada para elaboração deste trabalho.

Ao Professor Francisco Edmar Brasileiro pelas sugestões e estímulo a realização desta pesquisa.

Aos Professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil da UFPB e, em especial aos da Área de Geotecnia, de quem tanto apoio recebi durante todo o trabalho.

Aos tecnologistas Roberes Ramos de Almeida e José Nilson Guimarães e aos auxiliares Francisco Cezar Pereira, Luiz Barbosa Pessoa e Francisco de Assis Santana, pela ajuda nos serviços técnicos de laboratório. A Wdilson Bezerra Campos pelos serviços de datilografia e a Joselito Araújo Souto pela ajuda na elaboração da parte gráfica.

À Professora Leônia Leão pela revisão do texto.

À minha esposa e meus filhos, de quem tantos momentos de convívio foram retirados.

Finalmente agradeço a todos quanto de uma maneira ou de outra, contribuíram para que este trabalho atingisse seu objetivo.

RESUMO

Este trabalho faz parte de um estudo mais amplo que visa a utilização de agregados graúdos não convencionais para a obtenção de misturas betuminosas e concreto de cimento Portland. Sendo concebido a partir de estudos já iniciados por outros pesquisadores, que estudaram comparativamente agregados graúdos calcários e lateríticos com um agregado graúdo granítico, visando suas utilizações em concreto betuminoso usinado à quente.

Nesta pesquisa os agregados são avaliados em laboratório, a partir de suas características físicas e mecânicas bem como fazendo parte de um concreto betuminoso fabricado com teores de ligante determinados a partir dos estudos iniciados por Brasileiro, (1983). Também são verificadas as variações ocorridas com a absorção e massa específica dos agregados graúdos, antes e após a confecção dos corpos de prova pelo ensaio Marshall.

Os resultados obtidos permitem concluir que, embora tenham sido obtidos em laboratório, existem boas perspectivas de utilização dos agregados lateríticos e calcários para fabricação de concreto betuminoso usinado à quente, restando ainda, entre outras coisas, melhor adaptação da metodologia de ensaio para avaliação destes materiais e, a execução de trechos experimentais para verificar seus comportamentos em serviços.

ABSTRACT

This research, which is part of a more comprehensive study on non conventional materials, aims to utilize coarse aggregates for bituminous mixtures and concrete of Portland cement. Previous studies carried out by several investigators, have shown thorough comparative studies the feasibility of calcareous, laterite and granite coarse aggregates for hot-mix bituminous concrete.

The aggregates utilized in this research are avaluated in the laboratory by its physical and mechanical characteristics. As well as in samples of bituminous concrete with binder contents, as determined by Brasileiro (1983). Also, it has been verified variations on the absorption and specific gravity of coarse aggregates, before and after the compaction of samples for Marshall test.

The laboratory test results concluds that, there are good perspectives to utilize lateritic and calcareous aggregates for hot-mix bituminous concrete. Further research is needed to find the best testing methodology in order to evaluate these materials, and to construct trial pavements to verify its field behaviour.

RESUMO DOS QUADROS

Página

Quadro 1.1 - Redes Rodoviárias	03
Quadro 2.1 - Classificação de Pedregulhos Lateríticos:pe la Avaliação das Características de Des gaste	48
Quadro 2.2 - Tentativa de Especificação para Pedregulhos Lateríticos.....	53
Quadro 2.3 - Avaliação de Agregados Lateríticos da Índ ia em Relação a Performance na Pavimenta ção Rodoviária	58
Quadro 2.4 - Classificação dos Calcários-Dolomitos	69
Quadro 2.5 - Reservas Nacionais de Calcários e Dolomi tos	70
Quadro 2.6 - Classificação Mineralógica de Agregados ..	82
Quadro 2.7 - Peneiras Padrão Americanas e Inglêsas	86
Quadro 2.8 - Massa Específica Aparente de Grupos Mine rais	95
Quadro 2.9 - Valores Especificados no Brasil para o Des gaste Los Angeles	98
Quadro 2.10- Resistência Mecânica Recomendada para Agre gados Naturais na África do Sul	107
Quadro 2.11- Valores Encontrados para Esmagamento e Im pacto em Diferentes Grupos de Rocha	108
Quadro 2.12- Reprodutibilidade de Ensaios Mecânicos em Agregados Rodoviários	108

Quadro 2.13- Valores Mínimos Especificados para o Fator de Degradação	110
Quadro 2.14- Especificações Técnicas para CAPs	119
Quadro 2.15- Granulometria Recomendada, Porcentagem de Finos e Índice de Plasticidade Recomendados pelo CEBTP	141
Quadro 3.1 - Características Regionais dos Agregados Graúdos Estudados	145
Quadro 3.2 - Granulometria dos Agregados Graúdo, Miúdo e "Filler" e das Misturas Utilizadas no Trabalho	151
Quadro 3.3 - Cálculo do Teor de Ligante para Moldagem dos Corpos de Prova	155
Quadro 3.4 - Metodologia de Ensaio Empregada para os Agregados	156
Quadro 3.5 - Metodologia de Ensaio Empregada para o Cimento Asfáltico	157
Quadro 3.6 - Metodologia de Ensaio Empregada na Mistura Betuminosa	158
Quadro 4.1 - Porcentagem de SiO_2 , Al_2O_3 e Fe_2O_3 Amorfos	161
Quadro 4.2 - Composição Química da Fração Tamanho Argila	161
Quadro 4.3 - Composição Química da Fração 9,5 mm	161
Quadro 4.4 - Composição Química da Fração 9,5 mm em Relação ao Solo Total	161

Quadro 4.5 - Composição Mineralógica por Difração de Raios-X	162
Quadro 4.6 - Ordenamento na Classificação da Qualidade dos Agregados Baseado na Resistência a Ensaios de Esmagamento e Tenacidade	170
Quadro 4.7 - Características Físicas e Mecânicas dos Materiais Selecionados para a Pesquisa	173
Quadro 4.8 - Características das Misturas Betuminosas Estudadas	181
Quadro 4.9 - Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Contínua - Agregado Graúdo - Brita Granítica	182
Quadro 4.10- Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Contínua - Agregado Graúdo - Calcário João Pessoa	182
Quadro 4.11- Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Contínua - Agregado Graúdo - Laterita João Pessoa.....	183
Quadro 4.12- Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Contínua - Agregado Graúdo - Laterita Sapé	183
Quadro 4.13- Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - Agregado Graúdo - Brita Granítica	184
Quadro 4.14- Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - Agregado Graúdo - Calcário João Pessoa	184

Quadro 4.15- Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - <u>A</u> gregado Graúdo - Laterita João Pessoa	185
Quadro 4.16- Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - <u>A</u> gregado Graúdo - Laterita Sapê	185
Quadro 4.17- Características da Fração Graúda Após a Extração das Misturas Betuminosas	191
Quadro 4.18- Características Físicas dos Agregados Graúdos e da Mistura de Agregados	191
Quadro 4.19- Valores de Absorção e Porcentagem de <u>Va</u> zios dos Agregados Graúdos Estudados	193
Quadro 4.20- Valores Utilizados para Correlação Linear Múltipla	194
Quadro 4.21- Correlações Lineares Simples entre Algumas Propriedades dos Agregados Estudados	196
Quadro 4.22- Correlação Linear Múltipla	197

RESUMO DE FIGURAS

Página

Fig. 2.1 - Mapa Mundial mostrando a Região de Ocorrência de Solos Lateríticos no Globo Terrestre	06
Fig. 2.2 - Principais Regiões Climáticas do Brasil	20
Fig. 2.3 - Exemplo de Formação de Couraças	34
Fig. 2.4 - Efeito do conteúdo de Ferro na Resistência de Agregados Lateríticos	40
Fig. 2.5 - Relação entre o Impacto e o Desgaste de Pedregulhos Lateríticos	49
Fig. 2.6 - Relação Massa Específica, Impacto e Los Angeles para Agregados Lateríticos	52
Fig. 2.7 - Massa Específica Real de Pedregulhos Lateríticos Determinada por Metodologias Diferentes..	52
Fig. 2.8 - Relação entre Absorção e Massa Específica Real, Impacto e Abrasão Los Angeles de Agregados Lateríticos	54
Fig. 2.9 - Efeito do Tratamento Térmico na Resistência de Agregados Lateríticos.....	56
Fig. 2.10- Reservas Identificadas de Calcários/Dolomitos no Brasil	71
Fig. 2.11- Cálculo do Índice de Degradação	135
Fig. 3.1 - Localização das Jazidas Seleccionadas para Pesquisa	144
Fig. 3.2 - Fluxograma da Pesquisa	154
Fig. 4.1 - Efeito do Conteúdo de Óxido de Ferro na Resistência de Agregados Lateríticos	170

Fig. 4.2 - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - Brita Granítica	186
Fig. 4.3 - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - Calcário João Pessoa	186
Fig. 4.4 - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - Laterita João Pessoa	187
Fig. 4.5 - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - Laterita Sapé	187
Fig. 4.6 - Mistura de Agregados Granulometria Contínua Brita Granítica	188
Fig. 4.7 - Mistura de Agregados Granulometria Contínua Calcário João Pessoa	188
Fig. 4.8 - Mistura de Agregados Granulometria Contínua Laterita João Pessoa	189
Fig. 4.9 - Mistura de Agregados Granulometria Contínua Laterita Sapé	189
Fig. 4.10- Representação Gráfica das Equações Obtidas Através da Análise por Regressão Linear Simples	195

ÍNDICE

	Página
CAPÍTULO I	
INTRODUÇÃO	01
CAPÍTULO II	
REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	04
2.1 - Introdução	04
2.2 - Materiais Lateríticos	05
2.2.1 - Introdução	05
2.2.2 - Histórico	07
2.2.3 - Terminologia	09
2.2.4 - Formação dos Materiais Lateríticos	13
2.2.5 - Classificação dos Solos Lateríticos	42
2.2.6 - Utilização de Materiais Lateríticos em Pavimentação	50
2.2.7 - Algumas Experiências Práticas com a Utilização de Materiais Lateríticos em Pavimentação	57
2.2.8 - Conclusão	65
2.3 - Calcário	66
2.3.1 - Definição	66
2.3.2 - Origem	67
2.3.3 - Cores	67
2.3.4 - Classificação	68
2.3.5 - Reservas e Qualidade	69

2.3.6 - Emprego de Agregados Calcários em Obras Rodoviárias	71
2.3.7 - Experiências Práticas Existentes Sobre Solução Antiderrapante para Revestimentos Construídos com a Utilização de Rochas Calcárias	78
2.4 - Rochas Ígneas e Metamórficas	80
2.5 - Agregados	81
2.5.1 - Introdução	81
2.5.2 - Definição/Classificação	83
2.5.3 - Granulometria da Mistura de Agregados ...	87
2.5.4 - Forma e Textura das Partículas de um Agregado	89
2.5.5 - Porosidade e Absorção dos Agregados	90
2.5.6 - Massas Específicas Real e Aparente	94
2.5.7 - Durabilidade dos Agregados	96
2.5.8 - Degradação	109
2.5.9 - Equivalente de Areia (E.A.)	110
2.5.10- Adesividade	111
2.6 - "Filler"	113
2.7 - Ligante Betuminoso	116
2.8 - Concreto Asfáltico	118
2.8.1 - Definição	118
2.8.2 - Principais Propriedades das Misturas Betuminosas	120
2.8.3 - Especificações	124

2.8.4 - Projeto da Mistura Betuminosa	127
2.9 - Conclusões	142
CAPÍTULO III	
MATERIAIS E MÉTODOS	143
3.1 - Escolha dos Materiais	143
3.1.1 - Agregados Graúdos	143
3.1.2 - Agregado Miúdo	143
3.1.3 - Material de Enchimento ou "Filler"	143
3.1.4 - Cimento Asfáltico	143
3.2 - Características dos Agregados Graúdos , Utilizados na Pesquisa	143
3.3 - Coleta dos Materiais Utilizados na Pesquisa	146
3.3.1 - Agregado Graúdo Granítico	146
3.3.2 - Rocha Calcária	146
3.3.3 - Concreções Lateríticas	147
3.3.4 - Areia	147
3.3.5 - Cimento Asfáltico	147
3.3.6 - "Filler"	147
3.4 - Preparação dos Materiais Utilizados na Pesquisa..	148
3.5 - Misturas de Agregados Utilizados na Pesquisa	149
3.5.1 - Mistura de Agregados com Granulometria Descontínua	149
3.5.2 - Mistura de Agregados com Granulometria Contínua	150

3.6 - Escolha de Teores de Ligante Adotados para Moldagem dos Corpos de Prova	152
3.7 - Métodos de Ensaios	152
CAPÍTULO IV	
APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS	159
4.1 - Introdução	159
4.2 - Resultados Obtidos por Outros Pesquisadores	159
4.2.1 - Estudos Desenvolvidos por Brasileiro	159
4.2.2 - Características Químicas e Mineralógicas dos Agregados Graúdos Lateríticos	160
4.3 - Características Físicas e Mecânicas dos Materiais Empregados	163
4.3.1 - Granulometria dos Agregados	163
4.3.2 - Adesividade dos Agregados Graúdos ao Ligante Betuminoso	163
4.3.3 - Índice de Forma dos Agregados Graúdos ...	164
4.3.4 - Massa Específica Real, Massa Específica Aparente e Absorção dos Agregados Graúdos.	164
4.3.5 - Massa Específica Real do Agregado Miúdo.	165
4.3.6 - Massa Específica Real do "Filler"	165
4.3.7 - Equivalente de Areia (E.A.).....	165
4.3.8 - Caracterização do Ligante Betuminoso	166
4.3.9 - Desgaste dos Agregados Graúdos Medido pelo Ensaio "Los Angeles"	166
4.3.10- Esmagamento, 10% de Finos	167

4.3.11- Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Solução Saturada de Sulfato de Sódio	171
4.3.12- Avaliação da Degradação dos Agregados Graúdos Analisados pelo Ensaio de Degradação do Estado de "Washington"	171
4.4 - Avaliação do Comportamento dos Agregados Graúdos Estudados no Concreto Betuminoso Usinado à Quente	174
4.4.1 - Teor Ótimo de Ligante e Características "Marshall"	174
4.4.2 - Índice de Degradação	177
4.4.3 - Características Físicas dos Agregados Graúdos Após Extração das Misturas Betuminosas	190
4.4.4 - Avaliação Estatística	192
CAPÍTULO V	
CONCLUSÕES	199
CAPÍTULO VI	
SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS	201
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	203
ANEXO I - RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR BRASILEIRO (1983)	
ANEXO II - ENSAIO DE DEGRADAÇÃO DO ESTADO DE WASHINGTON MÉTODO DE ENSAIO	

CAPÍTULO I

INTRODUÇÃO

Atualmente, a grandeza de uma nação não mais se mede por sua extensão territorial, ou riquezas materiais, mas por sua capacidade de produzir tecnologia. Portanto, a cada dia torna-se imprescindível o investimento para o desenvolvimento cultural e científico das nações, principalmente quando se atravessa situação de crise, como atualmente verifica-se no Brasil. Onde, neste caso, os problemas devem ser enfrentados de maneira precisa e eficaz sem no entanto, comprometer a disponibilidade econômica nem agravar a situação social.

No Brasil, o setor rodoviário é um dos que necessitam de investimentos para melhorar as condições de tráfego de nossas estradas, no entanto, a falta de recursos tem contribuído para direcionar os programas a procura de métodos menos onerosos e de finalidade comprovada. Apesar da extrema importância do trabalho realizado há algumas décadas com o transplante de tecnologia importada e sua adaptação ao ambiente técnico científico brasileiro, pouco tem sido feito com características inovadoras, visando a utilização de materiais locais que viabilizem a construção de pavimentos com baixo custo com a utilização de, por exemplo, concreções lateríticas e rochas calcárias. Portanto, é importante que a pesquisa tecnológica rodoviária, implante-se em caráter definitivo mas de uma forma organizada e constante, pois, o que se tem notado é a iniciativa isolada de alguns órgãos públicos que mantêm setores de pesquisas na maioria das vezes desestimulados, em consequência da incompreensão dispensada ao trabalho desenvolvido, a ponto de alguma coisa de concreta em relação a utilização destes materiais partir quase sempre da iniciativa privada.

A situação torna-se ainda mais grave quando se sabe que o Bra

sil apesar de possuir vias arrojadas, ainda existe muito a fazer e a recu
perar. Para se ter uma idéia, até 1983, o Brasil contava com 1,4 mi
lhões de km de estradas das quais apenas 92 mil eram pavimentadas ,
representando apenas 6%, número considerado sofrível se compara
dos a países desenvolvidos, ou com nível de desenvolvimento semelhan
te ao nosso (Quadro 1.1); para mudar este panorama, acredita-se que
uma nação sem recursos tenha que rever seus programas de investimen
tos e procurar materiais e métodos mais econômicos com qualidades com
provadas.

Para se avaliar o comportamento dos materiais constituintes
das camadas de um pavimento rodoviário, normalmente trata-se simu
lar em laboratório, as condições de solicitação encontradas no cam
po. Isso deve ao fato de que quase todos os materiais que consti
tuem os pavimentos são sujeitos a fadiga, de modo mais ou menos com
plexo tendo como resultado a degradação dos materiais constituintes
o acúmulo de deformações plásticas e a ruptura; portanto, merece es
pecial destaque a função estrutural da camada considerada, assim co
mo a resistência do material que a constitui; principalmente quando a
camada trata de revestimento betuminoso, onde o agregado passa a ter
considerável importância na avaliação. E, para obtenção dos agregados em
algumas regiões do Brasil, verifica-se a ausência quase total de rochas comu
mente utilizadas para a fabricação de agregados, ao passo que às vezes é
abundante a ocorrência de rochas calcárias e materiais concrecionários. Em dê
corrência deste fato, é prática corrente o uso discricionário destes mate
riais "in natura" ou britado como agregado, como forma de se elimi
nar a importação de rochas britadas de distâncias relativamente longas, o que a
carreta considerável economia no custo final de construção. Entretanto, tais
materiais ainda não podem ser utilizados em sua plenitude, em virtude da ado
ção no Brasil de metodologia de ensaios e especificações de servi
ços que foram desenvolvidos para materiais formados em

climas temperados nas nações desenvolvidas sendo portanto, mais aplicáveis às soluções convencionais, que geralmente consistem em pavimentos excessivamente protegidos para as peculiaridades do clima, do solo e da economia brasileira. Diante da dificuldade para a aplicação da metodologia existente, principalmente nos materiais lateríticos, devido à incerteza quanto a obtenção de resultados confiáveis, propõe-se preliminarmente o estudo comparativo, entre materiais, visando com isso analisar a qualidade dos agregados não convencionais em função da boa performance já conhecida do agregado granítico.

Como ainda não são conhecidos ensaios específicos que visem a utilização de agregados graúdos não convencionais* em mistura betuminosa, objetiva-se neste trabalho estudar a validade desta idéia aproveitando a experiência de outros países com estes agregados, estudando as propriedades físicas e mecânicas dos agregados graúdos selecionados, visando avaliar seu comportamento em concreto betuminoso usinado a quente, através de uma análise comparativa. Desta forma espera-se contribuir para o uso de materiais disponíveis e economicamente exploráveis em regiões desprovidas de agregados graúdos convencionais, viabilizando desta forma a pavimentação rodoviária com menor custo.

PAÍS	RÉDE RODOVIÁRIA TOTAL (km)	RÉDE PAVIMENTADA (km)	(%)
Brasil	1.399.053	92.002	6
Argentina	207.630	45.697	22
México	207.195	62.159	30
E.U.A.	6.222.647	5.102.571	82
França	1.465.532	777.932	53
Grã-Bretanha	349.255	336.332	96
Itália	292.737	275.965	94
Espanha	227.513	147.883	64
Bélgica	125.765	118.219	94

Quadro 1.1 - Redes Rodoviárias (1983). (Fonte-Revista Dirigente Construtor-12/87).

* Os agregados graúdos não convencionais aqui denominados, foram por Brasileiro (1983) definidos como os agregados cujas propriedades físicas ou mecânicas não satisfazem integralmente os requisitos exigidos pelas especificações para determinados tipos de serviços, ou mesmo não ser de uso comum em algumas regiões.

CAPÍTULO II

REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 - Introdução

Nesta revisão procura-se ser mais abrangente que os objetivos propostos; propondo juntar o máximo de informações sobre o assunto na bibliografia consultada, mesmo que, às vezes, possa parecer repetitivo, a intenção neste caso, é tornar o assunto mais compreensível. Alguns aspectos apresentados, podem até ser elementares, mas considerações essenciais para o início destes estudos e mais úteis serão para os que se propuserem a dar continuidade à pesquisa.

Um dos agregados graúdos estudado, o granítico, já é por de mais conhecido devido sua intensa aplicação nos meios convencionais de construção; mas os agregados calcários e lateríticos embora com bastante potencialidade de uso e até mesmo já utilizados na pavimentação, ainda não existe uma diretriz definida que vise a identificação e controle necessários ao aproveitamento deles, principalmente em revestimento betuminoso.

Este trabalho tem como uma das finalidades estudar o comportamento de agregados, é de grande importância a origem, formação e classificação das rochas de onde são retirados os agregados utilizados. No entanto, é de aceitar que alguns conceitos ou classificações sejam apresentados de maneira diversa àquela que seria abordado num estudo especializado em geologia.

A análise geológica é também muito útil para a verificação da qualidade e, particularmente para a comparação de agregados quando já se dispõe de informações quanto ao desempenho de um deles; além disso constitui-se uma orientação para se socorrer da petrografia e mineralogia e, assim obter-se subsídios que certamente complementarão as análises dos ensaios tecnológicos.

Portanto, visando abranger os aspectos acima abordados a revisão bibliográfica trata primeiramente dos materiais propriamente ditos no que diz respeito aos aspectos de formação, identificação e utilização, posteriormente trata-se do assunto agregado independente de sua origem, procurando defini-lo, caracterizá-lo e estudar suas formas de aplicação e, finalmente será tratada a utilização dos agregados estudados no concreto betuminoso usinado à quente, procurando enumerar experiências práticas existentes bem como apresentar algumas exigências de especificações para serviços rodoviários no Brasil e no exterior.

2.2 - Materiais Lateríticos

2.2.1 - Introdução

Os materiais lateríticos são típicos de zonas tropicais e sub-tropicais; geralmente apresentam características diferentes daqueles formados em zonas temperadas, não podendo, portanto, ser analisados sob os mesmos padrões de aceitação.

Por outro lado, embora o assunto seja bastante discutido na literatura, os estudos mais desenvolvidos estão a nível de ocorrência onde predominam as frações mais finas, mas quando se trata de formações com a existência de estruturas concrecionárias, as pesquisas ainda não estão em níveis tão adiantados que possam quantificar suas propriedades e características, visando aplicação em soluções de geotecnia.

Estes materiais possuem inúmeras definições bem como incontáveis explicações de sua gênese ou processo de laterização, além disso também não é única a terminologia adotada pelas autores que, na maioria dos casos, optam por sua terminologia própria e particular.

A complexidade dos problemas encontrados nestes mate

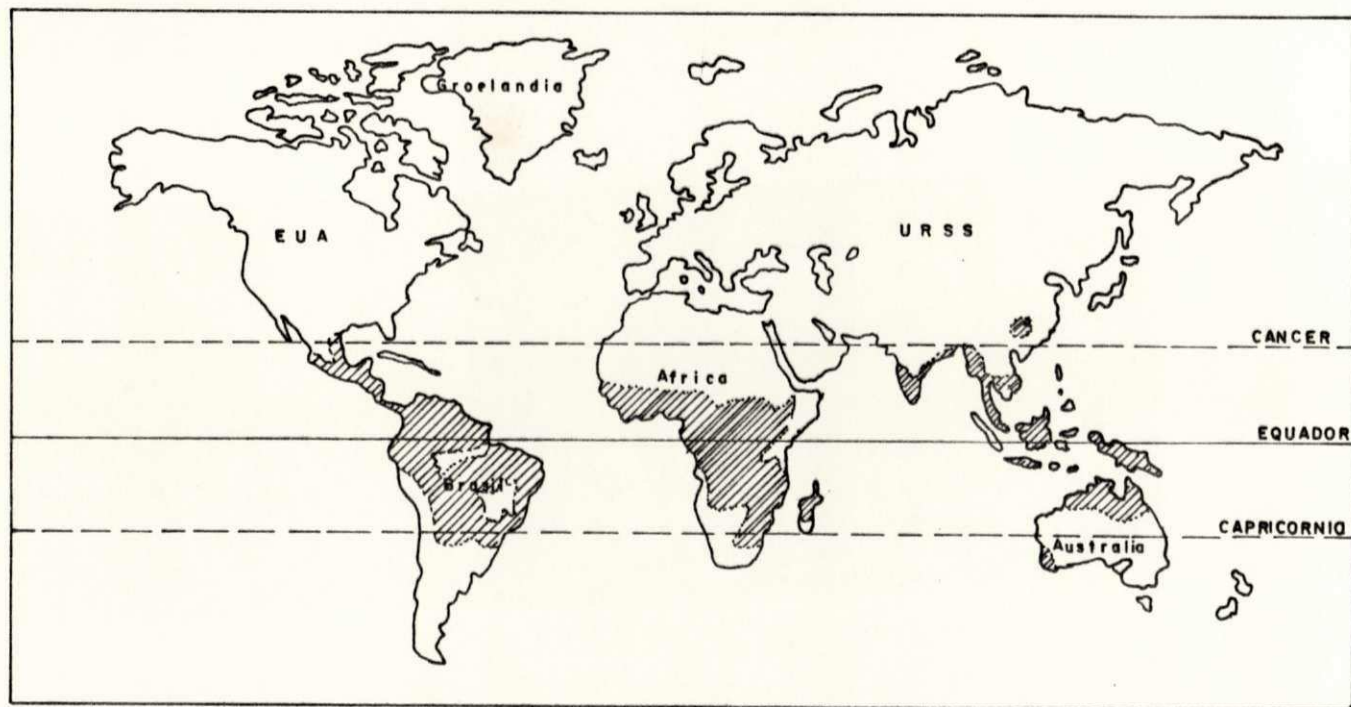


FIGURA 2.1 - MAPA MUNDIAL MOSTRANDO A REGIÃO DE OCORRÊNCIA DE SOLOS LATERÍTICOS NO GLOBO TERRESTRE (FONTE - SANTANA, 1987).

rais, torna o assunto extenso em sua pesquisa com inúmeros estudiosos em todo o mundo desenvolvendo estudos sobre materiais lateríticos, enfocando-o sob os mais diversos pontos de vista, como geológico, hidrogeológico, mineralógico, geoquímico, pedológico, geotécnico e econômico.

No Brasil assim como em outros países situados na zona tropical (entre os trópicos de câncer e capricórnio, Fig. 2.1), a necessidade de pesquisas sobre solos lateríticos torna-se ainda maior em virtude de serem geralmente nações em desenvolvimento que se deparam com a falta de recursos para investimentos, visando melhorar as condições de tráfego das estradas.

2.2.2 - Histórico

O termo laterita foi sugerido inicialmente por Buchanan (1807) para designar um material de construção altamente intemperizado típico das regiões montanhosas de Malabar, ao sul da Índia. Tratava-se de material ferruginoso que, quando isolado ao ar, tinha fraca consistência, podendo ser facilmente cortados em forma de tijolos mas, quando exposto ao ar, endurecia rapidamente, adquirindo alta resistência aos processos de alteração e devido a essa propriedade era utilizado fazendo às vezes de tijolo, de cuja palavra latina latter deriva o termo, e não aos veios de ferro (características ferruginosas) que existem no material. Aliás a denominação inicial foi de argila endurecida "indurated clay".

Após Buchanan, a laterita foi estudada sob o aspecto geológico onde logo observou-se as primeiras dificuldades na definição e compreensão deste material, devido a suas características complexas.

No final do século XIX, iniciou-se novo período de pesquisas, baseado nas características químicas das lateritas. Estudando seixos de laterita, Bauer (1898) provou a existência de sílica e alumina combinada na forma de hidróxidos e comparou sua compo

sição com a das bauxitas. Mallet (1883) foi quem primeiro usou os elementos químicos ferro e alumina para definição da laterita. Wart e Warth (1903) observaram que algumas lateritas eram ricas em ferro, enquanto outras eram ricas em alumínio, surgindo daí a discussão em torno da bauxita e da laterita. Uns dando a denominação de bauxita para os solos com predominância de óxido de alumínio e outros que encontravam a predominância de óxido de ferro defendiam o uso da definição de laterita como proposto por Buchanan. Neste período, Fermor (1911) adicionou óxidos de titânio e manganês aos óxidos de ferro e de alumínio, surgindo também diversas designações para as lateritas, ficando desta forma a laterita quimicamente definida; mesmo assim, surgiram novos conflitos de opiniões, visto que os constituintes lateríticos se referiam ao solo como um todo. Daí passaram a considerar a importância da fração coloidal e propuseram as relações moleculares Sílica/Alumina (S/A), Martin e Doyne (1927 e 1930), e Sílica/Sesquióxidos (S/R) Joachin e Kendiah (1941). Winterkorn e Chandrasenkham (1951). Essa relação (S/R) embora bastante contestada é de plena aceitação para a adoção em vários sistemas de classificação, encerrando, assim, outro período na tentativa de buscar a caracterização das lateritas. Esse período sobressaiu por definições/classificações baseadas no aspecto químico. Um terceiro período surge com a inclusão de características morfológicas, levando em consideração o endurecimento, como forma de se avaliar a evolução do processo de laterização (Pendleton e Sharasuvana, (1946/1952); além do mais, passou-se a preocupar o aspecto de classificação destes materiais, procurando-se criar sistema de classificação que fosse compatível com a complexidade destes solos, anexando-se às propriedades básicas tradicionais outras propriedades definidas através de diversos índices, dentre outros, a durabilidade, Vellerga et al (1970) a massa específica real, Tuncer (1977) e, finalmente o Índice de Atividade proposto por

Vargas (1982). Surgiram diversas controvérsias em virtude do questionamento dessas teorias quando se analisam solos concrecionários, onde se obtêm resultados diferentes daqueles que seriam obtidos se analisado fossem solos mais finos.

Como se vê, o assunto é bastante complexo e controvertido, tendo-se usado o termo laterita para definir materiais, variando, desde o solo pedregulhoso, arenoso, siltoso ou argiloso solto, até um solo concrecionário (Cuirass) podendo, materiais com propriedades de engenharia diferentes, ter a mesma definição/classificação. Isto pode ser devido em parte, ao fato de pesquisadores dos diversos ramos da ciência terem definido ou classificado laterita de acordo com suas tendências, sem se preocuparem em atingir um comunsenso com relação ao problema definição/classificação de laterita ou solo laterítico.

2.2.3 - Terminologia

Com o passar do tempo, o termo laterita passou a ter diversos significados, estabelecendo-se confusão tal que o terumo não é mais utilizado nas classificações pedológicas modernas. Detalhes sobre a evolução do conceito de laterita abordaria assunto muito extenso. A seguir, apresenta-se apenas um resumo histórico.

Pela literatura consultada, as diversas definições colhidas levam à desuniformidade entre os termos padrões de referênucia. Isso gera confusões nas leituras, fazendo-se notar desde o início as contradições existentes dentro do assunto, não levando a nenhuma convergência para um termo que possa ser utilizado em linguagem coumun por todos e, provavelmente tomará mais muito tempo até que tal problema seja resolvido.

Existem controvérsias para definições de termos tais como laterita, solo laterítico, material laterítico, latossolo e

outros termos similares. Kellog (1949) usou a denominação de latos solo para todos os solos zonais das regiões tropical e equatorial, 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 o quartzo) e um relativo grau de agregação.

Para Kellog (1949) o termo latossolo é um termo coletivo para caracterizar aqueles solos zonais com as características acima citadas e que contrastam com os associados a outros tipos de solos zonais, como por exemplo solos podzólicos (regiões temperadas úmidas e florestas), propondo o termo latossolo para substituir o termo laterita.

Kellog, reservou o termo laterita aos quatro seguintes tipos de materiais ricos em sesquióxidos de ferro ou alumínio:

- a) argilas brandas;
- b) argilas endurecidas;
- c) concreções (forma pisolítica);
- d) casções (formas com maior volume).

Nota-se, entretanto que a maioria dos autores só aceita o termo laterita para os tipos c e d, deferindo os termos concreção e cascalho laterítico com relação ao diâmetro das partículas. De acordo com De Graft-Johnson (1975), Townsend et al (1982) Bagarre (1982) Autret (1983) Acroýd (1985) o pedregulho laterítico pode ser definido como: material natural, típico de zonas tropicais úmidas contendo alta porcentagem na fração pedregulho de concreções, pisólitos etc., todas constituídas essencialmente de

óxidos hidratados de ferro e de alumínio. Também pode acontecer na fração pedregulho outro material tal como: o quartzo mas em pequenas quantidades.

Para Webster (1967) os latossolos são definidos como so los tropicais lixiviados, vermelhos e amarelos; a laterita produto residual de rocha em decomposição é vermelha na cor e tem alta con centração de óxido de ferro e hidróxido de alumínio e baixa propor - ção de sílica.

A Academia Nacional de Ciências dos EEUU define: latossolo (solos lateríticos) - termo proposto para referir-se a to dos os solos zonais das regiões tropical e equatorial, e, tendo sua característica dominante relacionada com o baixo teor sílica/sesqui óxidos na fração de argila.

Laterita - o termo se refere especificamente a um material encontra do e, alguns latossolos que estão endurecidos ou endurecerão, irre - versivelmente, depois de secar. Pode ocorrer em camadas ou concreções.

Para os pesquisadores do convênio UFPB/DNER/IPR, solos lateríticos são materiais altamente intemperizados, ricos em óxido de ferro ou alumínio onde particularmente não existem bases ou álca - lis e silicatos primários, mas podem produzir quantidades apreciá veis de quartzo e caulinita; são concrecionários ou capazes de endu recer quando submetidos a ciclos de molhagem e secagem.

As concreções lateríticas são o produto do processo de laterização* e podem ser considerados como uma etapa no processo de formação e evolução dos solos tropicais; por isso demanda espe - cial atenção da comunidade de engenharia e geologia. Maigniem (1966) apresenta revisão do problema e conclui ser necessário uma dis

* A laterização consiste essencialmente de alterações químicas e fí sico/químicas e/ou transformações dos minerais constituintes da ro cha-mãe em materiais ricos, principalmente em argilo-mineral 1:1 e constituintes lateríticos (Fe, Al, Ti e Mn). (Machado e Santos, 1985).

tinção entre lateritas concrecionadas e aquelas comumente definidas como latossolo ou solo laterítico.

Robinson (1951) introduziu o termo ferralítico como sinônimo de laterítico (no sentido de latossolo) Em 1962, conforme Santana (1987) Herbillon e Gastuche consideraram ferralitização como sinônimo de meteorização laterítica (ou latolização) definida como o processo de decomposição total das rochas com lixiviação da sílica e com acumulação de óxidos de alumínio, ferro e titânio.

Na década de 60, na África do Sul, Rodésia e Zâmbia, denominou-se de:

ferrocretos - concreções ferruginosas;

calcretos - concreções calcárias;

silcretos - concreções siltosas.

Novais Ferreira (1963) com base em suas experiências e em definições dadas por Pendleton (1946) e pelo LNEC (1959) definiu:

laterita - material concrecionado natural, pisolítico, individualizado ou constituindo maciço (cascão) vesicular, celular, vermicular ou escoréáceo, composto essencialmente de óxido de ferro e de alumínio, de silicatos e de quantidades variáveis de óxido de titânio, de magnésio e outros, com ou sem quartzo ou pedaços de rocha mecânicamente evoluídos; os argilo-minerais são do tipo caulinítico, de dureza variável, mas usualmente fácil de fragmentar sob a ação mecânica incisiva, como por um choque provocado com 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.

solo laterítico - solo cuja fração argilosa tem relação molecular sílica/sesquióxido menor que dois e apresenta natureza laterítica, ou seja: i) argila tipo caulinita, podendo conter um pouco de illita, mas nunca de montmorilonita; ii) fraca porcentagem de mate

rial orgânico; iii) cor com matiz vermelho amarelado; iv) baixa expansividade; v) tendência para o concrecionamento e endurecimento sob exposição ao sol.

2.2.4 - Formação dos Materiais Lateríticos

2.2.4.1 - Origem dos Solos

Os solos se originam da meteorização das rochas. Os processos de meteorização podem ser: físicos (variação de temperatura, etc) químicos (dissolução, hidrólise, oxidação, redução etc) e biológicos (ação dos seres vivos). Nos climas desérticos prevalecem os processos físicos e nos climas tropicais (quente e úmido) os processos químicos influenciados por número complexo de fatores tais como clima, geologia, topografia, relevo, precipitação etc.

Quando o material resultante da alteração permanece no local onde se formou, tem-se o solo residual. Quando é transportado e depositado afastado da rocha de origem, tem-se o solo transportado; dependendo do tipo de agente transportador, tem-se o solo aluvionar ou sedimentar, eólico, coluvionar, de talos e glacial. Mas pode-se ter, também, solo residual formado a partir de sedimentos coluviões etc., pela alteração dos minerais dos blocos, pedregulhos e frações mais finas. Existe outro tipo de solo formado in situ, mas que não resulta de alteração de rocha - é o solo orgânico que provém da acumulação de restos de organismos vegetais e animais (Lucena, 1976).

Para a geologia, o material não consolidado que cobre parte da costra terrestre em contato com a atmosfera é chamado de regolito. Os engenheiros chamam o regolito de solo, enquanto os pedólogos consideram solo apenas a parte agricul

tável superficial. A pedologia* utiliza-se da seguintes classificação para os solos:

solos zonais - são aqueles cujas características dependem fundamentalmente do clima; são originados em diferentes zonas climáticas;

solos intrazonais - são aqueles onde a natureza do material matriz, as condições de drenagem e a idade predominam sobre o clima e suas características;

solos azonais - são os solos não evoluídos, onde não se desenvolvem características peculiares, predominando as herdadas do material matriz.

Como exemplo de solos zonais tem-se:

latossolos ou solos lateríticos - que se formam em climas úmidos e quentes (climas tropicais) que ocorrem em grande parte no Brasil e da África;

solos podzólicos - que se formam nos climas úmidos e frios e ocorrem em quase toda a Inglaterra;

solos chernozênicos - solos que se formam nos climas semi-úmidos e semi-áridos de grande parte dos EEUU e da Europa.

2.2.4.1.1 - Intemperismos Físico e Químico

Os minerais que compõem as rochas, originaram-se em ambientes físico e químico bem diferentes da superfície, ou que lhe são próximos. Torna-se, portanto, importante analisar

* Pedologia - estudo do solo por seu posicionamento no perfil tipo A, B ou C, precisando a natureza da alteração (ferralítica ou ferugífera) da superfície da camada endurecida ou não, essa nomenclatura desenvolvida especialmente para climas temperados e frio, é imprópria para solos tropicais, onde nem sempre é fácil identificar corretamente os diversos horizontes (Santana, 1987).

o comportamento destes minerais quando sobre eles agem, com maior ou menor intensidade os intemperismos físico ou químico.

No intemperismo físico, há uma decomposição da rocha-mãe sem que seja alterada a composição química e mineralógica original e, nele estão incluídos os efeitos produzidos pelos processos abrasivos, expansão e contração, gerando produtos finais que consistem de blocos angulares, pedras redondas, pedregulhos, areia, silte e rocha esfarinhada na fração tamanho argila, os quais são constituídos de minerais originários da rocha-mãe mais resistentes à meteorização. Os pedregulhos e as areias são constituídas geralmente de calcedônia, opala, magnetita, ilhenita, hematita, limanita, mica muscovita etc. Os siltes são compostos geralmente de quartzo cristalino bem fino e outras partículas mais grossas de minerais não argilosos da fração tamanho argila. Lucena (1976); Sobral (1978); Santana (1987).

Da desintegração mecânica os fragmentos de rocha são expostos aos agentes dos processos químicos e os minerais são submetidos ao intemperismo químico pela ação da água, oxigênio, CO_2 , condições climáticas e óxidos orgânicos derivados da vegetação, através de reações como oxidação, carbonatação, hidrólise, hidratação, troca de bases, quelação, etc., que podem operar simultaneamente (alguns com maior rapidez e outros agindo mais efetivamente na alteração do mineral) possibilitando a formação de novos minerais chamados de secundários e mais estáveis do que os anteriormente existentes (Lucena, 1976); Sobral (1978).

Segundo Bloom (1969) todas as reações do intemperismo químico envolvem água, seja como reagente ou como portador dos produtos da reação, tornando-a sempre importante no processo de intemperismo, pois a água é um composto químico ativo e abundante (três vezes mais abundante que todas as outras substâncias reunidas e cerca de seis vezes mais abundante que a substância

simples comum mais abundante, o mineral feldspato), favorecido por fonte interminável, o ciclo hidrológico. facilmente ataca e reage com os minerais formadores das rochas através de reações típicas do intemperismo, tais como:

oxidação - reação exotérmica e de aumento de volume entre minerais portadores geralmente de ferro com o oxigênio dissolvido na água. O intemperismo por oxidação ocorre sempre onde existe oxigênio dissolvido na água de chuva ou na água subterrânea em quantidade suficiente para mudar o ferro ferroso do composto mineral para o estado férrico mais oxidado. Enquanto a água está em contato com o oxigênio molecular atmosférico e o ferro incompletamente oxidado, o oxigênio dissolvido no ar difunde-se através da água e combina-se com o ferro, destruindo a estrutura cristalina do mineral original, libertando os compostos minerais remanescentes para participarem de outras reações químicas. A oxidação também afeta outros elementos além do ferro, mas por causa de sua abundância e fácil oxidação o ferro é ideal para mostrar o caráter geral deste tipo de intemperismo. Óxidos de ferro são compostos químicos excepcionalmente estáveis e uma vez formados são destruídos apenas pela redução química com o carbono. Compostos de ferro ferroso são mais solúveis em água do que compostos férricos, de modo que a redução constitui-se num processo para remover compostos de ferro das rochas alteradas;

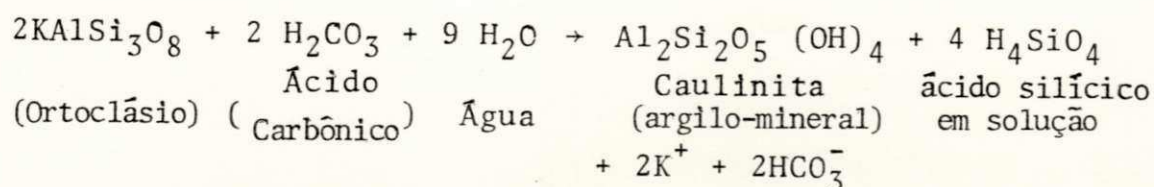
carbonatação - é um processo decorrente da reação entre o ácido carbônico formado da dissolução do dióxido de carbono na água, e os minerais das rochas principalmente carbonatadas. Embora não seja tão rápida e simples como a reação do ácido carbônico e calcário, contudo a carbonatação tem significativa importância no processo intempérico porque é o primeiro passo para a hidrólise, descrita a seguir:

hidrólise - é a reação mais importante em minerais silicatos decorrente da reação de íons H^+ com os silicatos das rochas. Os íons H^+

são fornecidos principalmente pelo ácido carbônico

$(\text{CO}_2 + \text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons \text{H}_2\text{CO}_3 \rightleftharpoons \text{H}^+ + \text{HCO}_3^-)$ ou pela ionização da água pura
 $(4\text{H}_2\text{O} \rightleftharpoons 4\text{H}^+ + 4\text{OH}^-)$.

Provavelmente a reação de intemperismo mais comum na terra é a da hidrólise de minerais do grupo dos feldspato* por ácido carbônico. Uma reação típica, apesar de simplificada, entre o feldspato potássico e a água carbonatada é a seguinte:



Íons de K e bicarbonato em solução.

Os feldspatos plagioclásios, hidrolisam-se ainda mais facilmente que o ortoclásio, em águas ácidas.

Toda hidrólise de feldspatos em águas carbonatadas dará três produtos finais: 1) um argilo-mineral, 2) sílica em solução, 3) carbonato ou bicarbonato de potássio, sódio ou cálcio em solução. Os argilo-minerais são sólidos residuais estáveis em quase todas as condições climáticas, excetuando-se as excessivamente úmidas de regiões tropicais;

hidratação - envolve a adição da molécula completa de água e estrutura mineral. A água de hidratação causa a expansão dos minerais, e é, portanto considerada por alguns cientistas como sendo um processo do intemperismo físico relacionado ao crescimento de minerais estranhos nas rochas. A água de hidratação pode ser retirada pelo

*Feldspato - nome da família para um grupo de minerais constituído de silicatos de alumínio, potássio, sódio e cálcio e é depois da água, o mineral mais abundante na crosta terrestre. O feldspato potássico denomina-se de ortoclásio e os feldspatos sódicos e cálcicos, são coletivamente denominados de plagioclásios (Bloom, 1969).

aquecimento dos minerais acima do ponto de ebulição da água. Em contraste a água que reage do feldspato durante a hidrólise torna-se parte da estrutura atômica de um argilo-mineral e, pode ser retirado apenas pela destruição do mineral a temperaturas elevadas;

troca de bases* - envolve a transferência mútua de cátions, tais como: Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^+ ou K^+ , entre uma solução aquosa rica em um câtion e um mineral rico em outro. A velocidade de troca ou intercâmbio depende da atividade química e da abundância dos vários cátions, bem como da acidez, temperatura e outras propriedades da solução. O intercâmbio de cátions entre minerais e água subterrânea poderá causar a expansão ou colapso da estrutura cristalina do mineral e liberar outros compostos químicos. Da mesma forma que nas outras reações químicas, se um grão mineral na rocha é assim destruído, os grãos adjacentes são libertos e expostos ao mesmo ou outros processos intempéricos;

quelação - é um processo orgânico complexo, pelo qual cátions metálicos são incorporados em moléculas de diversos compostos orgânicos. A palavra quelato, que significa "semelhante a garras", refere-se a fortes ligações químicas que as citadas moléculas podem impor sobre cátions metálicos.

A chuva é o principal agente do intemperismo químico, principalmente nos trópicos, pois tem influência direta sobre a lixiviação, decomposição e, em suma, na formação do solo; possui influência indireta na formação da vegetação. Sob pluviosidade intensa, o perfil do solo é modificado mais rapidamente do que nas regiões secas e frias pela percolação d'água que se encaminha para rios, lagos e oceanos. Daí substâncias solubilizadas e dispersas são continuamente removidas do solo. Por isto os solos das regiões úmidas tendem a tornar-se lixiviados e ácidos (Sobral, 1978).

* Mais comumente encontrado na terminologia química como troca iônica (Pauling, 1965).

O fator clima deve ser posto em evidência além dos outros fatores que controlam a formação dos solos. Os elementos principais do clima - temperatura e umidade - regulam a velocidade e o tipo de intemperismo das rochas e também o crescimento dos organismos. Por exemplo a cada 10°C de aumento de temperatura, dobra a velocidade das reações químicas; sabe-se também que a água, com o gás carbônico nela dissolvido, é responsável pela maior parte das reações químicas que têm lugar durante o intemperismo das rochas. Por tanto, em clima tropical que se caracteriza por ser úmido e quente, mais rápida e intensa é a decomposição das rochas, as quais, nessas condições, irão formar materiais de origem muito intemperizadas e solos bastante profundos; a grande frequência de chuva faz com que maior volume d'água se infiltre, arrastando para as partes mais profundas elementos da solução do solo. Quando assim continuamente retirados, dão ao solo inatividade coloidal,* esgotando as reservas absorvidas na superfície dos colóides, onde são substituídos pelo íon hidrogênio, conferindo ao solo propriedades ácidas, empobrecendo-o sob o ponto de vista da agricultura. Por outro lado, os solos das regiões de clima árido e/ou muito frio, são normalmente rasos e contêm quantidades apreciáveis de minerais que pouco ou nada foram afetados pelos processos de decomposição. As principais regiões climáticas do Brasil estão apresentadas na Fig. 2.2 (Lepsch, 1981).

* A sílica coloidal (abaixo de 2 micro) e a matéria orgânica (humus) são dois fatores fundamentais no funcionamento coloidal dos solos, ou seja, contribuem para a retenção da água e nutrientes químicos (Santana, 1987).



CONVENÇÕES:

- ▨ EQUATORIAL E SUB-EQUATORIAL - CONTINUAMENTE ÚMIDO E MUITO PLUVIOSO
- ▧ TROPICAL - ÚMIDO QUENTE E PLUVIOSO COM UMA ESTAÇÃO SECA DEFINIDA
- ▩ SEMI-ÁRIDO - QUENTE E SECO
- TROPICAL DE ALTITUDE
- ▤ SUBTROPICAL
- TEMPERADO - CLIMA ÚMIDO E FRIO

Fig. 2.2 - Principais Regiões Climáticas do Brasil (Fonte - Lepsch, 1981).

Outro fenômeno importante na formação dos solos é a lixiviação que é um processo decorrente da passagem de água através do meio intemperizado, causando dissolução, transporte, precipitação e floculação das diversas substâncias, possibilitando a decomposição dos minerais primários e a formação de produtos secundários. A lixiviação de substâncias derivadas da decomposição de minerais primários, é de significativa importância no estudo da formação dos solos. Dentre os elementos e compostos que são removidos, pode-se destacar os sulfatos e cloretos que são muito solúveis e portanto rapidamente removidos da zona de intemperismo num primeiro estágio, seguido do cálcio, sódio, magnésio e potássio num segundo es

tágio e, a seguir, a sílica combinada nos silicatos. Sobre os elementos liberados durante o intemperismo. Sabe-se também que a natureza de cada um deles tem característica específica na formação do solo. Sílica e alumínio fornecem o esqueleto para a formação dos colóides de argila; ferro e magnésio são importantes para a oxidação e redução; já o potássio e o sódio funcionam como agentes dispersantes, enquanto que o cálcio e o manganês possuem alto poder de floculação e garantem a estabilidade do solo (Sobral, 1978).

A decomposição química dos minerais silicatos tem sido largamente discutida através dos tempos, Pauling (1965) postulou que a estabilidade dos cristais nos minerais silicatos se deve ao equilíbrio elétrico da estrutura, ou seja, ao balanceamento entre as cargas elétricas negativas e as positivas. A superfície dos cátions é composta de íons cuja valência não está inteiramente satisfeita. Quando ocorre o contato entre estes íons com a água, podem se realizar duas reações. Na primeira hidratação, as moléculas de água são atraídas pelas valências insatisfeitas dos íons Si e Al expostas. A polarização da molécula d'água atraída pode ser tão intensa que alguns íons de hidrogênio são expelidos e podem se unir a íons de oxigênio expostos, formando íons OH, que envolvem os íons expostos Si e Al. Já a hidrólise que é bastante acentuada nos climas pluviosos e quentes, consiste da troca de íons entre o cátion exposto da estrutura e o íon H da água. As dimensões do íon hidrogênio permitem fácil penetração nas redes cristalinas e sua carga é suficiente para causar rompimento do equilíbrio elétrico da estrutura, causando decomposição da estrutura dos silicatos, resultando na libertação dos íons: Si^{4+} , Al^{3+} , Fe^{2+} , Mg^{2+} , Ca^{2+} , K^+ , Na^+ , etc., (Sobral, 1978); (Santana, 1987).

Portanto, a decomposição da estrutura dos minerais silicatos, se desenvolve através da solubilização total ou parcial de alguns cátions constituintes dos minerais, e os minerais

podem apresentar maior ou menor estabilidade em relação ao intemperismo, dependendo do grau de decomposição de sua estrutura cristalina. Os minerais se decompõem principalmente porque alguns de seus íons e átomos constituintes são dissolvidos e removidos de seu meio ambiente, tornando instável sua estrutura e, dando ensejo à formação de novas fases cristalinas. Os minerais mais estáveis são aqueles que possuem íons alcalinos como constituintes essenciais é o caso da muscovita, dos feldspatos de sódio e de potássio e como minerais menos estáveis, temos por exemplo: a olivina cujos íons de ferro e magnésio são rapidamente lixiviados das margens e das superfícies fraturadas dos cristais constituintes. (Sobral, 1978).

2.2.4.1.2 - Meteorização Tropical e a Evolução dos seus Produtos.

Entende-se por meteorização tropical a ação conjunta dos intemperismos físico, químico e processos biológicos em climas quentes e pluviosos. (Santana, 1987). A seguir, apresenta-se uma análise geoquímica resumida com apresentação dos estágios mais importantes na formação dos solos em regiões tropicais.

Nos climas pluviosos e quentes, a hidrólise é violenta e ataca os silicatos das rochas, libertando vários compostos entre eles bases muito solúveis: ferro, alumínio e sílica (SiO₂ coloidal). A água das chuvas carrega as bases juntamente com a sílica coloidal (e não a sílica cristalizada, que é inerte e entra na constituição das areias e pedregulhos) ficando ácidos os produtos da decomposição. A sílica é tanto mais solúvel quanto menor for a acidez do meio, dando-se o contrário para o ferro e dentro de certos limites para o alumínio.

Nos meios sem drenagem ou mal drenados, todos os íons libertados pela hidrólise tornam-se abundantes no comple-

xo de meteorização* e, se houver abundância de Mg^{2+} e Ca^{2+} (rochas básicas) forma-se o argilo-mineral montmorilonita $(Al, Mg)_8 (Si_4O_{10})_3 (OH)_{10} 12H_2O$.

Nos meios drenados os íons de ferro e de alumínio, mais resistentes à lixiviação, permanecem dentro do complexo de meteorização, mas os íons K^+ , Ca^{2+} , Mg^{2+} , Na^{2+} e Si^{4+} de maior mobilidade são eliminados; formam-se, então, os óxidos hidróxidos de ferro e de alumínio. Neste caso, o complexo de meteorização passa a se chamar complexo ferralítico ou complexo de meteorização ferralítico. Se o meio for bem drenado, mas o lençol freático permanente ou se a rocha é muito rica em sílica, parte dos óxidos de alumínio formados é ressilificada, dando origem ao argilo-mineral caulinita $Al_4 (OH)_8 Si_4O_{10}$.

Dai conclui-se que pode haver argilo-mineral montmorilonita nos chamados solos tropicais. Nem todo solo tropical é ferralítico, mas o argilo-mineral associado aos solos lateríticos é sempre caulinita.

Estando formado o complexo de meteorização ferralítico (sem ou com o argilo-mineral caulinita) pode sofrer evolução provocado pela migração de íons alumínio, manganês, e, principalmente de ferro, libertados da estrutura dos minerais pela hidrólise e oxidação. Estes íons são arrastados pelo lençol d'água através de formações permeáveis até que encontre condições próprias para a precipitação, (principalmente do ferro) dando-se o encouraçamento (processo de formação das concreções) que pode ocorrer dentro do complexo de meteorização conhecido por acumulação relativa de sesquióxidos ou, quando o processo de encouraçamento se der fora do complexo de meteorização acima descrito é dito por acumula

* Complexo de meteorização - conjunto de fatores que ocasionam alterações de ordem química e mecânica nas rochas (Guerra, 1972).

ção absoluta, pois há a importação de elementos, principalmente do ferro (Lucena, 1976) (Santana, 1987).

Quando o encouraçamento se dá pelo processo de acumulação relativa dos sesquióxidos, ou seja, quando são removidos os íons do complexo ferralítico que não dão origem a sesquióxidos (Na, Ca, Mg). As couraças formadas são constituídas da mistura de sesquióxidos de alumínio, ferro, titânio e manganês, além da presença de bohemita ($Al.O.OH$) gibsita ($Al(OH)_3$) e ilmenita ($FeTiO_3$) (Santana, 1987).

Quando o encouraçamento se dá fora do complexo de meteorização ferralítico (processo de acumulação absoluta de sesquióxidos) há a formação de goetita ($Fe.OH$) e hematita (Fe_2O_3) (Santana, 1987).

No encouraçamento produzido pela oscilação do lençol d'água, forma-se, então, a chamada couraça hidromórfica e apresenta grandes quantidades de manchas com coloração vermelha (mosqueado) que lembram a ferrugem, resultante da concentração e oxidação do ferro em determinados pontos (Lepsch, 1981).

Portanto, observa-se que para se desenvolver o processo de encouraçamento é necessária a movimentação do lençol d'água que se desenvolve com a estação chuvosa seguida de uma seca definida. O clima equatorial (úmido e pluvioso) não é propício ao encouraçamento, mas se evolui, passando a um clima equatorial com uma estação seca definida, há grandes tendências para formação de couraças (lateritas). Se esse clima continua a evoluir, no sentido do clima tropical com estação seca prolongada, as couraças formadas tendem a se degradar formando os cascalhos lateríticos; esses sedimentos detríticos podem continuar soltos ou novamente se encouraçarem. Vê-se, portanto, que o encouraçamento (concrecionamento) está associado à evolução paleoclimática* (Santana, 1987).

* Evolução paleoclimática - evolução do clima no tempo geológico.

A cor vermelha da laterita é geralmente devido a presença de óxidos e hidróxidos de ferro e alumínio e algumas vezes de manganês. Quando combinado com outros componentes de várias cores, a cor vermelha muda em vários graus de tonalidade. A coloração destes solos, não raro, é indicativo de seu grau de evolução. Com o passar dos anos as lateritas ferruginosas mudam de vermelho para marron ou preto e as lateritas aluminosas tendem a se tornar mais claras (Gidigasú, 1974).

2.2.4.2 - Propriedades Químicas e Mineralógicas de Solos Lateríticos

2.2.4.2.1 - Propriedades Químicas

2.2.4.2.1.1 - Composição Química

Os constituintes mais importantes dos solos lateríticos são o Si, Fe e Al; além destes as composições químicas têm revelado a presença de óxidos de titânio, cálcio, magnésio, sódio, potássio e fósforo, mas em porcentagens inferiores a 1%, a exceção do titânio em forma de óxido que, às vezes, chega até a 7% (Borba, 1981).

Atualmente as composições químicas são estudadas nas diversas frações, com o intuito de se observar a tendência de concentração de cada componente numa ou noutra fração. Estudos feitos por Lucena (1976) e Queiroz de Carvalho (1979) em alguns solos vermelhos do Nordeste do Brasil, revelaram que o ferro se concentra na fração pedregulho, outras vezes na fração argila. O teor de silício (SiO_2) era maior na fração areia e o teor de titânio embora em pequena quantidade tendia a se concentrar na fração silte.

A análise de composição química dos solos lateríticos pode ser feita, usando-se o tradicional pro-

cesso da via úmida e pelo método da fluorescência de raios-X.

Assim, como se vê, é difícil estabelecer uma relação geral para a composição química, pois tende a variar nas diferentes frações dos solos lateríticos.

2.2.4.2.1.2 - Materiais Amorfos

Os materiais amorfos são óxidos e hidróxidos de ferro, alumínio e silício e os silicatos de alumínio e ferro, todos em combinação com a água, em composição química bastante variada, de forma imprecisa, estrutura desordenada apresentando uma estrutura tipo gel e, geralmente estão em combinação íntima com os minerais cristalinos (Souza Santos, 1986).

Os amorfos são de grande importância nos solos lateríticos, pois sua presença justifica diversas propriedades de comportamento de engenharia nos solos lateríticos. Por exemplo, Grim (1962) concluiu que solos contendo grandes quantidades de materiais amorfos eram geralmente caracterizados por teor de umidade muito alto, baixos valores para o limite de liquidez e altos valores da C.T.C.. Alexandre e Cady (1962) afirmaram que o processo de endurecimento em alguns graus parecia consistir principalmente na desidratação e cristalização dos óxidos de ferro amorfos.

Embora os componentes amorfos tenham composição química bastante variada, as análises são feitas para a determinação de Si, Al e Fe expressos como óxidos pois são esses os mais importantes em virtude de apresentarem relacionamento com determinadas propriedades dos solos lateríticos.

Para determinação dos componentes amorfos, podem ser usados os métodos de análise química propostos por Queiroz de Carvalho (1979) e Hashimoto e Jackson (1960) que permitem determinar os constituintes amorfos da fração tamanho

argila sem afetar apreciavelmente os minerais cristalinos.

2.2.4.2.1.3 - Sesquióxidos (Fe_2O_3 e Al_2O_3)

Sesquióxidos são óxidos em que a proporção de átomos de oxigênio para o outro elemento é de três para dois.

Devido ao processo de formação dos solos lateríticos, os sesquióxidos são fatores preponderantes no entendimento de suas características, além de serem utilizados para se classificar estes solos.

Matson (1927) demonstrou que os sesquióxidos comportavam-se como anfóteros elétricos, isto é, acima do $\text{pH}_{7,0}$ eram eletronegativos, enquanto abaixo deste nível de pH , eram eletropositivos. Assim Townsend et al (1971) mostraram que os sesquióxidos são absorvidos nas superfícies dos argilo-minerais através de suas cargas positivas com as cargas negativas das partículas argilosas e que o mecanismo que governava esta absorção parecia ser bastante complexo e dependente das características superficiais dos componentes ferro e alumínio das características de carga dos minerais argilosos e do pH do meio. Esses sesquióxidos revestem e unem os constituintes ativos* em agregações graúdas, concedendo estrutura meta-estável e granular ao solo (Queiroz de Carvalho, 1987). Essa estrutura é considerada como sendo responsável por certas características exibidas pelos solos lateríticos, como por exemplo: a susceptibilidade ao manuseio para a execução de certos ensaios, falseando propriedades tais como granulometria, limites de Atterberg e parâmetros de

* São considerados constituintes ativos nos solos lateríticos, os seus constituintes amorfos e os constituintes da fração tamanho argila (Queiroz de Carvalho, 1987).

compactação. Essas propriedades são modificadas porque o manuseio provoca a desagregação em grupos argilosos mais finos devido à natureza friável dos agentes sesquióxidos cimentantes (Gidigasú, 1975a); Lucena, 1976).

2.2.4.2.2 - Propriedades Mineralógicas

Mineral - é todo corpo inorgânico de origem e ocorrência natural na crosta terrestre, podendo conter impurezas em pequenas proporções, amorfo ou cristalino e que tem composição química definida e estrutura cristalina característica. Os minerais em geral são sólidos. Somente a água e o mercúrio se apresentam no estado líquido em condições normais de pressão e temperatura (Souza Santos, 1986).

A composição mineralógica dos solos lateríticos também é considerada de grande importância para a explicação das diversas propriedades dos solos lateríticos. Os minerais mais comuns existentes nestes solos são a goetita ou limonita e a hematita, caracterizadas pela presença do ferro. A alumina é comum como gibsitita. Boehmita e formas amorfas são também razoavelmente comuns. Minerais de titânio incluem, usualmente, rutilo, anatásio e ilmenita. E o argilo-mineral predominante nos solos lateríticos é a caulinita, raramente aparecendo mica, sericita e illita. O quartzo também pode estar presente em grandes quantidades, dependendo da composição da rocha-mãe, que aliás é de grande importância na formação destes solos. (Gidigasú, 1974).

O grau de cristalinidade dos minerais, principalmente do argilo-mineral, é muito importante na descrição de comportamento dos solos lateríticos, porque nos minerais, existem as formas amorfas intimamente ligadas às formas cristalinas, e a medida em que os amorfos vão se desidratando torna-se maior o índice de cristalinidade do mineral, tornando-o mais estável. (Bor

ba, 1981). Marques Chaves(1979) ao determinar o índice de cristalinidade (IC) da caulinita encontrou que o IC era altamente correlacionado com a presença de sílica e alumina amorfos e que, quanto maior o teor de materiais amorfos, menor o índice de cristalinidade, relacionando-se portanto com os componentes amorfos e conseqüentemente com diversas propriedades dos solos.

Para se determinar a composição mineralógica pode-se usar a difração de raios-X que se baseia na cristalinidade da estrutura dos minerais, mas devido as formas amorfas que geralmente estão íntimamente ligadas aos minerais cristalinos, resultam, às vezes em estruturas desordenadas para dar padrão de difração de raios-X, podendo em alguns casos apresentar difratogramas com picos cuja identificação mineralógica não seja possível, necessitando, para tanto de outras técnicas tais como o uso da microscopia eletrônica, da análise termogravimétrica (ATG) ou da análise termodiferencial. (ATD).

A análise termogravimétrica consiste em aquecer amostras da fração tamanho argila desde a temperatura ambiente até 1000°C com razão de aquecimento de 5°C/min e verificação da perda de peso decorrente da variação na temperatura de aquecimento. A ATG identifica e quantifica minerais tais como caulinita, goetita e componentes amorfos; também permite determinar o índice de cristalinidade da caulinita segundo o método proposto por Queiroz de Carvalho.(1979). Nos solos lateríticos do Norte e Nordeste estudados foram observados os seguintes picos:

- 110°C - correspondente à perda de umidade higroscópica
- 110 - 220°C - picos sobrepostos referentes à perda d'água correspondente aos constituintes amorfos.
- 320°C - correspondente à perda d'água da goetita e sua transformação em hematita.
- 530°C - correspondente à perda d'água da caulinita.

A análise termodiferencial consiste em se aquecer a amostra do material (solo) junto com outra de material termicamente inerte, e registrar-se continuamente a diferença de temperatura entre as duas, através de um gráfico AT x T que exibirá picos endotérmicos e/ou exotérmicos, dependendo da natureza da reação que se processe no solo. A utilidade do método surge do fato de que a temperatura de pico é normalmente característica do mineral presente e a área do pico é proporcional à quantidade de material que reage. As curvas termodiferenciais obtidas por Lucena (1976) e Borba (1981) em amostras de solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil apresentaram os seguintes picos endotérmicos:

- a temperatura em torno de 110°C correspondente à água não constitucional que pode estar relacionada com:
 - a) água adsorvida na superfície das partículas finas
 - b) água intercamada
 - c) água associada com sílica amorfa ou gels de alumínio.
- às vezes entre 150°C - 200°C existem picos endotérmicos que são menos localizáveis, mas também podem ocorrer em algumas amostras de solos lateríticos, e quando ocorre a temperatura inferior a 150°C mistura-se com a endotérmica correspondente à perda de umidade higroscópica (105°C - 110°C) dando como consequência, amplo pico endotérmico; mas quando isso ocorre a maiores temperaturas (200°C) pode ser devido à perda d'água dos materiais amorfos;
- a temperaturas em torno de 250°C a 360°C , correspondendo à perda d'água da goetita e sua transformação em hematita ocorre mais frequentemente nas concreções;
- a temperaturas entre 490°C e 520°C , correspondente à remoção de água estrutural de caulinita pobremente cristalizada. Este pico também pode ocorrer entre 550°C e 570°C para designar a perda de

água estrutural do argilo-mineral caulinita em estado de cristalização mais avançado.

Quanto ao pico exotérmico que a maioria dos solos exibiram, situaram-se entre 945°C e 980°C correspondente a formação de mulita, isto é, recristalização da alumina.

2.2.4.3 - Perfil das Camadas de Solos Lateríticos

O perfil dos solos lateríticos não é único, pois da forma que os solos de maneira geral se apresentam, a caracterização de um perfil típico é muito variado de autor para autor. Prescott e Pendleton (1952) caracterizam o perfil laterítico nos seguintes termos:

ZONA	ESPESSURA	CARACTERIZAÇÃO
Superfície	0 - 2 m (atingindo excepcionalmente 4 m)	Usualmente cinza marron, úmida e lixiviada, contendo muitas incrustações ferruginosas em seus fragmentos. Este horizonte é geralmente um produto de lixiviação ou movimento de partículas, e muitas vezes pode não estar diretamente ligado às camadas inferiores.
Horizonte concrecionado (crosta)	1 a 10 m (máximo 25m)	Horizonte concrecionado ou crosta usualmente avermelhada ou ocre em sua cor, apresentando variações em sua morfologia. Se coberto por camada vegetal, este tipo de concreção possui menor possibilidade de apresentar dureza elevada.

Mosqueada

1 a 10 m

Horizonte de argila mosqueada de

Mosqueada	1 a 10 m	espessura variável com grande quantidade de quartzo, apresentando manchas de coloração avermelhada (que lembram a ferrugem) resultantes da concentração e oxidação do ferro em determinados pontos. Situa-se na zona de oscilação do lençol d'água subterrâneo.
Pálida	Até 60 m (geralmente menor que 25 m)	Horizonte pálido composto de argila caulinitica e areia quartzosa. Nesta zona a água expulsa o ar do solo encharcado, tornando o meio redutor Fe_2O_3 (Fe^{3+}) vermelho, passa a FeO (Fe^{2+}) incolor que por ser móvel; é removido do perfil tornando-o acinzentado.
Transição	Até 60 m	Horizonte de transição de rocha, parcialmente alterada, contendo características da estrutura rochosa
Rocha Mãe	Maior que 60 m	

Na Fig. 2.3 é apresentado perfil ilustrativo da formação de lateritas obtido de um trabalho apresentado por Humberto Santana na 22a. Reunião Anual de Pavimentação, realizada em Maceió-AL (1987) para o qual fez as seguintes observações:

i) no lado esquerdo tem-se um perfil típico de meteorização tropical. De baixo para cima observa-se:

- rocha fresca;
- rocha alterada;
- argila caulinita esbranquiçada com gibsita;

- argila caulinita com manchas ferruginosas devido a óxidos de ferro;
 - a parte superior era inicialmente, solo ferralítico que, por perda de outros elementos, ficou com excesso de óxidos de ferro e alumínio (acumulação relativa) e transformou-se em couraça;
- ii) esta couraça é formação laterita rochosa e contínua. A camada com mancha ferruginosa é semi-branda e, quando exposta ao ar endurece;
- iii) a hidrólise e a oxidação libertam os íons Al^{4+} e Fe^{2+} . O íon Fe^{2+} é muito móvel e viaja com a água do lençol freático. Provavelmente houve mudança de clima da estação úmida para a seca. Na úmida, o cátion Fe^{2+} viaja com a água que vai penetrar na formação sedimentar permeável de arenito; na estação seca escasseia a água, o Fe^{2+} passa a Fe^{3+} , precipita e forma na superfície couraças "arenito-ferruginosas" (acumulação absoluta);
- iv) a estação seca, tornando-se mais pronunciada, há a fragmentação da couraça e, na encosta, vão se formar detritos - depósitos de cascalhos lateríticos, parte dos quais pode também se encourçar formando couraças conglomeráticas (acumulação absoluta). As couraças formadas nos itens 3 e 4 são couraças ou lateritas hidrofórmicas.

O autor ainda afirma que as couraças formadas, podem também ser cobertas com depósitos sedimentares de tipos diversos formados em épocas posteriores. Devido a mudanças de clima e outros fatores, podem se formar, em épocas diversas, na mesma região, formações ferralíticas e formações não-ferralíticas, o que às vezes deixa desnorteado o engenheiro rodoviário.

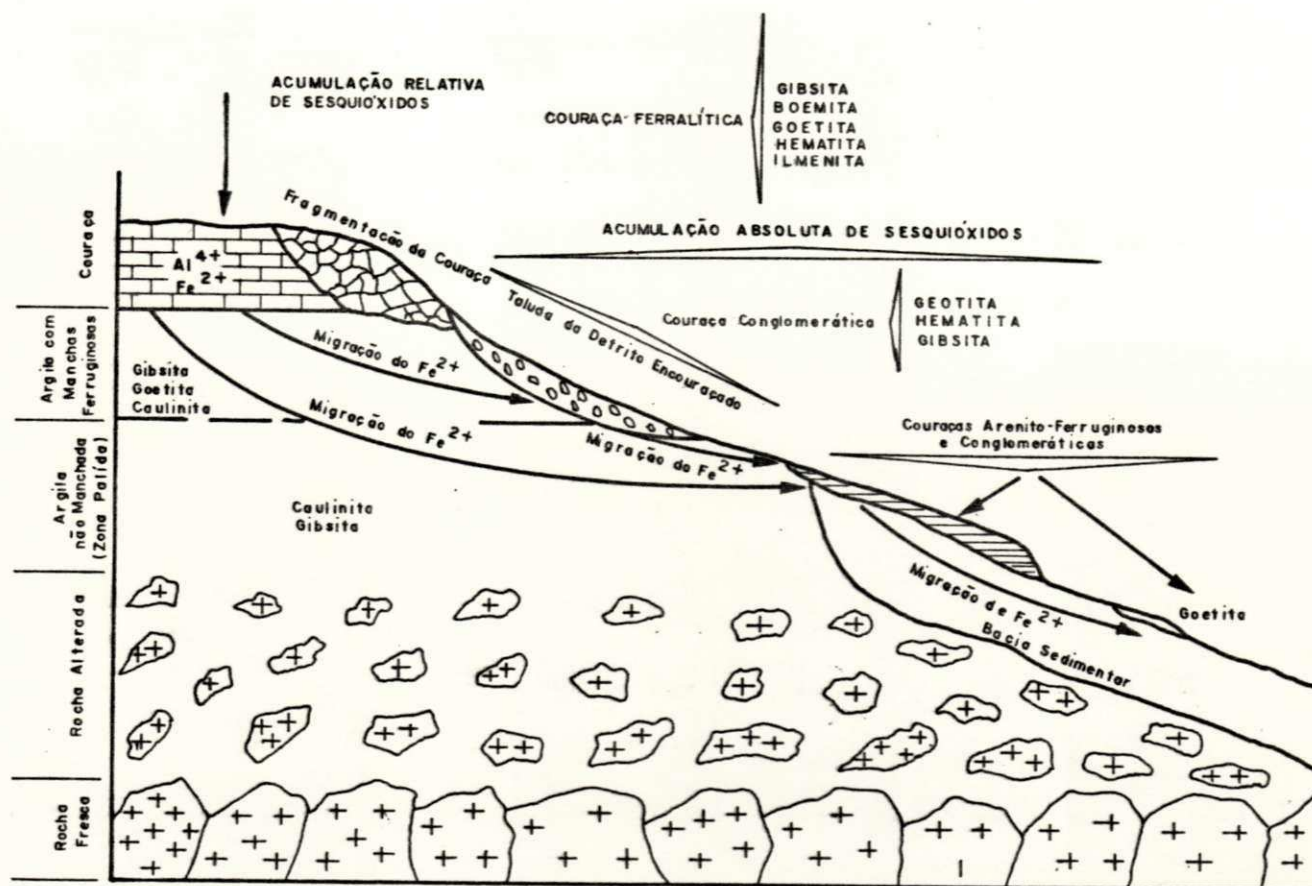


Fig. 2.3 - Exemplo de Formação de Couraças (Lateritas) (Fonte-Santana, 1987).

2.2.4.4 - Como Ocorre o Ferro em Solos Lateríticos

A presença do ferro é de grande influência no comportamento dos solos lateríticos, ainda não totalmente entendido, é a base do processo de endurecimento. Esta presença se caracteriza de duas maneiras: i) pela porcentagem em que existe no solo e ii) pelo estado em que ocorre no solo, se como partículas discretas ou se em associações com os outros constituintes finos em que atue como agente cimentante. (Maignen, 1966) Queiroz de Carvalho, 1987b).

2.2.4.5 - Origem do Ferro nas Lateritas

De maneira geral, o ferro torna-se móvel (+ solúvel) a partir de condições redutoras decorrentes da presença de compostos orgânicos* ou da presença de acidez elevada pela remoção das bases. Estas condições são comuns em regiões úmidas e florestais que tenham condições de lixiviação. A mobilidade do ferro parece ser mais marcante na zona pálida, onde ocorrem longos períodos de saturação e a secagem do regolito é mais rara. O ferro liberado dessa zona pode depositar-se próximo a borda dos platôs, onde são encontrados espessos depósitos de laterita.

Segundo Lopes (1987) a precipitação** do ferro em perfis lateríticos pode ocorrer de várias maneiras:

- i) movimentos verticais descendentes quando o ferro é lixiviado de horizontes superiores pela água que percola pela camada de cobertura nas estações úmidas, trazendo pequenas quantidades de ferro para a laterita. Essas quantidades de ferro são aumentadas se aqueles horizontes são enriquecidos do ferro proveniente de deslocamentos laterais;
- ii) movimentos verticais ascendentes quando soluções ricas em ferro ascendem por capilaridade em zonas de laterização (fase de secagem) nas estações secas. O ferro adicionado desta forma é de concentração bastante pequena;
- iii) migração do ferro de profundidade maiores pode possivelmente trazer através de difusão iônica, durante o processo de secagem do regolito em estações secas, alguma quantidade de ferro que possibilita o desenvolvimento de lateritas em depressões onde o soluto con

* A matéria orgânica favorece a redução de Fe^{3+} para Fe^{2+} e a falta de matéria orgânica pode fazer o contrário. (Queiroz de Carvalho, 1987b).

** O cátion passa de Fe^{2+} (solúvel) para Fe^{3+} (insolúvel) (Santana, 1987).

- tendo ferro esteja ali confinada;
- iv) zona superior limite do lençol d'água de saturação intermitente (zona vadosa) acima da qual as condições da camada da superfície são raramente saturadas. Se a zona vadosa for estreita, o ferro pode estar aí confinado, dando origem à formação laterítica;
- v) movimentos laterais do Fe^{2+} dentro do lençol d'água através de formações permeáveis enriquecendo os perfis em taludes de vales. Este processo torna-se mais acentuado se o ferro for proveniente de lateritas que estejam sofrendo processo de fragmentação e/ou dissolução. Esta fonte de ferro é considerada a de maior importância;
- vi) o aumento da porcentagem de ferro pela saída de outros compostos pode formar lateritas em caso de rochas básicas.

Pode-se ter concreções ferruginosas (courageas) em horizontes de solos que não foram formados por ferralitização, podendo formar-se bem longe do ponto de partida do Fe^{2+} , que pode deslocar-se através de formações permeáveis dentro do lençol d'água que encontre condições propícias para se precipitar na forma Fe^{3+} . Algumas dessas condições são:

- i) afloramento do lençol d'água à superfície;
- ii) destruição de florestas diminuindo a matéria orgânica que é um meio redutor;
- iii) mudança de clima - o aparecimento de estação seca alternada com a úmida, reduzindo a quantidade de água que facilita a precipitação do ferro.

O ferro é mobilizado em solução no estado ferroso (Fe^{2+}) do material ferruginoso original e, move-se como tal até que encontre as condições de oxidação já discutidas acima. Sob estas condições, o ferro ferroso se oxida para o estado férrico o qual é insolúvel na água e se precipita como um gel de óxido férrico hidratado. Na desidratação o gel forma a lepidocrócita indefinida que, numa desidratação posterior muda para o hidrato cristalino in

definido, que é a goetita ($\text{Fe} \cdot \text{OOH}$) e com a desidratação completa é formada a hematita (Fe_2O_3) num processo irreversível, a menos que se criem condições que favoreçam a redução. Se o processo de oxidação que transforma o ferro do estado ferroso para o férrico, for lento, pode ser formado algum composto férrico como por exemplo, a magnetita. Estes géis de óxido férrico à medida que se precipitam podem encerrar partículas estranhas, tais como fragmentos de rocha, grãos de quartzo ou partículas de solo que são efetivamente cimentadas à medida em que o processo de desidratação continua. A precipitação pode ocorrer em redor de um núcleo de modo que a forma produzida neste caso é a de pisólitos. Estes pisólitos podem ser duros ou moles, dependendo do grau de desidratação do material (Lucena, 1976).

2.2.4.6 - Endurecimento das Formações Lateríticas

Netterberg (1975) afirma que estudos mais avançados indicam que o endurecimento das formações lateríticas (encouraçamento) são de grande importância no estudo da evolução dos solos tropicais e estão associados a impregnação e à acumulação de ferro e alumínio, oxidação do ferro, desidratação dos sesquióxidos e ao desenvolvimento da estrutura contínua de sesquióxidos cristalizados.

Alexander e Cady (1962) através de estudos petrográficos, revelaram que alguns solos lateríticos possuem estrutura granular porosa cristalizada de partículas de argila ligadas/cobertas por fina camada ferruginosa que confere a resistência dessas agregações.

Segundo Townsend et al (1971) Gidigas (1976) Mc Intyre (1956) Queiroz de Carvalho (1985) a agregação/cimentação dos solos lateríticos pode ocorrer das seguintes maneiras:

- i) devido a precipitação de géis hidratados de ferro e alumínio e

subseqüente desidratação irreversível destes materiais; estes géis servem como agentes cimentantes dos constituintes ativos dos solos lateríticos;

ii) devido à presença de ferro na solução inibida há defloculação;

iii) como resultado da formação de compostos orgânico-mineral de solos húmicos com sesquióxidos livres;

iv) devido à presença de componentes amorfos.

~~X~~ O grau de concrecionamento está diretamente ligado à dureza, que varia de acordo com a concentração de ferro, teor de umidade, grau de cristalinidade e, particularmente com seu estado de compactação pois lateritas mais prolongadamente expostas são de maneira geral, mais duras.

A formação de concreções porosas e de pequena dureza parece estar associada à lixiviação de caulinita que absorve o ferro, impedindo a formação da goetita cristalina, causando certa descontinuidade na fase cristalina em um mecanismo equivalente ao inverso observado no endurecimento.

Segundo Ahn (1970) Alexander e Cady (1962) o endurecimento de produto laterítico deve-se em parte à oxidação, e em parte à reorganização e à cristalização dos compostos de ferro amorfos sob a influência de ciclos alternados de molhagem e secagem. A secagem está associada à exposição de depósitos lateríticos, seja devido a seu afloramento ou à remoção da camada vegetal causando mudanças climáticas que submetem o solo a valores extremos de temperatura (também observado na ocorrência de períodos chuvosos alternando-se com períodos secos).

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

Estudos microscópicos, Alexander e Cady

(1962) 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; no entanto, Maignen (1966) acredita que o óxido de ferro é a base do processo de endurecimento de materiais lateríticos e seus estudos mostraram que quanto maior o conteúdo de sesquióxidos, maior seria o endurecimento com a dureza sendo função do conteúdo de ferro (Fig. 2.4) e que comumente, na mesma ocorrência de materiais lateríticos a parte mais antiga e mais desidratada é mais dura do que a parte mais recente.

Gidigasu (1975a) citando estudos em lateritas de diversas partes da Índia (Nanda e Krishnamachari, 1958) a firma 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+});
- iii) precipitação dos óxidos de ferro tornando-os agente cimentante.

Ainda sobre as lateritas da Índia, dados experimentais revelaram não existir correlações significativas entre os constituintes químicos e as propriedades mecânicas, atribuindo tal fato à heterogeneidade nas lateritas estudadas, principalmente no que diz respeito à variação na porosidade de amostra para amostra (Nanda e Krishnamachari, 1958).

Segundo Gidigasu (1975a) desidratação (dissecação) é um processo que envolve a perda d'água de sesquióxidos, e/ou minerais hidratados e a transformação dos sesquióxidos gelatininos amorfos do estado móvel para o estado cristalino imóvel. O grau de desidratação in situ dos solos lateríticos é muito importante para avaliação destes materiais em serviço. Sendo menos sensível a secagem os mais desidratados in situ, situados à superfíci

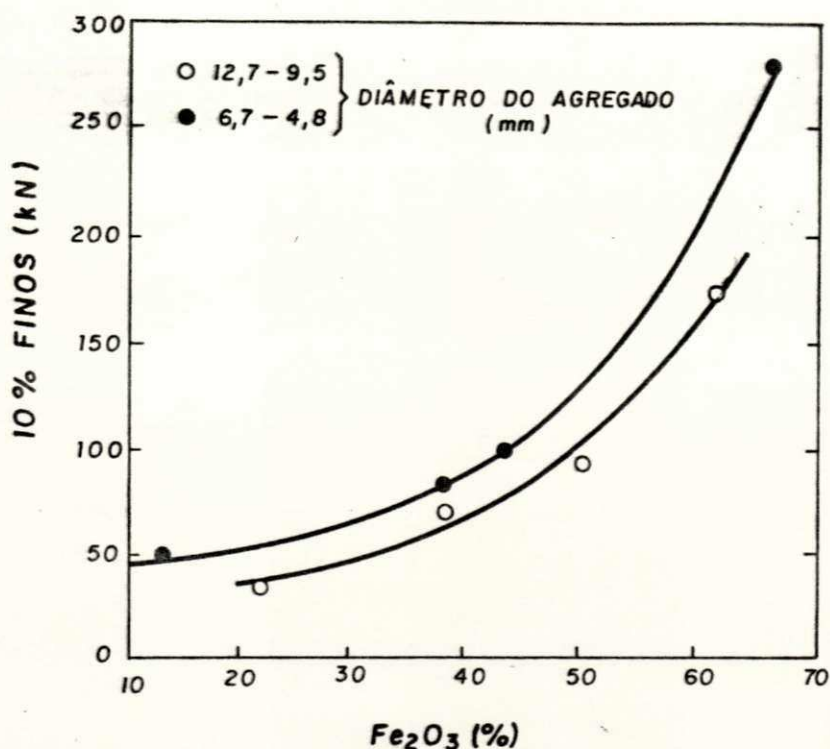


Fig. 2.4 - Efeito do Conteúdo de Óxido de Ferro na Resistência de Agregados Lateríticos (Fonte - Maignen, 1966);

cie, isto porque os materiais desidratados à superfície têm acesso ao oxigênio e ao aquecimento natural do sol, de modo que o óxido ferroso pode ser transformado para o estado férrico (Fe^{3+}) tornando o solo menos sensível à secagem. Ao passo que solos profundos não têm acesso ao ar e aquecimento natural, sendo, portanto pobremente desidratado in situ, tendendo a ser mais sensível à secagem. Assim sendo, o problema da desidratação in situ tem influência direta na aplicação indiscriminada dos métodos de ensaios tradicionais/ortodoxo a todos os materiais lateríticos sem a devida consideração de suas diferentes características genéticas e morfológicas.

2.2.4.7 - Estrutura dos Solos Lateríticos

Os solos bem como os materiais que o constituem, são de fato bem caracterizados, desde que se identifique a natureza (tipo) dos seus constituintes, bem como o arranjo (mane-

ra de associação dos constituintes) estrutural in situ ou seja, no perfil onde os solos se encontram; mas essa avaliação nos locais de origem somente pode ser feita pela análise morfológica que os apresenta apenas descritiva e morfológica. Atualmente se define a natureza dos constituintes indiretamente, através de análises químicas e mineralógicas sobre amostras perturbadas e o arranjo é presumido, a partir das características físico-químicas e mecânicas de cada um dos constituintes. A análise da microestrutura pode ser efetuada usando-se a microscopia eletrônica que tem poder de resolução muito superior a microscopia ótica (Lucena, 1976).

Lucena (1976) estudando solos lateríticos, (solos e concreções) do estado da Paraíba (identificou através de microscopia eletrônica a varredura na microestrutura dos solos estudados) alto grau de porosidade com certo grau de cimentação nos arredores dos vazios e discutiu este assunto, dividindo-o em dois aspectos; um com referência a fase sólida e outro com referência aos vazios. A microestrutura e arranjo geométrico da fase sólida embora de análise prejudicada devido à presença inibidora de materiais amorfos (óxido de ferro e sílica amorfos) era composta, geralmente do argilo mineral caulinita cimentado por esses materiais amorfos e, de partículas de quartzo distribuídas aleatoriamente na matriz contínua formada pelo argilo-mineral e material amorfo. A ligação do quartzo nesta matriz era muito fraca porque o quartzo tem atividade superficial muito baixa. Já os vazios tinham diâmetros variáveis, desde 500 μm até 1 μm , sem arranjos definidos e com suas partes interiores cobertas por material amorfo, provavelmente formados pela deposição dos elementos constituintes destes amorfos em solução na água que fluiu através deles. E essa deposição (ainda segundo Lucena) pode ser atribuída aos incrementos de sucção e tensão superficial nos vazios.

Estudos feitos por Queiroz de Carvalho (1983) em concreções lateríticas do Nordeste do Brasil, usando microscopia eletrônica a varredura, revelaram que a estrutura dos depósitos lateríticos estudados são complexos, variando desde estruturas bem cimentadas praticamente sem vazios, até estruturas com baixo grau de cimentação, verificando a existência de poros e canais (capilares) onde eram ocupados por finas partículas de minerais caulinita/goetita/hematita em estados cristalinos e amorfos, concedendo a concreção estrutura porosa.

A porosidade das concreções é função da distribuição aleatória de vazios e conteúdo de materiais acumulados; parece ser ainda uma variável de grande importância para visualizar o mecanismo de formação das concreções que, no momento são ainda pouco esclarecidas. (Lucena, 1976).

2.2.5 - Classificação dos Solos Lateríticos

Vários sistemas de classificação foram desenvolvidos para os materiais lateríticos, no entanto, estes sistemas são baseados em fatores químicos e mineralógicos, daí não serem apropriados para fins de engenharia. Por outro lado, os sistemas de classificação ortodoxo/tradicional, baseados na granulometria e limites de Atterberg, não têm apresentado bons resultados tendo em vista que o comportamento de engenharia destes solos não depende unicamente da distribuição do tamanho das partículas e da plasticidade. E, as propriedades de engenharia desses solos são influenciados consideravelmente pelos fatores: formação do solo, grau de intemperismo, características morfológicas, composição química e mineralógica, como também pelas condições do meio ambiente.

O grande problema encontrado no estudo dos solos lateríticos é a dificuldade de desenvolver um sistema de classificação universalmente aceito, que tenha aplicação prática na Engenharia.

ria e que seja simples, prático e flexível.

Diversos métodos foram propostos por diferentes pesquisadores, podendo resumí-las nas seguintes categorias ou sistemas propostos:

2.2.5.1 - Classificação Química

Lacroix (1913) designa por elementos lateríticos os hidróxidos de alumínio, de ferro, de titânio e de Manganês, propondo a seguinte classificação:

laterita verdadeira - 90 a 100% de elementos lateríticos
 laterita silicosa - 50 a 90% de elementos lateríticos
 argila laterita - 10 a 30% de elementos lateríticos

Winterkorn e Chandrasenkaram (1951) foram os primeiros a usar o sistema de classificação proposto por Martin e Doyne (1930). Joachin e Kandiah (1941) baseados nas relações moleculares sílica/alumina e sílica/sesquióxido da fração tamanho argila dos solos lateríticos, distinguí-os da seguinte maneira:

$$\frac{S}{R} < 1,33 - \text{lateritas,}$$

$$1,33 < \frac{S}{R} < 2,0 - \text{solo laterítico;}$$

$$\frac{S}{R} > 2,0 - \text{solo não laterítico.}$$

Sobre este sistema de classificação, Queiroz de Carvalho (1985) comenta que embora a metodologia seja usada pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem-D.N.E.R. e reconheça a importância da relação S/R nas peculiaridades dos solos lateríticos, é aparentemente limitado como critério de classificação, para propósitos de engenharia, porque não leva em consideração outras características intrínsecas importantes nestes tipos de solos. Outra grande desvantagem observada no caso da relação S/R é

quanto à metodologia de ensaio utilizada, por exemplo, pelo D.N.E.R. que usa para determinação da referida relação a fração menor que 2,0 mm ao invés da fração tamanho argila para a qual foi proposta a relação utilizada para a classificação.

Sinha Roy e Karunakaram, citados por Lopes (1987) também propuseram relações moleculares para classificar os solos lateríticos, sem no entanto, levar em consideração, os fatores genéticos e pedológicos.

$$\frac{\text{Fe}_2\text{O}_3}{\text{Al}_2\text{O}_3} > 1 \quad \text{e} \quad \frac{\text{SiO}_2}{\text{Fe}_2\text{O}_3} < 1,33 \quad \text{lateritas ferruginosas}$$

$$\frac{\text{Fe}_2\text{O}_3}{\text{Al}_2\text{O}_3} < 1 \quad \text{e} \quad \frac{\text{SiO}_2}{\text{Al}_2\text{O}_3} < 1,33 \quad \text{lateritas aluminosas.}$$

Inúmeros sistemas de classificação, foram surgindo à medida em que crescia o interesse pelo assunto e, atualmente leva-se em consideração a gênese e morfologia dos perfis estudados, podendo-se destacar duas tendências principais de classificação: a sintética e a morfológica.

2.2.5.2 - Classificação Sintética

Este sistema de classificação é baseado nos processos de gênese dos solos. Atualmente são utilizados os seguintes:

- i) na América do Norte lateritas são denominadas de oxissolos;
- ii) no sistema francês são classificados como solos lateríticos;
- iii) na América do Sul, incluindo o Brasil, as lateritas são denominadas de latossolos ou solos tropicais.

2.2.5.3 - Classificação Morfológica

Onde a morfologia das ocorrências lateríticas são de fundamental importância para o conhecimento da ori

gem e discussão da evolução dos processos de laterização. Três estruturas básicas são apresentadas para caracterizar esta classificação:

i) elementos concrecionados, formando pequena estrutura uniforme:

- vermicular - apresenta pequenos canalículos sinuosos;
- vesicular - apresenta cavidades de formato esférico;
- celular - apresenta pequenas cavidades celulares possivelmente conectadas;

ii) elementos concrecionados em blocos soltos ou nódulos em matriz ferrosa:

- nodular - concreções sem laminação concêntrica;
- oolítica ou posolítica - concreções exibindo laminação concêntrica,

iii) elementos concrecionados a partir de materiais pré-existentes (que podem ser fragmentos concrecionados de lateritas mais antigas).

Também dentro deste sistema de classificação, distinguem-se as lateritas primárias das secundárias; lateritas primárias são consideradas aquelas de formação in situ, proveniente da rocha-mãe subjacente com possível adição de ferro devido a deslocamentos laterais de água subterrânea. Lateritas secundárias, por outro lado, parecem ter sido derivadas de depósitos primários a partir da desnudação, carreamento e posterior recimentação de fragmentos lateríticos. Mas este tipo de caracterização é bastante discutido e deve ser usado com bastante cautela, pois este conceito pode levar à consideração empírica e arbitrária, que na maioria dos casos, não traduz as condições de origem e de formação dos depósitos. (Lopes, 1987).

2.2.5.4 - Classificação Ortodoxa

A USCS* e a HRB** são os sistemas ortodoxos de classificação mais largamente utilizados com propósitos geotécnicos e são baseados na granulometria e limites de Atterberg com metodologia de ensaios aplicáveis a solos de regiões temperadas, portanto de aplicação limitada aos solos lateríticos que ocorrem geralmente em regiões tropicais; o comportamento é normalmente associado às características intrínsecas das frações argila, areia e silte que não são essencialmente as mesmas de solos não lateríticos, principalmente em relação à composição e a estrutura. Além disso, a adoção da distribuição granulométrica e plasticidade, unicamente para classificação de solos lateríticos, não obteve sucesso, ao que tudo indica pelas seguintes razões, Lucena (1976):

- i) os testes de classificação não dão resultados reprodutíveis porque são influenciados consideravelmente pelos métodos de preparação e manuseio do material;
- ii) desde que o material seja produto de decomposição, pode conter materiais com diferentes graus de meteorização; assim ensaios não seriam adequados para predição de propriedades de engenharia sem algumas definições do grau de meteorização (ou laterização);
- iii) as propriedades de engenharia e comportamento no campo dos solos lateríticos são influenciados consideravelmente tanto pelo conteúdo químico e mineralógico como também pela gênese morfológica e meio ambiente.

Nos materiais lateríticos observa-se no entanto certas características que podem ser consideradas dominantes, chamadas características lateríticas (ou comportamento laterítico), que contrastam com aquelas apropriadas aos solos de regiões tempe

* USCS - Unified Soil Classification

** HRB - Highway Research Board

radas; por exemplo:

- geralmente é muito pequena a fração areia grossa (entre as peneiras n° 10 e n° 40);
- podem ocorrer com elevados teores de finos (mais de 25% passando na peneira 200) e com elevados LL e IP (maiores que 25% e 8% respectivamente), mas dando CBRs elevados);
- é difícil enquadrá-los nas especificações granulométricas da AASHTO*;
- embora com pouca frequência encontra-se a relação $S/R > 2$;
- apresentam sempre expansão muito baixa;
- os argilo-minerais são do tipo caulinita, as vezes illita, mas nunca com montmorilonita.

É aparente portanto que devido à complexidade dos solos lateríticos, os sistemas de classificação ortodoxos, devem ser adaptados à realidade dos solos lateríticos.

2.2.5.5 - Classificação Baseada em Ensaio Não-Ortodoxos.

Devido as limitações das classificações geotécnicas tradicionais, ou talvez devido à dificuldade de adaptação dos solos tropicais (lateríticos) a estas especificações, vários outros sistemas de classificação foram desenvolvidos, visando de terminado objetivo e, como tal, somente dão informações a respeito de algum comportamento particular do solo classificado.

Dentre estes sistemas de classificação propostos, pode-se destacar para os objetivos deste estudo, as seguintes classificações.

2.2.5.5.1 - Classificação DeGraft-Johnson et al (1969)

DeGraft-Johnson et al estudando uma gran

*AASHTO - American Association of State Highway and Transportation Officials.

de quantidade de materiais lateríticos em várias regiões de Ghana consideraram essencial que além das características físicas fosse também avaliado o grau de intemperização e a resistência mecânica da fração pedregulho baseado nos resultados do ensaio de impacto modificado, e a durabilidade avaliada pela perda quando a amostra de pedregulho fosse submetida a 6 ciclos de molhagem e secagem. Daí propuseram o sistema de classificação abaixo:

Impacto Modificado (%) (1)	Desgaste em Molhagem/Secagem (%) (2)	Classificação
< 30	< 4	Excelente
30-40	4-8	Bom
40-50	8-13	Médio, geralmente não adequado
> 50	> 13	Muito fraco

Quadro 2.1 - Classificação de Pedregulhos Lateríticos pela Avaliação das Características de Desgaste.

Observações:

- (1) o teste de impacto modificado é o mesmo descrito pela BS-812 , com exceção da altura de queda do martelo que muda de 381 mm para 190 mm;
- (2) um ciclo compreende secar 500 gramas de uma amostra (19,1-6,3mm) a 105°C durante 42 horas, esfriá-la à temperatura ambiente por 3 horas e submergi-la em água por 5 horas; finalmente a amostra é seca ao ar e passada na peneira 6,3 mm para determinação da perda.

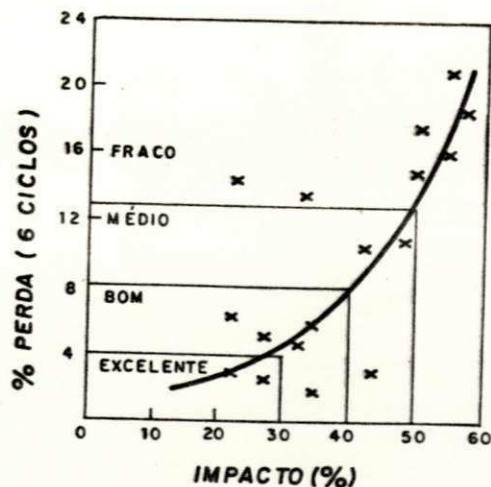


Fig. 2.5- Relação entre o Impacto e o Desgaste de Pedregulhos Lateríticos de Ghana. (Fonte - DeGraft-Johnson et al, 1969).

2.2.5.5.2 - Classificação de Johnes e Demirel (1973) e Tuncer (1976).

Johnes e Demirel (1973) enquanto estudavam solos lateríticos de Porto Rico, acharam que a massa específica desses solos eram correlacionadas com importantes propriedades tais como: índice de vazios e coesão. Acharam também que a massa específica era boa medida do grau de intemperização; daí sugeriram a massa específica como parâmetro para classificação qualitativa de engenharia para laterita e solos lateríticos. Seguindo esta orientação, Tuncer (1976) propôs a seguinte classificação:

massa específica < 3,05 - laterita aluminosa;
 massa específica > 3,05 - laterita ferruginosa.

2.2.5.6 - Classificação para Pavimentação

Tendo em vista a pavimentação, a tendência atual no Brasil, segundo Santana (1987) é a de não se usar o termo laterita isoladamente, considerando os materiais lateríticos, sob a forma de:

- i) concreções ferruginosas (ou lateríticas) resistentes - passíveis de, por britagem, fornecerem agregados graúdos de acordo com especificações apropriadas;
- ii) solos finos de comportamento laterítico - passíveis de fornecerem solos para sub-bases e bases (exceto tráfego pesado) de acordo com especificações apropriadas;
- iii) solos graúdos de comportamento laterítico - passíveis de fornecerem solos para sub-bases e bases (inclusive tráfego pesado) e agregados graúdos em forma de pisólitos lateríticos (obtidos por lavagem e peneiramento) para camadas asfálticas (inclusive tratamentos superficiais) e para concreto de cimento Portland de acordo com especificações apropriadas.

Costa Filho (1987) classificou a laterita para fins específicos de projeto, denominando pedregulho laterítico quando mais que 20% é retido na peneira 4,8 mm. Admitindo que em porcentagens inferiores a 20% o comportamento geotécnico era controlado pela matriz.

2.2.6 - Utilização de Materiais Lateríticos em Pavimentação

2.2.6.1 - Laterita Concrecionária como Agregado

2.2.6.1.1 - Introdução

Os materiais lateríticos são largamente encontrados em muitas áreas de regiões tropicais e sub-tropicais, tornando-se potencialmente utilizável como agregado para engenha -

ria rodoviária devido à dificuldade de utilização das rochas naturais (Gidigasú, 1974). Nestes materiais as concreções (fração graúda) apesar de intensamente empregadas são ainda de certa forma, desconhecidas. Os estudos mais avançados concentram-se nos solos lateríticos finos que têm comportamento bastante diferente das concreções lateríticas. (Lopes, 1987).

Existem diversas formas de agregados lateríticos, desde os de qualidade satisfatória até aqueles de durabilidade duvidosa. Geralmente estes agregados são compostos de formas concrecionárias ou mistura destas com pedregulho quartzoso em proporções variáveis (Gidigasú, 1974).

Para utilização em revestimentos rodoviários geralmente utiliza-se como agregados os produtos obtidos da britagem total ou parcial de material originário de concreções e/ou pisólitos de origem laterítica, podendo ou não, passar por processo de lavagem antes da britagem, dependendo do grau de impurezas ou solos argilosos aderidos à superfície das concreções lateríticas (Santana, 1987).

2.2.6.1.2 - Identificação dos Agregados Baseados na Massa Específica Real.

Estudos em agregados lateríticos, tem-se encontrado valores para massa específica real entre $2,5 \text{ g/cm}^3$ e $3,5 \text{ g/cm}^3$ (Maignien, 1966) e, parece ser esta propriedade altamente dependente do conteúdo de ferro (Nascimento, 1959) como também da existência de materiais titânicos. (Gidigasú, 1974).

Johnes e Demirel (1971) 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 os propósitos geotécnicos.

Gidigasú (1974) encontrou boas correla

ções entre a massa específica real de agregados lateríticos e suas propriedades mecânicas, tais como: Los Angeles e Impacto (Fig. 2.6). Entretanto, Daniel e Newill (1959) mostraram que os valores encontrados na massa específica real dependo do procedimento adotado para preparação da amostra e execução dos ensaios, entendendo que estes fatores foram muito importantes para que os resultados obtidos para lateritas do Kenyan não apresentassem reprodutibilidade adequada (Fig. 2.7).

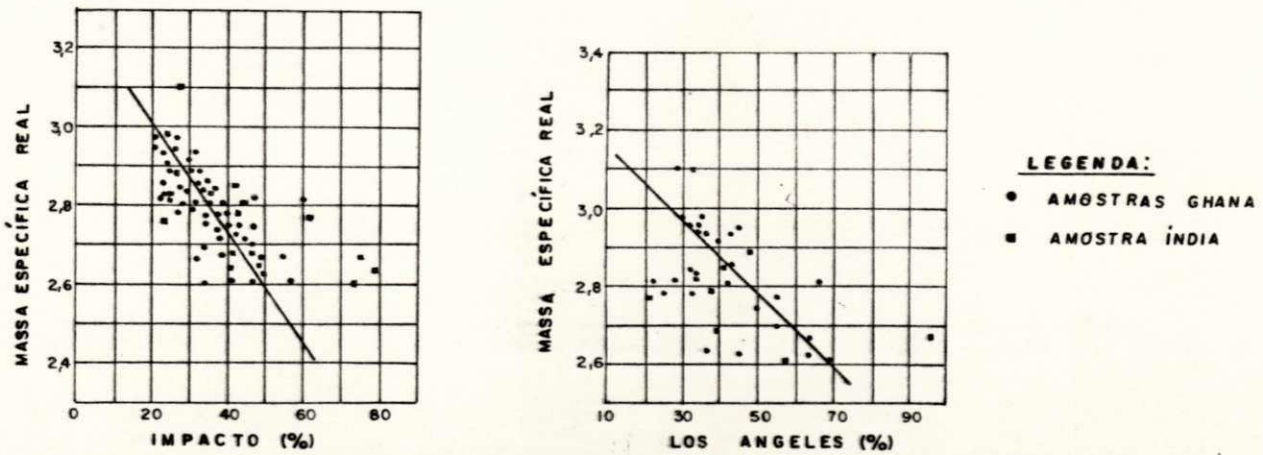


FIGURA 2.6—RELAÇÃO ENTRE MASSA ESPECÍFICA REAL, IMPACTO E LOS ANGELES PARA AGREGADOS LATERÍTICOS.(FONTE-GIDIGASU, 1974)

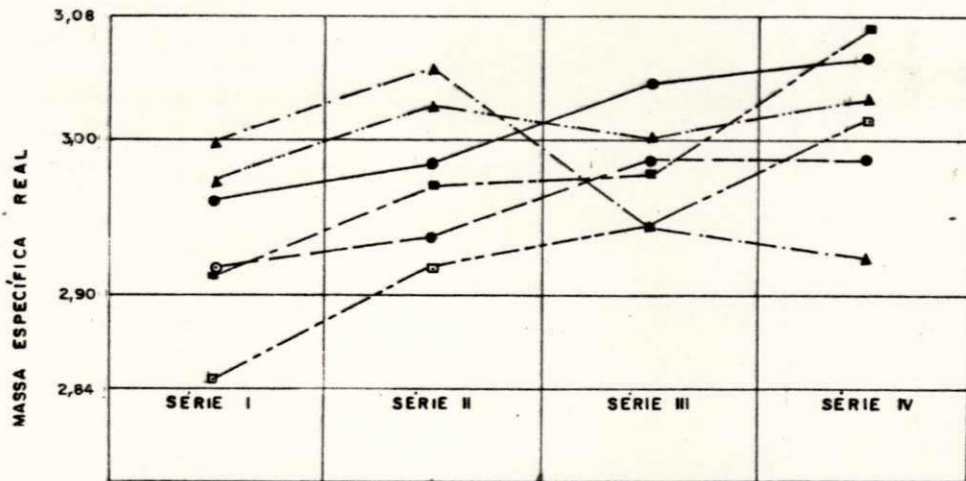


FIGURA 2.7 - MASSA ESPECÍFICA REAL DE PEDREGULHOS LATERÍTICOS DETERMINADA POR METODOLOGIAS DIFERENTES. (FONTE - DANIEL E NEWILL, 1959).

- LEGENDA:**
- MATERIAL NÃO PULVERIZADO/ÁGUA
 - MATERIAL PULVERIZADO/ÁGUA
 - MATERIAL NÃO PULVERIZADO/PARAFINA
 - MATERIAL PULVERIZADO/PARAFINA
- 25 g

10 g

* 2.2.6.1.3 - Identificação de Agregados Lateríticos Baseado na Resistência.

De maneira geral, os ensaios em agregados são muito úteis para julgamento de suas propriedades de uso (Neville, 1982) e no caso de agregados lateríticos essa avaliação é mais adequada quando são usados ensaios mecânicos (Shergold, 1945) (Nanda et al, 1958) (Ackroyd, 1960, 1963, 1967) (Vallerga et al, 1969) (Bhatia e Hammond, 1970). Os ensaios recomendados para avaliar a performance dos agregados lateríticos são:

- 10% de finos, Esmagamento, Absorção d'água, Impacto, Abrasão Los Angeles.

Bhatia e Hammond (1970) estudando lateritas do Oeste Africano, mostraram que os valores da absorção a 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 e massa específica real, impacto e Los Angeles (Fig. 2.8). E daí concluíram pela proposição da tentativa de especificação para pedregulhos lateríticos que afloram em Ghana (Quadro 2.2). As amostras foram classificadas nas peneiras 12,5 e 9,5 mm, lavadas e secas ao ar para os ensaios de laboratório.

Massa Específica Real (g/cm ³)	(24 horas) Absorção a Água (%)	Impacto (%)	Los Angeles (%)	Comportamento em Serviço.
> 2,85	< 4	< 30	< 40	Excelente
2,85-2,75	4-6	30-40	40-50	Bom
2,75-2,58	6-8	40-50	50-60	Sofrível
< 2,58	> 8	> 50	> 60	Péssimo

Quadro 2.2 - Tentativa de Especificação para Pedregulhos Lateríticos. (Fonte-Bhatia e Hammond, 1970).

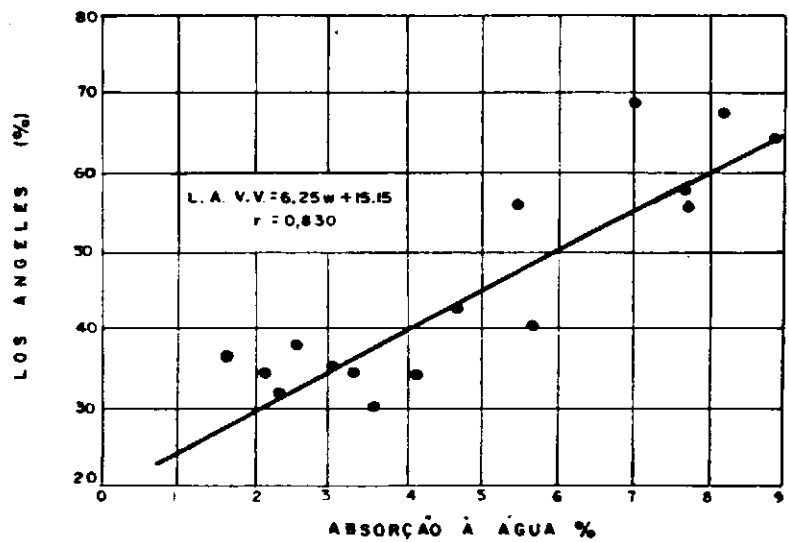
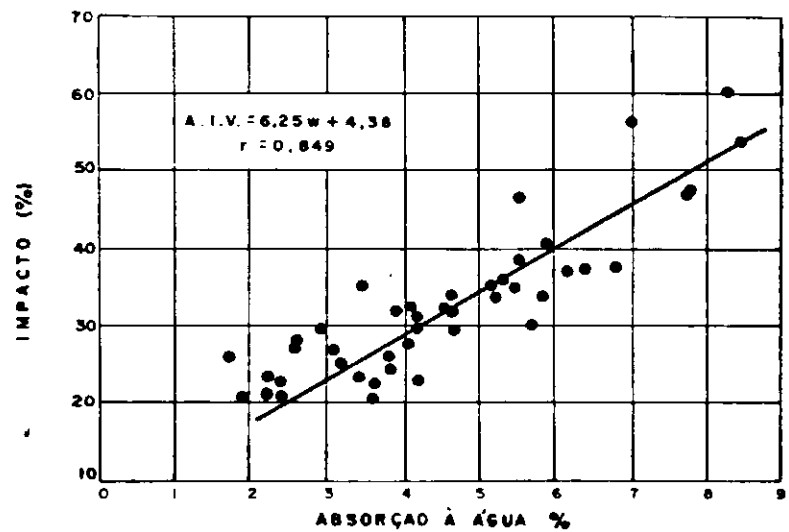
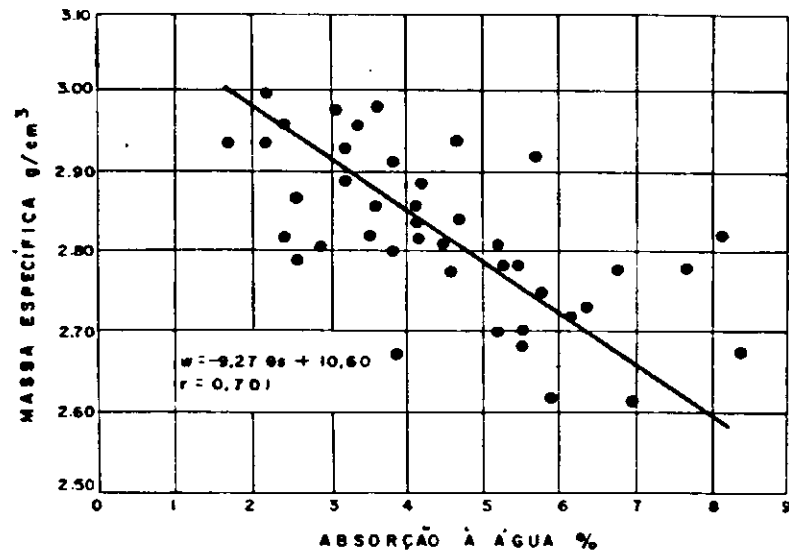


FIGURA 2.8—RELAÇÃO ENTRE ABSORÇÃO D'ÁGUA E MASSA ESPECÍFICA REAL, IMPACTO E ABRASÃO LOS ANGELES DE AGREGADOS LATERÍDICOS. (FONTE - BHATIA E HAMMOND, 1970).

Santana (1987) considera importante observar que pisólitos lateríticos obtidos por lavagem/peneiramento ou por britagem/lavagem/peneiramento, pode apresentar-se com diversos graus de absorção (2% a 10%) de dureza (35 a 75%) e de durabilidade (15 a 95%). A adesividade é em geral, satisfatória. Mas sabe-se que o ensaio Los Angeles está com seu prestígio bastante abalado (Carneiro, 1979); o próprio D.N.E.R. permite o uso de agregados com maiores valores que os especificados, desde que já tenham anteriormente apresentado bom comportamento. Por outro lado, o ensaio de sanidade serve para dizer se o agregado é bom, mas não para rejeitá-lo.

Ackroyd (1963) classificou pedregulhos lateríticos na Nigéria, baseado no ensaio 10% de finos de acordo com o quadro abaixo.

10% de Finos kN	Classificação
> 80	Duro
40-80	Médio
< 40	Fraco

A influência da temperatura de secagem dos agregados, foi estudada por Bhatia e Hammond (1970) onde os agregados foram pré-aquecidos em estufa a 105-110°C durante o período de 2 a 60 dias para depois serem submetidos ao ensaio de impacto. Os resultados obtidos estão apresentados na Fig. 2.9 e mostram que o tratamento térmico em todas as amostras estudadas contribuiu para melhorar a resistência do agregado.

Nanda et al (1958) observaram que alguns agregados lateríticos da Índia tendem a endurecer quando saturados, perdendo parte de sua resistência mecânica e se desgastando rapidamente; entretanto algumas lateritas estudadas dificilmente atingiam a saturação após imersão em água por um período de

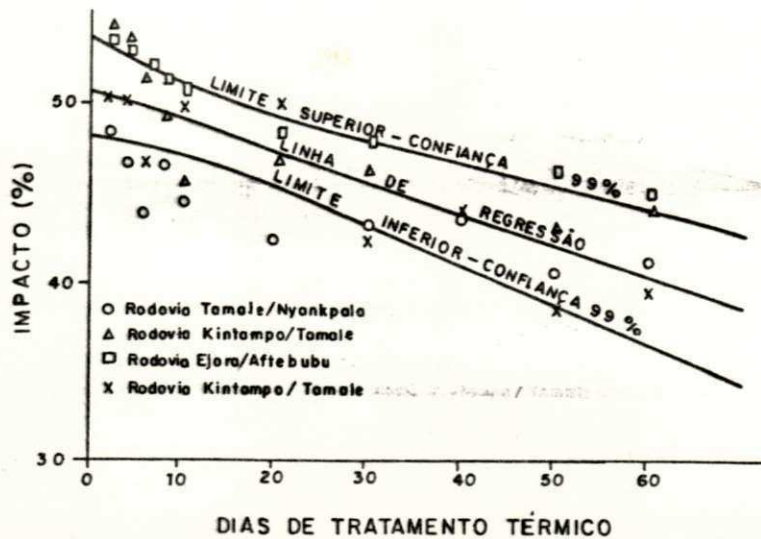


Fig. 2.9 - Efeito do Tratamento Térmico na Resistência de Agregados Lateríticos. (Fonte - Gidigas, 1980).

até 2 meses, provavelmente, segundo eles, devido à descontinuidade dos finos. Também foi observado que não havia correlações significativas entre os constituintes químicos e as propriedades mecânicas das lateritas estudadas.

2.2.6.1.4 - Os Materiais Lateríticos e sua Performance na Pavimentação Rodoviária.

Sabe-se da boa performance de materiais lateríticos em camadas estruturais de pavimento desde que sejam bem graduados (Remillon, 1955) possuam boa resistência (De Graft - Johnson et al., 1972), não sejam compactados excessivamente (Hirashina, 1951) e que lhes sejam asseguradas boas drenagens. Sabe-se também que os agregados menos endurecidos geralmente tendem a degradar-se, e esta situação tende a piorar quando em presença de água em virtude da redução de resistência que proporciona (Arulanandam, 1969).

Estudos feitos por Nanda e Krishnamachari (1958) permitiram avaliar o comportamento em serviço de materiais lateríticos baseados em suas propriedades mecânicas, nas condições do ambiente e do tráfego a que estavam submetidos, conforme

mostra o Quadro 2.3. Neste quadro observa-se 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.

Gidigasú (1980) acredita que para se avaliar a durabilidade em serviço de materiais lateríticos seja em camadas estruturais, ou no revestimento de pavimentos rodoviários, torna-se importante analisar a influência de fatores tais como: tipo de rocha-mãe, origem genética, grau de intemperização, composição química e mineralógica. A observação destes fatores, juntamente à análise petrográfica e inspeção visual são considerados necessários para a verificação da qualidade dos materiais lateríticos. Entretanto, faz-se necessário a padronização de terminologia e metodologia de ensaios adequados a estes materiais, procurando-se desenvolver procedimentos satisfatórios e mais acessíveis para sua aplicação em obras de engenharia geotécnica.

2.2.7 - Algumas Experiências Práticas com a Utilização de Materiais Lateríticos em Pavimentação.

2.2.7.1 - Experiência Ganense (Gidigasú, 1980).

Há bastante tempo, sabe-se da utilização na África Ocidental de materiais lateríticos na pavimentação de rodovias com tráfego leve e médio. Inicialmente eram adotadas as especificações e o controle de construção adotados em regiões temperadas, mas isto levou ao colapso considerável número de pavimentos. Os defeitos mais comuns eram a ruptura plástica, de formação excessiva e desgaste na superfície betuminosa, além da

LOCALIZAÇÃO DO MATERIAL	Propriedades Mecânicas			Comportamento em Serviço		Tráfego Precipitação	
	Impacto (%)	Esmagamento (%)	"Los Angeles" (%)	Camada de Base	Revestimento	(KN)	(mm)
Akia Mogra Pedreira Mhow Rodovia Neemuch	34,6	38,7	46,0	Muito Satisfatório (70 anos)	Trilhos rodadas de ferro	2650	890
Pedreira Sunagiri	28,2	31,4	33,4	Satisfatório (3 anos)	-	700	3810-50 80
Kesavaram Pedreira Andra	23,7	27,9	34,1	Satisfatório (6 anos)	Não satisfatório para tráfego pesado, mas adequado para Rodovias de vias.	14120	-
Bombay Rodovia Kan-kaugoa Ratnagri	41,8	37,7	43,7	Satisfatório	Não satisfatório	2500	4.445
Palaparam Pedreira M 18/8 Rodovia Palghat Shornoor	46,0	47,0	-	Satisfatório	Não satisfatório	16190	2540-3 048
Ankleshwar Pedreira Dinod	34,0	29,0	18,0	Satisfatório	-	2000	1.14 3

Quadro 2.3 - Avaliação de Agregados Lateríticos da Índia em Relação a Performance na Pavimentação Rodoviária (Fonte-Nanda e Krishnamachari, 1958).

formação de "panelas" principalmente nas áreas chuvosas e pobremente drenadas e sulcos na trilha das rodas. Os fatores apontados para estas falhas foram:

- qualidade do pedregulho;
- redução de densidade;
- grau de compactação;
- perda de resistência do material após a construção;
- espessura inadequada;
- deficiência na drenagem.

Também observou-se pavimento em boa performance com materiais sem atender às exigências de granulometria, e com teor de finos permitido nas especificações, mas em locais com boas condições de drenagem. Ao passo que materiais bem graduados e com baixa porcentagem de finos levaram alguns pavimentos a apresentar mau comportamento em regiões onde a drenagem era deficiente.

Nas regiões semi-áridas, os pavimentos apresentavam bom comportamento porque a umidade in situ é geralmente inferior ou igual a umidade ótima de compactação. E os valores obtidos para o CBR in situ eram geralmente superiores àqueles conseguidos em laboratório; conseqüentemente pavimentos dimensionados baseados no CBR de laboratório podem ser conservadores.

Também foi observado que a operação dos equipamentos em serviço altera a granulometria do material, principalmente naqueles concrecionários, devendo portanto, as amostras serem coletadas para análise após os serviços executados, ou ainda simular esta quebra em laboratório. A partir deste procedimento, muda-se o conceito de coleta e amostragem bem como provavelmente serão diferentes as análises feitas com os resultados obtidos.



2.2.7.2 - Experiência Brasileira

O ponto comum desta experiência é o estreito relacionamento que tem se mantido entre as áreas de pesquisa procurando desenvolver/difundir tecnologias, complementando e regionalizando uma tentativa muito complexa, mas que o nosso país muito necessita, devido ao destacado significado na redução dos custos das obras rodoviárias. Ainda mais quando se sabe do desempenho dos pavimentos executados com o uso de agregados calcários e lateríticos que têm sido muito variados. Conhece-se desde trechos que se comportam excepcionalmente bem, até extensos trechos em que ocorrem rupturas prematuras generalizadas.

Segundo Nogami (1988) o fato considerado acima no que se refere a agregados lateríticos, deve-se principalmente a:

- i) grande heterogeneidade de suas ocorrências naturais;
- ii) peculiaridade de sua natureza, caracterizada pela elevada porcentagem de hidróxidos de ferro e/ou alumínico relacionadas aos processos que ocorrem nos trópicos;
- iii) utilização de processos inadequados, compreendendo estudos geotécnicos, projeto, construção e conservação. Ainda predomina o uso de procedimentos calcados em experiências obtidas para materiais e climas não tropicais.

Ainda não existem, no Brasil, especificações para o uso de agregados lateríticos em revestimentos asfálticos e nos concretos de cimento Portland; a única especificação brasileira sobre materiais lateríticos resume-se na especificação para base e sub-base estabilizadas granulometricamente (D.N.E.R. ESP 47 e 48/74).

Na região Centro-Oeste 95% de suas rodovias pavimentadas foram empregados concreções lateríticas de diversos tipos de formação como material para confecção de camadas de

base e sub-base e 83% da malha rodoviária daquela região está por pavimentar; tendo-se, portanto, grande potencial de pesquisa pela frente, se continuar essa tendência de utilização de concreções lateríticas (Lopes, 1987).

Lopes (1987) observando o comportamento de concreções lateríticas empregadas em camadas de base e sub-base, acha que, quando a porcentagem passando na peneira nº 40 for inferior a 20% no caso de destinar-se à camada de base; e inferior a 30% para as destinadas às camadas de sub-base, o LL e IP com valores acima dos especificados* não devem ser considerados como fatores limitantes para o emprego destes solos.

Já para camadas de revestimento na pavimentação, os agregados lateríticos não têm sido muito utilizados, mesmo sabendo-se da utilização bem sucedida do Corpo de Engenheiros do Exército Americano para a construção do Aeroporto de São Luiz, durante a 2ª Guerra Mundial, onde se executou revestimento de concreto asfáltico usinado à quente usando-se a laterita após ser lavada e peneirada como agregado graúdo (Santana, 1987).

Uma experiência interessante com a utilização de pisólitos** lateríticos para a fabricação de pré-misturado à quente foi realizada na construção da BR-135 (MA) trecho Miranda-Caxuxa com cerca de 20 km, sob a orientação do engenheiro consultor Washington J. Brito (1978) executado em 1968/1969, tendo sido restaurado em 1977 quando ainda se encontrava, de modo geral, em boas condições para o tráfego. A seguir resume-se os principais

* De acordo com a especificação do D.N.E.R.-47/74, os solos lateríticos a serem empregados em camadas de base deverão apresentar:

$$LL \leq 40\% \quad e \quad IP \leq 15\%$$

** Pisólitos - definição dada pela classificação morfológica da laterita para elementos concrecionados em blocos soltos ou nódulos em matriz, exibindo laminação concêntrica.

aspectos da citada experiência.

i) obtenção do agregado - devido à dificuldade para a obtenção de água em abundância foi experimentado com sucesso para beneficiar o material in natura eliminando os finos com o aproveitamento da extensão dos gases do secador;

ii) estudos de laboratório - o pré-misturado à quente foi fabricado com 92% da leterita beneficiada pelo secador, 1,5% de filler e 6,5% de CAP 50/60; obteve-se as seguintes características a partir do método Marshall;

% Vv	RBV (%)	ESTABILIDADE (KN)	FLUÊNCIA (mm)	MEap (g/cm ³)
4,2	78	9,4	4	2,36

Os pisólitos lateríticos apresentavam Los Angeles da ordem de 45 a 60% e durabilidade maior que 12% e adesividade satisfatória;

iii) detalhes da execução e comportamento - a mistura após expalhada e compactada sobre a base imprimada, apresentou textura aberta em virtude da carência da fração granulométrica entre as peneiras 2,00 mm e 0,42 mm, correspondendo à areia grossa. Tal fato decorre das lateritas sempre serem pobres em areia na sua constituição que ainda mais foi agravada pela expulsão à fração abaixo da peneira 0,074 mm, levando ao aparecimento de "ninhos de segregação" no pavimento e, por aí houve a penetração d'água da chuva e conseqüente colapso do pavimento. Percebeu-se também o esmagamento de algumas partículas com menor envolvimento de betume situados junto a superfície da capa de rolamento principalmente nas trilhas das rodas. Para prevenir os problemas com a época invernososa, foi sugerida uma capa selante.

Outra experiência com a utilização de agregados lateríticos faz parte de um projeto alternativo elabora-

do por Santana e Gontijo (1987) para a rodovia BR-364 - AC. Os agregados graúdos (lateríticos) foram obtidos da classificação por lavagem/peneiramento, utilizando-se as peneiras 19,1 mm e 9,5 mm e, como agregado miúdo foi usada areia de rio. A mistura de agregados enquadrou-se na faixa C do D.N.E.R. com a composição constando de 30% laterita (19,1 mm - 9,5 mm); 55% de laterita ($\emptyset < 9,5$ mm) e 15% de areia do rio Acre. O CBUQ foi projetado de acordo com a metodologia Marshall e, para um teor ótimo de betume de 7,5% em peso (CAP 50/60) obtiveram-se as seguintes características:

% Vv	RBV (%)	ESTABILIDADE (KN)	FLUÊNCIA (mm)	MEap (g/cm^3)
4,5	78,5	7,0	3	2,25

O Estado do Acre continua a utilizar este agregado no revestimento devido à escassez de rocha na região (Lopes, 1987).

Para tratamento superficial sabe-se da utilização de agregados lateríticos em tratamento superficial duplo; substituindo o agregado graúdo granítico na rodovia que liga os municípios de Sapê e Guarabira no Estado da Paraíba em 1962, onde obteve comportamento excelente, após 10 anos de tráfego, quando foi aferido pela última vez, naquela época, o pavimento apresentava textura rugosa sem polimento excessivo como poderia se esperar. Vale ressaltar que este revestimento foi projetado como tratamento superficial duplo, mas com a rejeição verificada na 2^a camada de agregados; devido ao lapso na taxa de aplicação do ligante, o revestimento passou a funcionar praticamente com tratamento simples e textura bastante rugosa. (Santana, 1987).

Também sabe-se da experiência com a uti

lização de um pré-misturado à quente, utilizando-se frações obtidas através de beneficiamento de ocorrência laterítica, para restauração do pavimento de um trecho experimental da BR-316 no trecho Belém-Castanhal.

Para restauração do referido trecho, foi indicado inicialmente uma mistura asfáltica tipo areia/asfalto usado à quente, mas em virtude da péssima adesividade apresentada pela areia, foi proposto por Tavares (1979) mistura laterita/areia/betume, fabricada com os agregados provenientes do beneficiamento do material existente em uma jazida de solo laterítico concretionário, onde o excesso de pó era eliminado com a utilização do ciclone existente no secador da usina e, a fração areia obtida através de usinagem. Os materiais forneceram as seguintes características:

PENEIRAS (mm)	% PASSANDO			
	LATERITA IN NATURA	PASSANDO NO SECADOR		
		LATERITA	AREIA	LATERITA+AREIA
38,1	95	100	-	100
25,4	93	97	-	99
19,1	91	92	-	95
12,7	-	80	-	88
9,5	80	69	-	79
4,8	60	45	-	61
2,0	49	37	-	52
0,42	45	29	82	43
0,18	35	11	20	14
0,074	22	1	1	1
Adesividade	Satisfatória	Satisfatória	Mã	-
Massa Específica Real (g/cm^3)	2,40	2,40	2,50	-
Desgaste Los Angeles (%)	46-51	-	-	-

A mistura betuminosa foi composta por 52,5% de concreções, 41,25% de areia de laterita e 6,25% de

CAP 50/60, apresentando as características abaixo, obtidas através do ensaio Marshall no controle de campo quando da execução do referido trecho em julho de 1976 para o qual está sendo verificada a validade da experiência quando submetida ao tráfego intenso da citada rodovia.

CARACTERÍSTICAS DA MISTURA	\bar{X}	σ
Massa específica teórica (g/cm ³)	2,4	-
Massa específica Aparente (g/cm ³)	2,21	0,02
Relação betuminosa RBV (%)	62,7	2,5
Porcentagem de vazios (%)	8,0	0,8
Fluência (mm)	3	0,5
Estabilidade (kN)	7,6	1,6

2.2.8 - Conclusão

O assunto é sem dúvida ainda desconhecido e contraditório entre os que mais o estudam sem que exista uniformidade nos conceitos apresentados, de modo que se chegue a uma conclusão técnica de credibilidade universal, tornando, assim, possível a normalização para a utilização destes materiais.

Nenhuma associação ou instituição de reconhecido saber tem se arriscado a fazer declarações sobre o comportamento de solos lateríticos, limitando-se a reunir resultados obtidos como informações técnicas.

Um aspecto interessante que deve ser levado em consideração na avaliação/discussão dos materiais lateríticos é quanto ao aspecto geológico de sua formação que ocorre a pequenas temperaturas (ambiente) e pressão (1 atm) ao contrário do que ocorre, por exemplo, na formação das rochas ígneas e metamórficas; fazendo com que os solos lateríticos sejam susceptíveis a varia-

ções térmicas e não se conheça seu comportamento quando submetidos a pressões elevadas (concreto armado). Além do mais, ainda devido a estas peculiaridades, o grau de intemperismo torna-se muito importante para a avaliação da durabilidade potencial destes materiais; portanto é necessário que se adote providências que tornem possíveis avaliar o grau de decomposição destes materiais preferencialmente adotando-se critérios regionais, devido a variabilidade das condições climáticas observadas em regiões extensas como no Brasil.

Mesmo diante destas dificuldades, sabe-se que os materiais lateríticos vêm sendo amplamente utilizados em camadas estruturais de pavimento e até em revestimentos das regiões Norte e Centro-Oeste do Brasil. Também sabe-se da utilização de pedregulhos lateríticos no "cut-off" e a montante de barragens, bem como na construção de diques; inclusive, ressaltando-se boa trabalhabilidade em condições úmidas.

2.3 - Calcário

2.3.1 - Definição

Os termos calcário e dolomito são aplicados em geologia às variedades de rochas carbonatadas e possuem entre seus constituintes minerais cujas composições químicas correspondem a porcentagens de carbonato de cálcio e/ou magnésio superiores a 50%.

Mineralógicamente são compostos predominantemente, por calcita e/ou aragonita e dolomita, tendo como elementos acessórios várias espécies minerais, onde se incluem a sílica, silicatos, carbonatos, fluoretos, sulfetos, sulfatos, fosfatos, matéria orgânica, óxidos e outras, resultantes da deposição simultânea, metamorfismo, metassomatismo e de outros processos migratórios quí-

mico-geológicos. Um aumento de qualquer dessas impurezas origina rochas ou minérios intermediários, tais como o calco-xisto, arenito-calcário, mármore, pencialitos e outros. Essas impurezas interferem com sua presença nos resultados físicos e químicos de suas aplicações tendo notável influência no tipo e na valorização de sua utilização (Guimarães, 1978, 1984).

2.3.2 - Origem

Em relação a sua origem, as rochas carbonatadas, podem ser ígneas (Ex.: mármore "ônix", travertinos) sedimentares, (Ex.: calcário e dolomitos) ou metamórfica (Ex.: mármore). Para os sedimentos carbonatados, marinhos ou continentais, as fontes primárias dos carbonatos de cálcio e de magnésio são as rochas pré-existentes intemperizadas. O bicarbonato alcalino é transportado em solução para as bacias, reservatórios das águas continentais ou marinhas. Organismos vivos, animais (pela fixação de carbono) e vegetais (pela retirada de CO_2 das soluções) auxiliam os outros mecanismos (evaporação e condições físico-químicos) de acumulação de sedimentos carbonatados. Essas modificações no cenário da sedimentação explicam as variações das impurezas presentes nos diversos horizontes da mesma camada de calcário ou dolomito. A diagênese e o metamorfismo são responsáveis pelas alterações profundas das características, (principalmente das físicas) destes sedimentos (Monteverde e Salvador, 1968) (Guimarães, 1978).

2.3.3 - Cores

As rochas carbonatadas apresentam cores variadas, conforme o pigmento presente, desde a cor branca até a preta, passando pela cinza, amarela, verde e azulada e até mesmo as variegadas. Pequenos teores de minerais argilosos ou partículas de matéria orgânica comunicam-lhes cores que vão da tonalidade cinza-cla

ra até a cor preta. A coloração esverdeada é devido à presença de materiais argilosos, glauconita ou de compostos de ferro finamente dispersos; enquanto que os aspectos vermelhos, pardacento e amarelo são atribuídos à presença de minerais com íon férrico. Em geral as cores dos calcários e dolomito não têm nenhuma relação com a origem ou outra das suas características principais, ainda que por vezes, alguns autores associem as cores mais claras às variedades mais grosseiras, onde as condições de boa oxidação são mais comumente presentes (Guimarães, 1978).

2.3.4 - Classificação

Desde o princípio do século procurou-se fixar a terminologia que identifique corretamente os vários tipos de rochas denominadas como "calcário". Aspectos da composição química, textura, diagnôse (alteração) têm sido utilizados isolados ou conjuntamente, como parâmetros para as várias classificações existentes, todas exigindo que trabalhos de laboratório, petrográfico ou químico, suplementem ou modifiquem as denominações propostas no campo. A classificação mais simples e mais adotada para o geólogo de campo é a baseada na classe do mineral cristalizado ou na sua proporção em relação a substâncias estranhas. Nos calcários o mineral predominante é a calcita (carbonato de cálcio) que se cristaliza na forma hexagonal; entretanto a presença de magnésio pode determinar a formação de carbonato duplo de cálcio e magnésio constituindo, desta forma, a rocha dolomítica; mas a participação dos percentuais destes minerais pode variar e, assim, resultar em rochas com denominações intermediárias. De acordo com esta classificação, baseada na composição, nas porcentagens de calcita e dolomita presentes na rocha, as rochas carbonatadas são subdivididas como exposto no Quadro 2.4 (Guimarães, 1978). Entretanto, segundo Monteverde e Salvador (1968) a participação de elementos estranhos pode crescer

em relação à porcentagem do carbonato de cálcio e, assim resultar em outros tipos de rocha como por exemplo as "margas" e "toscas".

NOME DAS ROCHAS	TEOR (%)	
	CALCITA	DOLOMITA
Calcário	95	5
Calcário Magnesiano	90-95	5-10
Calcário Dolomítico	10-50	50-90
Calcário Calcítico	50-90	10-50
Dolomito	10	90

Quadro 2.4 - Classificação dos Calcários-Dolomitos. (Fonte-Guimarães, 1978).

2.3.5 - Reservas e Qualidade

São os calcários e os dolomitos rochas abundantes e ocupam 5 a 6% da parte sólida da superfície terrestre. Constituem 10 a 15% das rochas sedimentares e contribuem com significativa parcela para os depósitos metamórficos e ígneos. A expressão numérica das reservas nacionais em situação legal permanecem em evolução, tendo nos anos de 1972 e 1973 apresentado os resultados mostrados no Quadro 2.5.

Este reserva é constituída de rochas carbonatadas que variam quanto à composição e grau de pureza em quase todos os Estados brasileiros. De maneira geral, na região Sul-Sudeste, predominam os tipos mais ricos em magnésio e nas regiões Norte, Nordeste e Centro-Oeste os que tem a predominância do carbonato de cálcio (Fig. 2.10). Esta diversidade na disseminação, aliada à heterogeneidade das condições geo-econômicas das regiões onde se situam e, os variados mercados dessas matérias primas, levam a muitas dificuldades para a realização de um estudo abrangente que

ESTADOS	RESERVA MEDIDA		RESERVA INDICADA	
	1972	1973	1972	1973
Maranhão	20.761	49.000	19.000	28.500
Pará	25.023	45.230	-	18.431
Ceará	40.018	41.161	49.000	50.580
Rio Grande do Norte	18.939	49.100	4.000	15.898
Paraíba	44.390	15.203	-	16.000
Pernambuco	176.006	189.139	93.168	140.868
Alagoas	55.497	55.497	941	941
Bahia	220.920	386.495	14.105	1.125
Sergipe	103.260	106.000	17.810	20.400
São Paulo	770.166	929.159	444.979	532.656
Paraná	938.480	938.480	621.116	621.116
Minas Gerais	939.980	2.251.183	355.578	669.763
Rio de Janeiro	602.126	602.126	194.923	194.923
Espírito Santo	154.251	154.251	4.687	4.687
Rio Grande do Sul	11.118	324.398	10.927	123.334
Santa Catarina	46.787	41.237	13.118	14.331
Goiás	136.824	201.344	46.147	106.754
Mato Grosso	8.517	8.847	1.998	34.963
Distrito Federal	97.055	149.891	-	8.315
BRASIL	4.410.118	6.537.741	1.891.497	2.603.585

Quadro 2.5 - Reservas Nacionais de Calcários e Dolomitos (Decreto de Lavras) (em 1000 toneladas) (Fonte - Guimarães , 1978).

procure avaliar as potencialidades de uso e mercado para os calcários e dolomitos no Brasil (Guimarães, 1984).



LEGENDA:

- (D) PREDOMINÂNCIA DE DOLOMITOS
- (C) PREDOMINÂNCIA DE CALCÁRIOS
- (DC) PROPORÇÕES IGUAIS DE CALCÁRIOS E DOLOMITOS

Fig. 2.10 - Reservas Identificadas de Calcários/Dolômitos no Brasil. (Fonte- Guimarães, 1985).

A sílica e o óxido de ferro apresentam-se sem obedecer a nenhuma regra. Pouco se conhece da participação dos alcalis, enxôfre e fósforo nos calcários e dolomitos brasileiros. Mineralógicamente mostra a predominância de cristais anedrais de calcita e/ou calcita/dolomita, tendo como acessórios mais frequentes o quartzo detrítico e minerais argilosos.

2.3.6 - Emprego de Agregados Calcários em Obras Rodoviárias.

Com relação ao emprego dos calcários em obras rodoviárias, existem algumas técnicas desenvolvidas a partir de experiências práticas verificadas na Argentina, França e África do Sul que permitem o uso destes materiais com certa segurança, tanto em camadas estruturais do pavimento como em revestimento betuminoso. É preciso, entretanto, tomar certas precauções nos processos de obtenção, beneficiamento, fabricação e aplicação, de modo que sejam convenientemente estudados para compensar as desvantagens que este tipo de agregado apresenta em relação aos agregados graúdos convencionais.

Font e Elia (1968) apontam alguns fatores a serem adotados com a finalidade de melhorar a qualidade de misturas betuminosas à quente fabricadas com agregados calcários.

i) os corpos de prova devem ser moldados com a mistura obtida diretamente dos silos quentes, com a finalidade de se obter uniformidade dos parâmetros encontrados no ensaio Marshall. As diferenças observadas no comportamento das misturas betuminosas fabricadas em laboratório, daquelas obtidas com a mistura retirada da usina, são provocadas principalmente devido ao sistema de processamento (beneficiamento, alimentação, secagem e pesagem) na usina que difere da preparação com amostras retiradas da ocorrência e preparadas em laboratório; além disso, grandes porcentagens de finos, principalmente na forma de agregações, provocam redução/variações na estabilidade da mistura ocasionada pela imersão dos corpos de prova em banho-maria;

ii) o beneficiamento com separação das frações deve ser feito antes de alimentar os silos frios, porque este procedimento torna mais uniforme a granulometria e facilita a distribuição da temperatura no forno aquecedor;

iii) é interessante que se mantenham as proporções das frações obtidas nos silos quentes através de um perfeito ajuste da balança;

isto torna-se necessário devido às peculiaridades do processo de beneficiamento onde a granulometria por via úmida é diferente daquela obtida por via seca. A constatação do ajuste da granulometria é verificada quando se obtêm resultados uniformes no ensaio Marshall realizado com a mistura fabricada diretamente da usina;

iv) o processo de britagem também é importante para o bom desempenho dos materiais calcários. Segundo os autores/pesquisadores, o material deve ser britado/destorroadado por processo adequado, de preferência por equipamentos providos de trituradores do tipo martelo pelo qual os nódulos mais brandos são pulverizados, o que não se consegue adequadamente quando se utilizam os equipamentos de trituração convencional à mandíbula ou ao cone. Tal argumento, às vezes não é adequado quando trata-se de camadas que não são submetidas a excessivas passadas do rolo compactador, onde neste caso o processo de execução não produz tantos finos, e portanto não compromete a mistura do ponto de vista de degradação.

v) a usina utilizada deve sofrer algumas modificações em relação ao normalmente utilizado para o processo de fabricação de misturas betuminosas fabricadas à quente com agregados convencionais. As principais modificações são:

- as comportas dos silos frios devem ser equipados com motores de corrente contínua com velocidade variável, possibilitando o controle das proporções dos agregados desde a cabine de comando;
- as dimensões do silo secador devem ser ampliadas de maneira a garantir secagem adequada dos agregados. Em função desta modificação, o rendimento da usina cai em até 60% com relação ao processo convencional, além de consumir aproximadamente 30% a mais de combustível para a operação de secagem dos agregados.

Ainda em relação ao processo de beneficiamento das rochas calcárias e fabricação das usinas betuminosas com agregados calcários, Chanut (1975) considera mais razoável a utilização

da areia calcária "fillerizada" ao invés da introdução separada do "filler", porque, segundo ele, a dosagem de materiais pulverulentos é relativamente problemática, nas usinas comumente utilizadas, nas quais não se conseguem boas condições de regularidade na quantidade de "filler" adicionado, ao passo que com o emprego da areia "fillerizada" a questão da qualidade da mistura torna-se estritamente ligada ao controle da areia no processo de beneficiamento, quando se deve obter uniformidade na composição do material obtido. Tanzi (1978) e Page (1978) consideram este assunto muito relacionado à porcentagem de "filler" existente na areia bem como sua atividade superficial principalmente, quando se trata do concreto de cimento Portland e sugerem que a qualidade da areia deve estar associada ao valor obtido para o equivalente de areia; conseguindo bons resultados práticos com $EA \geq 60$ para obras de pequeno porte e com $EA \geq 70$ para obras de concreto armado executadas com agregados graúdos e miúdos provenientes de rochas calcárias que apresentaram massa específica entre 2,68 a 2,73 g/cm³, com desgaste "Los Angeles" inferior a 35% para uma porcentagem de "filler" que variava entre 11 e 14%, com granulometria situada entre 40 e 80 μm , apresentando superfície específica Blaine de 2.500 cm²/g.

Buft (1986) considera que o estudo do calcário com agregado para misturas betuminosas deve ser mais aprofundado, uma vez que, de acordo com experiências práticas referente ao assunto, já ficou evidenciado que a cal utilizada como "filler" e/ou aditivo, mesmo em pequenas quantidades, concede as misturas asfálticas as seguintes melhorias:

- i) melhor adesividade dos agregados devido a sua natureza alcalina, neutralizando a acidez dos mesmos;
- ii) melhor resistência ao efeito deletério da ação prolongada à água e à temperatura, através do aumento de sua impermeabilidade e melhoria nas condições de adesividade;

1971).

Guimarães (1987) respondendo a uma consulta por correspondência, a respeito do comportamento de agregados provenientes de rochas calcárias quando submetidos ao ensaio "Los Angeles" após serem submetidas a diversas temperaturas de secagem fez as seguintes considerações:

i) na sua opinião a denominação "desgaste de agregado por abrasão" para o teste "Los Angeles", está errada pois o que acontece neste ensaio, conforme o método proposto pelo D.N.E.R., é uma moagem padronizada em moinho de bolas, onde forças outras atuam que não as de abrasão atuam. (Do latim abrosione-raspagem);

ii) todo calcário/dolomito, qualquer que seja sua origem e idade possui espaços intercrystalinos, fraturas microscópicas e poros que variam de 0,1% a 12% em volume preenchidos por água. É esta porosidade que condiciona a umidade natural dessas rochas, quando secas ao ar, isto é, uma rocha seca ao ar ou até 100°C só tem eliminada a umidade da sua parte superficial, mas seu interior continua a portar água de percolação. Toda umidade de uma rocha só é retirada após a colocação de sua amostra por algumas horas à temperatura de no mínimo 110°C, conforme é usual em análises químicas clássicas;

iii) todo calcário contém enxofre, em proporções geralmente menores que 0,1% sob a forma de sulfatos, anidros ou não. É a gipsita ($\text{CaSO}_4 \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) o mineral mais comum de enxofre nos calcários de origem sedimentar, com aquele da Formação Gramame. Este mineral inicia sua transformação em hemi-hidrato, a partir de 115°C, com a perda de parte de seu 20,9% de água;

iv) toda rocha quando submetida à variação de temperatura, sofre expansões ou retrações, as quais no caso dos calcários se processam com coeficientes da ordem de 0,000035 a 0,000005/°C, as fraturas se alongam e a granulometria se altera;

v) assim, mudanças de temperatura em rochas, principalmente em calcários, provocam alterações químicas e estruturais que só podem ser avaliadas com a ajuda da microscopia ótica e análises químicas;

vi) também a secagem ao ar de uma rocha é uma condição imprecisa, porque as temperaturas ambientes variam muito no espaço e no tempo e, conseqüentemente a porcentagem de umidade é variável com o local e o clima;

vii) por estas razões, o método de ensaio D.N.E.R.-ME-35-64 quando calcula o desgaste do agregado com Pn, de amostra seca ao ar e Pn de amostra seca em estufa (105/110°C) pode incorrer em erros, pois estas duas amostras não mais têm os mesmos componentes e a mesma estrutura;

viii) no caso de diferentes temperaturas de secagem, essas diferenças estruturais podem explicar os comportamentos diferentes do agregado na moagem, dos quais resultam o Pn, que só exames de microscopia ótica permitirão explicar.

De maneira geral, em virtude de sua adesividade satisfatória, não têm existido objeções para o uso de rochas calcárias britadas em obras de pavimentação, desde que apresentem resistência adequada ao tráfego esperado e não sejam muito porosas. Entretanto, na maioria das vezes, apresentam o inconveniente de serem susceptíveis ao polimento (tornando as estradas deslizantes na época das chuvas) ocasionado pelo efeito da aquaplanagem que consiste em películas d'água formadas entre o pavimento e o pneumático, impedindo o aparecimento da aderência. Isto geralmente não ocorre nos revestimentos construídos com agregados graúdos convencionais em razão da rugosidade que normalmente apresentam, permitindo a formação de canais de drenagem entre o pneumático e a superfície de rolamento, chegando, inclusive, a suprir as deficiências

por ventura existentes no pneu, decorrente do desgaste de suas ranhuras após certo tempo de uso (Netteberg, 1971) (Bonnot, 1975) (Ballie e Barberet, 1978) (Visser, 1984).

No Brasil sabe-se da utilização pelo D.N.E.R. de rochas calcárias como agregado graúdo na execução do revestimento asfáltico da rodovia BR-110, ligando as cidades de Mossoró a Areia Branca no Estado do Rio Grande do Norte. (Brasileiro, 1983).

Na Austrália, Netteberg (1971) e Visser (1984) afirmam ter conseguido revestimento de qualidade satisfatória com agregados calcários com perdas de 35% e 20% respectivamente nos ensaios "Los Angeles" e "Sondness test" e, para tráfego leve obtiveram também bons resultados com agregados que apresentavam desgaste "Los Angeles" entre 40 e 50%. Já na Nigéria, os autores afirmaram que os agregados calcários não apresentaram bom desempenho em revestimento do tipo tratamento superficial e apresentaram resistência mecânica medidas pelo ensaio 10% de finos entre 20 kN e 55 kN.

2.3.7 - Experiências Práticas Existentes Sobre Solução Antiderrapante para Revestimentos Construídos com a Utilização de Rochas Calcárias.

Bonnot (1975) trata da utilização de agregados provenientes de rochas calcárias para a fabricação de concreto betuminoso usinado à quente utilizado no revestimento de rodovias na região Norte da França com tráfego médio de 6.000 veículos/dia. A solução adotada consistiu basicamente em utilizar os materiais calcários em composição com materiais péticos eruptivos (DMT - 300 a 400 km) de maneira que o pneu ficasse parcialmente em contato com o calcário e a maior parte do contato pneu/pavimento ocorresse com os materiais mais resistentes ao polimento. Foram estudadas, duas soluções a seguir resumidas:

i) o emprego de fórmulas mistas, na qual utilizava-se o calcário na fração areia (35% a 40%) ou eventualmente nas frações areia e pedregulho (60%) e a rocha britada com boa resistência ao polimento para constituir a fração pedregulho, constatando que de maneira geral as fórmulas mistas podem ter características antiderapantes superiores à média que se obtém normalmente com os revestimentos sem o calcário para grandes velocidades (100 km/h). Ao passo que para velocidades menores (40 km/h) obteve-se em geral, coeficiente de atrito inferior à média Francesa nos primeiros 3 anos de tráfego. Em compensação, após 10 anos de tráfego constatou-se que, praticamente não houve diferença entre os coeficientes de atrito obtidos nos parâmetros executados com as fórmulas mistas e a média dos concretos betuminosos franceses, concluindo-se que, sobre tráfego intenso, no final da vida de projeto de um pavimento, é difícil obter-se boas características antiderapantes para qualquer tipo de agregado utilizado. Entretanto, é conveniente dar especial atenção ao coeficiente de atrito longitudinal para velocidades de 40 km/h que têm influência significativa na distância de refreamento, principalmente nas regiões urbanas; portanto é necessário compensar este ponto fraco do calcário quando são introduzidos nas fórmulas mistas, notadamente, quando usam-se agregados graúdo e miúdo provenientes de rochas calcárias. Neste caso torna-se necessário o estudo mais detalhado para a determinação das proporções para composição da mistura betuminosa;

ii) a outra solução foi a de fixação, na qual tem-se uma dissociação das funções da camada superficial, e a função de aderência é assegurada em grande parte por agregados resistentes ao polimento disposto na superfície do concreto betuminoso fabricado com o calcário. Nesta opção, embora necessite da aplicação de técnica mais delicada, a proporção de calcário é maior e, portanto dimi

nui a proporção de material a importar, acarretando redução de custo considerável em relação ao emprego de fórmulas mistas. Esta experiência usada em geral para rodovias com pequeno volume de tráfego, ainda não podia à época ser avaliada convenientemente, em função do pouco tempo em que tinha sido concebida, no entanto, observaram-se os maiores problemas de aderências que se situava nas curvas provocados pelo arrancamento dos agregados encaixados.

Grimaux (1978) comenta sobre estas fórmulas mistas, apontando problemas de durabilidade do pavimento devido à presença de materiais com resistências mecânicas diferentes que podem levar à degradação prematura provocada pelo atrito em função dos diferentes graus de dureza apresentados pelas rochas utilizadas. Este problema foi solucionado pela concepção de uma dosagem para mistura betuminosa, na qual os agregados graúdos fossem protegidos por argamassa de areia e filler calcários e cimentos alfa, a fim de que o atrito fosse atenuado, e o percentual do agregado graúdo de rocha dura atingisse 45%. Os resultados obtidos são, considerados animadores, principalmente nas épocas chuvosas. Adicionalmente Grimaux (1978) sugere análise mais acurada sobre o assunto, com estudo detalhado para a fadiga destas misturas betuminosas, e, finalizando, afirma que o potencial para utilização de calcários em revestimentos betuminosos possui boas perspectivas técnicas.

2.4 - Rochas Ígneas e Metamórficas

São as espécies de rocha mais comumente utilizadas e de sucesso comprovado para a fabricação/produção de agregados, usualmente conhecidos como brita granítica, e aí são incluídas várias famílias de rochas densas com textura variável e, tendo como regra estrutura cristalina peculiar entrelaçada, que lhes dão

características marcantes de dureza e resistência ao desgaste (ASSHTO, 1966).

Os agregados obtidos pelo processamento dessas rochas dispensam maiores comentários quanto aos aspectos de formação e evolução, pois já são bastante conhecidos. No entanto, do ponto de vista petrográfico, os agregados podem ser divididos em vários grupos de rochas com características comuns (composição, granulação e textura) de acordo com a classificação da B.S. 812 - Parte 1 - 1965, bastante prática, apresentada no Quadro 2.6. Não é necessário que o engenheiro rodoviário saiba todos esses tipos, nem implica que um ou outro material seja mais ou menos adequado para determinado fim, podendo ser encontrados materiais não adequados em qualquer grupo, embora em alguns tenha-se como tendência, maior quantidade de materiais melhores (RRL, 1962) (Neville, 1982).

Embora muitas vezes sejam usadas marcas ou designações para agregados que não correspondem à classificação petrográfica correta em serviços de pavimentação, os agregados (geralmente denominados de brita granítica) são provenientes da britagem dos seguintes grupos de rocha (Santana, 1970):

- i) grupo granito (granito, diorito, sienito, gnaisse);
- ii) grupo basalto (basalto, diabásio).

De modo geral o grupo granito fornece melhor agregado e o grupo basalto é de mais difícil britagem.

2.5 - Agregados

2.5.1 - Introdução

O agregado é considerado o material básico da construção de estradas, porque constitui a maior parte das misturas utilizadas em pavimentação; é ele que suporta as principais ten

GRUPO "ARTIFICIAL" Escória		GRUPO DO GRÊS DURO	
GRUPO DO BASALTO		Aglomerado	Sed.
Andesito	Ig.Int.F.	Arcosio	Sed.Si.
Basalto	Ig.Bas.F.	Brecha	Sed.
Porfirito básico	Ig.Int.M.	Conglomerado	Sed.
Diabasio	Ig.Bas.M.	Grauvaque	Sed.Si.
Dolerito	Ig.Bas.M.	"Grit"	Sed.Si.
Epidiorito	Met.R.	Arenito	Sed.Si.
Hornblend-Xisto	Met.R.	Tufo	Sed.
Lamprôfiro	Ig.Bas.	GRUPO DAS CORNEANAS	
Quartzo-dolerito	Ig.Bas.M.	Rochas de contacto de todas as espécies alte-Met.T. radas, exceto o mármore.	
Espilito	Ig.Bas.F.	GRUPO DO CALCÁRIO	
Tesquenito	Ig.Bas.	Dolomito	Sed.Ca.
Teralito	Ig.Bas.	Calcário	Sed.Ca.
GRUPO DO SILEX		Mármore	Met.T.
Calcedônia Impura	Sed.Si.	GRUPO DO PÓRFIRO	
Silex	Sed.Si.	Aplito	-
GRUPO DO GABRO		Dacito	Ig.Ac.F.
Diorito Básico	Ig.Int.G.	Felsito	Ig.Ac.F.
Gnaisse básico	Met.R.	Granôfiro	Ig.Ac.M.
Gabro	Ig.Bas.G.	Queratófiro	Ig.Int.F.
Hornblendito	Ig.U.	GRUPO DO QUARTZITO	
Norito	Ig.Bas.G.	Gânister	-
Peridotito	Ig.U.	Arenito (quartzítico)	Met.Sed.Si.
Picrito	Ig.U.	Quartzito (recristalizado)	Met.T.
Serpentinito	-	GRUPO DO XISTO	
GRUPO DO GRANITO		Filito	Met.R.
Gnaisse	Met.R.	Xisto	Met.R.
Granito	Ig.Ac.G.	Ardósia	Met.R.
Granodiorito	Ig.Ac.G.		
Granulito	Met.R.		
Pegmatito	-		
Quartzo Diorito	Ig.Int.G.		
Sienito	Ig.Int.G.		

C H A V E		
Ig. = Igneo	Ac. = Ácido	G. = Granulação grossa
Sed. = Sedimentar	Int. = Intermediário	M. = Granulação média
Met. = Metamórfico	Bas. = Básico	F. = Granulação fina
	U. = Ultrabásico	
Ca. = Calcário	T. = Térmico	
Si. = Silicioso	R. = Regional	

Nota: Reconhece-se que são utilizados nomes tradicionais para descrever certas rochas. Se são usados tais termos, a rocha em questão deve ser também descrita pelo nome apropriado do grupo comercial da lista acima.

Quadro 2.6 - Classificação Mineralógica com Denominação Comercial dos Agregados. (Fonte - RRL, 1962).

sões que ocorrem no corpo estradal e que também resiste aos desgastes superficiais; além do mais o agregado desempenha função econômica em misturas betuminosas e em concretos de cimento Portland, geralmente é o elemento de custo mais baixo por unidade de volume da mistura. Assim sendo, torna-se importante estudar as propriedades dos agregados, bem como analisar a realização de ensaios para a determinação dessas propriedades, que são consideradas importantes tanto para comparar as propriedades dos agregados de fontes diversas como para a verificação da variabilidade dos agregados da mesma fonte.

Embora não se pretenda esgotar o assunto, procura-se nesta revisão oferecer abordagem inicial de um estudo que posteriormente deverá tornar-se mais profundo, visando à utilização de diversos tipos de agregados na engenharia rodoviária.

2.5.2 - Definição/Classificação

A B.S. (1960) define agregados como os fragmentos e partículas inertes que formam a principal estrutura de mistura como o asfalto, macadame alcotoadro ou concreto. E a divisão entre agregados graúdo e miúdo é feita variando de acordo com a finalidade para o qual vai ser usado; por exemplo no agregado para concreto de cimento, a divisão é feita na peneira 4,8 mm enquanto que para os agregados para misturas betuminosas, utiliza-se a peneira 3,35 mm.

Embora sejam consideradas como inertes, os agregados possuem certas características físicas (modificações de volume por variação de umidade) e químicas (reação com os alcális do cimento) que intervêm no comportamento do concreto (Neville, 1982).

O D.N.E.R. (1974) em sua especificação para concreto de cimento, define:

- agregado graúdo - é o seixo rolado, o cascalho, a pedra brita -

- da, a escória de alto forno ou outros materiais granulares com provadamente inertes e de características semelhantes, de diâmetro máximo* superior a 4,8 mm;
- agregado miúdo - é a areia natural quartzosa, artificial resultante da britagem de rochas estáveis ou, desde que aprovadas, quaisquer outros materiais inertes com características semelhantes, de diâmetro máximo igual ou inferior a 4,8 mm;
 - brita - é o material resultante da britagem de rochas estáveis, de escória de alto forno etc.;
 - brita classificada - é aquela que obedece a determinados limites de diâmetro e é classificada com a numeração 0, 1, 2 e 3, conforme a faixa granulométrica em que se enquadrar.

TIPOS DE BRITA	TAMANHOS EXTREMOS (mm)
3	50 - 25
2	25 38 - 19
1	19 - 9,5
0	9,5 - 2,4
Pó de pedra	Inferior a 2,4

A ABNT considera a brita zero aquela compreendida entre as peneiras 9,5 e 4,8 mm (Basílio, 1984).

Também é de uso comum a brita obtida pela britagem direta das rochas em um só estágio chamada de "bica corrida", cuja granulometria depende do tipo de rocha e do tipo de britador.

Os agregados podem ser obtidos de materiais naturais tais como se encontram na natureza, sendo utilizados sem necessitar da britagem, como por exemplo, os cascalhos, os saibros e as areias. Já para a obtenção de outros, exige-se a extração, brita

* Diâmetro máximo de um agregado - é o diâmetro em mm correspondente a menor peneira da série normal em que passa a totalidade do material ou que nela fica retido no máximo 5% (DNER, 1974).

gem e, às vezes até alavagem. A britagem é sempre recomendável mesmo quando se pode obter material resistente, obedecendo aos requisitos de granulometria sem britagem; isto se faz necessário com a finalidade de melhorar a angulosidade dos agregados, dando misturas mais resistentes do que aquelas obtidas com pedregulhos ou seixos rolados de superfície lisa e forma arredondada. (RRL, 1962); (AASHTO, 1966).

* Martin e Wallace (1958) assim como a maioria dos livros mais direcionados para a pavimentação, classifica os agregados da seguinte maneira:

- i) chama-se agregado graúdo a fração retida na peneira nº 10 (2,0 mm) designado como em solos, fração pedregulho;
- ii) chama-se agregado miúdo a fração que passa na peneira nº 10 (2,0 mm) e é retida na peneira 200 (0,074 mm) sendo designada como em solos de fração areia;
- iii) chama-se filler ou material de enchimento, a fração que passa na peneira nº 200 (0,074 mm).

Já para a tecnologia do concreto, utiliza-se a peneira 4,8 mm para fazer a separação do agregado graúdo e miúdo.

Embora seja muito discutido a peneira utilizada para a divisão dos agregados, nota-se certa tendência para se utilizar a terminologia adotada no concreto em todas as outras áreas, uma vez que a divisão feita na peneira 4,8 mm torna mais prática a operação de peneiramento na britagem e mais adequada ainda se torna quando for necessário a lavagem. (Azevedo, 1983).

A análise granulométrica dos agregados é feita por via seca e é normalizado pelo D.N.E.R. através do método de ensaio D.N.E.R.-ME-83/63, mas alguns organismos internacionais indicam a análise granulométrica com lavagem na peneira nº 200, como a mais adequada, embora seja mais demorada.

O Quadro 2.7 mostra a série de peneiras padrão de

ABERTURA (mm ou μm)	BS (Designação antiga)	ASTM
125 mm	-	5 pol.
106 mm	4 pol.	4 pol.
90 mm	3 1/2 pol.	3 1/2 pol.
75 mm	3 pol.	3 pol.
63 mm	2 1/2 pol.	2 1/2 pol.
53 mm	2 pol.	2 pol.
45 mm	1 3/4 pol.	1 3/4 pol.
38,1 mm	1 1/2 pol.	1 1/2 pol.
37,5 mm	1 1/2 pol.	1 1/2 pol.
31,5 mm	1 1/4 pol.	1 1/4 pol.
25,4 mm	1 pol.	1 pol.
22,4 mm	7/8 pol.	7/8 pol.
19,0 mm	3/4 pol.	3/4 pol.
16,0 mm	5/8 pol.	5/8 pol.
12,7 mm	1/2 pol.	1/2 pol.
11,2 mm	-	7/16 pol.
9,5 mm	3/8 pol.	3/8 pol.
8,0 mm	5/16 pol.	5/16 pol.
6,7 mm	1/4 pol.	0,265 pol.
5,6 mm	-	Nº 3 1/2
4,75 mm	3/16 pol.	Nº 4
4,00 mm	-	Nº 5
3,35 mm	Nº 5	Nº 6
2,80 mm	Nº 6	Nº 7
2,36 mm	Nº 7	Nº 8
2,00 mm	Nº 8	Nº 10
1,70 mm	Nº 10	Nº 12
1,40 mm	Nº 12	Nº 14
1,18 mm	Nº 14	Nº 16
1,00 mm	Nº 16	Nº 18
850 μm	Nº 18	Nº 20
710 μm	Nº 22	Nº 25
600 μm	Nº 25	Nº 30
500 μm	Nº 30	Nº 35
425 μm	Nº 36	Nº 40
355 μm	Nº 44	Nº 45
300 μm	Nº 52	Nº 50
250 μm	Nº 60	Nº 60
212 μm	Nº 72	Nº 70
180 μm	Nº 85	Nº 80
150 μm	Nº 100	Nº 100
125 μm	Nº 120	Nº 120
106 μm	Nº 150	Nº 140
90 μm	Nº 170	Nº 170(6)
75 μm	Nº 200	Nº 200
63 μm	Nº 240	Nº 230
53 μm	Nº 300	Nº 270
45 μm	Nº 350	Nº 325
38 μm	-	Nº 400

Quadro 2.7 - Peneiras Padrão Americanas e Ingêlasas**.
(Fonte - Neville, 1982).

* 38,1 é americana e 37,5 é inglesa.

**No Brasil as peneiras foram normalizadas pela EB-22 (NBR 5734). A designação é feita pela sigla ABNT seguida da abertura nominal da peneira ou, em certos casos, pelo número da peneira. A série normal de peneiras para concreto é (em mm): 152; 76; 38; 19; 9,5; 4,8; 2,4; 1,2; 0,6; 0,3; 0,15, usando-se também as intermediárias 100; 50; 25; 12,5; 6,3; e em alguns casos 64; 32; 16; 8. (Neville, 1982).

acordo com a designação fundamental por abertura em milímetros ou micrômetros bem como as denominações antigas segundo a B.S. e a ASTM.

Um parâmetro granulométrico geralmente utilizado para classificar o agregado miúdo é o módulo de finura (MF) definido como o quociente da divisão por 100 da soma das porcentagens retidas acumuladas nas peneiras da série normal. O valor do módulo de finura é mais utilizado para caracterizar areias na tecnologia do concreto de cimento. Assim, uma areia grossa possui módulo de finura acima de 3,9; uma areia média entre 2,4 e 3,9 e uma areia fina abaixo de 2,4. O módulo de finura pode ser considerado como um tamanho médio ponderado da peneira na qual o material é retido; no entanto não pode ser representativo de uma distribuição granulométrica, mas pode ser útil no controle periódico para verificação de variações em agregados de mesma procedência. (Neville, 1982).

O agregado miúdo, geralmente areia, é um material composto de minerais granulares, dentre os quais predomina o quartzo, mas também pode ser obtido artificialmente pela moagem de rochas duras como o granito e o gnaisse. O agregado miúdo tem como função, aumentar o equilíbrio da estrutura formada pelo agregado graúdo e este tem como principal função formar arcabouço estrutural da mistura que recebe e transmite a grande parte das solicitações do pavimento. (Martin e Wallace, 1958) (Santana, 1970).

2.5.3 - Granulometria da Mistura de Agregados

Existem duas formas típicas de curvas granulométricas: a granulometria contínua onde estão presentes todos os tamanhos de partículas, desde o tamanho máximo ao tamanho mínimo; enquanto que na granulometria descontínua, há nítidamente a falta ou deficiência de certa gama de tamanho de partículas e, devi

do a isto mostram maior tendência à segregação*, que, embora presente melhor trabalhabilidade do que as misturas de granulometria contínua, é considerado da máxima importância num bom controle de granulometria e acima de tudo, cuidados com o manuseio das misturas de granulometria descontínua. (Neville, 1982).

As curvas de granulometria contínua podem ser representadas pela equação:

$$p = 100 \left(\frac{d}{D}\right)^n$$

onde:

p - porcentagem em peso passando na peneira de abertura **d**;

D - diâmetro máximo do agregado;

n - expoente que permite classificar a mistura de agregados de granulometria contínua de acordo com a graduação.

Para $n = 0,5$, tem-se a chamada equação de Fuller que traduz a máxima densificação (na prática observa-se que **n** está mais próximo de 0,45) tendo-se a mistura de agregados com graduação densa onde é mantido o contato grão a grão, e todos os vazios são preenchidos com grãos mais finos havendo aumento da estabilidade; a densidade é alta, a permeabilidade é baixa e pode ser susceptível ao congelamento; é moderadamente difícil de compactar, mas é o material ideal devido a sua alta resistência ao cisalhamento (Santana, 1983).

Para valores de **n** abaixo de 0,35, tem-se um excesso de finos e os grãos maiores flutuam junto aos menores devido à quantidade

* Segregação - é a separação dos componentes de uma mistura heterogênea, de modo que sua distribuição não mais seja uniforme. Existem duas formas de segregação; numa as partículas maiores tendem a separar-se das partículas mais finas e a outra forma de segregação que ocorre principalmente em concreto de cimento com muita água, se manifesta pela separação da suspensão de cimento aquosa da mistura (Neville, 1982).

de finos; a densidade é baixa, praticamente impermeável, susceptível ao congelamento e facilmente compactável; sua estabilidade é grandemente afetada pelas condições adversas d'água (Santana, 1983).

Para valores de n acima de 0,55, tem-se a mistura de agregados com graduação aberta com pouco ou nenhum fino (passando na peneira nº 200); sua estabilidade provém exclusivamente do contato grão a grão e é relativamente baixa; sua densidade é também relativamente baixa; é bem permeável e não susceptível ao congelamento e de difícil trabalhabilidade (Santana, 1983).

Embora as considerações acima não possam ser generalizadas, fornecem informações aproximadas do comportamento da mistura de agregados, bem como são úteis para, sob o ponto de vista prático, se destacar a importância do critério de se fazer acompanhar as exigências granulométricas juntamente com o critério da resistência mínima (Santana, 1983).



2.5.4 - Forma e Textura das Partículas de um Agregado.

A forma e a textura das partículas de um agregado são características importantes, porque formas indesejáveis, tais como lamelares, arredondadas e polidas podem ser a causa de certas anomalias como a variação do teor de betume, homogeneidade, além de causarem maior fragilidade estrutural nas misturas betuminosas. A forma ideal das partículas é a cúbica com textura rugosa, que conduz a maior entrosamento entre as mesmas, criando maior resistência ao cisalhamento, além de possuírem menor área específica. (RRL, 1962).

Tem sido considerado que a forma das partículas depende do tipo de rocha e do tipo de britador utilizado, mas no entanto é considerado muito importante para a obtenção de partículas cúbicas que o coeficiente de redução para a produção não seja superior a 4:1.

Experiências laboratoriais realizadas pelo RRL citadas por Brasileiro (1983) encontraram melhorias na estabilidade de misturas betuminosas quando substituí agregados de forma arredonda da e textura lisa por agregados oriundos de britagem de rochas. Isto também pode ser verificado quando da utilização de pó de pedra em substituição a areia de rio, porque a mistura betuminosa per de em flexibilidade.

A forma das partículas de um agregado pode ser avaliada pelo índice de forma, determinado pela média dos índices de forma das partículas obtidas pela relação entre seus tamanhos máximos e mínimos. O D.N.E.R. padronizou o método ME 84/64 para medir a cubicidade e avaliar a forma das partículas de um a gregado. Já a especificação rodoviária estabelece que o a gregado grão para ser utilizado na fabricação do concreto betuminoso usi nado à quente, não deve ser inferior a 0,5. Existem vários métodos para determinar a forma dos grãos. O utilizado pelo D.N.E.R. é um método que determina um fator de cubicidade através de crivos redu tores retangulares. Birman (1969) afirma que apesar de não haver experiência de valores numéricos que eliminem ou não os agregados é da opinião de que os agregados que apresentem $f \geq 0,5$, poderiam ser considerados de boa qualidade quanto a esta característica. No entanto, faz restrição à metodologia utilizada que não elimina os grãos arredondados, e, assim, evidentemente ficam retidos nos cri vos, dando-lhe valor de f bem próximo a 1.

* 2.5.5 - Porosidade e Absorção dos Agregados.

As partículas de um agregado apresentam vazios de duas naturezas:

- i) poros ou vazios permeáveis;
- ii) poros ou vazios impermeáveis.

Por definição os vazios permeáveis são preenchidos por água após imersão durante 24 h.

* O conhecimento das características dos poros são muito importantes para o emprego de agregados porosos em revestimentos betuminosos, uma vez que a porosidade do agregado afeta a quantidade de ligante requerida para determinada mistura betuminosa devido à quantidade de ligante absorvido pelo agregado, principalmente em misturas betuminosas densas, nas quais pequena variação no conteúdo de asfalto pode resultar em misturas muito pobres ou muito ricas. Esforços têm sido feitos por pesquisadores para a avaliação da absorção do agregado, inclusive com análise da característica dos poros.

Kandhal e Lee (1972) estudando rochas calcárias concluíram que poros com dimensões entre 0,1 e 0,05 μm pareceram influir na quantidade d'água absorvida, ao passo que poros de dimensões entre 0,7 e 0,05 μm influenciaram na determinação da absorção do asfalto. Já Neville (1982) afirma que poros menores que 4 μm apresentam interesse especial porque de modo geral, acredita-se que tenham influência sobre a durabilidade dos agregados e, como o agregado representa em torno de 3/4 do volume da mistura, é evidente que a porosidade do agregado contribui significativamente para a porosidade da mistura.

Para o cálculo da quantidade de asfalto requerida para determinado agregado deve ser levada em consideração a capacidade de retenção superficial do agregado que depende:

- i) da área específica;
- ii) da rugosidade;
- iii) da porosidade efetiva.

Entretanto, são ainda necessários a adoção de ensaios e critérios para avaliação da capacidade de absorção de li

gante e assim garantir boas qualidades de misturas betuminosas e que os chamados agregados não convencionais não sejam rejeitados às vezes sem justificativa devido à falta de critério.

Neville (1982) afirma que de maneira geral, os agregados com as mesmas características petrográficas apresentam maior absorção aqueles submetidos a intemperismos mais intensos.

O'Flaherty (1974) considera que o valor da absorção d'água permitida para agregados a serem empregados em rodovias deve ser limitada a 2% para agregados usados em revestimentos betuminosos enquanto que os usados com absorção superior a 4% podem ser utilizados em bases. Também é observado pelo autor o lado benéfico dos agregados porosos devido à melhor adesão em razão do intertravamento mecânico causado pela penetração do ligante nas partículas.

* Segundo Birman (1969) alguns agregados que apresentem alta absorção de água poderão causar erro na determinação dos vazios de uma mistura betuminosa devido à acentuada diferença verificada entre as massas específicas real e aparente. Na massa específica real dos grãos ("apparent specific gravity") os vazios permeáveis são excluídos do volume do agregado, ao passo que estes vazios são incluídos no volume do agregado para o cálculo da massa específica aparente ("bulk specific gravity"). Em agregados com baixa absorção d'água os valores das massas específicas são relativamente próximas entre si. Tal fato é decorrente de que a quantidade d'água absorvida por determinada partícula de agregado poroso é normalmente maior do que a quantidade do cimento asfáltico que seria absorvido por esta mesma partícula. Assim, a quantidade de vazios permeáveis determinada pela absorção d'água será maior que a quantidade de vazios permeáveis determinada pela absorção de asfalto; portanto, a massa específica aparente determi

nada pela absorção d'água é menor que a massa específica aparente determinada pela absorção do asfalto. Por outro lado, os vazios permeáveis vão absorver certa quantidade de asfalto e a massa específica real determinada pela absorção d'água é maior do que a massa específica determinada pela absorção do asfalto. Portanto, a massa específica efetiva dos agregados empregados em misturas betuminosas deve estar compreendida entre as massas específicas real e aparente determinadas pela metodologia adotada pelo D.N.E.R.. Várias entidades têm devotado consideráveis esforços para a determinação de uma fórmula que exprima a massa específica efetiva dos grãos de agregados utilizados em misturas betuminosas e até que seja padronizado um método para determinação desse valor que seja aceito integralmente, tem-se adotado nos projetos de misturas betuminosas para o cálculo dos vazios, a massa específica efetiva como sendo a média aritmética entre as massas específicas real e aparente, como tentativa de normalizar o problema.

De acordo com a metodologia de ensaio adotada pelo D.N.E.R., a absorção do agregado é determinada pela medida do aumento de peso pela amostra seca em estufa quando imersa em água por 24 h, sendo a água de superfície removida. A razão do aumento de peso para o peso da amostra seca, expressa em porcentagem é chamada de absorção que geralmente é aceita como medida da porosidade do agregado e, algumas vezes como medida de sua resistência às intempéries principalmente à ação do congelamento e degelo; entretanto, Kandhall (1972) acha que a medida da porosidade pela absorção seria válida se houvesse saturação total do agregado o que raramente ocorre, principalmente em agregados porosos.

As especificações do D.N.E.R. (1974) não estabelece limites de aceitação para a absorção de agregados. A especificação Japonesa limita em 3% a absorção d'água pelo agregado graúdo, en

quanto que na África do Sul, além de limitar em 1% a absorção para o agregado graúdo, ainda fixa em 1,5% a absorção máxima do agregado miúdo, e especifica que se necessário, no uso de agregados com absorção acima daquela requerida, deve-se proceder a ensaios adequados para medir a performance do agregado junto ao ligante, alegando que a absorção excessiva afeta a durabilidade da mistura asfáltica. (NITRR, 1981).

Na literatura consultada, Pompeu Neto (1976) Souza (1980) e Guimarães (1978) observaram valores para a absorção entre 3 a 10% para agregados lateríticos enquanto os agregados provenientes de rochas calcárias, apresentavam absorção desde 0,3 até 12%; esta propriedade está intimamente correlacionada com a idade de sua formação ao passo que os agregados graníticos geralmente apresentam baixa absorção da ordem de 0,2 a 1%.

Santana e Gontijo (1986) consideram a porosidade, muito importante para a avaliação de agregados a serem utilizados em misturas betuminosas, porque (segundo eles) agregados muito porosos, como por exemplo aqueles provenientes de concreções lateríticas, absorvem água e asfalto em quantidades exageradas.



2.5.6 - Massas Específicas Real e Aparente.

De acordo com o D.N.E.R., tem-se as seguintes definições:

i) densidade real do grão - é a relação entre o peso, ao ar, do volume, da porção inacessível à água, após 24 h de imersão de um material, e o peso ao ar de igual volume de água destilada à temperatura, t ;

ii) densidade aparente do grão - é a relação entre o peso ao ar, de um determinado volume de material, incluindo todos os vazios dos grãos e o peso, ao ar de igual volume de água destilada à temperatura ambiente t .

A massa específica depende dos minerais que constituem os agregados e também da quantidade de vazios. Neville (1982), apresenta os valores mostrados no Quadro 2.8 para os principais grupos de rochas normalmente utilizadas na construção e, afirma que embora a massa específica seja utilizada para o cálculo de quantidades, seu valor deve ser especificado para certos tipos petrológicos de agregados em que a variação de massa específica dá uma indicação da variação da porosidade das partículas.

GRUPO	MASSA ESPECÍFICA MÉDIA (g/cm ³)	INTERVALO DE VARIAÇÃO
Basalto	2,80	2,60 - 3,00
Granito	2,69	2,60 - 3,00
Calcário	2,66	2,50 - 2,80

Quadro 2.8 - Massa Específica Aparente de Grupos Minerais.

A especificação Japonesa fixa que o valor da massa específica do agregado deve ser superior a 2,45 g/cm³. No Brasil não é exigido tal recomendação, no entanto não se recomenda a utilização de agregados graúdos com baixa massa específica em concretos betuminosos pelo baixo valor de suporte produzido nas misturas.

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, tornando-as bastante porosas. Segundo dados disponíveis na bibliografia consultada, a massa específica real dos agregados lateríticos apresentam valores entre 2,5 a 3,2 g/cm³ e a massa específica aparente apresenta valores entre 2,1 e 2,6 g/cm³; ao passo que o material que compõe as concreções

(material moído) varia entre 3,1 e 3,6 g/cm³, normalmente apresentando valores mais altos para as concreções mais ricas em óxido de ferro.

2.5.7 - Durabilidade dos Agregados

Os modos de formação das rochas podem causar variabilidade na composição, textura e propriedades físicas e mecânicas dos agregados, e os processos de produção podem causar variabilidade em sua graduação, forma e limpeza. Portanto, torna-se necessário controlar esta variabilidade através da realização de ensaios que também servirão para permitir a análise comparativa entre agregados de fontes diferentes. Tais ensaios atualmente tendem a ser aplicados nos agregados, procurando-se reproduzir a maneira como os mesmos serão utilizados em serviço. Estes ensaios apresentam melhor reprodutibilidade e se correlacionam melhor com o comportamento na prática do que se fossem realizados em amostras preparadas com a retirada de corpo de prova da rocha; no entanto, estes ensaios têm ainda validade quando se estuda uma fonte potencial de agregado. (RRL, 1962).

A durabilidade do agregado é a denominação dada a capacidade do agregado resistir aos desgastes provocados não somente pela abrasão direta do tráfego, por movimentos recíprocos entre si, mas também pela ação das intempéries como: congelamento/degelo e ciclos alternados de molhagem e secagem., desta forma, modificando as características originais dos agregados durante a vida de projeto. Existem vários ensaios com o objetivo de prever estas condições a partir de ensaios de Abrasão e tenacidade (Neville, 1982).

2.5.7.1 - Ensaio de Desgaste "Los Angeles".

Este ensaio foi desenvolvido na cidade de Los Angeles em 1920 e, rapidamente tornou-se aceito mundialmente, mas logo surgiram contestações a respeito da validade do ensaio para avaliar a dureza e tenacidade dos agregados em serviço, existindo atualmente tendência para adotar-se diferentes limites de aceitação, dependendo do tipo de rocha e do serviço em que vai ser empregado o agregado.

Após 30 anos de experiência com o ensaio, Goldbeck declarou:

"O ensaio Los Angeles é aceitável para determinação da dureza e tenacidade da rocha e a quantidade de material fraco (mole). O resultado do ensaio é muito rigoroso para prever o comportamento do agregado em serviço avaliado por outros ensaios físicos. O ensaio dá um índice seguro para a aceitação de agregados para uso em rodovias, mas várias exceções foram observadas em diversas regiões do país. É que alguns agregados graníticos apresentaram bom comportamento em serviço, apesar da alta porcentagem de perda determinada pelo ensaio" (Baker, 1975).

Hveem (1963) grande tecnologista americano em palestra proferida no Brasil em 1963, declarou:

"Poderia ter havido alguma razão para adotar-se um ensaio desse tipo quando as carroças de aro metálico e os animais ferrados ainda se utilizavam das estradas".

Apesar de ser bastante contestado, o ensaio "Los Angeles" ainda é o ensaio mais empregado no Brasil e no mundo para prever o desgaste de um agregado provocada pelo choque e atrito entre as partículas, principalmente nas misturas mais abertas (Santana, 1986).

Este ensaio foi normalizado originalmente,

pela ASTM e ASSHTO, posteriormente difundido e aceito pela maioria dos órgãos e técnicos rodoviários; aqui no Brasil a metodologia de ensaio é normalizada pelo D.N.E.R. (ME-35-64).

No Brasil, os valores permissíveis para a porcentagem de desgaste determinada (de acordo com a metodologia do D.N.E.R.) dependem do tipo de serviço considerado:

SERVIÇO		(%) DE PERDA
Sub-base		não especificado
Base material retido na peneira 2,0mm	Estabilizada granulometricamente	≤ 55
	Solo/cimento	≤ 55
	Solos lateríticos	≤ 65
	Macadame Hidráulico	≤ 50
Tratamento Superficial e Macadame Betuminoso		Quando não houver disponibilidade de material com desgaste inferior a 40%, admite-se desgaste de até 50%, desde que tenha apresentado bom comportamento quando utilizada anteriormente.
Concreto betuminoso usinado à quente		≤ 50
Concreto de cimento (ABNT)		≤ 50

Quadro 2.9 - Valores Especificados no Brasil para o Desgaste "Los Angeles".

Tem sido empregado no Brasil materiais com desgaste superior a 50%, avaliando suas características após moldagens e remoldagens em ensaios CBR. (Souza, 1976).

Em misturas solo-agregado utilizados pelo D.E.R.-SP, tem-se verificado bom comportamento em agregados lateríticos com alta perda no ensaio "Los Angeles", mas que tem na fração passando na peneira 0,42 mm a função de ligante em torno da fração pedregulho (Nogami, 1985).

West (1970) e Gidigasú (1975) comentam que

o ensaio de abrasão "Los Angeles" pode fornecer resultados duvidosos quando utilizado para avaliar materiais fracos em virtude da massa pulverosa que geralmente se forma antes que as 500 revoluções prescritas no ensaio sejam completadas. Admitiram que o material fino que se forma, provoca efeito amortecedor sobre as partículas mais grossas, evitando desta forma que os efeitos abrasivos se desenvolvam naturalmente de acordo com os princípios do método.

Segundo Birmam (1969) no estado do R. de Janeiro, na maioria dos concretos asfálticos executados pelo D.E.R. utilizou-se agregados com desgaste superior a 55% e estes revestimentos, alguns até com 10 anos de idade sob tráfego intenso e pesado não acusaram defeitos relacionados ao desgaste por abrasão. Procurou-se compensar esta deficiência projetando com rigor, mistura na qual os agregados graúdos fossem como que protegidos por uma argamassa de areia, filler e cimento asfáltico, a fim de que o atrito fosse diminuído.

A ASSHTO permite a utilização de agregados com porcentagem de desgaste "Los Angeles" acima de 50% desde que a experiência tenha demonstrado seu bom comportamento (Souza, 1976).

Martin e Wallace (1958) afirmam que os agregados usados em misturas asfálticas podem ser mais moles do que aqueles a serem empregados como agregados em revestimento do tipo tratamento superficial, nos quais o valor do desgaste deve ser limitado a 35%.

* O ensaio "Los Angeles" combina o atrito e a abrasão sobre a massa de agregados procurando reproduzir o desgaste que o agregado irá sofrer na estrutura do pavimento pela ação do tráfego ou pelo atrito interno das partículas entre si. A amostra a ser ensaiada deve ser enquadrada em determinadas faixas granulométricas de acordo com sua graduação que não deverá influir

no resultado do ensaio, desde que a massa da amostra e a quantidade de esferas de aço sejam fixadas de forma apropriada (RRL,1962) .

Em concreto de cimento esse ensaio é muito utilizado porque seus resultados mostram boa correlação não somente com a resistência do agregado ao desgaste no concreto, mas também com a resistência do concreto à compressão e a tração na flexão, quando é utilizado o agregado considerado. (Neville, 1982).

A especificação japonesa limita em 30% a perda máxima permitida para o agregado graúdo avaliado pelo ensaio "Los Angeles" visando sua utilização em concreto betuminoso usado à quente.

2.5.7.2 - Ensaio de Durabilidade ("Soundness Test").

Este ensaio foi proposto no começo do século XIX na Europa para prever a resistência do agregado à ação do congelamento e degelo baseado no princípio de que os agregados provenientes de rochas duras e resistentes são muito pouco afetadas quando exposto ao referido ensaio, ao passo que agregados porosos e fracos geralmente se desintegram devido à pressão dos sais que se cristalizam no interior dos poros durante a secagem, simulando a ação dos cristais de gelo que possivelmente se formariam no interior dos agregados quando estes são submetidos às condições severas dos climas temperados. No entanto, tem-se observado que este ensaio não dá indicação muito precisa do comportamento dos agregados em serviço. Alguns agregados que não atenderam às exigências deste ensaio, mostraram comportamento bastante adequado em serviço, mesmo quando submetidos a condições severas. (Baker, 1975).

Alguns autores afirmam que o ensaio é apenas qualitativo, e não pode ser usado como critério de aceitação ou rejeição de agregados não conhecidos, nem tão pouco oferecer uma indicação do comportamento real do agregado com respeito a sua dura-

bilidade, o que somente é feito de forma eficiente a partir de observações do agregado em serviço.

Embora os agregados porosos tenham sempre baixa durabilidade quando avaliada pelo "Soundness Test", não é somente o volume total dos poros que influenciam nesta propriedade mas dependentemente também entre outras coisas, principalmente do tamanho, forma e continuidade dos poros no agregado, pois estas quantidades controlam o fluxo, a quantidade absorvida e a velocidade com que a água pode sair das partículas de agregado, bem como dão indicação do comportamento do agregado frente à ação da pressão do gelo que pode atingir até 200 MPa em ambiente confinado a -20°C . Assim para se evitar a ruptura das partículas de um agregado e da pasta que os envolve, deve-se tornar possível o fluxo d'água para os poros vazios do interior das partículas do agregado, ou para a pasta que as envolve antes que a pressão hidráulica torne-se suficientemente elevada para causar desagregação. Assim, em concreto de cimento a durabilidade do agregado somente pode ser avaliada de fato quando estiver envolto por pasta de cimento. (Neville, 1982).

Martin e Wallace (1958) afirmam que os agregados inestáveis se desintegram após poucos ciclos e não são considerados satisfatórios como agregados para pavimentos asfálticos, especialmente para aqueles revestimentos em que os agregados ficam expostos aos agentes atmosféricos.

A ASSHTO especifica perda máxima de 12% quando se utiliza o sulfato de sódio. (Souza, 1976).

No Brasil este ensaio somente foi normalizado em 1964 com o objetivo de fornecer informações úteis no julgamento da durabilidade do agregado sujeito à desagregação decorrente de fenômenos atmosféricos. E tem sido bastante usado na região Sul como indicativo da má qualidade de materiais basálticos. (Souza, 1976).

O D.N.E.R. especifica que submetido ao ensaio de durabilidade com sulfato de sódio em 5 ciclos, o agregado não deve apresentar perda superior a 12%. Tal exigência é feita tanto para misturas betuminosas, como para concreto de cimento; no entanto é dispensada para agregados destinados ao emprego em concretos para estruturas que não sejam expostas às intempéries. Enquanto que para os agregados a serem utilizados em bases de macadame hidráulico deve apresentar perda máxima de 20% com o sulfato de sódio, e 30% com sulfato de magnésio.

Quanto à eficiência deste ensaio, tem dado margem a freqüentes discussões onde a maioria dos pesquisadores não concorda até agora com seu uso. A maioria desaconselha seu uso e D.L. Bloem citado por Basílio (1984) diz textualmente:

"Tem-se sugerido que o ensaio de durabilidade com sulfatos seja utilizado para a aceitação dos agregados, porém nunca para rejeitá-los, sob a alegação de que agregados que satisfazam ao ensaio são de boa qualidade, enquanto aqueles que não satisfazem poderão ou não ser ruins. Infelizmente, continua o autor, o ensaio não é confiável nem a este ponto".

O relatório nº 80 do HRB apresenta uma crítica ao método e conclui que "seus resultados não apresentam qualquer correlação com o comportamento do agregado na obra" (Basílio, 1984).

*2.5.7.3 - Ensaio de Esmagamento, 10% de Finos e Impacto.

2.5.7.3.1 - Esmagamento

Embora não exista relação definida entre o valor do esmagamento e a resistência à compressão do concreto, este ensaio dá boa indicação quando se está estudando um

agregado cujo desempenho é desconhecido, particularmente quando houver suspeita de resistência baixa, como por exemplo, nos casos de calcários alguns granitos e basaltos. O ensaio de esmagamento não é muito sensível à variação de resistência de agregados mais brandos, isto é, agregados com valor de esmagamento maior que 25 a 30%. Isto acontece porque tendo sido esmagado antes de atingir a carga total de 400 kN, esses materiais menos resistentes ficam a tal ponto compactados que é reduzido o esmagamento nos estágios subsequentes do ensaio. Por esta razão foi criado o ensaio 10% de finos (Neville, 1982). Esta consideração foi também observada por Loubser (1967) citado por Gidigasu (1975) em estudos sobre o comportamento de materiais lateríticos.

O valor da resistência ao esmagamento varia de 90% para agregados excepcionalmente resistentes, a 65% para agregados inaceitáveis, já O'Flaherty (1974) sugere que agregados com resistência ao esmagamento menores do que 65% são muito fracos para serem utilizados em pavimentação e afirma que tanto o ensaio de esmagamento como 10% de finos e impacto, procuram descrever o comportamento do agregado em serviço quando submetido aos esforços dos rolos durante a compactação e ao carregamento repetido provocado pelo tráfego.

O D.N.E.R. exige que o agregado graúdo que se destine a concreto deverá apresentar os seguintes valores para a resistência ao esmagamento:

- i) para concreto sujeito a desgaste superficial.. 65%
- ii) para outros concretos 55%

A B.S.-882(1973) especifica que o agregado graúdo a ser utilizado em concreto deve apresentar perda máxima de 30% quando o agregado for usado em concretos sujeitos à ação de desgaste superficial e 45%, nos demais concretos.

2.5.7.3.2 - 10% de Finos

Este ensaio foi criado com a finalidade de corrigir as deficiências verificadas no ensaio de esmagamento, em materiais pouco resistentes. Deve-se notar que neste ensaio um valor numérico mais alto indica resistência maior do agregado. O ensaio de 10% de finos mostra correlação significativamente boa com o ensaio normal de esmagamento no caso de agregados resistentes, enquanto que para os agregados mais fracos, o primeiro se mostra mais sensível e representa melhor as diferenças entre as amostras mais ou menos brandas. Por este motivo, este ensaio é melhor para a avaliação de agregados leves, mas não existe correlação simples entre o resultado do ensaio e o limite superior da resistência do concreto preparado com o agregado considerado. (Neville, 1982).

A B.S. 882-73 estabelece o número de 100 kN para agregados que sejam usados em concretos resistentes e sujeitos a desgaste superficial e 50 kN para outros concretos (Neville, 1982).

O'Flaherty (1974) obteve valores para 10% de finos desde 10 kN para o giz até 40 kN para agregados resistentes, normalmente (segundo ele) os agregados para obras rodoviárias não devem produzir 10% de finos com carga inferior a 80 kN.

Brito (1978) cita a classificação proposta por Acroyd (1963) baseada no ensaio 10% de finos e utiliza adicionalmente o esmagamento para diferenciar os materiais lateríticos em duas variedades. A dura (pedregulhos lateríticos pequenos) e medianamente duro (pedregulhos concrecionários de argila ferruginosa). O material laterítico é considerado duro para valores de 10% de finos superior a 80 kN, enquanto que para valores entre 40 e 80 kN é denominado medianamente duro. E pedregulhos com esmagamen-

to entre 26 a 36% são considerados duros, mas para serem utilizados com agregados em tratamento superficial devem ter valor para o esmagamento inferior a 30%.

A resistência do agregado medida pelo ensaio 10% de finos em amostras secas e úmidas, bem como pelo ensaio de esmagamento nas mesmas condições, tem sido ultimamente considerado especificações para aceitação de agregados naturais obtidos da maioria das rochas, no entanto, as recomendações especificadas pela África do Sul (NITRR, 1981) por exemplo, estão sujeitas a certas considerações que dependem do tipo de rocha conforme mostrado no Quadro 2.10. Neste quadro é mostrado o valor da resistência mínima especificada para o 10% de finos, bem como a porcentagem a ser obtida pela amostra úmida em relação à resistência obtida com a amostra seca. No caso das rochas argilosas, entretanto, a resistência obtida para a amostra úmida é também especificada em kN. Para o valor do esmagamento é especificado apenas o valor obtido com a amostra seca, não é exigido a resistência mínima para a amostra úmida porque, segundo eles, este relacionamento embora pareça linear, ainda não foi devidamente investigado.

A partir de resultados obtidos pelo NITRR*(1981), em ensaios de esmagamento e 10% de finos para amostras secas chegaram às seguintes expressões.

$$\text{ESM (em porcentagem)} = 38 - 0,08 (10\% \text{ F em kN}) \quad \text{ou}$$

$$10\% \text{ F (em kN)} = 12,5 (38 - \text{ESM (em porcentagem)}) \quad \text{v\u00e1}$$

lidas para os seguintes intervalos $100 \text{ kN} \leq 10\% \text{ F} \leq 300 \text{ kN}$ e

$$14 \leq \text{ESM} \leq 30.$$

Se a resistência do agregado medida pelo ensaio 10% de finos for de 350 a 450 kN ou entre 8 e 10% de esmagamento, a forma do agregado passa a ser muito importante, a ponto de

* NITRR - National Institute for Transport and Road Research - South Africa.

ser praticamente a única propriedade que determina a quantidade de finos produzidos no ensaio.

A especificação Sul Africana (NITRR, 1981) fixa valores para a resistência mecânica dos agregados (Quadro 2.10) de acordo com o serviço a que o mesmo se destine, e a fonte de onde se obteve o referido agregado, possibilitando, assim, avaliação adequada para aceitação de materiais regionais na construção rodov*ia*ri*a*.

✕ 2.5.7.3.3 - Impacto

O ensaio de impacto consiste em submeter um cilindro de 102 mm de diâmetro, uma camada de 51 mm de espessura de partículas com diâmetro de 12,7 mm a 15 golpes de um soquete de 13,6 kg de peso, caindo de uma altura de 381 mm. A porcentagem em peso de finos produzidos no ensaio, passando na peneira nº 7 (2,36 mm) é o valor do impacto do agregado normalizado pela B.S. 812 (1960). Também sabe-se do impacto modificado que é basicamente o mesmo descrito pela B.S., diferindo apenas na altura de queda do martelo que muda de 381 mm para 190 mm e é utilizado para classificação de pedregulhos lateríticos proposta por De-Graft-Johnson (1969).

Os valores de impacto variam desde 10% para agregados excepcionalmente resistentes, a 35% para agregados inaceitáveis; basicamente apresenta os mesmos valores encontrados para o esmagamento na maioria dos agregados, à exceção dos agregados silicosos de graduação fina que são mais sensíveis a choques tendo, portanto valores para impactos significativamente diferentes daqueles obtidos através do ensaio de esmagamento. (O'Flaherty, 1974).

A norma B.S. 882 (1973) estabelece os mesmos valores admitidos para o desgaste medido pelo ensaio de es

GRUPO DE MATERIAS DE CONSTRUÇÃO RODOVIÁRIO	RESISTÊNCIA MECÂNICA DE AGREGADOS RECOMENDADOS				OBSERVAÇÕES
	REVESTIMENTO			BASE	
	"ROLLED-IN CHIPS."	TRATAMENTO SUPERFICIAL	MISTURA BETUMINOSA		
ROCHA CRIST. BÁSICA	10% FINOS: 210 KN/75% ESM: 18%	10% FINOS: 210KN/75% ESM: 21%	10% FINOS: 160 KN/75% ESM: 25%	10% FINOS: 110KN/75% ESM: 29%	
ROCHA CRIST. ÁCIDA	10% FINOS: 210KN/75% ESM: 13%	10% FINOS: 210KN/75% ESM: 21%	10% FINOS: 160 KN/75% ESM: 25%	10% FINOS: 110 KN/75% ESM: 29%	
ROCHA SILICOSA	10% FINOS: 210 KN/75% ESM: 18%	10% FINOS: 210KN/75% ESM: 21%	10% FINOS: 160 KN/75% ESM: 25%	10% FINOS: 110 KN/75% ESM: 29%	O TESTE COM AMOSTRA ÚMIDA É MUITO LIMITADA E PODE SER DISPENSADO*
ROCHA ARENOSA	10% FINOS: 210 KN/75% ESM: 18%	10% FINOS: 210 KN/75% ESM: 21%	10% FINOS: 160KN/75% ESM: 25%	10% FINOS: 140 KN/75% ESM: 27%	110 KN/75% E 29% SÃO ACEITÁVEIS APENAS PARA BASE SE A MATRIZ CIMENTANTE É SILICOSA.
ROCHA ARGILOSA	INACEITÁVEL			10% FINOS: 180KN/125 KN ESM: 24%	SUBBASE: 10% FINOS: 160 KN/125 KN ESM: 25%
ROCHA CALCÁRIA	10% FINOS: 210 KN/75% ESM: 18%	10% FINOS: 210/KN 75% ESM: 21%	10% FINOS: 160/KN 75% ESM: 25%	10% FINOS: 110 KN/75% ESM: 29%	
DIAMICTITES*	10% FINOS: 220KN/70% ESM: 17%	10% FINOS: 220 KN/70% ESM: 21%	10% FINOS: 170 KN/70% ESM: 24%	10% FINOS: 160 KN/70% ESM: 25%	140 KN/70% E 27% -ADOTADO EM BASES PARA RODOVIAS COM TRÁFEGO LEVE.
ROCHA METALLIFEROUS	NÃO USADO			10% FINOS: 110 KN/75% ESM: 29%	
MATERIAL PEDOGÊNICO CALCRETE**	NÃO EXISTEM INFORMAÇÕES		10% FINOS: 180 KN/55%	10% FINOS: 110 KN/50%() (Tráfego médio)	PARA BASES DE RODOVIAS COM TRÁFEGO LEVE. 180KN/50%.
FERROCRETE	RARAMENTE USADO. NÃO ACEITÁVEL PARA ENSAIO DE ESMAGAMENTO				
SILCRETE	10% FINOS: 210 KN/75% ESM: 18%	10% FINOS: 210 KN/75% ESM: 21%	10% FINOS: 160KN/75% ESM: 25%	10% FINOS: 110 KN/75% ESM: 29%	COMPARE HIGH-SILICA ROCHAS

* SUGERIDO POR H. H. WEINERTE

** SUGERIDO POR F. NETTERBERG - DE ACORDO COM A CLASSIFICAÇÃO ADOTADA PELO TRH-14 PARA MATERIAIS RODOVIÁRIOS O CALCRETE É CONSTITUÍDO DE UMA MISTURA DE PEDREGULHO E AREIA COM SILTE E/OU ARGILA FORTEMENTES CIMENTADOS POR MATERIAIS CALCÍDICOS ENQUANTO QUE O CALCÁRIO/DOLOMITO CONSTITUEM O GRUPO DAS ROCHAS CARBONATADAS PROPRIAMENTE DITAS, E CONSIDERA DIFÍCIL A DISTINÇÃO ENTRE ELES.

*** PORCENTAGEM PERMITIDA DE DECRESCIMO DE RESISTÊNCIA DA AMOSTRA ÚMIDA EM RELAÇÃO A RESISTÊNCIA OBTIDA NA AMOSTRA SECA.
A AMOSTRA ÚMIDA É OBTIDA SATURANDO-SE O AGREGADO DURANTE 24 HORAS E POSTERIORMENTE DRENANDO-O.

OBS:

NA AFRICA DO SUL OS MATERIAIS EMPREGADOS NA CONSTRUÇÃO RODOVIARIA SÃO PROVENIENTES DE VARIOS TIPOS DE ROCHAS CADA UMA COM SUAS CARACTERÍSTICAS ESTRUTURAL, TEXTURAL E MINERALÓGICAS PROPRIAS, DEVENDO PORTANTO SEREM TRATADAS DE ACORDO COM AS PECULIARIDADES PRÓPRIAS DE CADA UMA. O QUE SE TORNA IMPRATICÁVEL PARA UTILIZAÇÃO NA ENGENHARIA RODOVIÁRIA. DEVIDO A ISTO PROCUROU-SE NAS ESPECIFICAÇÕES AGRUPA-LOS DE ACORDO COM SUAS PROPRIEDADES RODOVIÁRIAS INDEPENDENTE DA SUA CLASSIFICAÇÃO GENÉTICA.

QUADRO 2.10—RESISTÊNCIA MECÂNICA RECOMENDADO PARA AGREGADOS RODOVIÁRIOS NATURAIS NA ÁFRICA DO SUL(FONTE - NITRR, 1981).

magamento. O Quadro 2.11 fornece valores médios encontrados para esmagamento e impacto com agregados obtidos de diferentes grupos de rocha.

GRUPO MINERALÓGICO	ESMAGAMENTO	IMPACTO
Basalto	12	16
Granito	20	13
Calcário	24	9

Quadro 2.11 - Valores Encontrados para Esmagamento e Impacto em Diferentes Grupos de Rocha (Fonte - Neville, 1982).

Estudos também têm sido feitos para verificar a variabilidade dos resultados dos ensaios, a fim de garantir resultado médio verdadeiro de certo número de repetições. O Quadro 2.12, mostra a reprodutibilidade conseguida em ensaios mecânicos de agregados pelo RRL (1962) onde observa-se que os ensaios apresentam resultados consistentes a partir de um pequeno número de repetições.

ENSAIO	COEFICIENTE DE VARIÇÃO	NÚMERO DE AMOSTRAS QUE DEVEM SER ENSAIADAS PARA ASSEGURAR 0,9 DE PROBABILIDADE QUE A MÉDIA SEJA:	
		ENTRE $\pm 3\%$ DA MÉDIA VERDADEIRA	ENTRE $\pm 10\%$ DA MÉDIA VERDADEIRA
Impacto	3,0	-	-
Esmagamento	1,8	1	-
"Los Angeles"	1,6	1	-

Quadro 2.12 - Reprodutibilidade de Ensaios Mecânicos em Agregados Rodoviários (Fonte - RRL, 1962).

O RRL (1962) tem observado que há grande correlação entre os resultados destes ensaios, por exemplo,

agregado que tem boa resistência ao esmagamento, geralmente tem resistência ao impacto, abrasão etc., embora ressalte não ser possível prever os resultados de um ensaio pelo de outros, exceto dentro de largos limites. Estes ensaios são também considerados suficientemente adequados para finalidades tais como o controle de agregados de uma única fonte, porque apenas o tipo da rocha não é suficientemente adequado para prever as propriedades do agregado, ou para comparação grosseira da resistência mecânica de agregados provenientes de fontes diferentes. No entanto, vale aqui ressaltar, conforme abordado por O'Flaherty (1974) que ensaios são tentativas empíricas para medir a resistência dos agregados ; portanto os resultados obtidos devem ser correlacionados com experiências em campo para que possam ter alguma validade. E, Neville (1982) abordando este assunto direcionando-o para o concreto de cimento Portland, afirma que os números obtidos nestes ensaios são úteis como boa orientação, mas não é possível correlação direta entre o valor do esmagamento e o desempenho do agregado no concreto.

2.5.8 - Degradação

A avaliação do agregado graúdo no seu estado natural quanto a possibilidade de produção de finos deletérios* a partir

* Entende-se por finos deletérios as impurezas decorrentes de certas partículas fracas e friáveis, que cobrem a superfície dos agregados, impedindo boa aderência entre estes e o elemento aglutinante. No caso do concreto de cimento interferem no proceso de hidratação, ao passo que no concreto betuminoso prejudica a adesividade das partículas do agregado ao ligante betuminoso.

dos efeitos do manuseio, espalhamento e compactação pode ser feita a partir do ensaio de degradação adotado no Estado de Washington , onde é determinado um valor denominado de Fator de Degradação para o agregado que pode variar de 0 a 100, correspondendo os maiores valores aos melhores materiais. A fórmula coloca os materiais duvidosos aproximadamente no meio da escala, estando os inadequados abaixo e os bons acima daquele ponto.

A experiência tem mostrado que é necessário considerar mais de um valor de aceitação ao estabelecer limites de especificação para o fator de degradação. Dependendo do emprego a que se destina o agregado pode ser especificado diferentes mínimos. O Quadro 2.13 indica os valores mínimos de fator de degradação para vários materiais usados nas camadas do pavimento.

MATERIAL	FATOR DE DEGRADAÇÃO MÍNIMO
Brita para camada de revestimento	25
Brita para camada de base	15
Agregado mineral para tratamento superficial betuminoso	30
Agregado mineral para mistura betuminosa na pista "Road Mix"	30
Agregado mineral para concreto asfáltico camada de rolamento	30
todas outras camadas	20

Quadro 2.13 - Valores Mínimos Especificados para o Fator de Degradação (Fonte - Carneiro e Silva, 1979).

2.5.9 - Equivalente de Areia (E.A.)

O ensaio equivalente de areia (EA) é muito utilizado no agregado miúdo, principalmente nos pedriscos e pó de pedra, como maneira de se quantificar as proporções relativas em volu

me dos materiais arenosos e argilosos de modo arbitrário por um procedimento em que a solução empregada no ensaio tende a ampliar o volume da suspensão argilosa para dada quantidade de finos argilosos em proporção à atividade (maior LL, maior IP) desses finos. Por exemplo, uma amostra com 80% de areia + 12% de argila terá EA tanto menor quanto mais ativa for essa argila, ou seja, quanto mais danosos forem os finos argilosos, mas ocupam volume na solução (Martin e Wallace, 1958); (Santana, 1970).

De acordo com as especificações adotadas na África do Sul (NITRR, 1981) o agregado miúdo utilizado em misturas betuminosas à quente não deverá apresentar equivalente de areia menor que 35. E este valor é diminuído para 30 quando o agregado miúdo é obtido pela mistura de dois ou mais materiais. Já o D.N.E.R. (1974) exige que o agregado miúdo utilizado em concreto betuminoso usinado à quente deve apresentar equivalente de areia igual ou superior a 55%.

2.5.10 - Adesividade

Entende-se por adesividade entre o par ligante/agregado a resistência, que o ligante que recobre o agregado, apresenta ao deslocamento em presença d'água, e a maior ou menor afinidade que o ligante apresenta em relação ao agregado umedecido. Portanto as propriedades de superfície dos agregados têm muita importância nas misturas betuminosas, uma vez que a principal função de um ligante betuminoso é aderir as partículas de um agregado.

As superfícies das partículas de um agregado possuem cargas elétricas que são negativas no caso de agregados silicosos, como aqueles provenientes de rochas ácidas do tipo granito, gnais e quartzito, cujo componente principal é a sílica que tem grande afinidade com água, e tem pior adesividade do que os agregados eletropositivos como os provenientes de rochas como calcário,

diabásio e basalto. O problema é que enquanto as moléculas de água são dipolos fortemente atraídos pelas superfícies dos agregados, as moléculas dos ligantes betuminosos têm pequena atividade polar e são fracamente atraídos; daí surge o problema da adesividade, pois as superfícies das partículas da maioria dos agregados são hidrófilas em vez de hidrófobas; embora o grau de afinidade varie de agregado para agregado, é impossível com um ligante betuminoso normal, envolver um agregado previamente umedecido, ao passo que é possível a água deslocar a película betuminosa de um agregado previamente envolvido em tal betume. (Santana, 1970),

Adota-se usualmente para melhorar a adesividade, a adição de produtos químicos chamados de dopes em pequenas quantidades (0,5 a 1,5% em peso) no asfalto, para melhorar sua adesividade. Pode-se, melhorar a adesividade de um agregado eletronegativo, adicionando-se pequena porcentagem de filler eletropositivo como por exemplo, a cal hidratada e o cimento Portland, que passam a atuar não somente como material de enchimento, mas também atuam quimicamente com certos ácidos orgânicos dos ligantes betuminosos dando, como resultado, sais de cálcio, que têm atividade superficial. (Souza, 1976).

Vieira (1985) trabalhando com misturas betuminosas a frio acha que dois são os fatores que podem interferir na afinidade dos materiais lateríticos aos materiais betuminosos: sua alta capacidade de absorção à água e seu baixo poder de absorção aos derivados de petróleo, propõem o pré-tratamento dos pedregulhos lateríticos com sulfato de alumínio e óleo combustível para se obter o efeito desejado, alterando desta forma, as propriedades de absorção dos agregados estudados.

Birman (1969) considera a adesividade um assunto muito controvertido, achando que nos casos onde somente exista o agregado graúdo e o ligante betuminoso, a adesividade seja olhada

com toda a atenção. Se o filme do ligante betuminoso for deslocado do agregado sob a ação d'água, ter-se-á a desagregação do revestimento. No caso das pré-misturas à frio, principalmente aquelas de graduação aberta, a experiência tem mostrado que, se o agregado não tiver boa adesividade ao ligante betuminoso, ter-se-á a mesma desagregação. Enquanto nas misturas à quente, como o concreto asfáltico, o problema da adesividade é bastante atenuado, devido ao pré-aquecimento do par agregado/ligante, principalmente no caso de misturas com graduação densa.

Em países como Japão e África do Sul a qualidade do agregado em relação à adesividade é medida por um ensaio onde se determina o índice de imersão que consiste em submeter os corpos de prova obtidos pelo ensaio Marshall, a imersões em banho-maria (60°C) por períodos de 24 h (África do Sul) e 48 h (Japão). Logo após os corpos de prova são levados à ruptura por compressão diametral; daí o índice é expresso como uma porcentagem em relação a estabilidade convencional (30 min de imersão). Segundo Martin e Wallece (1958) este índice dá uma indicação da qualidade do agregado sob o ponto de vista de sua resistência a separar-se do ligante quando submetido à ação da água. A temperatura de 60°C, é usada para imersão, porque segundo Birman (1958) é aproximadamente a temperatura de serviço de uma camada asfáltica, sendo, portanto, boa medida do comportamento do pavimento em serviço. As especificações rodoviárias do Japão e da África do Sul, especificam que o índice de imersão deve ser superior a 75%.

2.6 - "Filler"

O "filler" tem grande importância na composição das misturas asfálticas, principalmente as densas que são estruturas formadas por um esqueleto pétreo integrado por agregados graúdo e miú

do, devidamente adensados em que os vazios deixados es
tão em parte preenchidos pelo conjunto coesivo formado pelo betu
me, no qual encontra-se disperso o filler ou material de enchiment
o. As funções básicas do filler neste tipo de mistura são prin
cipalmente as seguintes:

i) o "filler" enche os vazios deixados pelos agregados graúdo e miúdo, o que contribui para fechar a mistura, dando maior equi
líbrio à estrutura e conseqüentemente, aumentando a estabilidade, sem que haja necessidade de aumentar muito o teor de betume. (Pinilla, 1965);

ii) a adição do "filler" aumenta a durabilidade das misturas ao fechá-las e fazê-las mais impermeáveis - ao tempo em que lhes au
menta a resistência à água. (Pinilla, 1965);

iii) ao incorporar-se "filler" ao betume torna-o mais consistente e incrementa-se a resistência à deformação do meio coesivo formá
do nas misturas betuminosas. Isto é de particular importância quando as misturas têm escassa estabilidade por apresentarem resis
tência friccional deficiente, como ocorre quando se empregam agre
gados naturais de grãos arredondados. Mas o uso excessivo de "filler" pode tornar o asfalto muito duro, levando a misturas rígi
das, frágeis e quebradiças. (Pinilla, 1965).

Ao misturar-se os agregados graúdo e miúdo com o betume e com o "filler", o ligante cobre as partículas dos agregados, e é de suma importância que tanto o "filler" como o betume estejam em quantidades adequadas para que a mistura posteriormente compactada, tenha acomodação tal dos agregados que as partículas do sistema "filler"-betume fluam nos vazios da estrutura. Tal fluência só será possível se o volume de betume for inferior aqueles vazios deixados pelo esqueleto mineral. (Pinilla, 1965).

Para que uma mistura asfáltica tenha flexibilidade adequada e possa experimentar deformações sem se fissurar, o esqueleto pé

treo deverá deformar-se sem perder a travacão interna conseguida pela compactacão, simultaneamente produzindo-se a deformacão do meio coesivo nos vazios deixados pelas partículas grossas e finas dos agregados. (Pinilla, 1965).

A mistura coesiva que ocupa os vazios deverá ter certas propriedades que se assemelham aos líquidos de alta viscosidade. Essa consistência que varia com a temperatura, diminuindo ao aumentá-las deve permitir que o meio contínuo "filler"-betume possa conferir ao conjunto certa capacidade de deformacão sem ruptura, já que ela diretamente vinculada à flexibilidade e a uma boa adaptabilidade à base.

Conseqüentemente para conseguir-se misturas granulares densas que se deformem sem ruptura nas condições de trânsito, Ruiz citado por Pinilla (1965) propôs uma metodologia para dosagem de concreto asfáltico que leva em consideracão a relacão "filler"-betume condicionada pela concentracão crítica para assegurar a mistura, a capacidade de deformacão sem ruptura; devido a este fato algumas especificacões, como por exemplo a adotada na África do Sul (NITRR, 1981) exige relacão "filler"-betume entre 1 e 1,5 para mistura com granulometria descontínua, ao passo que não leva em consideracão tal critério para misturas com granulometria contínua. Segundo Birman (1969) teoricamente o fato tem lógica e é perfeitamente razoável que se tome todo cuidado para que não haja excesso de "filler" para determinado volume de asfalto que poderá levar a uma massa rígida demais e na pior das hipóteses uma quantidade elevada de asfalto, tornando o concreto asfáltico mais oneroso. No entanto, Birman (1969) observou também que misturas nas quais não era obedecida a relacão "filler"-betume mas com as outras características, satisfazendo as especificacões; comportavam-se bem quando colocadas na pista, alegando com isto que não pretendiam discordar da metodologia proposta por Ruiz ,

mas apenas informar suas observações na massa asfáltica sob a ação do tráfego.

De acordo com as especificações do D.N.E.R. (1974) o material de enchimento ("filler") deve ser constituído por materiais finamente divididos, inerte, em relação aos demais componentes da mistura, não plásticos, tais como o cimento Portland, cal extinta, pó calcário etc., e que atendam à seguinte granulometria:

PENEIRAS	PORCENTAGEM EM PESO PASSANDO (MÍNIMO)
Nº 40	100
Nº 80	95
Nº 200	65

2.7 - Ligante Betuminoso

Nos concretos betuminosos empregam-se dois tipos de ligantes: o betume asfáltico e o alcatrão. Neste trabalho será dada ênfase apenas ao concreto asfáltico; hoje em dia no Brasil praticamente não se emprega mais o alcatrão; ou seja, o concreto betuminoso é fabricado com o cimento asfáltico obtido geralmente* do resíduo proveniente da destilação do petróleo.

O asfalto (CAP) é uma matéria aglutinante de cor escura, constituído por misturas complexas de hidro-carbonetos não voláteis de elevada massa molecular, obtido a partir do petróleo por destilação em unidades industriais (refinarias). Sua função na mistura asfáltica é a de promover a aglutinação do conjunto estrutural, permitindo que a transmissão dos esforços produzidos no pavimento distribua-se pelos elementos granulares que lhe formam o ar

* Também pode ser obtido o C.A.P. por meios naturais (Baber-Greene Company, 1986).

cabouço, conferindo também ao pavimento, características de flexibilidade e impermeabilidade. (Rodas, 1970); (Buff, 1986).

A escolha da consistência do C.A.P. deve ser de acordo com o tipo de serviço e o clima de região. O uso de um cimento asfáltico muito duro, pode produzir pavimento quebradiço e consequentemente pouco durável. (Martin e Wallace, 1958).

O cimento asfáltico é um material termoplástico cuja viscosidade diminui com o aumento de temperatura. Por isto as temperaturas de aplicação são normalmente especificadas para vários usos de materiais asfálticos, mas por causa dessas variações de viscosidade, a especificação da temperatura; sozinha é inadequada para a maioria dos casos. Portanto, deve-se recomendar que a relação viscosidade x temperatura seja determinada para cada ligante empregado.

A viscosidade mais conveniente que o ligante deve possuir, depende de vários fatores; entre eles:

- i) tipo de aplicação;
- ii) características e graduação do agregado;
- iii) condições climáticas.

A mais alta viscosidade (menor temperatura) deve ser selecionada de maneira que assegure cobertura adequado do agregado e trabalhabilidade apropriada para espalhar e compactar a mistura. Segundo Birman (1969) quando não se dispõe de melhores dados para a usina, a faixa de viscosidade pode ser de 75 a 150 s. "Saybolt Furol", e ainda, segundo Birman (1969) a faixa de viscosidade 75-95 s é a mais conveniente para determinar a temperatura de aquecimento do cimento asfáltico, principalmente quando se trata de concreto asfáltico projetado pelo método Marshall.

No tocante às especificações dos cimentos asfálticos de petróleo, o assunto é bastante controvertido. Os principais centros de desenvolvimento tecnológico dos E.U.A. (ASSHTO, ASTM, the

Asphalt Institute) classificam os C.A.Ps baseados em viscosidade a 60°C, ao invés de ser usado a penetração a 25°C, visto que esta última característica perde sua validade como elemento de classificação em razão da diversidade de petróleo refinado para a produção de CAPs. No Brasil as especificações e métodos de ensaios ligados a materiais asfálticos ficam sob a organização da Comissão de Asfalto do Instituto Brasileiro de Petróleo (IBP) que em sua EB/78, ainda usa a penetração para classificar os 4 tipos de CAP, a saber: 30/45, 50/60, 85/100 e 150/200. Embora se saiba de sugestões já apresentadas no sentido de classificar os CAPs em função da viscosidade, como aliás já é feita para os asfaltos diluídos. Considere-se que conhecido o fato de que CAPs de diferentes origens, com mesma penetração, têm comportamento viscosimétricos bastante diferentes, ou seja, CAPs de mesma penetração tem viscosidades diferentes a determinadas temperaturas ou têm a mesma viscosidade em temperaturas diferentes podendo desta forma, levar a sérios problemas serviços de pavimentação pela utilização inadequada de determinado CAP. As especificações atualmente em vigor estão apresentados no Quadro 2.14 e, constam da EB/78 revisada pelo IBP em 1984 (Birman, 1985).

2.8 - Concreto Asfáltico

2.8.1 - Definição

O concreto asfáltico, ou de modo mais geral, concreto betuminoso para se incluir o alcatrão, é a denominação dada às misturas à quente composta de agregado graúdo, agregado miúdo, material de enchimento ("filler") e cimento asfáltico ou alcatrão que deve recobrir uniformemente as partículas dos agregados. Deve ser espalhada e comprimida à quente na execução de revestimentos rodoviários e satisfazer certas condições que são indispensá-

ENSAIO	MÉTODOS DE ENSAIOS (ABNT - IBP).	TIPOS DE CAP			
		30 - 45	50 - 60	85 - 100	150-200
1. Penetração Normal	MB-107 (1970)	30 - 45	60 - 60	85 - 100	150-200
2. Ponto de Fulgor ^o C, mínimo	MB-50 (1964)	235	235	235	220
3. Dutilidade a 25 ^o C, cm mínimo	P-MB-167 (1964)	60	60	100	100
4. Vssf a 135 ^o C mínimo	P-MB-517 (1970)	110	100	85	70
5. Teor de betume, % peso, mínimo. Solubilidade em tetracloreto de carbono.	MB-166 (1964)	99,5	99,5	99,5	99,5
6. I.P.*		(-2)a(+1)	(-2)a(+1)	(-2)a(+1)	(-2)a(+1)
7. Efeito do calor e do ar. 7.1 - % penetração original, mínimo.	P-MB-425 (1970)	50	50	47	40
7.2 - variação em peso, % mínimo.		1,0	1,0	1,0	1,0

Quadro 2.14 - Especificações Técnicas para C.A.Ps (Fonte - Birman, 1985).

$$* \text{Índice Pfeiffer - Van Doormaal} = \frac{500(\log \text{PEN}) + 20(t^{\circ}\text{C}) - 1951}{120 - (50)(\log(\text{PEN})) + (t^{\circ}\text{C})}$$

onde: (t^oC) - ponto de amolecimento (MB-164)

NOTA: O produto não deve produzir espuma quando aquecido a 175^oC.

veis às misturas betuminosas de maneira geral.

2.8.2 - Principais Propriedades das Misturas Betuminosas.

As principais propriedades das misturas betuminosas, são:

2.8.2.1 - Estabilidade

É a denominação dada a resistência que a mistura após compactada oferece às deformações produzidas pelas cargas provocadas pelos veículos. A estabilidade é função de várias variáveis, tais como:

- i) rugosidade superficial do agregado;
- ii) densidade aparente da mistura que, por sua vez, é função de boa granulometria e de eficiente compactação;
- iii) viscosidade do ligante;
- iv) teor de ligante, passando entretanto por um máximo, diminuindo depois.

O ensaio de laboratório mais difundido e utilizado entre nós para medir a estabilidade é o ensaio Marsahl1 no qual a estabilidade é medida pela carga de ruptura do corpo de prova submetido à compressão diametral e, à correspondente diminuição do diâmetro é chamada de fluência.

À respeito dos valores medidos no Ensaio Marsahl1 (D.N.E.R. - ME-43-64) como estabilidade e fluência, Ribeiro e Ramos (1960); Pinto (1981); Wissa et al. (1973) verificaram tanto em observações próprias como em vários trabalhos citados, variabilidade nos valores medidos destas quantidades, atestando maiores dispersões nos valores obtidos para a estabilidade.

O concreto betuminoso deve apresentar estabilidade compatível com suas finalidades, uma vez que uma esta

bilidade insuficiente se traduz pelo aparecimento de sulcos longitudinais e ondulações transversais no revestimento acompanhado de fissuras. (Martin e Wallace, 1958).

2.8.2.2 - Durabilidade

É a resistência ao longo do tempo, ao tráfego e as intempéries, dependendo fundamentalmente de:

i) teor de ligante - crescendo com este, uma mistura com pouco asfalto, geralmente possui pequena durabilidade conduzindo, à desintegração do revestimento;

ii) resistência do asfalto ao envelhecimento que se dá com a incorporação do oxigênio em sua estrutura (fornecido com o superaquecimento) tornando-o frágil e quebradiço;

iii) boa adesividade do par ligante/agregado para evitar a desagregação do revestimento, embora experiências tenham mostrado que nas misturas à quente este efeito se abranda consideravelmente;

iv) diminuição da porcentagem de vazios - porque grande porcentagem de vazios, possibilita a penetração do ar, além disso significa maior permeabilidade, favorecendo a penetração d'água, danificando o pavimento. Por outro lado, concreto betuminoso não deve possuir porcentagem de vazios nula, pois a ação de densificação do tráfego ou elevação de temperatura provoca exudação do asfalto, irreversível, acarretando perda de estabilidade e, tornando o revestimento derrapante. Por esta razão, um bom concreto betuminoso deve apresentar porcentagem de vazios entre 3 e 5%. Segundo Martin e Wallace (1958) o limite máximo para a porcentagem de vazios foi adotado com a finalidade de evitar o endurecimento prematuro do asfalto e a conseqüente desagregação/desintegração.

Então, sob o ponto de vista da durabilidade boa dosagem para mistura betuminosa é aquela que conduz ao máximo de ligante sem, no entanto, comprometer a estabilidade.

Não há ensaio global para a durabilidade; o que se faz são testes parciais (adesividade, envelhecimento do asfalto etc.) entretanto, a % Vv e o teor de ligante dão boa indicação a respeito.

2.8.2.3 - Flexibilidade

É a capacidade de acomodação a pequenas deformações das camadas subjacentes ao revestimento e à capacidade de trabalhar a flexão sem se romper por fadiga. A tendência é, mais cedo ou mais tarde, as misturas betuminosas se romperem por fadiga ao trabalho de flexão imposto pelo tráfego, tendo muita importância a flexibilidade da mistura conjugada com sua espessura.

Não há ainda um ensaio aceito universalmente que meça a flexibilidade, havendo tendência de se aceitar a relação estabilidade/fluência obtida através do ensaio Marshall, com boa medida. O critério estabilidade/fluência estabelecido por algumas especificações; entre elas, a do Japão e a da África do Sul, exigem o mínimo de 1,5 kN/mm para regiões planas e com tráfego de leve a médio, ao passo que, para regiões montanhosas com tráfego pesado, a relação acima não deve ser inferior a 2,0 kN/mm.

A respeito da determinação da fluência como prescrito na metodologia de ensaio do D.N.E.R., Pinto (1981) faz restrições quanto aos resultados obtidos e atribui tais falhas, dentre outras, a acomodação do molde na prensa e a lubrificação dos pinos que podem fornecer deformações que, na realidade, não estejam ocorrendo no corpo de prova ensaiado e propõe que para a aceitação dos resultados obtidos seja necessário que nenhum dos valores encontrados no mínimo de três, difira da média em mais de 15%. No trabalho de Pinto (1981) também é proposto a determinação da estabilidade e fluência através da correção de uma curva carga x deformação.

2.8.2.4 - Resistência à Derrapagem

Aumenta com a rugosidade superficial e com a resistência ao polimento dos agregados e diminui com o teor de ligante (excesso de asfalto provoca exsudação). Anteriormente a creditava-se que essa resistência aumentava com o diâmetro do agregado, mas atualmente acredita-se ser esta influência muito pequena (Visser e Marais, 1984).

Existem ensaios de resistência do agregado ao polimento e ensaios de rugosidade que se realizam diretamente sobre o pavimento, mas que praticamente não têm sido utilizados no Brasil. Acredita-se que uma mistura que satisfaça as especificações usuais apresente suficiente resistência à derrapagem.

Para melhor caracterização de agregados graúdos não convencionais, acredita-se ser necessário estudos de desgaste superficial desses agregados que permitirão determinar o grau de polimento das superfícies dos revestimentos betuminosos fabricados com esses agregados quando submetidos às solicitações do tráfego, principalmente na presença d'água. Segundo Beaton e Asce (1971) este problema é de fundamental importância e requer cuidados especiais nos países onde haja predominância de rochas suceptíveis a este tipo de desgaste, e que por motivos de ordem econômica sejam utilizados como agregados graúdos nos revestimen - tos betuminosos. A experiência francesa tem demonstrado, Grimaux (1978) que a utilização de agregados graúdos de maior desgaste superficial em concretos betuminosos têm trazido como conseqüência, revestimentos muito polidos e que quando molhados, provocam acidentes.

2.8.2.5 - Permeabilidade

É a resistência à penetração da água e do ar oferecido pelas misturas betuminosas que cresce com a diminuição da quantidade de vazios que se admite ser razoável indicação da permeabilidade.

2.8.2.6 - Trabalhabilidade

É o maior ou menor facilidade com que uma mistura se deixa espalhar e compactar e, é função principalmente do teor de ligante e da granulometria dos agregados. Até hoje não se desenvolveu um ensaio para medir a trabalhabilidade das misturas betuminosas como se fez para o concreto de cimento, acreditando-se que uma simples inspeção visual seja suficiente.

2.8.3 - Especificações

Visando atender às exigências para misturas betuminosas, os organismos rodoviários têm desenvolvido especificações para o concreto betuminoso usinado à quente.

No Brasil o D.N.E.R. (1974) faz entre outras, as seguintes exigências:

CARACTERÍSTICAS DETERMINADAS ATRAVÉS DO ENSAIO MARSHALL	CAMADA DE ROLAMENTO	CAMADA DE LIGAÇÃO OU "BINDER"
Porcentagem de vazios (% Vv)	3 - 5	4 - 6
Relação betume/vazios RBV (%)	75 - 85	65 - 75
Estabilidade (mínima) (kN)	3,5(75 golpes) 2,5(50 golpes)	3,5 (75 golpes) 2,5 (50 golpes)
Fluência (mm)	2 - 4,5	2 - 4,5

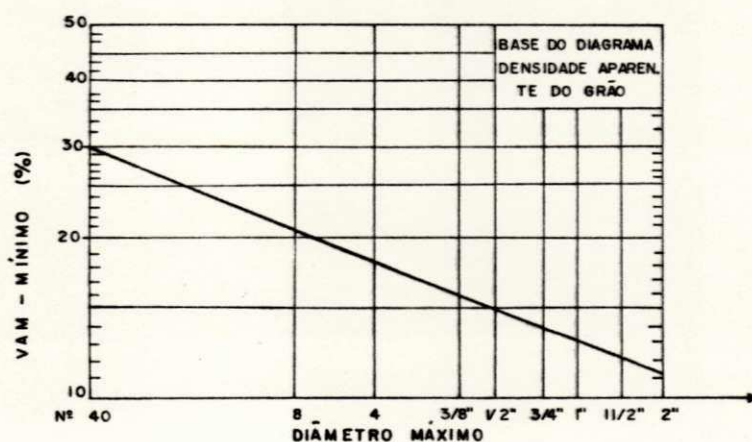
A mistura de agregados deve apresentar granulometria contínua e se enquadrar em uma das faixas apresentadas no Quadro a seguir, e deverá ser usada aquela, cujo diâmetro máximo seja igual ou inferior a 2/3 da espessura da camada do revestimento.

PENEIRAS (mm)	PORCENTAGEM PASSAMDO		
	A	B	C
50,8	100	-	-
38,1	95-100	100	-
25,4	75-100	95-100	-
19,1	60-90	80-100	100
12,7	-	-	85-100
9,5	35-65	45-80	75-100
4,8	25-50	28-60	50-85
2,0	20-40	20-45	30-75
0,42	10-30	10-32	15-40
0,18	5-20	8-20	8-30
0,074	1-8	3-8	5-10
Betume solúvel no CS ₂ em (%)*	4,0-7,5	4,5-8,0	4,0-10,0

O "Asphalt Institute" faz as recomendações apresentadas a seguir para o concreto betuminoso projetado utilizando-se o método Marshall.

* As porcentagens de betume referem-se a mistura de agregados considerada como 100%. Algumas especificações internacionais permitem valores mais elevados para agregados com alta absorção.

CARACTERÍSTICAS MARSHALL	TRÁFEGO PESADO		TRÁFEGO MÉDIO		TRÁFEGO LENTO	
	Min.	Máx.	Min.	Máx.	Min.	Máx.
Número de golpes em cada face do corpo de prova	75		50		35	
Estabilidade (kN)	2,8	-	1,8	-	1,8	-
Fluência (mm)	2	4	2	2,5	2	4
Porcentagem de vazios						
- rolamento	3	5	3	5	3	5
- Binder	3	8	3	8	3	8
Vazios do agregado mineral	V. Fig.		V. Fig.		V. Fig.	



CLASSIFICAÇÃO DO TRÁFEGO	DENSIDADE DO TRÁFEGO	
	MÁXIMA, POR FAIXA, POR DIA	
	Volume diários de carros de passageiros e veículos leves de carga.	Volume diário de Caminhões comerciais/ônibus.
Leve	25	5
Médio	500	25
Pesado	ilimitado	250
Muito Pesado	ilimitado	ilimitado

2.8.4 - Projeto da Mistura Betuminosa

Para efetivação de estudo que vise um projeto racional para mistura betuminosa é necessário observar o seguinte:

2.8.4.1 - Granulometria da Mistura

Na prática, raras são as vezes em que se usam misturas betuminosas à quente com granulometria aberta. As organizações rodoviárias exigem em suas especificações misturas com granulometrias densas com diversos diâmetros máximos. No ítem 2.8.3 , desta revisão, estão apresentadas as granulometrias exigidas para a mistura de agregados utilizados em concreto betuminoso usinado à quente de acordo com recomendações do D.N.E.R..

Mantendo-se outros fatores invariáveis , misturas com maior diâmetro máximo dão maiores estabilidades e exigem menor quantidade de ligante. Esta consideração é muito importante e deve sempre ser levada em consideração quando se empregam agregados sem a rugosidade necessária para produzir o atrito interno adequado para a obtenção de uma estabilidade satisfatória. (Martin e Wallace, 1958).

2.8.4.2 - Seleção dos Agregados

Devem ser escolhidos os agregados mais econômicos, capazes de proporcionar resultados satisfatórios; além de atenderem às exigências de qualidade, os agregados devem possuir granulometria tais que possam combinar-se entre si e produzir mistura com a granulometria desejada. Do ponto de vista de controle é mais conveniente que se use a menor quantidade de agregados diferentes.

2.8.4.3 - Proporções dos Diversos Tipos de Agregados para Produzir a Granulometria Desejada.

Para se determinar as proporções, de ve-se misturar os agregados para se obter mistura que se enquadre em determinada faixa previamente escolhida são mais comumente utilizados os métodos matemático das tentativas, pois além de serem simples, permitem com relativa precisão, sem a necessidade de muita prática do projetista, o enquadramento da granulometria da mistura de agregados em uma faixa especificada.

Com relação à quantidade de agregados graúdos na mistura betuminosa, verifica-se que se aumentada, torna a mistura mais resistente às deformações pelo maior contato entre as partículas graúdas, formando um esqueleto estrutural que dá maior estabilidade ao conjunto. Em experiências realizadas pelo RRL(1962) citadas por Brasileiro (1983) com aumento nas quantidades de agregado graúdo em mistura areia, "filler", betume, verificou-se acentuado acréscimo na estabilidade da mistura, em torno de 125%, quando se elevou a quantidade de agregado de 0 a 55%, verificando-se, também, um decréscimo de estabilidade para maiores quantidades de agregado graúdo, onde as misturas tornavam-se ásperas e de difícil trabalhabilidade.

A quantidade e o tipo de agregado miúdo é de maior importância em misturas densas onde se consegue boa trabalhabilidade, principalmente quando se utiliza areia de grãos arredondados. Brito (1978) considera que a utilização de areias com exagerada finura em misturas betuminosas, dá como consequência, de um lado a impossibilidade de misturas à frio, e de outro, devido à grande superfície específica, elevado teor de betume nas misturas à quente.

2.8.4.4 - Dosagem

Após o enquadramento da mistura na faixa granulométrica escolhida, o problema se resumirá na determinação da quantidade de cimento asfáltico que proporcionará boa mistura, isto é, satisfazendo os requisitos das especificações. São vários os métodos de dosagem do concreto asfáltico. No Brasil são conhecidos os métodos Marshall, Hubbard-Field, Hveem, Ruiz e Granulométrico.

O método Marshall procura enquadrar as características do concreto asfáltico em determinadas especificações. O método Hubbard-Field difere do Marshall no que diz respeito ao ensaio de estabilidade. Enquanto aquele rompe a mistura por cisalhamento, este o faz por compressão diametral. Além disto a energia de compactação usada nos dois métodos é diferente. Assim, conseqüentemente, teremos especificações diferentes.

O método Hveem foi introduzido no Brasil, há algum tempo, e poucas experiências práticas foram realizadas para se afirmar algo. Na Califórnia é um método largamente empregado. Nesta metodologia, mede-se principalmente o valor da coesão C e a resistência à ruptura R.

O método Ruiz é um método de cálculo das porcentagens dos diversos constituintes do concreto asfáltico. É um método de enchimento sucessivo de vazios, com variante proposta pelo autor, que consiste em se determinar, primeiro: a proporção mais aconselhável, entre o "filler" e o betume; propõe que seja tal que possua concentração em volume de "filler" de 10 a 20 por cento menor que o valor da concentração tica (Cc) determinada pelo volume por sedimentação em querosene do referido "filler", segundo técnica descrita no seu trabalho "Las Propriedades Mecânicas del Sistema Filler - Betún". É um método ra

cional baseado nas propriedades da relação Filler-Betume, e de seus componentes. No entanto para o campo, é trabalhosa e difícil a determinação da concentração crítica do "filler" que deve ser feita de maneira precisa e cuidadosa, exigindo aparelhagem eficiente e delicada; torna-se mais difícil ainda quando se tem mais de um material que contenha partículas, passando na peneira 0,074 mm (Birman, 1969).

Dentre os métodos acima citados, a metodologia mais comumente adotada no Brasil para a dosagem do concreto betuminoso que é a mistura asfáltica mais nobre; é o método Marshall (D.N.E.R. - ME-43-64) com o auxílio da fórmula de M. Duriez para a definição do teor aproximado de ligante para a moldagem em laboratório dos corpos de prova a serem ensaiados, explorando-se, geralmente teores de ligante, variando dentro de um intervalo $\pm 1,5\%$, com variação de $0,5\%$, a partir daquele definido a partir da fórmula empírica de M. Duriez.

$$p = 3,75 \sqrt[5]{2,5 + 1,3f}$$

onde:

p = % de asfalto em peso com relação ao agregado;

f = % de mistura de agregados passando na peneira 0,074 mm, inclusive "filler".

O teor ótimo de ligante a adotar para confecção do concreto betuminoso é geralmente o correspondente à média aritmética dos teores correspondentes às seguintes características:

- i) a máxima estabilidade;
- ii) a máxima densidade aparente;
- iii) a média dos limites especificados para a porcentagem de vazios (no caso 4%);
- iv) a média dos limites especificados para a relação betume/vazios

RBV (no caso 79%);

v) a média dos limites especificados para a fluência.

A partir do teor ótimo de ligante como acima determinado, verifica-se se esse teor satisfaz completamente as especificações.

Últimamente tem-se verificado a grande importância da necessidade de maiores teores de ligante para se obter boa durabilidade do revestimento quando submetidos ao intemperismo. Isso se obtém exigindo-se também um mínimo de vazios no agregado mineral V.A.M., que juntamente com a fixação da porcentagem de vazios garante um mínimo de asfalto (Santana, 1970).

Também é importante salientar que um teor de asfalto muito baixo leva a desintegração da mistura betuminosa, ao passo que, quando o teor de ligante é muito alto, embora favoreça a durabilidade, origina pavimentos instáveis. (Martin e Wallace, 1958).

Para ajustamento da mistura asfáltica, o "Asphalt Institute" fornece as seguintes recomendações:

I - Estabilidade Satisfatória

A) Porcentagem de vazios inferior a 2%

- i) reduzir a porcentagem de "filler" ou de asfalto, ou de ambos;
- ii) mudar as proporções de agregados graúdos e miúdos de modo a promover aumento na porcentagem de vazios.

B) Porcentagem de vazios superior a 5%

- i) aumentar a porcentagem de "filler" ou asfalto, ou ambos. Os agregados porosos requerem máxima porcentagem de ligante especificada;
- ii) variar as proporções de agregados graúdos e miúdos de modo que possibilitem a obtenção de porcentagem de vazios inferior.

II - Estabilidade Muito Baixa

- A) Porcentagem de vazios inferior a 2%
 - i) aumentar a porcentagem de "filler" e reduzir a porcentagem de ligante;
 - ii) aumentar a porcentagem de agregado graúdo.
- B) Porcentagem de vazios superior a 5%
 - i) aumentar a porcentagem de "filler";
 - ii) variar as proporções de agregados graúdos e miúdos de modo a reduzir a quantidade de vazios.
- C) Porcentagem de vazios entre 2 e 5%
 - i) se o teor de ligante é próximo ao teor máximo permitido, é necessário aumentar a porcentagem de agregados graúdos na mistura e reduzir a porcentagem de ligante;
 - ii) se o teor de ligante é baixo, é provável que os agregados não sejam adequados, sendo necessário utilizar agregados de outra fonte. Se o agregado graúdo é britado, a deficiência provém geralmente do agregado miúdo. Se o agregado graúdo é proveniente de pedregulho sem britagem, a baixa estabilidade pode ser devida ao agregado graúdo. Em qualquer caso antes de rejeitar alguns dos agregados, deve-se ensaiar misturando as porcentagens máximas e mínimas permitidas nas especificações para agregados graúdos.

III - Estabilidade Muito Alta

- i) A estabilidade muito alta pode ser devido ao entrosamento das partículas angulosas que constituem o agregado graúdo, não devendo causar maiores preocupações, constituindo, portanto, mais uma vantagem;
- ii) mas a estabilidade muito alta devido à densidade excessivamente alta e à porcentagem de vazios muito baixa é indesejável porque conduz a revestimentos quebradiços,

em épocas frias, com baixa resistência a desintegração. As misturas deste tipo podem conter excesso de "filler" e ligante. Portanto, a solução adequada seria diminuição na densidade dos agregados compactados, de modo que possa se empregar o máximo de ligante sem comprometer excessivamente os vazios. Isto pode ser conseguido usando-se menos agregado miúdo e "filler".

2.8.4.5 - Avaliação da Degradação* de Agregados em Misturas Betuminosas.

Atualmente para se analisar o agregado sob o ponto de vista da ação combinada de impacto e abrasão, tem-se utilizado o ensaio de abrasão "Los Angeles" que, embora aparentemente se relacione com o comportamento dos agregados no pavimento tem sido constatado a nível experimental, que o referido ensaio, isoladamente; não é suficiente para dar indicação segura da qualidade do material. Por outro lado há a necessidade de se avaliar, durante a execução, a granulometria dos materiais utilizados nas diversas camadas do pavimento como uma maneira de se verificar as exigências de projeto. Mesmo porque nesta forma de proceder não se pode interpretar o funcionamento estrutural de uma camada de pavimento, se na sua constituição, após a compactação, a composição granulométrica for totalmente diferente daquela exigida em projeto. Devido a isto, últimamente vem se utilizando o conceito proposto por Ruiz (1961) que define o índice de degradação (ID) como sendo a soma-

*DEGRADAÇÃO - é a redução do tamanho das partículas do agregado na mistura betuminosa quando submetida aos esforços mecânicos produzidos pela compressão das camadas, pelo tráfego em serviço ou pelo atrito interno das partículas entre si. Alguns autores também atribuem a degradação a processos químicos, embora considerem que os processos físicos, têm papel muito mais dominante (Silva e Santos, 1976); Brasileiro (1983).

tória dos deslocamentos Δi da curva granulométrica em cada peneira, dividida pelo número n de peneiras (Fig. 2.11); estes deslocamentos seriam decorrentes da redução do tamanho provocados pelos esforços mecânicos que causam fratura das partículas e/ou desgaste nos seus vértices.

$$ID = \frac{\sum \Delta i}{n}$$

Desta maneira, um valor $ID = 0$ definirá um agregado ideal, resistente à degradação. O valor crítico do índice de degradação para determinado agregado, ou mistura de agregados, será aquele obtido quando a curva granulométrica ultrapassar os limites especificados para a respectiva faixa, conservando sua forma, ou então quando apresentar brusca inflexão por fratura de determinado diâmetro de partícula do agregado.

Baseado neste conceito, vários trabalhos foram desenvolvidos por Buzatti (1981, 1987) Lockhart e Marchetti (sem data de publicação) Carneiro e Silva (1979).

Os estudos desenvolvidos por Buzatti (1981, 1987), mostraram que:

- i) o ID pode ser usado como complementação do ensaio de abrasão "Los Angeles", sendo bastante útil para racionalizar o uso dos equipamentos de compactação, evitando-se que ocorra um esmagamento excessivo das partículas, com a consequente alteração granulométrica que pode ser prejudicial;
- ii) não foi encontrada a coerência entre os resultados do desgaste "Los Angeles" e o índice de degradação para grupos de amostras de agregados de mesma natureza, devido às particularidades geológicas de cada amostra e à dificuldade de se obter um número representativo de amostras geologicamente homogêneas;
- iii) pode-se tirar proveito do problema da degradação para viabilizar o aproveitamento dos materiais disponíveis em dada região,

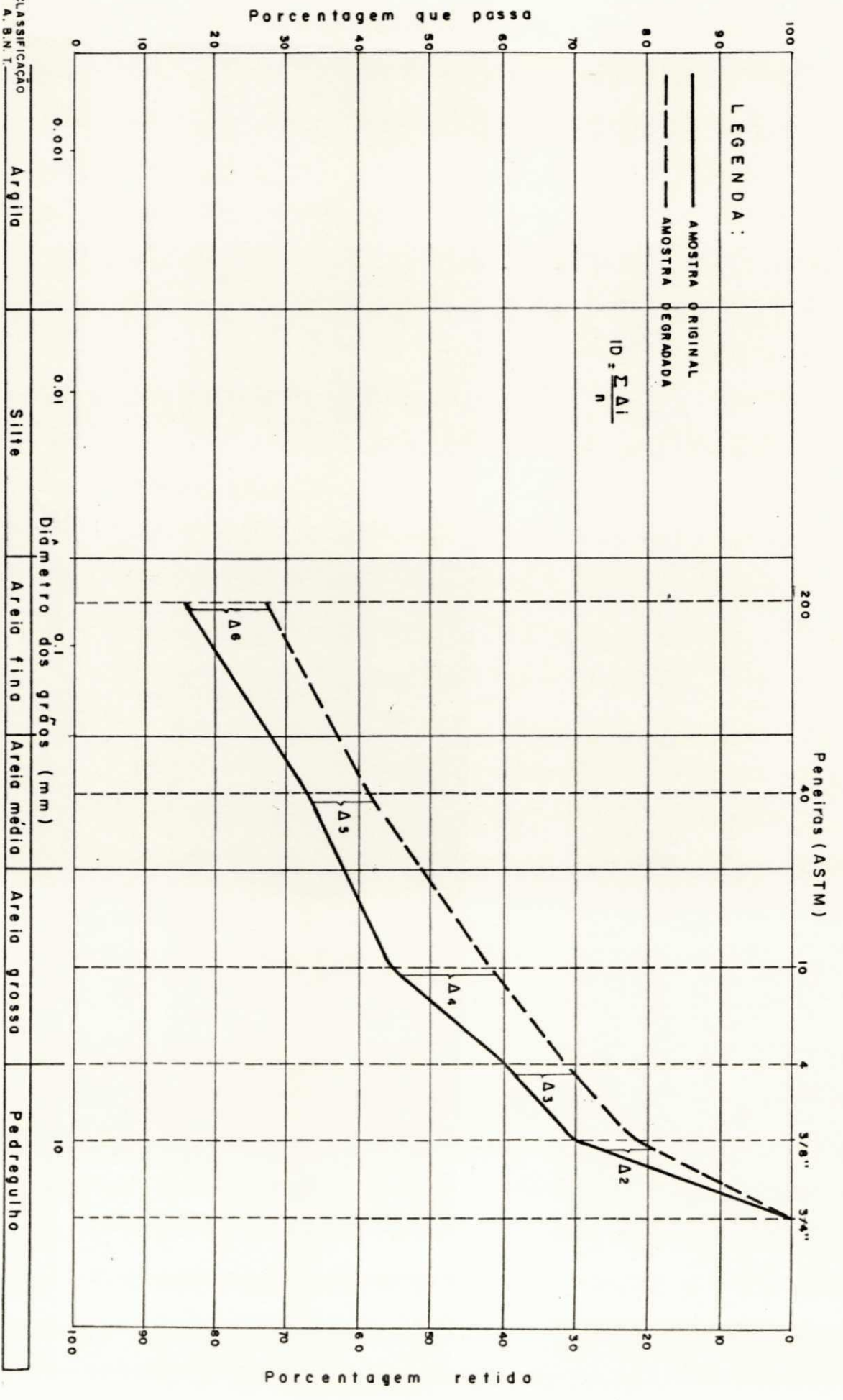


FIGURA 2.11- CÁLCULO DO ÍNDICE DEGRADAÇÃO

reunindo informações que, associadas aos resultados dos ensaios especificados, poderão redundar na minimização de custos decorrente de aproveitamento racional dos agregados locais.

Silva e Santos (1976) em revisão bibliográfica sobre degradação em agregados, abordando estudos de campo e de laboratório desenvolvidos na construção de camadas de base em campos de pouso Americanos, concluem que:

- i) a maior degradação para uma massa de agregados ocorre durante a primeira passagem do rolo compressor, para, a partir daí, tornar-se menos progressivo o efeito de cada passagem sucessiva;
- ii) em camadas espessas, a degradação é mais acentuada na parte superficial da camada considerada, e a medida que se aumenta a espessura os efeitos degradantes diminuem, embora ainda continue a existir a quebra de partículas;
- iii) a degradação e a densidade são grandezas interrelacionadas;
- iv) materiais de graduação uniforme* são mais susceptíveis a degradação que materiais de graduação densa**;
- v) o tipo de energia de compactação influencia na degradação;
- vi) a ação do congelamento e degelo diminui a resistência dos agregados à degradação;
- vii) o ensaio "Los Angeles" em agregados provenientes de rochas calcárias dá boa indicação da resistência destes agregados à degradação;
- viii) a análise petrográfica constitui o meio mais apropriado para avaliação da resistência do agregado à degradação.

A análise petrográfica consiste num estudo

* Graduação uniforme - é aquela em que o diâmetro máximo é muito próximo do diâmetro mínimo.

** Graduação densa - é aquela que contém de forma adequada, todas as frações granulométricas.

descritivo e sistemático das rochas a partir de observação microscópica do arranjo, entrosamento e fraturamento dos minerais da rocha. Esta análise é considerada de muita importância para avaliar o potencial de fratura de agregados graúdos submetidos a carregamento, bem como é muito útil para a comparação de um agregado novo com outro do qual se dispõe de informações quanto ao desempenho. Além disso nesta análise, pode-se detectar propriedades indesejáveis com algumas formas instáveis de sílica (Carneiro e Silva, 1979); (Neville, 1982).

Lockhart e Marchetti (sem data de publicação) estudaram a degradação a partir de resultados experimentais obtidos, ensaiando em laboratório, diversas misturas para base estabilizada granulometricamente com a utilização de diversos agregados submetidos aos efeitos de uma máquina compactadora giratória, estabelecendo as seguintes observações:

- i) para um mesmo agregado, pode-se estudar a granulometria que produza a menor degradação, destacando a importância deste fato para materiais não convencionais, nos quais uma granulometria contínua e fina pode produzir um conjunto estrutural de modo que os pontos de contato contribuam para reduzir a intensidade das cargas concentradas para um valor abaixo do limite de resistência dos agregados;
- ii) o equivalente de areia diminui com o aumento da degradação devido à perda de resistência do material a deformações, causando um aumento de finos em relação à fração graúda;
- iii) a degradação pode provocar granulometria ótima obtida pela fratura do material mais graúdo que se acomoda na formação de finos e, assim, contribui para a diminuição de intensidade da degradação;
- iv) o índice de degradação determinado com amostras submetidas ao

ensaio de compactação, proporciona boa ferramenta para o controle de campo e constitui-se em elemento de utilidade para os fins propostos, bem como é de valor informativo complementar os ensaios de degradação realizados com o compactador giratório;

v) em um dos agregados estudados, a secagem foi efetuada a 60°C para se prevenir contra a cimentação entre as partículas mais finas e destas com as partículas mais grossas, que seriam favorecidas no caso de secá-las a temperaturas superiores a 100°C .

Good e Owings, citados por Carneiro e Silva (1979) estudaram a evolução da degradação de agregados em misturas do tipo concreto betuminoso, desde sua execução até a idade de 12 anos e concluíram que os dados obtidos no estudo, mostraram não haver correlação entre a perda por abrasão "Los Angeles" e a degradação dos agregados durante a construção e sob a ação do tráfego.

Moavenzadeh e Goetz, citados por Carneiro e Silva (1979) em trabalho sobre degradação de agregados em misturas betuminosas submetidas à compactação pelo compactador giratório, concluíram que:

- i) a espécie de agregado, graduação, diâmetro máximo, teor de ligante e grau de compactação influenciam na magnitude de energia recebida por cada fração da mistura durante o processo de compactação;
- ii) a granulometria do agregado na mistura foi o fator mais importante com relação a degradação do agregado, sendo que, quanto mais densa a mistura, menor a degradação. O desgaste "Los Angeles" foi um fator secundário tendo sido observado que agregados com alto valor de desgaste "Los Angeles" degradaram menos que agregados duros de baixo valor "Los Angeles", quando os primeiros constituíam mistura densa e, os últimos, mistura aberta.

Carneiro e Silva (1979) em estudos desen-

volvidos para o D.N.E.R. visando a utilização de agregados que não atendiam à exigência "Los Angeles", executaram trecho experimental com base estabilizada granulometricamente com o produto total de britagem da rocha em estudo e revestimento em concreto betuminoso usinado à quente. A análise dos resultados obtidos em laboratório e, no campo após compactação e, submetido a tráfego intenso e pesado mostrou o seguinte:

- i) o índice de degradação (ID) do agregado na pista foi muito reduzido, podendo-se considerar a degradação desprezível;
- ii) não houve acréscimo do índice de degradação do agregado com o aumento de dias de exposição ao tráfego;
- iii) para a base, o índice de degradação no laboratório, após submeter a amostra à compactação dinâmica para energia do ensaio ASSHTO Modificado foi superior ao da pista;
- iv) para o revestimento o índice de degradação no laboratório, mesmo para 25 golpes do método Marshall, foi superior ao da pista;
- v) o equivalente de areia não sofreu praticamente redução, apresentando valores superiores a 60%;
- vi) a curva granulométrica da mistura manteve-se dentro da faixa especificada no projeto.

Em pavimentos de concreto asfáltico, a degradação tem início pela separação progressiva das partículas de agregado do pavimento com o agregado miúdo, separando-se primeiramente da matriz devido a sua menor adesão, expondo as partículas maiores (agregado graúdo) aos efeitos degradantes provocados pelo tráfego, quando daí a superfície adquire aparência rugosa e denteada. A causa deste problema é decorrente da composição mineralógica dos agregados e; para que este fenômeno seja evitado é necessário a seleção de agregados com dureza suficiente para resistir ao esmagamento sob o tráfego, mas também pode ser reduzido

o nível de tensão na camada considerada com a adoção de uma camada de reforço, diminuindo deste modo o esmagamento (West, 1970).

Com relação à análise da degradação de agregados utilizados em concreto betuminoso usinado à quente, Martin e Wallace (1958) observam que a análise granulométrica obtida após o tratamento com solvente da mistura betuminosa fornece menos material, passando principalmente nas peneiras 0,18 mm e 0,074 mm, porque o solvente empregado não exerce praticamente nenhum efeito sobre as aglomerações das frações mais finas. Ainda em relação à extração do betume, Birman (1989) acha que no caso de se usar o "rotarex" deve-se usar 2 a 3 folhas de papel filtro para obter resultados precisos e é de opinião que o melhor método é o baseado no aparelho "Sohxlet".

Em materiais lateríticos Gidigasu (1980) considerou a degradação e a umidade de equilíbrio muito importantes para a avaliação de camadas de pavimentos em regiões tropicais, Soria e Fabri (1981) citados por Nogami (1985) comentam a resistência da fração tamanho areia de solos lateríticos devido às peculiaridades de sua constituição mineralógica. De acordo com CEBTP (1980) (Quadro 2.15) a resistência dos grãos dos solos lateríticos é avaliada pela exigência de graduação após compactação em campo e limitando a porcentagem, passando na peneira de 0,08 mm.

* Nogami (1985) considera que para a utilização dos solos lateríticos, torna-se necessário o alongamento das faixas ou alteração dos limites máximos das especificações, uma vez que estes solos normalmente seriam rejeitados pelas especificações vigentes, mas como se sabe estes materiais têm apresentado bom desempenho em trechos já executados. No entanto, tais modificações tornam-se difíceis porque também difícil é obter especificação prática e simples que leve em consideração, dentre

outros fatores, a utilidade (base, sub-base etc.) as condições climáticas e o tráfego. Por outro lado, critérios químicos, mineralógicos e pedológicos poderiam ser utilizados, mas não parecem ser adequados do ponto de vista da engenharia civil. Também sabe-se que para serem fixados os limites de aceitação no caso específico dos agregados para determinados serviços é necessário que se conheça o relacionamento entre as propriedades dos agregados e seu desempenho em serviço; este relacionamento é obtido por análise estatística de grande número de resultados de ensaios comparando-os entre si.

PENEIRAS (mm)	GRANULOMETRIA RECOMENDADA APÓS COMPACTAÇÃO IN SITU.		TRÁFEGO EM NÚMERO DE REPETIÇÕES EQUIVALEN TES AO EIXO PADRÃO (8,2 ton)		
	% EM PESO,	PASSANDO			
	BASE	SUB-BASE			
50	100	-	$T_1 < 3 \times 10^6$ $3 \times 10^6 < T_2 < 10^7$ $10^7 < T_3 < 2,5 \times 10^7$ $2,5 \times 10^7 < T_4 < 6 \times 10^7$ $6 \times 10^7 < T_5 < 10^8$		
40	95-100	95-100			
31,5	85-100	90-100			
20	60-100	75-100			
10	35-90	58-100			
5	20-75	40-78			
2	12-50	28-65			
1	10-40	22-56			
0,5	7-35	18-50			
0,08	4-20	5-35			
			$T_1 - T_2$	$T_2 - T_3$	T_5
porcentagem passando na peneira (máximo) 0,08 mm			35	30	30
Índice de plasticidade (%) (máximo)			30	20	20

Quadro 2.15 - Granulometria Recomendada, Porcentagem de Finos e Índice de Plasticidade Recomendados pelo CEBTP, 1980

2.9 - Conclusões

Ainda são necessárias muitas observações e pesquisas tanto científica quanto aplicada, objetivando o melhor reconhecimento dos materiais calcários e lateríticos que, sem dúvida, constituem enorme fonte de matéria prima e, se bem utilizados podem representar enorme avanço para a utilização como agregados nos revestimentos asfálticos e no concreto de cimento Portland nas regiões onde houver carência do agregado convencionalmente usado, representando, assim, enorme economia em benefício da sociedade.

Observa-se entretanto, que não há uniformidade na exigência das especificações para agregados, pois geralmente estabelecem diferentes limites de aceitação para um mesmo serviço, à medida em que muda o órgão normalizador. No caso específico de agregados para a fabricação do concreto betuminoso usinado à quente, algumas especificações fornecem limites de aceitação, outras estabelecem parâmetros comparativos através de valores obtidos nos ensaios realizados nos diversos tipos de rocha.

CAPÍTULO III

MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 - Escolha dos Materiais

3.1.1 - Agregados Graúdos

Os agregados graúdos empregados na pesquisa, foram os seguintes: agregado graúdo granítico, designado na pesquisa por agregado graúdo convencional, e agregados graúdos provenientes de rochas calcárias e concreções lateríticas, denominados de agregados graúdos não-convencionais. Os locais das jazidas para obtenção dos agregados graúdos estão apresentados na Fig. 3.1.

3.1.2 - Agregado Miúdo

O agregado miúdo escolhido foi o de uma areia de rio, por ser de uso comum em obras de engenharia da região.

3.1.3 - Material de Enchimento ou "Filler"

Como material de enchimento ou "filler", foi escolhido o pó calcário industrializado, por ser de comprovada qualidade e de custo inferior em serviço quando comparado a similares, tais como cimento e cal hidratada, na fabricação de cretos betuminosos.

3.1.4 - Cimento Asfáltico

O cimento asfáltico escolhido, foi o de penetração 85/100, por apresentar características de uso em climas diversos.

3.2 - Características dos Agregados Graúdos Utilizados na Pesquisa.

No Quadro 3.1 são apresentadas as características regionais

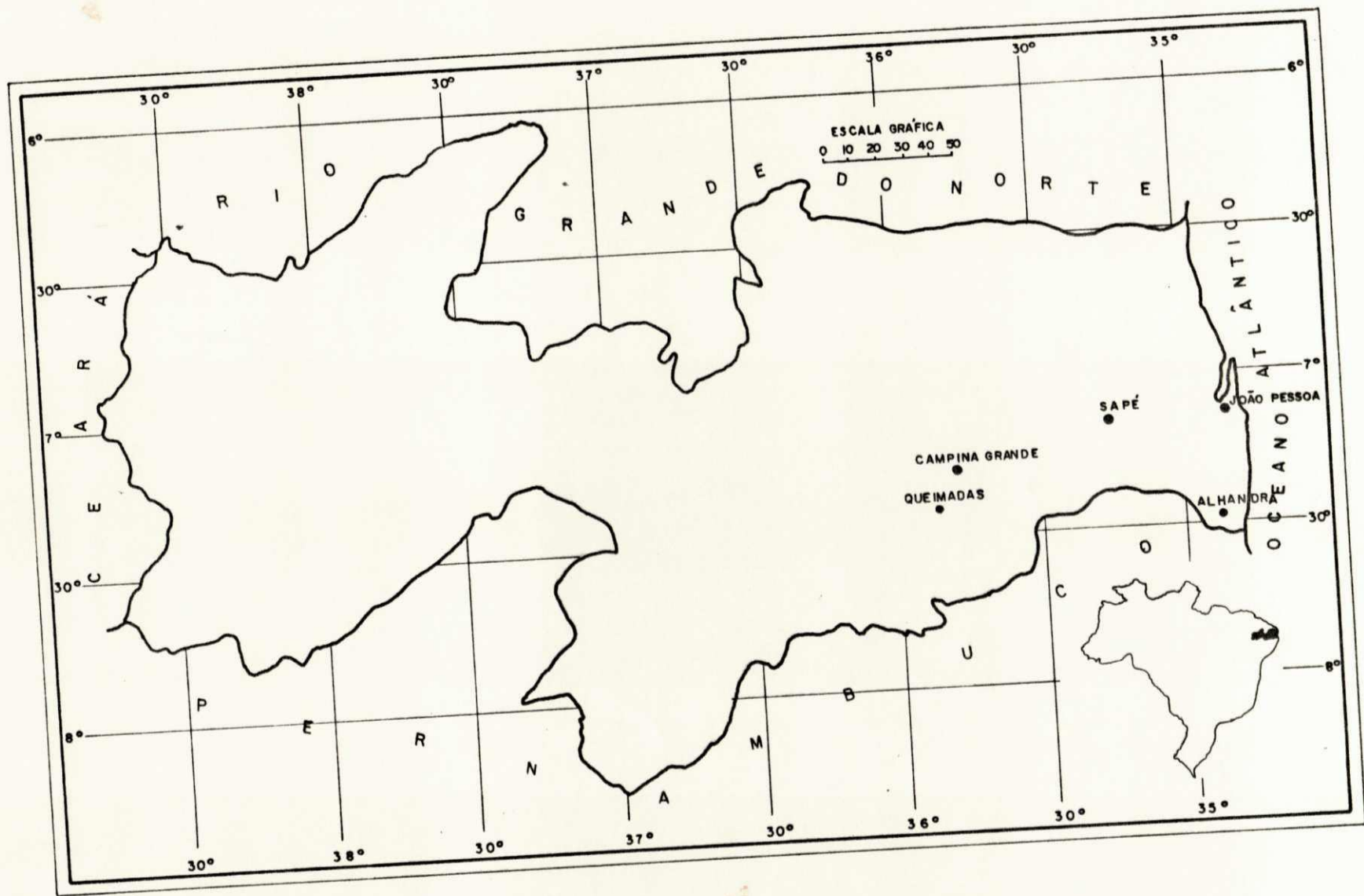


FIGURA 3.1 — LOCALIZAÇÃO DAS JAZIDAS SELECIONADAS PARA A PESQUISA.

AGREGADO GRAÚDO	PROCEDÊNCIA	FORMAÇÃO GEOLÓGICA	PEDOLOGIA	CLIMA	ÍNDICE XEROTÉRMICO	PRECIPITAÇÃO MÉDIA ANUAL (mm)
Granítico	Queimadas-PB	Plutônicas Ácidas data do precambiano (CD)	Rc 19 - Granito Cataclástico	Quente de <u>sê</u> ca atenuada	40 a 100	769
Laterita J. Pessoa.	J. Pessoa-PB	Formação "Barreiras", data do Terciário.	Concreções feruginosas de <u>so</u> dozológico, vermelho-amarelo.	Nordestino sub-seco	0 a 40	1.720
Laterita Sapê	Sapê-PB	Formação "Barreiras" data do Terciário.	Concreções feruginosas de <u>so</u> lo podzológico, vermelho-amarelo.	Quente de <u>sê</u> ca atenuada.	40 a 100	1.100
Calcário João Pessoa.	Alhandra	Formação "Gramame" data do cretácico.	Calcários com - pacto intercalados por margas.	Nordestino sub-sêco.	0 a 40	1.720

Quadro 3.1--Características Regionais dos Agregados Graúdos Estudados.

onde os agregados graúdos foram obtidos, tais como: clima, índice xerotérmico e precipitação média anual, assim como a formação geológica, a pedologia e procedência desses agregados.

3.3 - Coleta dos Materiais Utilizados na Pesquisa

3.3.1 - Agregado Graúdo Granítico

O agregado graúdo granítico, já beneficiado, foi fornecido pelo Departamento de Estradas de Rodagem da Paraíba, DER-PB, através de sua divisão industrial, situada na cidade de Queimadas, Paraíba. As amostras de agregados foram obtidas de vários locais, através de processos seletivos, de tal maneira que houvesse representatividade significativa do material. A denominação dada a esse agregado no estudo foi de brita granítica. Para a britagem da rocha granítica, foi utilizado britador de mandíbulas com abertura 381 mm x 610 mm e um rebritador cônico de 24S marca "Tel Smith" da Barber Greene". Deixou-se de tecer maiores detalhes quanto ao processo de extração e beneficiamento por se tratar de sistema inteiramente convencional e não fazer parte dos objetivos deste estudo.

3.3.2 - Rocha Calcária

A rocha calcária foi proveniente do município denominado Alhandra-PB, da pedreira de propriedade da Companhia Industrial Gramame - CIGRA, que industrializa o calcário na fabricação de agregados graúdos, cales, "filler" e material corretivo para solos agrícolas.

A denominação dada no estudo ao agregado graúdo proveniente das rochas calcárias foi de Calcário João Pessoa.

3.3.3 - Concreções Lateríticas

As concreções lateríticas foram provenientes de coleta efetuada em depósitos ao ar livre de solos lateríticos, pertencentes ao Laboratório de Solos, do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba que estuda solos vermelhos tropicais, das regiões Norte e Nordeste do Brasil. Foram coletadas as concreções das jazidas situadas nas cidades de João Pessoa-PB e Sapê-PB, por apresentarem características aparente de dureza, em diferentes graus.

As denominações dadas no estudo aos agregados graúdos das concreções lateríticas foram de: laterita João Pessoa e laterita Sapê.

3.3.4 - Areia

O agregado miúdo utilizado em todas as dosagens estudadas, foi o de uma areia lavada de rio, cujo areal encontra-se localizado às margens do rio Paraíba, no local denominado de Barra de Santana, no Município de Boqueirão-PB, distante 40 km de Campina Grande pela BR-104.

3.3.5 - Cimento Asfáltico

O cimento asfáltico foi conseguido junto ao Departamento de Estradas de Rodagem do Estado da Paraíba, DER-PB, material em utilização nos revestimentos asfálticos de rodovias no Estado da Paraíba.

A coleta foi feita diretamente no tubo de descarga do depósito e o cimento asfáltico foi acondicionado em reservatórios apropriados.

3.3.6 - "Filler"

O "filler" foi fornecido em sacos fechados provenientes da

Companhia Industrial Gramame - CIGRA, situada no município de Alhandra-PB, originário da rocha calcária, cujo agregado graúdo faz parte do presente estudo.

3.4 - Preparação dos Materiais Utilizados na Pesquisa.

Os materiais para utilização como agregado graúdo, obedeceram a um mesmo processo de preparação para a britagem, com excessão do agregado graúdo granítico obtido já beneficiado. As pedras calcárias e as concreções lateríticas de grande diâmetro, foram reduzidas por impacto, com o auxílio de um martelo de 5 kg, para facilidade de britagem e por imposição da abertura máxima permitida pelo britador utilizado.

O britador utilizado para fabricação dos agregados graúdos provenientes das rochas calcárias e das concreções lateríticas, foi de mandíbulas BMA-21, fabricado pela Máquinas Renard - Indústria e Comércio Ltda, e pertencente ao Laboratório de Solos do Centro de Ciências e Tecnologia da Universidade Federal da Paraíba.

Nenhum dos materiais sofreu qualquer processo de lavagem e apenas o solo laterítico foi beneficiado com peneiramento inicial a seco, para eliminar as frações de solos de diâmetros inferiores a 19 mm.

Após a obtenção dos diversos agregados graúdos foram separados nas frações recomendadas de acordo com a metodologia adotada para cada ensaio. As frações assim separadas foram acondicionadas em sacos plásticos para posterior realização do ensaio. Este mesmo processo foi adotado para a areia utilizada como agregado miúdo.

O material de enchimento, "filler", enviado em embalagem própria, em sacos de papel grosso foi depositado em local seco e arejado para evitar que a umidade prejudicasse sua composição.

O cimento asfáltico, acondicionado em depósitos metálicos com tampa foi colocado em local adequado no laboratório e, mantido fechado para que não houvesse contaminação proveniente de outros materiais, e somente eram abertos os depósitos metálicos quando da utilização do cimento asfáltico.

A propósito da preparação dos materiais, algumas observações foram feitas. Os agregados graúdos resultantes da britagem da rocha calcária e das concreções lateríticas, apresentavam após britagem, excessiva quantidade de partículas finas que ficavam aderidas às partículas dos agregados graúdos.

Os agregados graúdos oriundos das concreções lateríticas de João Pessoa desagregavam-se com relativa facilidade pelo manuseio das amostras.

3.5 - Misturas de Agregados Utilizados na Pesquisa.

Os agregados utilizados foram também estudados numa mistura denominada de granulometria contínua e, outra denominada de granulometria descontínua que a seguir serão apresentadas e discutidas.

3.5.1 - Mistura de Agregados com Granulometria Descontínua.

A mistura de agregados com granulometria descontínua foi definida em função das análises granulométricas da brita granítica já beneficiada, da areia no estado natural e do "filler" industrializado, visando-se com isto, obter mistura compacta de agregados de uso corrente em obras de engenharia e, sem algum beneficiamento. A faixa granulométrica escolhida para enquadramento da mistura de agregados, foi a faixa "B", definida pelas Especificações de Serviços do D.N.E.R. para concretos betuminosos usinados à quente por permitir

maior flexibilidade quanto ao uso de concretos betuminosos em camadas de ligação e rolamento. Na realidade, a tentativa de utilização dos agregados de maneira como foram obtidos para o estudo, não permitiu mistura totalmente dentro da faixa granulométrica utilizada, devido a granulometrias individuais dos materiais empregados.

Definida então a composição granulométrica da mistura final dos agregados foram, então, todos os agregados graúdos e miúdos separados em diversas frações por peneiramento para posterior composição, ficando esta composição definida como sendo: 55% de agregado graúdo, 40% de agregado miúdo e 5% de "filler". Após esta composição, a mistura de agregados foi submetida à análise granulométrica e posteriormente levada à secagem em estufa a 110°C por 24 h.

O Quadro 3.2 mostra as granulometrias dos agregados graúdos miúdos e "filler", bem como a granulometria obtida para a mistura final de agregados e a faixa granulométrica escolhida.

3.5.2 - Mistura de Agregados com Granulometria Contínua

A mistura de agregados com granulometria contínua foi obtida pela ajustagem da granulometria dos agregados graúdos, miúdos e "filler" de modo a proporcionar mistura com granulometria situada nos pontos médios da faixa "B", a partir da mesma proporção adotada na composição da mistura de agregados com granulometria descontínua, ou seja, 55% de agregado graúdo, 40% de agregado miúdo e 5% de "filler".

Definida, então, a composição e granulometria da mistura de agregados foram os agregados graúdos e miúdos separados em diversas frações por peneiramento para posterior composição, de modo que a única variável no traço fosse o tipo de agregado graúdo.

O Quadro 3.2 mostra as granulometrias adotadas para os agregados graúdos, miúdo e "filler" e para a mistura final de agregados.

AGREGADOS	GRANULOMETRIA	PENEIRAS (mm) - % PASSANDO							
		25,4	19,1	9,5	4,8	2,0	0,42	0,18	0,074
AGREGADO GRAÚDO	CONTÍNUA	100	85	32,5	20	13	10	9	-
	DESCONTÍNUA	99,6	73,3	4,9	1,4	0,7	0,5	0,4	0,3
AGREGADO MIÚDO	CONTÍNUA	100	100	100	79	50	25	10	2
	DESCONTÍNUA	100	100	100	97,2	85	26,5	3,3	1,4
"FILLER"	CONTÍNUA	100	100	100	100	100	100	100	100
	DESCONTÍNUA	100	100	100	100	100	100	100	100
MISTURA	CONTÍNUA	100	91,8	62,9	47,6	32,2	20,5	14,0	5,8
	DESCONTÍNUA	99,8	85,3	47,7	44,7	39,4	15,9	6,5	5,8
FAIXA "B" - D.N.E.R.		95-100	80-100	45-80	28-60	20-45	10-32	8-20	3-8

Quadro 3.2 - Granulometria dos Agregados Graúdo, Miúdo e "Filler" e das Misturas Utilizadas no Trabalho.

3.6 - Escolha de Teores de Ligante Adotados para Moldagem dos Corpos de Prova.

O teor de ligante para moldagem dos corpos de prova correspondente a cada agregado graúdo, denominado de teor ótimo de ligante, foi definido de forma que os parâmetros de estabilidade, fluência, RBV e VAM mais se aproximassem ou se situassem dentro dos limites estabelecidos pelo D.N.E.R. para o concreto betuminoso usinado à quente. Os teores de ligante adotados estão apresentados no Quadro 3.3.

Os parâmetros utilizados para definição do teor ótimo de ligante foram obtidos, a partir dos trabalhos desenvolvidos por Brasileiro (1983) e que estão apresentados no Anexo 1.

3.7 - Métodos de Ensaios.

Os métodos de ensaios utilizados no presente trabalho, foram em sua maior parte, os métodos de ensaios propostos pelo Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, D.N.E.R., que estabelece condições de aceitação dos diversos materiais e serviços para obras rodoviárias brasileiras.

Também foram utilizados métodos de ensaios que, embora não sejam adotados pelo D.N.E.R. têm sido utilizados por pesquisadores, para avaliação de agregados graúdos não convencionais.

Nos Quadros 3.4, 3.5, 3.6 são apresentados os métodos de ensaios utilizados, bem como algumas informações consideradas necessárias para análise dos resultados obtidos em função da metodologia empregada.

O fluxograma da Fig. 3.2, mostra esquematicamente as atividades/ensaios desenvolvidos nesta pesquisa.

A determinação do índice de imersão das misturas betumino -

sas estudadas foi feita a partir da relação:

$$I_i = \frac{E_2}{E_1} \times 100$$

onde:

E_1 - média da estabilidade "Marshall" obtida para os 3 corpos de prova do grupo 1 que foram submetidos à imersão em banho maria a 60°C por 30 minutos;

E_2 - Média da estabilidade "Marshall" obtida para os 3 corpos de prova do grupo 2 que foram submetidos à imersão em banho maria a 60°C por 24 h.

A escolha dos seis corpos de prova para determinação do índice de imersão foi feita de modo que a densidade média do grupo 1 (imersão por 30 min) fosse praticamente a mesma do grupo 2 (imersão por 24 h).

O índice de degradação foi calculado, a partir dos deslocamentos das granulometrias médias obtidas antes e depois da moldagem dos corpos de prova.

Outros ensaios como polimento e a abrasão medida pela máquina "Derry" também considerados importantes para caracterização de agregados, principalmente daqueles não convencionais, não foram realizados devido às deficiências apresentadas nos equipamentos importados.

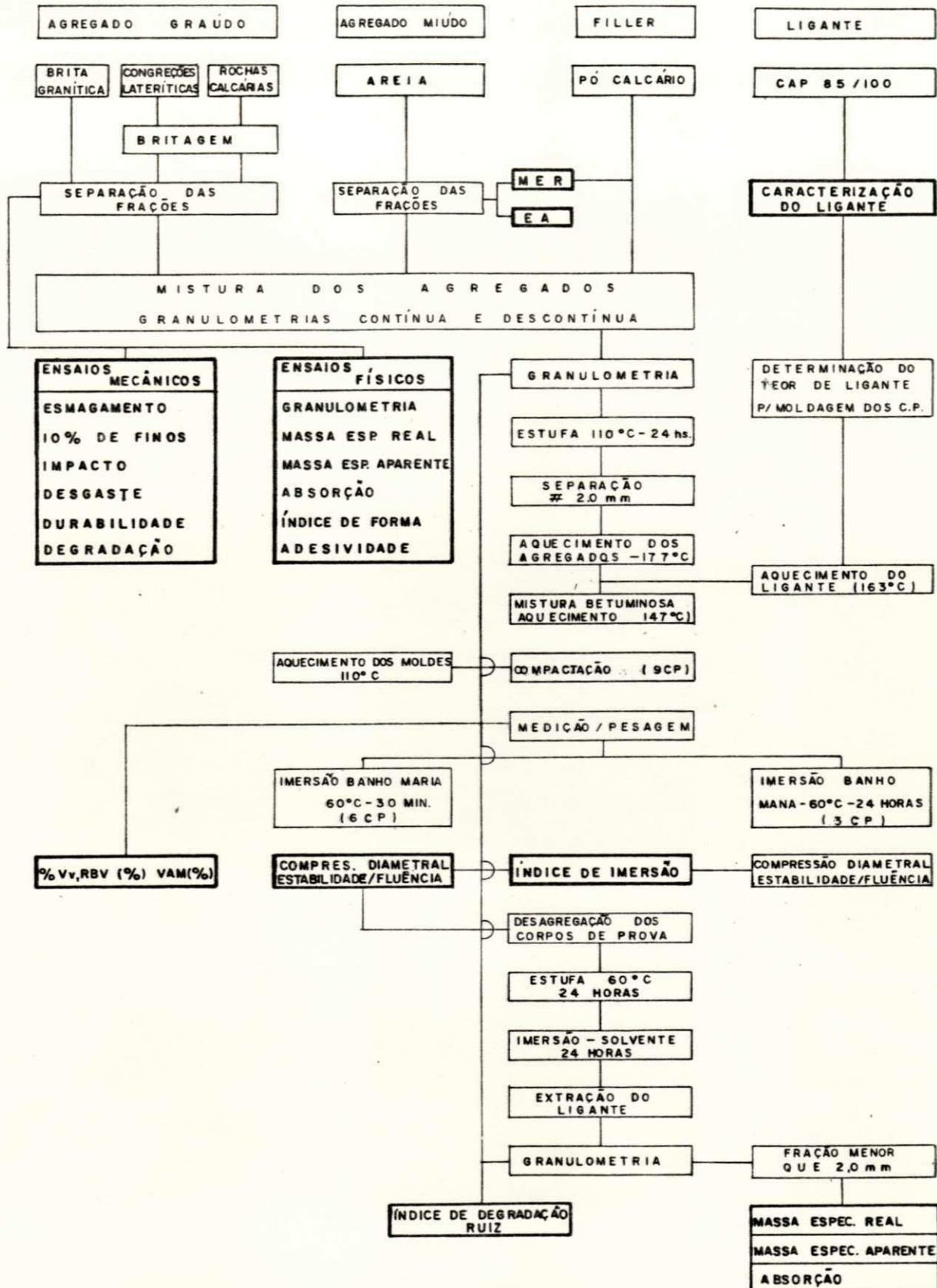


FIGURA 3.2 - FLUXOGRAMA DA PESQUISA

AGREGADOS	BRITA GRANÍTICA		CALCÁRIO JOÃO PESSOA		LATERITA SAPÉ		LATERITA JOÃO PESSOA	
	CONTÍNUA	DESCONTÍNUA	CONTÍNUA	DESCONTÍNUA	CONTÍNUA	DESCONTÍNUA	CONTÍNUA	DESCONTÍNUA
TEOR ÓTIMO DE LIGANTE (%)	5,0	5,5	6,2	6,5	6,0	7,0	6,2	6,7
ESTABILIDADE (kN)	5,0 (5,4)	6,0 (4,0)	6,5 (6,2)	7,0 (4,7)	6,0 (8,6)	7,0 (4,4)	6,0 (7,5)	6,5 (5,3)
FLUÊNCIA(mm)	5,0 (5,8)	5,5 (5,6)	6,0 (6,3)	5,5 (5,1)	5,5 (5,8)	5,0 (5,0)	5,5 (5,8)	6,0 (5,2)
MASSA ESPICIF. APARENTE(g/cm ³)	5,0 (2,41)	5,5 (2,39)	6,5 (2,27)	7,0 (2,25)	6,0 (2,39)	7,0 (2,36)	6,5 (2,33)	7,0 (2,28)
R BV (%)	5,0 (81,4)	5,0 (71,2)	6,0 (77,3)	6,5 (78,1)	6,0 (78,3)	7,0 (79,7)	7,0 (79,6)	7,0 (73,4)
VAM (%)	5,0 (14,5)	5,5 (15,7)	6,0 (17,2)	6,5 (18,3)	6,0 (18,0)	7,0 (20,2)	5,5 (18,9)	6,5 (21,1)
VAZIOS (%)	5,0 (2,7)	5,2 (3,8)	6,0 (3,9)	6,5 (4,0)	6,0 (3,9)	7,0 (4,1)	7,0 (4,1)	7,0 (5,7)

QUADRO 3.3 — CÁLCULO DO TEOR DE LIGANTE PARA MOLDAGEM DOS CORPOS PROVA

OBS:

OS VALORES ENTRE PARENTESIS REFEREM-SE AOS RESULTADOS ENCONTRADOS PARA AS PROPRIEDADES ESPECIFICADAS NOS ESTUDOS DE BRASILEIRO (1983). VIDE ANEXO - I.

ENSAIO	METODOLOGIA	PENEIRAS (mm) UTILIZADA(S)/FRAÇÃO SEPARADA.	OBSERVAÇÕES
1. Análise Granulométrica de Agregados Graúdo e Miúdo.	DNER-ME 83/63	25,4; 19,1; 9,5; 4,8; 2,0; 0,42; 0,18; 0,075 - 10 kg.	1.1-Secagem em estufa (110°C) 1.2-Via seca
2. Densidade e Absorção de Agregado Graúdo	DNER-ME 81/64	$\phi > 2,0$ mm - 1 kg	-
3. Densidade Real do Agregado Miúdo	DNER-ME 84/64	$0,075$ mm $< \phi < 2,0$ mm - 500 g	Secagem em estufa a 110°C.
4. Massa Específica Real do "Filler"	DNER-ME 84/64	$\phi < 0,075$ mm	Utilização de querosene
5. Índice de Forma do Agregado	DNER-ME86/64	19,0mm-16,0mm - 2kg* Graduação C (16,0mm-12,7mm - 2kg 12,7mm- 9,5mm - 2 kg.	* Crivos de abertura circular
6. Equivalente de Areia	DNER-ME 54/63	$\phi < 4,8$ mm	-
7. Adesividade	DNER-ME 78/63	0,59 mm - 0,21 mm 19,0 mm - 12,5 mm - 500 g	-
3. Resistência do Agregado ao Esmagamento	DNER-ME 42/71	Amostra - 12,7 - 9,5 mm Separação dos finos - 2,4 mm	8.1-Secagem ao ar. 8.2-Avaliou-se o esmagamento do agregado pelo material que passava na peneira de 2,4 mm ao contrário do que a metodologia determina.
9. Avaliação da Resistência Mecânica do Agregado pelo Método dos 10% de Finos.	DNER-ME 96/71	Amostra - 12,7 mm - 9,5 mm Separação dos finos - 2,4 mm	Secagem ao ar.
10. Avaliação da Resistência Mecânica do Agregado pelo valor de Impacto.	BS-S12 - 1976	Amostra - 12,7 mm - 9,5 mm Separação dos finos - 2,4 mm	Secagem ao ar
11. Desgaste do Agregado por Abrasão com o Emprego da Máquina "Los Angeles".	DNER-ME 35/64	Gradua 9,5-6,3mm-2.500kg±50g ção C (6,3-4,8mm-2.500kg±50g Separação dos finos - 1,7 mm	Além da secagem ao ar conforme determina o método de ensaio, os agregados graúdos foram previamente submetidos a secagem em estufa por 24 horas às temperaturas de 100, 125, 150, 175 e 200°C .
12. Avaliação da Durabilidade de Agregados pelo Emprego de Solução de Sulfato de Sódio.	DNER-ME 89/64	a) Material retido na peneira de 4,8 mm FRAÇÃO P/ ENSAIO SEPAR. DE FINOS 38-19mm - 350 g 16 mm 19-9,5mm - 1000g 8 mm 9,5-4,8mm- 500 g 4 mm b) Material passando na peneira 9,5 mm FRAÇÃO P/ ENSAIO SEPAR. DE FINOS 9,5-4,8mm - 110 g 4,8 mm 4,8-2,4mm - 110 g 2,4 mm	12.1-Secagem em estufa a 110°C 12.2-A exceção das partículas do agregado graúdo granítico, todos os agregados graúdos estudados, apresentavam fissuras já no 2º ciclo que posteriormente, progrediam para o fendilhamento e posteriormente para total desintegração, mais acentuadamente no caso dos agregados lateríticos e em menor intensidade nos agregados calcários;mas de uma maneira geral, os agregados não convencionais apresentavam um péssimo comportamento quando submetidos a ação dos sais de sulfato de sódio.
13. Ensaio de Degradação do Estado de "Washington".	Vide Anexo 2	12,7mm-6,7mm = 500 g 6,7mm - 2,0mm = 500 g	13.1-Secagem em estufa 13.2-A separação da fração é feita c/ 1ª vagem.

Quadro 3.4 - Metodologia de Ensaio Empregada para os Agregados.

ENSAIOS	METODOLOGIA	OBSERVAÇÕES
1. Densidade de Materiais Betuminosos	DNER-ME 16-64	
2. Penetração de Materiais Betuminosos	IBP/ABNT-MB 107/1970	Este ensaio se destina a medir empiricamente a consistência do cimento asfáltico, tendo apenas um significado prático, não produz, em si, boas ou más qualidades no material betuminoso.
3. Ponto de Amolecimento (Anel e Bola)	IBP/ABNT-MB-164	É um outro ensaio de consistência que juntamente com o valor obtido para a penetração permite determinar valor numérico que indica a susceptibilidade térmica dos materiais betuminosos.
4. Ponto de Fulgor	IBP/ABNT-MB 50/1964	Este ensaio permite determinar o ponto de fulgor do asfalto que é a temperatura na qual os vapores originados pelo aquecimento do produto se inflama quando em contato com uma chama. O objetivo deste ensaio é a determinação da máxima temperatura a que se pode aquecer asfalto sem perigo de incêndio.
5. Viscosidade Saybolt-Furól de Materiais Betuminosos.	IBP/ABNT-PMB 517 1970.	Este ensaio se destina a medir de maneira prática a consistência dos materiais betuminosos. Nos cimentos asfálticos a viscosidade é medida a 135°C de acordo com o método. Mas é prática corrente determinar-se também as viscosidades a diferentes temperaturas para a escolha correta da temperatura dos materiais na execução da mistura asfáltica de acordo com as recomendações prescritas para o ensaio "Marshall".

Quadro 3.5 - Metodologia de Ensaio Empregada para o Cimento Asfáltico.

ENSAIO	METODOLOGIA	OBSERVAÇÕES
1. Ensaio Marshall para Misturas Betuminosas	DNER-ME 43/64	<p>1.1-Os corpos de prova foram imersos em banho-maria por 30 min e o número de golpes aplicados foi de 50 golpes por face.</p> <p>1.2-Observou-se que durante a execução do ensaio, houve perda de finos:</p> <ul style="list-style-type: none"> -na separação das frações para aquecimento dos agregados; -na retirada da mistura para o molde de compactação, ficavam finos retidos no vasilhame utilizado. <p>1.3-Observa-se a degradação da mistura pelo aparecimento de partículas esmagadas do agregado graúdo, principalmente na face do corpo de prova que levava os primeiros 50 golpes. Tal fato era mais grave nas lateritas, principalmente na de J. Pessoa, seguido do calcário. O agregado granítico não apresentava este problema.</p> <p>1.4-Na parte onde o agregado esmagava, notava-se que as partículas esmagadas não eram suficientes cobertas pelo ligante.</p> <p>1.5-As misturas executadas com o agregado calcário apresentavam dificuldades para homogeneização.</p> <p>1.6-Os agregados lateríticos pareciam mudar a coloração quando aquecido, tornando-se mais vermelho e com aspecto brilhoso.</p>
2. Densidade Aparente de Corpo de Prova de Mistura Betuminosa.	DNER-ME 77/63	2.1-Na determinação da densidade dos corpos de prova não foi utilizada a parafina para recobrimento dos mesmos seguindo desta forma o procedimento já adotado por Brasileiro (1983) para que segundo ele, fossem mantidas as mesmas condições em todos os corpos de prova ensaiados.
3. Extração do Ligante das Misturas Betuminosas	DNER-ME 53/63	<p>3.1-Foi utilizado a gasolina verde para aviação em lugar do tetracloreto de carbono.</p> <p>3.2-Neste ensaio notava-se a perda de finos tanto pela saída do solvente, como aderido ao ligante ainda remanescente no papel filtro, isto acontecia mesmo com a colocação de dois papéis.</p>
4. Análise Granulométrica da Mist. do Agregados.	DNER-ME 83/63	- Via seca

Quadro 3.6 - Metodologia de Ensaio Empregada na Mistura Betuminosa.

CAPÍTULO IV

APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS

4.1 - Introdução

Neste Capítulo são apresentados e discutidos os resultados conseguidos no presente trabalho dentro dos objetivos propostos, levando-se também em consideração dados fornecidos por outros pesquisadores, procurando-se desta forma dar maior abrangência aos resultados obtidos.

Para maior clareza, os resultados são apresentados e discutidos na seguinte ordem:

- Resultados obtidos por outros pesquisadores.
- Características físicas e mecânicas dos agregados estudados.
- Avaliação do comportamento dos agregados estudados no concreto betuminoso usinado à quente.

4.2 - Resultados Obtidos por Outros Pesquisadores

Para avaliação dos agregados estudados, torna-se necessário o aproveitamento de dados obtidos por outros pesquisadores como Brasileiro (1983) a partir do estudo por ele desenvolvido, elaborou-se o presente trabalho e, no caso específico das concreções lateríticas os resultados apresentados fazem parte de um estudo mais amplo sobre solos lateríticos do Norte e Nordeste do Brasil que ora se desenvolve neste Centro, objeto de convênio inicialmente celebrado entre o Instituto de Pesquisas Rodoviárias (IPR) Departamento Nacional de Estradas de Rodagem (DNER) e Universidade Federal da Paraíba (UFPB) e, atualmente o referido convênio é firmado entre a Financiadora de Estudos e Projetos (FINEP) e esta Universidade.

4.2.1 - Estudos Desenvolvidos por Brasileiro

Brasileiro (1983) estudou a utilização, dentre outros, dos

agregados utilizados nesta pesquisa em concreto betuminoso usinado à quente, fazendo comparação dos resultados obtidos a partir do ensaio Marshall em relação às misturas fabricadas com o agregado graúdo, denominado de agregado graúdo convencional. Naquele estudo, o autor também procurou avaliar a influência da granulometria das misturas; verificando as variações nas características "Marshall" em misturas de granulometria contínua e descontínua com os agregados participando na mesma proporção para a composição das misturas, de modo que a única variável no estudo fosse a do agregado graúdo.

Os resultados obtidos com as misturas betuminosas estudadas estão sintetizadas no Anexo 1. E no Quadro 4.7, estão os resultados obtidos para as massas específicas, absorção, índice de forma e equivalente de areia, que embora tenham sido repetidos neste estudo, os valores encontrados ficaram próximos daqueles obtidos anteriormente com as variações ocorrendo dentro da repetibilidade esperada para os referidos ensaios; daí optou-se pela apresentação dos resultados obtidos por Brasileiro (1983) procurando, desta forma, compatibilizar os resultados para projeto mais amplo, visando o estudo de agregados.

4.2.2 - Características Químicas e Mineralógicas dos Agregados Graúdos Lateríticos (Borba, 1983).

O Quadro 4.1, apresenta a porcentagem dos constituintes amorfos em termos de óxidos de silicato (SiO_2) alumínio (Al_2O_3) e Ferro (Fe_2O_3) enquanto que os Quadros 4.2; 4.3 e 4.4 apresentam as composições químicas por fluorescência de raios-X das frações 9,5 mm e menor que 0,002 mm dos solos cujas concreções estão sendo estudadas; o Quadro 4.5 apresenta qualitativamente a composição mineralógica das diversas frações obtidas através da difração de raios-X.

Em relação aos outros agregados estudados não se dispõe destas características, portanto não serão analisados sob estes aspectos, uma vez que tal estudo não faz parte dos objetivos deste trabalho.

SOLO	% SiO ₂	% Al ₂ O ₃	% Fe ₂ O ₃
JPPB	11,6	7,15	1,10
SPPB	11,6	4,79	3,45

Quadro 4.1 - Porcentagem de SiO₂, Al₂O₃ e Fe₂O₃ Amorfos
(Ø < 0,002 mm, % em Relação ao Solo Total).

SOLO	% SiO ₂	% Al ₂ O ₃	% Fe ₂ O ₃	RELAÇÃO Sílica/Sesquióxidos
JPPB	17,39	15,57	3,52	1,66
SPPB	11,20	10,00	2,78	1,62

Quadro 4.2 - Composição Química da Fração Tamanho Argila
(Ø < 0,002 mm, % em Relação ao Solo Total).

SOLO	% SiO ₂	% Al ₂ O ₃	% Fe ₂ O ₃	% Retido na peneira 9,5 mm
JPPB	25,74	19,52	36,62	10,22
SPPB	24,53	16,87	42,88	20,91

Quadro 4.3 - Composição Química da Fração 9,5 mm

SOLO	% SiO ₂	% Al ₂ O ₃	% Fe ₂ O ₃	RELAÇÃO Sílica/Sesquióxidos
JPPB	2,63	1,99	3,74	1,02
SPPB	5,13	3,52	8,97	0,94

Quadro 4.4 - Composição Química da Fração 9,5 mm em Relação ao Solo Total.

SOLO	FRAÇÃO	CONSTITUENTES MINERALÓGICOS	
		DEFINIDO	FRACO
JPPB	9,5mm	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA, GOETITA	ANATÁSIO
	Nº 4	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA, GOETITA	ANATÁSIO
	Nº 10	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA, GOETITA	ANATÁSIO
	Nº 40	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA, GOETITA	ANATÁSIO
	Nº 200	CAULINITA, QUARTZO, HEMATITA, GOETITA	ANATÁSIO
	SILTE	CAULINITA, QUARTZO, GOETITA, ANATÁSIO	-
	ARGILA	CAULINITA, GOETITA, ANATÁSIO	-
SPPB	9,5 mm	CAULINITA, QUARTZO, GOETITA, HEMATITA	-
	Nº 4	CAULINITA, QUARTZO, GOETITA, HEMATITA	-
	Nº 10	CAULINITA, QUARTZO	GOETITA, HEMATITA, ANATÁSIO
	Nº 40	CAULINITA, QUARTZO, GOETITA	ANATÁSIO
	Nº 200	CAULINITA, QUARTZO, GOETITA	ANATÁSIO
	SILTE	CAULINITA, QUARTZO, GOETITA	ANATÁSIO
	ARGILA	CAULINITA	QUARTZO, ANATÁSIO

Quadro 4.5 - Composição Mineralógica por Difração de Raios-X.

4.3 - Características Físicas e Mecânicas dos Materiais Empregados.

4.3.1 - Granulometria dos Agregados.

As composições granulométricas dos agregados graúdo, miúdo e "filler", bem como da mistura de agregados estão apresentadas no Quadro 3.2. Como se observa, os agregados graúdos e miúdo apresentam baixa porcentagem de finos com diâmetro inferior a 0,074 mm, enquanto que o "filler" se constitui de partículas com diâmetro inferior a 0,074 mm. O diâmetro máximo do agregado para as duas misturas é de 25,4 mm, enquanto que a areia apresenta diâmetro máximo de 9,5 mm para as misturas de granulometria contínua e 4,8 mm para as misturas de granulometria descontínua. Ao passo que as misturas de agregados apresentam diâmetro máximo de 25,4 mm tanto para a de granulometria contínua como para a de granulometria descontínua; portanto, a mudança do diâmetro máximo da areia influenciou significativamente para a graduação da mistura betuminosa de granulometria contínua.

Para se proceder a verificação da granulometria proposta para as misturas, procedeu-se à análise granulométrica por via seca após sua composição, observando-se não existir diferenças significativas entre o resultado da análise granulométrica e a granulometria proposta, mostrando, desta forma, a exatidão na separação das frações para a composição da mistura de agregados.

4.3.2 - Adesividade dos Agregados Graúdos ao Ligante Betuminoso.

A partir dos resultados encontrados (Quadro 4.7), observa-se que apenas o agregado graúdo granítico não apresenta adesividade satisfatória provavelmente devido à natureza ácida que geralmente as rochas graníticas apresentam. Já os agregados graúdos calcário João Pessoa, laterita João Pessoa e laterita Sapé apresentam adesividade

satisfatória, confirmando, dentre outras, as observações de Tavares (1979; Brito (1962/1978) e Grimaux (1978).

4.3.3 - Índice de Forma dos Agregados Graúdos

De acordo com o Quadro 4.7, os valores encontrados para o índice de forma dos agregados graúdos estudados, são superiores a 0,5, portanto aceitáveis de acordo com as exigências para o fator de qualidade especificado pelo D.N.E.R. Como se pode observar os valores de f variam de 0,79 a 0,89 com o agregado graúdo granítico apresentando menor cubicidade do que os agregados graúdos não convencionais, provavelmente devido à influência do tipo de britador utilizado.

4.3.4 - Massa Específica Real, Massa Específica Aparente e Absorção dos Agregados Graúdos

Os resultados apresentados no Quadro 4,7, referem-se à média de quatro determinações. Observa-se que os agregados graúdos laterita João Pessoa e laterita Sapé, apresentam massa específica reais de $3,08 \text{ g/cm}^3$ e $3,15 \text{ g/cm}^3$ respectivamente superiores aos valores encontrados para o calcário ($2,67 \text{ g/cm}^3$) e para o agregado graúdo granítico ($2,73 \text{ g/cm}^3$). estes resultados vêm confirmar os aspectos abordados na literatura onde muitos pesquisadores afirmam que a esta propriedade física está relacionada com os minerais constituintes principalmente nos materiais lateríticos onde a presença de óxido de ferro é marcante; parece ser esta também a causa da diferença entre as massas específicas dos agregados graúdos laterita João Pessoa e laterita Sapé, com o último apresentando maior conteúdo de Fe_2O_3 na composição química da fração graúda, como se pode observar nos Quadros 4.3 e 4.4.

Em relação à massa específica aparente dos grãos, pode-se observar que o agregado graúdo granítico com massa específica aparente de

2,69 g/cm³ é superior aos valores encontrados para os agregados graúdos não convencionais com massas específicas aparentes, variando entre 2,38 g/cm³ e 2,52 g/cm³ em virtude da maior quantidade de vazios apresentados por estes; aliás, essa também parece ser uma característica marcante para a absorção de água por estes agregados. Como se pode observar, os valores encontrados para a absorção, variam desde 0,7% para o agregado graúdo granítico, até 9,4% para o agregado graúdo laterita João Pessoa, mostrando, assim, a influência da quantidade de vazios permeáveis existentes nos agregados graúdos lateríticos e calcários.

Finalmente, pode-se afirmar que os resultados obtidos para a massa específica real, massa específica aparente e absorção situam-se dentro do intervalo de variação frequentemente encontrado para estes agregados conforme estudos de Kandhall (1972), Pompeu Neto (1976), Costa (1983) e Chagas Filho (1986).

4.3.5 - Massa Específica Real do Agregado Miúdo

A areia utilizada neste estudo apresenta massa específica real de 2,65 g/cm³ (Quadro 4.7) compatível com os valores normalmente encontrados nas areias da região que são constituídas basicamente de grãos de quartzo.

4.3.6 - Massa Específica Real do "Filler"

O pó calcário com massa específica real de 2,49 g/cm³ (Quadro 4.7), utilizado como material de enchimento para todas as misturas betuminosas estudadas, representa característica da fração do agregado graúdo calcário João Pessoa; Brasileiro (1983).

4.3.7 - Equivalente de Areia (E.A.)

A areia utilizada como agregado miúdo, apresenta EA = 85,6%

(Quadro 4.7) superior, portanto, ao mínimo (EA = 55 %) estabelecido pelo D.N.E.R. para o agregado miúdo a ser utilizado em concreto betuminoso usinado à quente.

4.3.8 - Caracterização do Ligante Betuminoso.

Pela observação dos resultados obtidos nos ensaios de caracterização apresentados no Quadro 4.7, verifica-se que, de acordo com as especificações atualmente em vigor, o ligante pode ser classificado como do tipo 85/100 e apresenta características aceitáveis para utilização.

4.3.9 - Desgaste dos Agregados Graúdos Medido pelo Ensaio "Los Angeles".

Pelos resultados encontrados no ensaio "Los Angeles" (Quadro 4.7) verifica-se que todos os agregados graúdos estudados no estado natural apresentaram valores para o desgaste inferior ou praticamente igual ao máximo permitido pelo DNER, no caso 50%, para utilização de agregados graúdos, em concretos betuminosos usinados à quente. Quando submetido a variação de temperatura, o agregado granítico apresenta desgaste (20,4% - 21,4%) inferior ao desgaste encontrado para os agregados lateríticos (52,3% - 34,3%) e calcário (44,1% - 30,0%) em todas as temperaturas estudadas, além do mais, o agregado graúdo granítico não apresenta variação significativa nos resultados encontrados, confirmando, assim, boa repetibilidade para o ensaio neste tipo de rocha, que, aliás, já é mostrado nas observações feitas no RRL (1963). Ao passo que nos agregados graúdos lateríticos e calcários são observadas melhoras na resistência ao desgaste à medida em que se eleva a temperatura de aquecimento dos referidos agregados.

De acordo com esses resultados, observa-se que os agregados que apresentam maiores desgastes são os lateríticos seguidos pelo

agregado graúdo calcário João Pessoa e finalmente o agregado graúdo granítico que apresenta melhor resistência aos efeitos degradantes da máquina "Los Angeles". No entanto, o que causa surpresa é a redução no valor do desgaste dos agregados graúdos lateríticos e do agregado graúdo calcário, quando estes são previamente submetidos à secagem em estufa, por 24 horas, com temperaturas variando desde 100°C até 200°C. A explicação deste fenômeno foge aos objetivos desta pesquisa entretanto, sugere-se que o assunto seja analisado com maior profundidade em estudos posteriores. Apenas a título de informação, coloca-se neste trabalho, além das sugestões de Passos Guimarães (1987) apresentadas na revisão bibliográfica; algumas considerações que possivelmente poderão contribuir para a avaliação dos resultados encontrados. No caso dos agregados provenientes da britagem das concreções lateríticas, o aumento de resistência pode ter sido ocasionado pela perda d'água de constituição dos amorfos que normalmente se depositam nas paredes dos canais capilares existentes no interior das concreções e que somente são desidratadas a temperaturas entre 150°C e 200°C (Lucena, 1976). A diminuição de resistência observada no agregado graúdo laterita João Pessoa (200°C) pode provavelmente ter sido provocada pela desagregação de pseudo-nódulos formados por estruturas cristalinas (por exemplo, caulinita, goetita, hematita etc) cimentadas por formas amorfas hidratadas; mas também não se pode desprezar a hipótese de que, dependendo da diferença observada, o fato pode ser explicado devido à repetibilidade do próprio ensaio, que no caso de agregados lateríticos e calcário ainda não se pode confirmar a eficiência do ensaio "Los Angeles", ainda mais quando se sabe que, embora muito utilizado é mais ainda contestado.

4.3.10 - Esmagamento, 10% de Finos.

Os resultados obtidos nos ensaios de esmagamento, 10% de

finos e impacto são resultados da média de três determinações nos agregados graúdos estudados e estão apresentados nos Quadros 4.6 e 4.7..

No ensaio de esmagamento o agregado graúdo granítico apresenta desgaste de 22,9% que é inferior ao desgaste experimentado pela laterita de Sapé (33%) e laterita de João Pessoa (39,5%) bem como ao calcário de João Pessoa (33,7%); os valores obtidos para o impacto variam desde 4,8% para o agregado graúdo granítico até 12,1% para a laterita de João Pessoa, entretanto, observa-se que todos os agregados graúdos estudados apresentam valores de esmagamento bastante diferentes daqueles observados no ensaio de impacto. Essa diferença não era esperada (pelo menos de acordo com a literatura consultada) e, assim sendo os resultados encontrados servem apenas para uma análise comparativa, pois os agregados estudados apresentam praticamente a mesma tendência, ou seja, o agregado graúdo granítico apresenta o melhor desempenho, seguido dos agregados graúdos laterita de Sapé e calcário de João Pessoa apresentando basicamente o mesmo desgaste e, por último, o agregado graúdo laterita de João Pessoa que se apresenta menos resistente (Quadro 4.6). Ao passo que, a análise sendo feita pelos valores especificados pela B.S. apenas o agregado graúdo granítico seria aproveitado se qualificados fossem pelos dados obtidos no ensaio de esmagamento; mas, se por outro lado a análise é feita baseada nos dados obtidos, a partir do ensaio de impacto todos os agregados podem ser utilizados para a fabricação de concreto de cimento Portland, o que, no mínimo é uma contradição.

Os resultados obtidos para a resistência mecânica avaliada pelo método dos 10% de finos, continua ainda a mostrar a melhor qualidade do agregado graúdo granítico (109 kN) seguido pelos agregados laterita Sapé (85 kN) laterita João Pessoa (79 kN) e calcário João Pessoa (65 kN). Comparando-se os resultados obtidos neste en

saio com as especificações B.S. 882/1973, verifica-se que o único agregado que poderia ser utilizado em concreto sujeito a desgaste superficial, seria o agregado graúdo granítico; os demais agregados somente poderiam ser utilizados em outros serviços de concreto. Os valores encontrados neste ensaio não podem ser correlacionados pela equação do N.I.T.R.R.(1981), porque os valores encontrados estão fora dos limites estabelecidos para a validade das expressões mostradas na revisão bibliográfica. Mesmo assim é interessante observar a tendência para a resistência ao desgaste dos agregados graúdos estudados quando analisada pelo ensaio 10% de finos. Nota-se diferença daquela apresentada quando a avaliação é feita baseada nos resultados obtidos nos ensaios de esmagamento e impacto, principalmente no caso dos agregados graúdos, calcário João Pessoa e laterita João Pessoa que inverteram o posicionamento ocupado na avaliação inicial. Isso pode estar relacionado a melhor sensibilidade apresentada pelo ensaio 10% de finos que, representa melhor as diferenças entre amostras mais brandas como aqui é discutido. Talvez por este motivo é que alguns pesquisadores consideram esse ensaio melhor aplicável para a avaliação de agregados porosos.

Para os agregados graúdos lateríticos, a resistência medida pelo ensaio 10% de finos, parece conformar as considerações de Maignem (1966) de que o conteúdo de ferro (Quadro 4.3) está relacionado com a dureza destes materiais conforme é mostrado na Fig. 4.1. Entretanto, verifica-se que os valores de resistência encontrados neste trabalho, estão mais próximos para os obtidos na fração 6,7 mm - 4,8 mm naquele estudo, enquanto aqui, o ensaio foi realizado na fração 12,7 mm - 9,5 mm, o que de qualquer maneira não tira a validade de aproximação dos resultados obtidos em relação ao conceito estabelecido por Maignem.

De acordo com o prescrito pela especificação Sul Africana,

para aceitação de agregados em obras rodoviárias, praticamente nenhum dos agregados seria aproveitado, nem tanto pelo valor do esmagamento, mas pelo alto valor exigido para o ensaio 10% de finos. Até mesmo o agregado grão granítico quando se sabe de sua performance em obras de engenharia, mas de acordo com o exigido pela BS, apenas o agregado granítico pode ser utilizado para concretos sujeito a desgaste superficial (10% de finos > 100 kN), ao passo que os outros agregados poderiam ser usados em outros concretos, para o qual a BS exige 10% de finos > 50 kN.

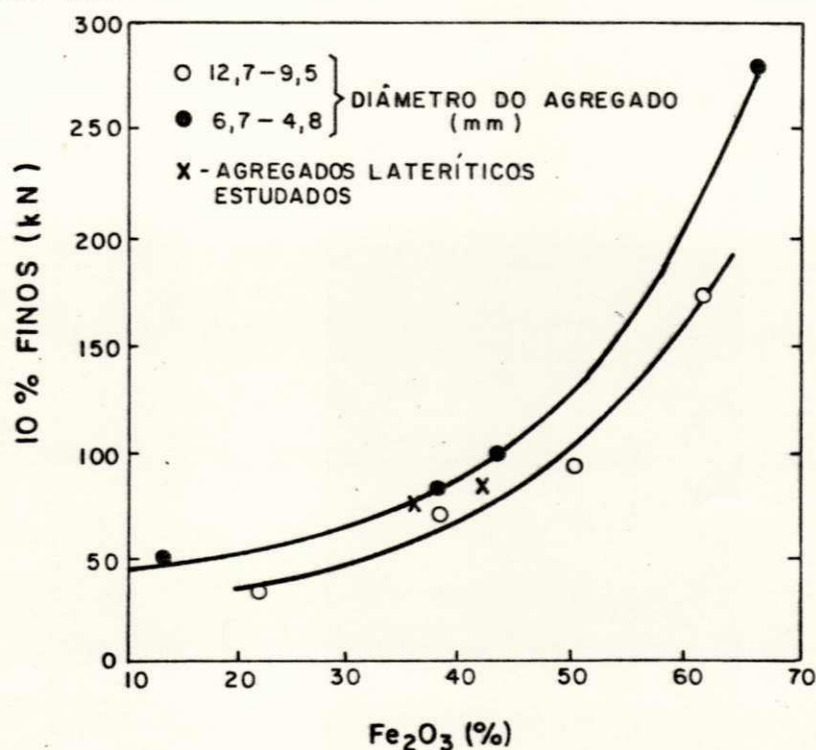


Fig. 4.1 - Efeito do Conteúdo de Óxido de Ferro na Resistência de Agregados Lateríticos.

ORDEM	ESMAGAMENTO (%)	10% DE FINOS (kN)	IMPACTO (%)
1º	Brita Granítica (22,9)	Brita Granítica (109)	Brita Granítica (4,8)
2º	Laterita Sapê (33,0)	Laterita Sapê (85)	Calcário J. Pessoa(8,3)
3º	Calcário J.Pessoa(33,7)	Laterita J.Pessoa(79)	Laterita Sapê (9,8)
4º	Laterita J.Pessoa(39,5)	Calcário J.Pessoa(65)	Laterita J.Pessoa(12,1)

Quadro 4.6 - Ordenamento na Classificação da Qualidade dos Agregados Baseado na Resistência a Ensaio de Esmagamento e Tenacidade.

4.3.11 - Avaliação da Durabilidade pelo Emprego de Solução Saturada de Sulfato de Sódio.

Os resultados obtidos estão apresentados no Quadro 3.7 e representam a média de três ensaios por amostra. O agregado graúdo granítico apresenta perda de 0,5% - 1,4% atendendo as exigências das especificações do D.N.E.R. que estabelece perda máxima de 12% em cinco ciclos, para utilização de agregados graúdos em concreto betuminoso usinado à quente e concreto de cimento Portland. Para os agregados graúdos lateríticos com % de perda variando desde 80,8 a 91,7%, e o agregado graúdo calcário João Pessoa com % de perda, situando-se em torno de 55% , estão acima do máximo estabelecido em norma. No entanto, vale salientar que o ensaio de durabilidade desde seu aparecimento tem dado margem a freqüentes discussões, e os pesquisadores não têm concordado com sua eficiência, alegando que os resultados obtidos neste ensaio não apresentam qualquer relação com o comportamento do agregado na obra. Embora várias tenham sido as tentativas de se estabelecer ensaio que caracterize a durabilidade do agregado graúdo, quando em obras sujeitas a intempéries, observa-se que, de acordo com a bibliografia consultada, o ensaio de durabilidade normalizado pelo D.N.E.R. não pode ser usado como critério de aceitação ou rejeição de agregados não convencionais, principalmente quando se observamos considerações feitas por Neville (1982) onde o autor assemelha este ensaio a ação do congelamento e degelo sobre o concreto ; mas, além dessa colocação receber discordância de outros pesquisadores, a ação do gelo dificilmente teria a possibilidade de ocorrer em regiões tropicais. Embora Birman (1969) considere muito importante a utilização deste ensaio para avaliação da qualidade de basaltos.

4.3.12 - Avaliação da Degradação dos Agregados Graúdos Analisados pelo Ensaio de Degradação do Estado de "Washington".

Os valores encontrados para o fator de degradação do esta

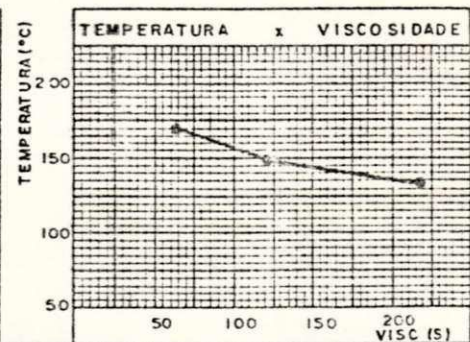
do de "Washington" (Quadro 3.7) indica a melhor qualidade para o agregado grão granítico (D = 82%) enquanto os agregados grãos laterita João Pessoa (D = 2%) laterita Sapé (D = 2%) e calcário João Pessoa (D = 3%) apresentam valores bem inferiores ao mínimo permitido no estado americano, que adota o fator mínimo igual a 30% para agregados a serem utilizados em concreto betuminoso usinado à quente, para camadas de rolamento e o mínimo de 20% para o restante das camadas. Vale aqui ressaltar que o ensaio utilizado para determinação de tal fator, submete os materiais, durante o teste, a condições bastante severas, não devendo por si só, representar elemento único de rejeição em camadas estruturais de pavimentos.

Considerando as especificações para aceitação ou rejeição de agregados em outros países, como esmagamento, 10% de finos e impacto, conclui-se que para estes ensaios seriam rejeitados se utilizados fossem, os resultados obtidos com o ensaio de esmagamento e 10% de finos, mas seriam aceitos caso fossem analisados com os resultados alcançados no ensaio de impacto.

~~*~~ Finalizando a análise da resistência mecânica dos agregados grãos estudados, conclui-se que os valores encontrados para o desgaste "Los Angeles" em todos os agregados são inferiores ao máximo permitido pelo D.N.E.R., com os agregados grãos não convencionais, sempre apresentando resistência inferior ao agregado granítico denominado de convencional, no entanto não apresentam a mesma tendência que é observada quando estes agregados são analisados através do fator de degradação e porcentagem de perda no ensaio de durabilidade, mas apresentam entre si a mesma tendência, ou seja, a qualidade inferior, superior, ou intermediária de cada agregado grão analisado por qualquer um dos dois métodos.

MATERIAIS		BRITA GRANÍTICA	CALCÁRIO J. PESSOA	LATERITA J. PESSOA	LATERITA SAPE	AREIA	FILLER	
ENSAIOS								
ADESIVIDADE		NAO SATISFATORIA	SATISFATORIA	SATISFATORIA	SATISFATORIA	—	—	
ABRASÃO LOS ANGELES (faixa C) desgaste (%)	SECAGEM AO AR	21,2	44,1	50,4	52,3	-	-	
	SECAGEM MISTURA	100°C	21,2	38,3	44,2	48,1	-	-
		125°C	20,5	34,1	41,2	43,7	-	-
		150°C	20,4	32,4	39,4	39,5	-	-
		175°C	20,8	27,7	38,4	37,6	-	-
		200°C	21,4	30,0	44,6	34,3	-	-
ÍNDICE DE FORMA (faixa C)		0,79	0,83	0,94	0,89	-	-	
MASSA ESP. REAL (g/cm ³)		2,73	2,67	3,08	3,15	2,65	2,49	
MASSA ESP. APARENTE (g/cm ³)		2,69	2,38	2,43	2,52	-	-	
ABSORÇÃO (%)		0,7	6,0	9,4	7,8	-	-	
EQUIVALENTE DE AREIA (%)		-	-	-	-	85,6	-	
ESMAGAMENTO (%)		22,9	33,7	39,5	33,0	-	-	
10 % FINOS (KN)		109	65	79	85,0	-	-	
IMPACTO (%)		4,8	8,3	12,1	9,8	-	-	
DURABILIDADE SULFATO DE SÓDIO - % PERDA	G.C	1,4	56,4	91,7	82,1	-	-	
	G.D	0,5	54,0	91,0	80,8	-	-	
FATOR DE DEGRAD. WASHINGTON		82	3	2	2	-	-	

CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE (CAP 85/100)		
ENSAIO	VALOR	
PENETRAÇÃO (1/10mm/25°C/5s)	92	
PONTO DE FULGOR °C	267	
VISCOSIDADE SOYBOLT-FUROL (S)	135	218
	150	121
	175	65
ESPUMA A 175°C	NÃO	
PONTO DE AMOLECIMENTO (ANEL e BOLA) °C	49	
ÍNDICE PFEIFFER	0,33	
DENSIDADE	1,02	



TEMPERATURA DE AQUECIMENTO DOS MATERIAIS (°C)		
AGREGADOS	LIGANTE	MISTURA
177	162	147

QUADRO 4.7 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS E MECÂNICAS DOS MATERIAIS SELECIONADOS PARA A PESQUISA.

4.4 - Avaliação do Comportamento dos Agregados Graúdos Estudados no Concreto Betuminoso Usinado à Quente.

Os resultados obtidos em laboratório através do ensaio "Marshall" para as misturas betuminosas com granulometria contínua e descontínua estão apresentados no Quadro 4.8 .

* 4.4.1 - Teor Ótimo de Ligante e Características "Marshall".

Observa-se que os teores de ligante para as misturas de granulometria descontínua são superiores àqueles obtidos para as misturas de granulometria contínua devido à melhor densificação em relação àquelas, parecendo esta característica ser também de grande influência para a estabilidade das misturas, pois enquanto nas misturas de granulometria descontínua existe a deficiência da fração tamanho areia e sua estabilidade provém do contato grão a grão, nas misturas de granulometria contínua é mantido o contato grão a grão e os vazios são convenientemente preenchidos por finos, havendo portanto, aumento de densidade e de estabilidade, fato também observado por Brasileiro (1983).

Os teores ótimos de ligante das misturas betuminosas com granulometrias contínua e descontínua dos agregados não convencionais (6 - 7%) são superiores ao teor ótimo de ligante determinado para a mistura betuminosa fabricada com o agregado graúdo granítico (5,0 - 5,5%) provavelmente devido a maior absorção e degradação observados nos agregados graúdos não convencionais em relação a estas mesmas propriedades para o agregado graúdo granítico.

Também observa-se que para o teor ótimo de ligante determinado, algumas características fogem aos limites especificados pelo D.N.E.R. para o concreto betuminoso usinado à quente, como por exemplo a porcentagem de vazios e relação betume/vazios da mistura betu-

minosa fabricada com o agregado graúdo granítico e a fluência em todas as misturas betuminosas estudadas; o problema é que de fato essas misturas betuminosas já não atendiam inteiramente aos requisitos em nenhum dos teores de ligante propostos nos estudos iniciais de Brasileiro (1983) (Anexo 1). Para o caso específico dos vazios, seria necessário que fosse estudada a mistura betuminosa fabricada com aquele agregado graúdo para teores de ligante fora do intervalo designado inicialmente, explorando-se 1,5% em torno do percentual definido a partir da fórmula empírica proposta por M. Duriez que fornece para as granulometrias estudadas neste trabalho, um teor de ligante aproximado de 6%. Com relação à fluência, geralmente muito alta ($\geq 4,1$ mm) pode ser atribuída às deficiências do processo de medição, mas também podem estar associadas à baixa relação "filler"/betume, inferior a 1, verificada em todas as misturas estudadas, permitindo assim, a flexibilidade acentuada quando estas misturas são submetidas à ruptura por compressão diametral no ensaio "Marshall". Por outro lado, se a flexibilidade das misturas forem analisadas pela relação estabilidade/fluência, observa-se que os valores encontrados são baixos, e de maneira geral, inferior ao mínimo permitido pelas especificações rodoviárias Sul-Africana (1981) e Japonesa (1978) que exigem o mínimo de 1,5 kN/mm para regiões planas e com tráfego de leve a médio e 2,0 kN/mm para regiões montanhosas com tráfego pesado. Tal critério tem como finalidade prevenir falhas por fadiga em revestimentos asfálticos, geralmente caracterizados pelo aparecimento de trincas em forma de "Couro de Crocodilo". Santana (1986) comenta que embora haja poucas informações sobre a fadiga de misturas asfálticas, o fato se torna ainda mais grave em mistura com baixos valores para vazios, mas por outro lado é bastante amenizado em misturas abertas com altos valores de % Vv e afirma que os pré-misturados a frio abertos com % Vv > 20% praticamente não falham por fadiga de acordo com várias ex

periências de campo.

As misturas betuminosas de granulometria contínua apresentam maiores valores para a fluência do que as misturas com granulometria descontínua em todos os agregados graúdos estudados; mesmo se considerando as diferenças nos teores de ligante, tal fato provavelmente deve-se à melhor distribuição do ligante nos vazios que existem em menor quantidade nas misturas de agregados com granulometria contínua, contribuindo, assim, para menor resistência as deformações plásticas.

* Algumas diferenças observadas entre os valores previstos de acordo com os estudos de Brasileiro (1983) e os resultados conseguidos neste trabalho, certamente são devidas ao grau de compactação conseguido quando da moldagem dos corpos de prova em laboratório.

Com relação aos resultados obtidos pela imersão/compressão dos corpos de prova ensaiados para os diversos agregados graúdos estudados (Quadro 4.8) fica demonstrado que:

i) as misturas betuminosas fabricadas com agregados graúdos não convencionais apresentam comportamento superior àqueles executados com o agregado graúdo granítico ($I_i = 75\%$); com os agregado graúdos lateríticos, apresentando os maiores índices de imersão ($I_i \geq 95\%$) parecendo indicar a mesma tendência observada para a durabilidade avaliada pelo ensaio de adesividade;

ii) evidencia-se melhoria na durabilidade das misturas fabricadas com os agregados graúdos lateríticos, quando na verdade são possuidores de maior porosidade e, portanto, menos durável do que o agregado graúdo granítico;

iii) todas as misturas betuminosas fabricadas com os agregados graúdos não convencionais, apresentam maiores índices de imersão quando a granulometria é descontínua, parecendo indicar melhor du

rabilidade em relação à mistura betuminosa com granulometria contínua, sem que, a princípio, possa ser dada alguma explicação para o fato;

iv) a exceção das misturas betuminosas fabricadas com o agregado gráudo granítico para a granulometria descontínua ($I_i=67\%$) e com o agregado gráudo calcário João Pessoa para a granulometria contínua ($I_i = 72\%$) todas as misturas betuminosas estudadas apresentam estabilidade residual satisfatória de acordo com as reco - mendações dos organismos rodoviários do Japão (1978) e da África do Sul (1981);

v) com relação à fluência, verifica-se que o tempo de imersão praticamente não influi nos valores obtidos que apresentam de maneira geral, a mesma ordem de grandeza.

4.4.2 - Índice de Degradação

Os índices de degradação (I.D.) das misturas betumi - nosas estudadas estão apresentadas no Quadro 4.8 e os cálculos efe - tuados de acordo com o conceito de Ruiz, bem como as granulome - trias individuais dos corpos de prova ensaiados estão apresentados nos Quadros 4.9 a 4.16, enquanto as curvas granulométricas das misturas original e degradada e a faixa B do D.N.E.R. estão mostradas nas Fig. 4.2 a 4.9.

Observa-se que, tanto para misturas com granulometria contínua quanto as misturas com granulometria descontínua, apresentam índice de degradação aceitável com os deslocamentos ocorrendo dentro da faixa na qual foi projetada a mistura; no entanto as misturas de agregados com granulometria contínua são menos susceptíveis a degradação do que as misturas com granulometria descontínua em que os efeitos degradantes são facilitados pelo contato grão a grão destas misturas, que se torna mais grave à medida em que o agregado gráudo

do é menos resistente como é o caso que geralmente ocorre com os agregados não convencionais.

Também verifica-se que a exceção da mistura com granulometria descontínua em que foi utilizado o agregado graúdo laterita de Sapé, todas as curvas granulométricas das amostras degradadas apresentam deslocamento positivo em relação à curva granulométrica original da peneira 25,4 mm até às proximidades da peneira 2,0 mm para, a partir daí, apresentarem um deslocamento negativo, o que pode ser explicado em consequência de fatores tais como:

i) temperatura de secagem em estufa da mistura de agregados após a operação de extração do ligante que pode contribuir para a formação de agregações das partículas mais finas, dependendo da sensibilidade de cada agregado quando submetido a variações de temperatura. Os materiais lateríticos, por exemplo, em decorrência do seu processo de formação sofre influência da variação de energia térmica com as frações tamanho argila e silte, aglomerando-se para formar tamanho areia quando estes materiais são submetidos à secagem, de acordo com observações de Hirashina (1984) e Terzaghi (1958) citados por Costa (1983);

ii) deficiências na operação de extração do ligante como perda de finos e desintegração das frações maiores pelo solvente empregado;

iii) além das causas acima citadas e outras que certamente têm influência neste processo, vale, ainda, salientar que as granulometrias de projeto e as obtidas após a extração foram executadas por via seca.

Baseado nestas observações, pode-se, "a priori", afirmar que o valor do I.D. por si só não caracteriza o agregado analisado em virtude das deficiências ocorridas para a determinação deste valor, principalmente quando se trata de misturas betuminosas.

A seguir analisa-se cada um dos agregados estudados baseado no valor do índice de degradação e na curva granulométrica encontrada, bem como na bibliografia consultada.

i) agregado grão brita granítica - os deslocamentos da curva degradada ocorrem praticamente paralelos à curva granulométrica original, parecendo indicar resistência elevada do agregado, em que o efeito de compactação desgasta seus vértices e arestas, contribuindo para melhor graduação da mistura;

ii) agregado grão calcário de João Pessoa - para este agregado, acredita-se que os pequenos deslocamentos das curvas granulométricas e conseqüentemente o pequeno índice de degradação não se deve à qualidade intrínseca do agregado, mas à influência do ligante remanescente da extração que, provavelmente, contribui para agregar as partículas, falseando desta forma a granulometria da amostra degradada;

iii) agregado grão laterita de João Pessoa - a curva granulométrica degradada encontra-se mais afastada da curva granulométrica original na fração grossa, que pode ser interpretado como fratura nas partículas de maiores tamanhos sem, no entanto, contribuir para a formação de finos;

iv) agregado grão laterita de Sapé - a curva granulométrica da amostra degradada afasta-se praticamente paralela em relação à curva granulométrica original que indica desgaste nas arestas e bordos das partículas grossas com conseqüente produção de finos.

* Os valores dos índices de degradação obtidos para as misturas de agregados não convencionais foram superiores àqueles encontrados para misturas fabricadas com o agregado grão granítico, parecendo indicar resistência elevada deste agregado aos efeitos de degradação; mas os valores obtidos para o índice de degradação não apresentam nenhuma relação com os resultados obtidos no ensaio "Los

Angeles", mas apresentam a mesma tendência observada nos ensaios "Washington" e durabilidade avaliada pelo emprego de sulfato de sódio.

A maior tendência a degradação dos agregados lateríticos é notada logo na moldagem dos corpos de prova, verificando-se naquela oportunidade a existência de grãos partidos nas faces compactadas dos corpos de prova, vindo desta forma, a confirmar em laboratório, as observações feitas em campo por Brito (1978) na rodovia BR-135/MA.

Verifica-se, também que os efeitos degradantes do ensaio "Marsahl" provoca a redução do diâmetro máximo de 25,5 mm para 19,1 mm das misturas de granulometria contínua de praticamente todos os agregados utilizados, ao passo que para as misturas betuminosas com granulometria descontinua o fato verifica-se apenas com o agregado graúdo calcário de João Pessoa. A redução do diâmetro máximo das misturas com granulometria contínua pode parecer à primeira vista, menor resistência aos efeitos provocados pela compactação, mas, na realidade, isto deve-se ao percentual originalmente passando na peneira 19,1 mm (91,8%) que está bem próximo de 95%, do que a mistura de granulometria descontínua onde a mistura projetada apresenta o percentual de 85,3%.

✱ É interessante observar a influência da degradação na estabilidade das misturas betuminosas fabricadas com os agregados graúdos lateríticos, pois verifica-se que quando as misturas possuem granulometria contínua, aquelas fabricadas com o agregado graúdo laterita João Pessoa, tendem a degradar mais do que as executadas com o agregado graúdo laterita Sapé, ao passo que nas misturas de granulometria descontínua o processo se inverte. Por outro lado, a mistura betuminosa fabricada com o agregado graúdo laterita Sapé apresenta maior estabilidade quando faz parte da mistura de granulometria contínua, ao contrário do que acontece com esses mesmos agregados fazem parte de misturas com granulometria descontínua, em que neste caso a mistura betuminosa com o agregado graúdo laterita de

AGREGADOS	BRITA GRANÍTICA				CALCÁRIO JOÃO PESSOA				LATERITA JOÃO PESSOA				LATERITA SAPÉ					
GRANULOMETRIA	CONTÍNUA		DESCONTÍNUA		CONTÍNUA		DESCONTÍNUA		CONTÍNUA		DESCONTÍNUA		CONTÍNUA		DESCONTÍNUA			
TEOR ÓTIMO DE LIGANTE*	5,0 (4,9)		5,5 (5,4)		6,2 (5,9)		6,5 (6,0)		6,2 (5,2)		6,7 (6,4)		6,0 (5,4)		7,0 (6,8)			
RELAÇÃO FILLER/BETUME	0,96		0,85		0,76		0,72		0,76		0,70		0,78		0,66			
CARACTERÍSTICAS	PREV.	ENC.	PREV.	ENC.	PREV.	ENC.	PREV.	ENC.	PREV.	ENC.	PREV.	ENC.	PREV.	ENC.	PREV.	ENC.		
MASSA ESPECÍF. APARENTE (g/cm ³)	2,407	3,411	2,389	2,344	2,258	2,206	2,246	2,137	2,319	2,313	2,278	2,264	2,389	2,294	2,359	2,259		
GRAU DE COMPACTAÇÃO (%)	100		98		98		95		100		99		96		96			
VAZIOS (%)	2,7	2,5	2,7	4,5	4,0	6,2	4,1	8,8	6,0	6,3	6,2	6,8	4,0	7,9	3,8	7,9		
RELAÇÃO BETUME/VAZIOS - RBV (%)	81,3	81,9	82,7	73,2	77,0	68,4	77,7	60,7	72,3	71,1	70,4	68,3	77,3	63,1	81,0	66,2		
VAZIOS DO AGREGADO MINERAL - VAM (%)	14,5	14,4	15,6	17,2	17,8	19,6	18,4	22,4	19,5	19,7	21,3	21,8	18,1	21,4	20,0	23,4		
ESTABILIDADE (KN)	IMERSÃO 60°C	30 min.	5,4	5,6	3,4	3,9	6,0	6,5	4,4	4,0	7,4	6,4	5,3	4,7	8,6	7,1	4,4	4,3
		24 hs.	/	4,2	/	2,6	/	4,7	/	3,9	/	5,8	/	5,0	/	6,7	/	4,5
ÍNDICE DE IMERSÃO (%)			75		67		72		98		91		106		94		105	
FLUÊNCIA (mm)	IMERSÃO 60°C	30 min.	5,5	4,3	5,6	4,3	6,7	4,6	5,5	4,3	6,7	4,8	5,7	4,1	7,0	4,8	6,5	4,6
		24 hs.	/	4,3	/	4,8	/	5,1	/	4,8	/	4,6	/	4,3	/	4,6	/	4,3
ESTABILIDADE/FLUÊNCIA (KN/mm)			0,98	1,30	0,61	0,91	0,90	1,41	0,80	0,93	1,10	1,33	0,93	1,15	1,23	1,48	0,68	0,93
ÍNDICE DE DEGRADAÇÃO - RUIZ (%)			- 0,6		- 0,06		0,11		0,90		1,7		4,0		0,8		5,5	

QUADRO 4.8: CARACTERÍSTICAS DAS MISTURAS BETUMINOSAS ESTUDADAS

* Os valores mostrados entre parêntesis referem-se aos teores médios (6 cP) de ligantes obtidos através da extração pelo "ROTAREX"

PREV. - Valores previstos de acordo com os estudos de Brasileiro (1983).

ENC. - Valores encontrados neste trabalho.

% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL APÓS EXECUÇÃO DO ENSAIO "MARSHALL"								% QUE PASSA MISTURA ORIGINAL	DESLOCAMENTOS. Δ (%)	
AMOSTRAS		1	2	3	4	5	6			MÉDIA
TEOR DE LIGANTE (%)		5,2	4,5	4,5	4,9	5,2	5,1	4,9		
PENEIRAS (mm)	25,4	100	100	100	100	100	100	100	100	-
	19,1	94,2	95,7	95,0	94,9	94,9	94,8	94,9	91,8	+ 3,1
	9,5	66,6	69,7	68,2	68,3	68,1	68,2	68,2	62,9	+ 5,3
	4,8	48,8	50,4	49,6	48,9	50,3	49,6	49,6	47,6	+ 2,0
	2,0	31,5	33,3	32,4	32,3	32,2	32,1	32,3	32,2	+ 0,1
	0,42	14,1	14,5	14,3	14,2	14,1	13,9	14,2	20,5	- 6,3
	0,18	7,1	6,4	6,8	6,7	6,6	6,5	6,7	14,0	- 7,3
	0,075	4,4	3,9	4,2	4,1	4,3	4,0	4,2	5,8	- 1,6
$ID = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta_i}{n} = - 0,6$								Σ	- 4,7	

Quadro 4.9 - Cálculo do Índice de Degradação - Misturas de Agregados Granulometria Contínua - Agregado Graúdo Brita Granítica.

% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL APÓS EXECUÇÃO DO ENSAIO "MARSHALL"								% QUE PASSA MISTURA ORIGINAL	DESLOCAMENTOS. Δ (%)	
AMOSTRAS		1	2	3	4	5	6			MÉDIA
TEOR DE LIGANTE (%)		6,6	5,2	5,2	6,2	6,1	5,9	5,9		
PENEIRAS (mm)	25,4	100	100	100	100	100	100	100	100	-
	19,1	97,9	98,2	95,5	97,3	97,0	97,1	97,2	91,8	+ 5,4
	9,5	72,9	69,7	71,8	71,8	72,6	71,6	71,7	62,9	+ 8,8
	4,8	52,7	50,8	53,1	52,2	52,0	52,0	52,1	47,6	+ 4,5
	2,0	33,3	31,9	34,2	33,4	33,7	33,3	33,3	32,2	+ 1,1
	0,42	12,8	12,6	13,5	13,4	14,5	13,2	13,3	20,5	- 7,2
	0,18	3,6	5,3	5,5	5,0	5,4	4,8	4,9	14,0	- 9,1
	0,075	3,1	3,2	3,2	3,1	3,1	3,2	3,2	5,8	- 2,6
$ID = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta_i}{n} = 0,11$								Σ	+ 0,99	

Quadro 4.10 - Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Contínua - Agregado Graúdo Calcário João Pessoa.

% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL APÓS EXECUÇÃO DO ENSAIO "MARSHALL"								% QUE PASSA MISTURA ORIGINAL	DESLOCA- MENTOS. Δ (%)	
AMOSTRAS	1	2	3	4	5	6	MÉDIA			
TEOR DE LIGANTE (%)		5,0	4,8	5,0	5,5	5,5	5,5	5,2		
PENEIRAS (mm)	25,4	100	100	100	100	100	100	100	100	-
	19,1	96,4	96,2	96,1	98,5	94,2	96,0	96,2	91,8	+ 4,4
	9,5	70,8	73,7	73,5	75,5	74,8	73,3	73,6	62,9	+ 10,7
	4,8	52,6	54,3	54,1	56,2	54,1	53,9	54,2	47,6	+ 6,6
	2,0	34,8	35,9	35,7	37,4	35,5	35,3	35,8	32,2	+ 3,6
	0,42	14,5	15,7	15,5	18,6	15,0	14,4	15,6	20,5	- 4,9
	0,18	7,0	7,7	7,5	10,7	6,1	6,7	7,6	14,0	- 6,4
	0,075	5,0	6,2	6,0	8,7	5,9	4,8	6,1	5,8	+ 0,3
$ID = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta_i}{n} = 1,7$								Σ	+13,7	

Quadro 4.11 - Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Contínua - Agregado Graúdo Laterita João Pessoa.

% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL APÓS EXECUÇÃO DO ENSAIO "MARSHALL"								% QUE PASSA MISTURA ORIGINAL	DESLOCA- MENTOS. Δ (%)	
AMOSTRAS	1	2	3	4	5	6	MÉDIA			
TEOR DE LIGANTE (%)		5,5	5,7	5,3	5,3	5,1	5,2	5,4		
PENEIRAS (mm)	25,4	100	100	100	100	100	100	100	100	-
	19,1	93,5	94,2	95,6	95,5	95,4	93,8	94,7	91,8	+ 2,9
	9,5	73,6	73,3	71,9	74,8	73,5	73,8	73,5	62,9	+ 10,6
	4,8	52,6	52,5	52,6	52,3	52,4	52,6	52,5	47,6	+ 4,9
	2,0	33,7	33,6	33,8	33,2	33,5	33,4	33,5	32,2	+ 1,3
	0,42	15,4	15,3	14,6	15,9	15,2	15,4	15,3	20,5	- 5,2
	0,18	7,3	6,9	6,4	7,0	6,8	7,0	6,9	14,0	- 7,1
	0,075	5,0	4,4	3,9	4,5	4,6	4,7	4,5	5,8	- 1,3
$ID = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta_i}{n} = 0,88$								Σ	+ 6,1	

Quadro 4.12 - Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Contínua - Agregado Graúdo - Laterita Sapé.

% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL APÓS EXECUÇÃO DO ENSAIO "MARSHALL"								% QUE PASSA MISTURA ORIGINAL	DESLOCAMENTOS. Δ (%)	
AMOSTRAS	1	2	3	4	5	6	MÉDIA			
TEOR DE LIGANTE (%)		4,8	5,1	5,0	5,8	5,4	6,0	5,4		
PENEIRAS (mm)	25,4	100	100	100	100	100	100	100	99,8	+ 0,2
	19,1	89,9	91,5	88,2	89,8	86,3	88,5	89,0	85,3	+ 3,7
	9,5	54,6	53,4	54,2	54,5	53,8	54,5	54,2	47,7	+ 6,5
	4,8	45,3	43,7	44,6	45,2	44,2	45,1	44,7	44,7	-
	2,0	38,1	37,0	37,5	37,8	38,0	37,9	37,7	39,4	- 1,7
	0,42	14,2	11,6	12,9	13,2	12,7	13,0	12,9	15,9	- 3,0
	0,18	3,6	3,7	3,6	3,7	3,5	3,7	3,6	6,5	- 2,9
	0,075	2,1	2,3	2,2	2,4	2,1	2,1	2,2	5,8	- 3,6
$ID = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta_i}{n} = - 0,06$								Σ	- 0,5	

Quadro 4.13 - Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - Agregado Graúdo Brita Granítica.

% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL APÓS EXECUÇÃO DO ENSAIO "MARSHALL"								% QUE PASSA MISTURA ORIGINAL	DESLOCAMENTOS. Δ (%)	
AMOSTRAS	1	2	3	4	5	6	MÉDIA			
TEOR DE LIGANTE (%)		6,0	5,7	5,6	6,6	6,2	6,0	6,0		
PENEIRAS (mm)	25,4	100	100	100	100	100	100	100	99,8	+ 0,2
	19,1	94,0	91,6	93,1	91,2	92,5	89,2	91,9	85,3	+ 6,6
	9,5	55,9	54,9	54,4	55,3	54,5	53,9	54,8	47,7	+ 7,1
	4,8	47,1	46,0	45,5	46,5	45,9	44,8	46,0	44,7	+ 1,3
	2,0	39,5	38,2	38,7	37,7	38,1	36,9	38,2	39,4	- 1,2
	0,42	14,4	13,4	13,2	12,9	13,9	12,3	13,4	15,9	- 2,5
	0,18	5,7	4,8	4,3	5,1	4,7	3,8	4,7	6,5	- 1,8
	0,075	4,3	3,5	3,0	4,0	3,2	2,7	3,5	5,8	- 2,3
$ID = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta_i}{n} = 0,9$								Σ	+ 7,4	

Quadro 4.14 - Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - Agregado Graúdo Calcário João Pessoa.

% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL APÓS EXECUÇÃO DO ENSAIO "MARSHALL"								% QUE PASSA MISTURA ORIGINAL	DESLOCAMENTOS. Δ (%)	
AMOSTRAS		1	2	3	4	5	6			MÉDIA
TEOR DE LIGANTE (%)		6,0	6,4	6,0	6,9	6,6	6,7	6,4		
PENEIRAS (mm)	25,4	100	100	100	100	100	100	100	99,8	+ 0,2
	19,1	96,4	93,2	94,8	94,6	95,0	95,2	94,9	85,3	+ 9,6
	9,5	69,3	62,1	65,7	65,2	66,2	65,7	65,7	47,7	+ 18,0
	4,8	55,1	50,1	52,5	53,2	54,1	52,8	52,9	44,7	+ 8,2
	2,0	44,2	41,7	43,0	42,8	43,2	44,1	43,2	39,4	+ 3,8
	0,42	15,7	13,4	14,6	15,2	14,5	14,8	14,7	15,9	- 1,2
	0,18	4,4	3,1	3,8	4,0	3,6	3,5	3,7	6,5	- 2,8
	0,075	2,3	1,8	2,0	2,2	1,8	2,1	2,0	5,8	- 3,8
$ID = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta_i}{n} = 4$								Σ	+ 32	

Quadro 4.15 - Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - Agregado Graúdo Laterita João Pessoa.

% QUE PASSA DA AMOSTRA TOTAL APÓS EXECUÇÃO DO ENSAIO "MARSHALL"								% QUE PASSA MISTURA ORIGINAL	DESLOCAMENTOS. Δ (%)	
AMOSTRAS		1	2	3	4	5	6			MÉDIA
TEOR DE LIGANTE (%)		6,8	6,9	6,8	6,7	6,8	6,5	6,8		
PENEIRAS (mm)	25,4	100	100	100	100	100	100	100	99,8	+ 0,20
	19,1	92,5	93,1	90,6	93,2	93,8	96,5	93,3	85,3	+ 8,00
	9,5	58,2	58,7	56,1	57,5	60,2	61,3	58,7	47,7	+ 11,00
	4,8	48,5	49,2	49,6	49,3	50,1	49,2	49,3	44,7	+ 4,60
	2,0	42,1	41,5	43,0	43,2	42,4	41,8	42,3	39,4	+ 2,90
	0,42	21,3	20,8	23,6	23,1	20,6	19,0	21,4	15,9	+ 5,50
	0,18	13,2	13,8	14,4	14,6	11,8	10,6	12,9	6,5	+ 6,40
	0,075	11,5	10,8	12,7	12,3	10,9	10,1	11,4	5,8	+ 5,60
$ID = \frac{\sum_{i=1}^n \Delta_i}{n} = 5,5$								Σ	+ 44,20	

Quadro 4.16 - Cálculo do Índice de Degradação - Mistura de Agregados Granulometria Descontínua - Agregado Graúdo Laterita Sapê.

GRANULOMETRIA

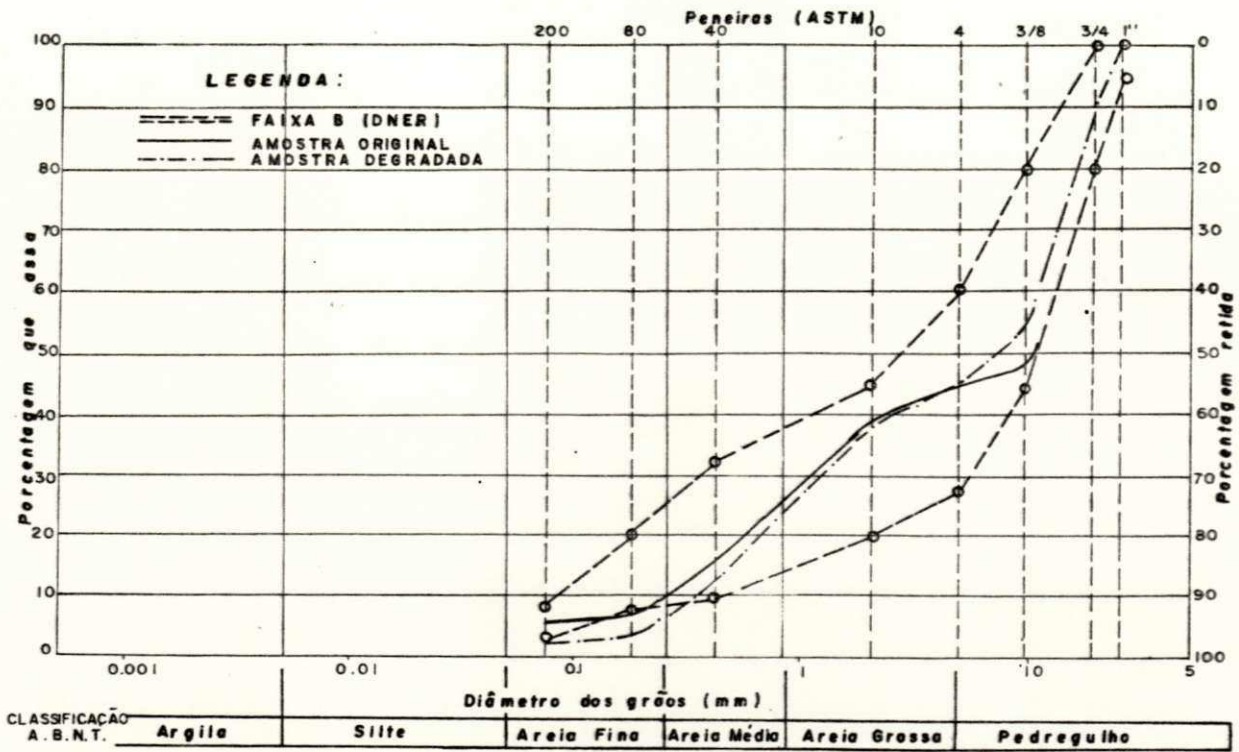


FIGURA 4.2 - MISTURA DE AGREGADOS GRANULOMETRIA DESCONTÍNUA - AGREGADO GRAUDO (BRITA GRANÍTICA)

GRANULOMETRIA

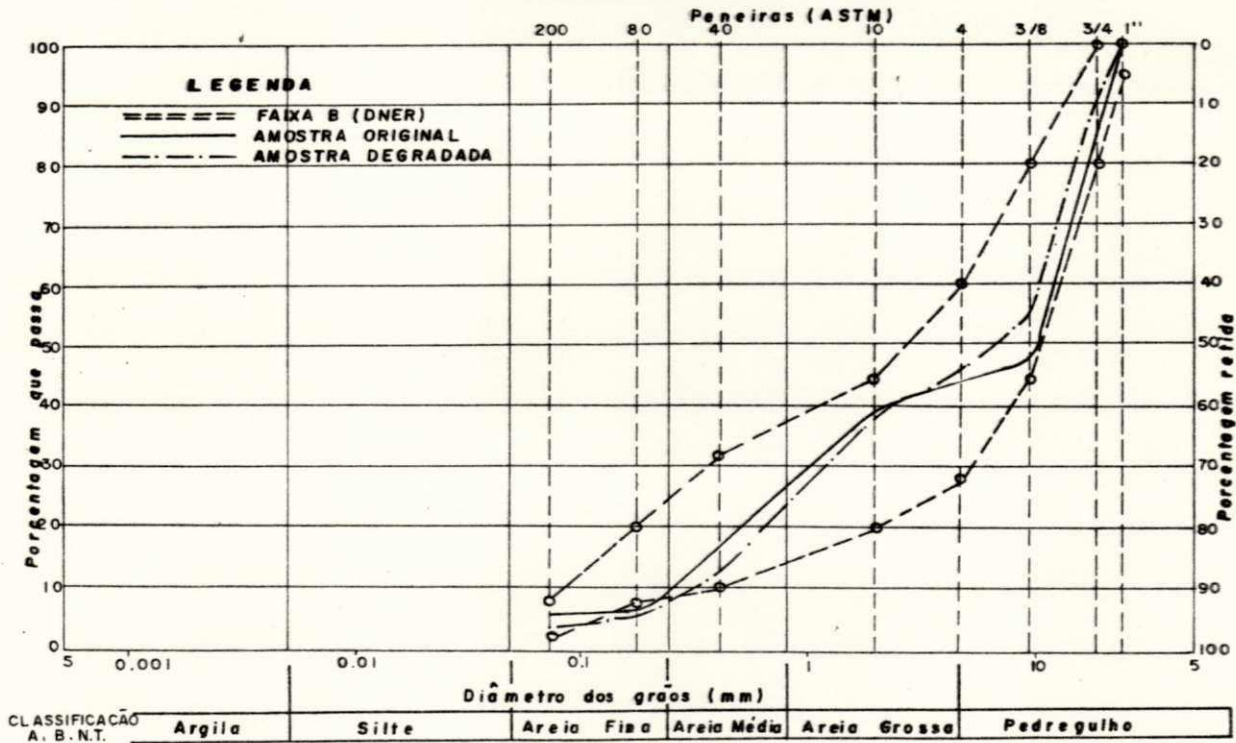


FIGURA 4.3- MISTURA DE AGREGADOS GRANULOMETRIA DESCONTÍNUA - AGREGADO GRAUDO (CALCÁRIO J. PESSOA)

GRANULOMETRIA

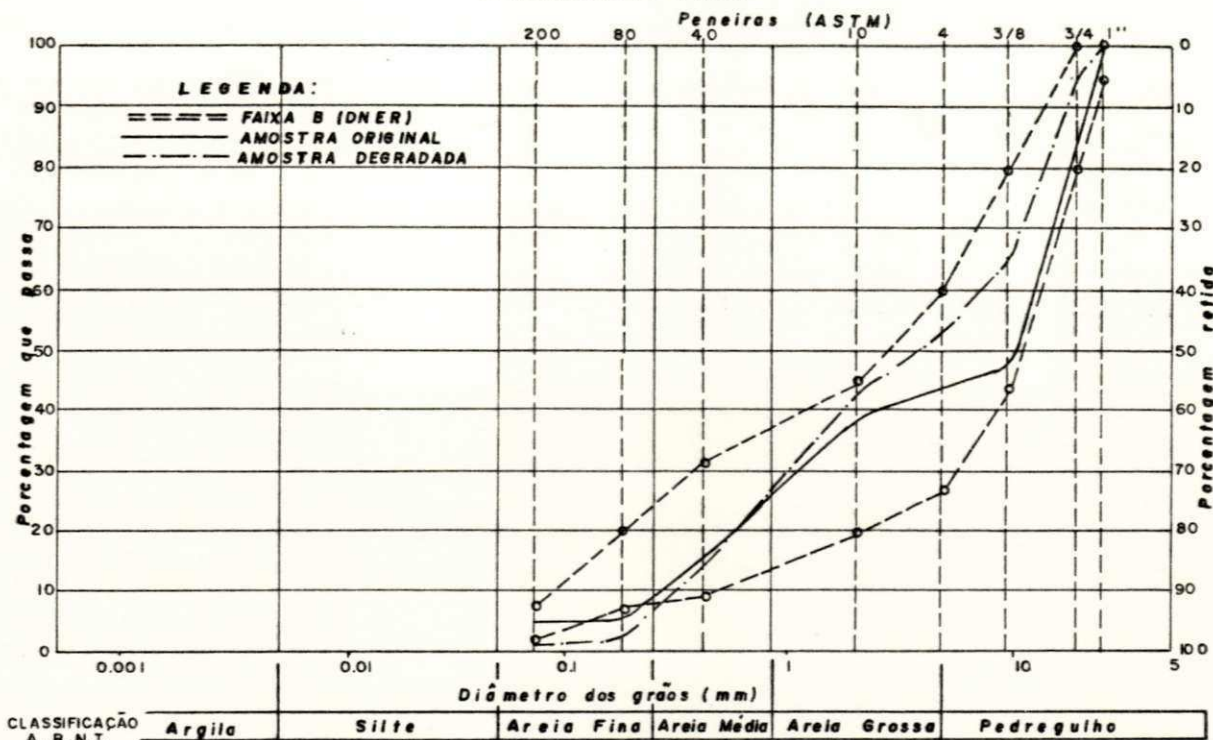


FIGURA 4.4 - MISTURA DE AGREGADOS GRANULOMETRIA DESCONTÍNUA - AGREGADO GRAUDO (LATERITA J. PESSOA)

GRANULOMETRIA

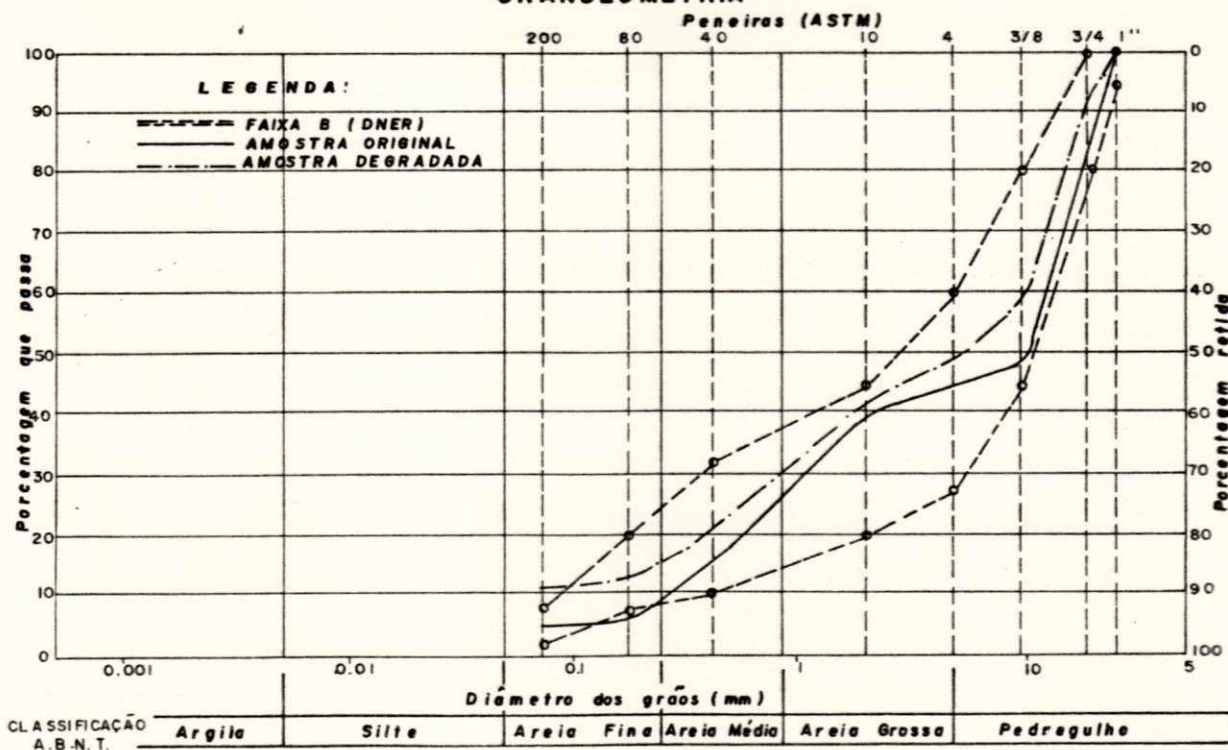


FIGURA 4.5 - MISTURA DE AGREGADOS GRANULOMETRIA DESCONTÍNUA - AGREGADO GRAUDO (LATERITA SAPÉ)

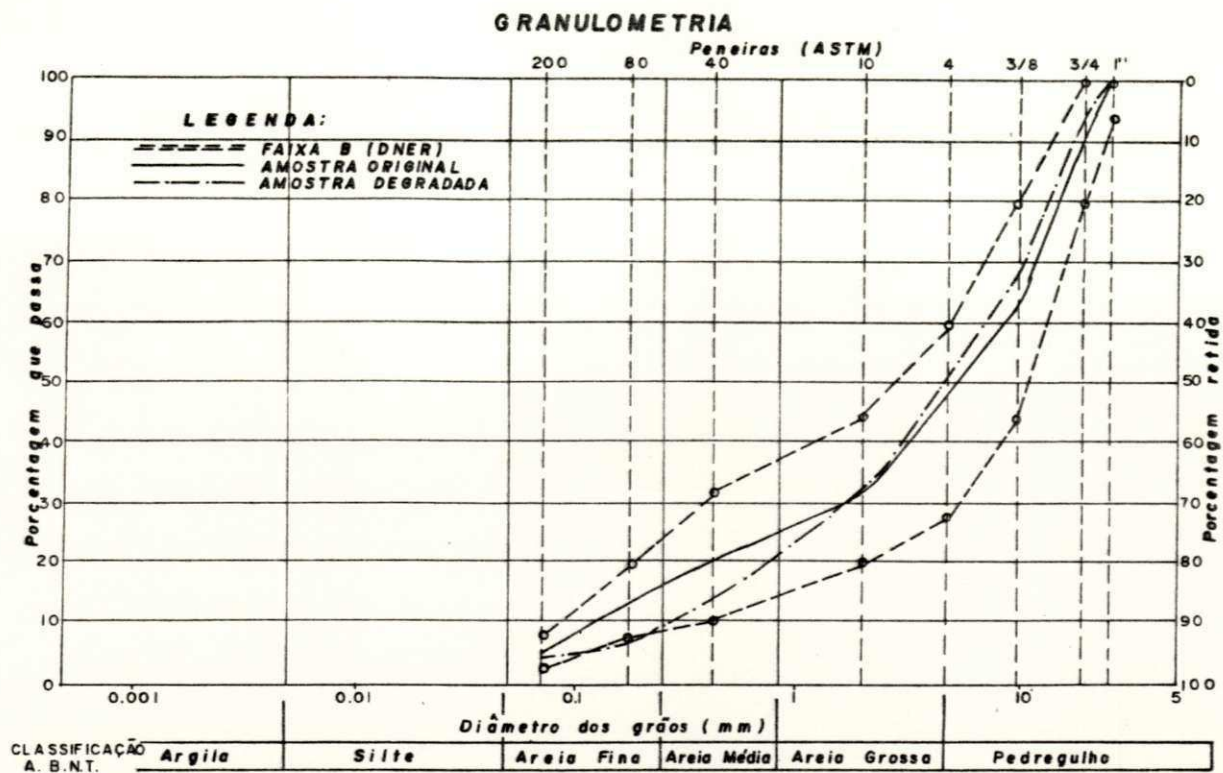


FIGURA 4.6 — MISTURA DE AGREGADOS GRANULOMETRIA CONTÍNUA — AGREGADO GRAUDO (BRITA GRANÍTICA)

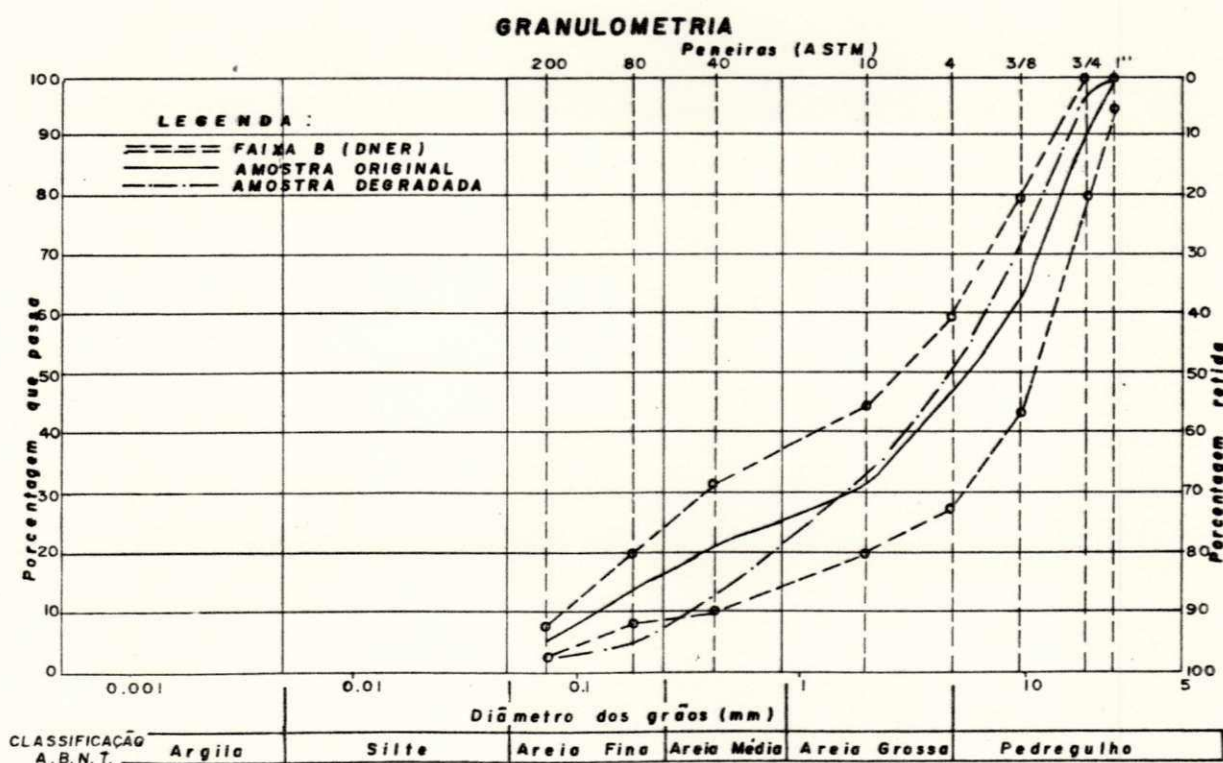


FIGURA 4.7 — AMOSTRA DE AGREGADOS GRANULOMETRIA CONTÍNUA — AGREGADO GRAUDO (CALCÁRIO J. PESSOA)

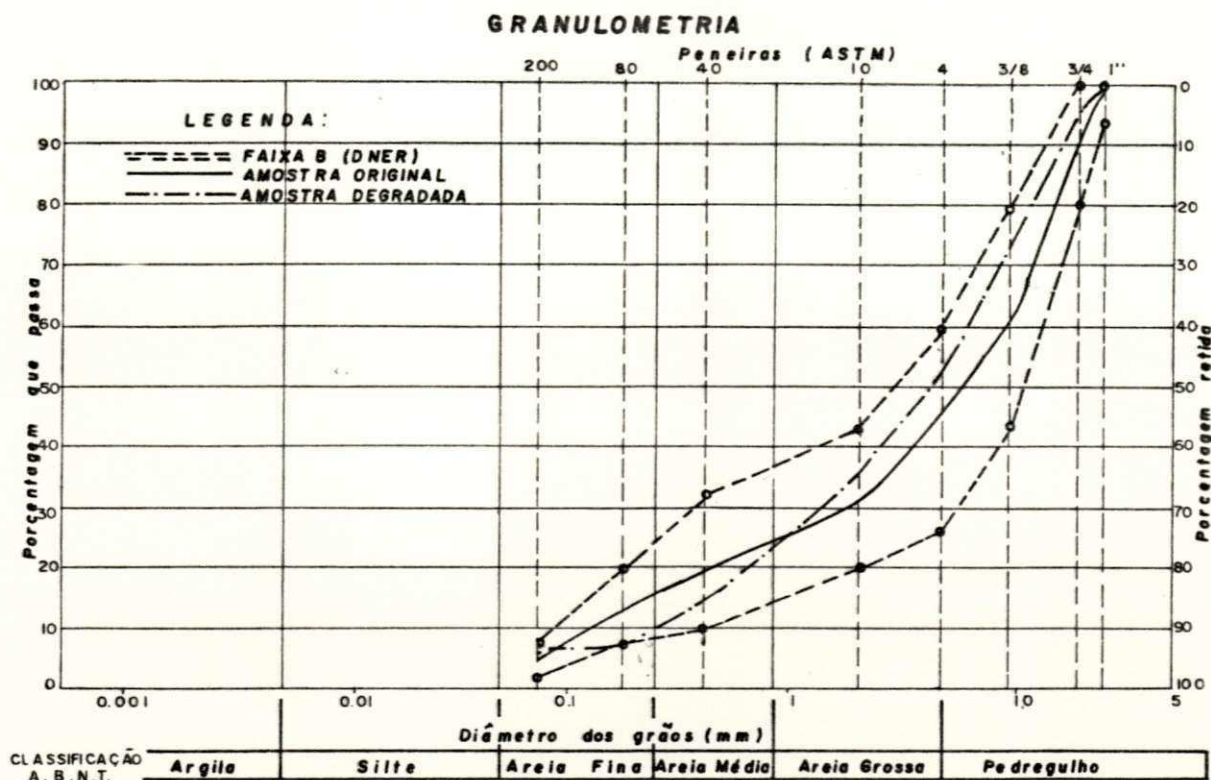


FIGURA 4.8— MISTURA DE AGREGADOS GRANULOMETRIA CONTÍNUA — AGREGADO GRAUDO (LATERITA J. PESSOA)

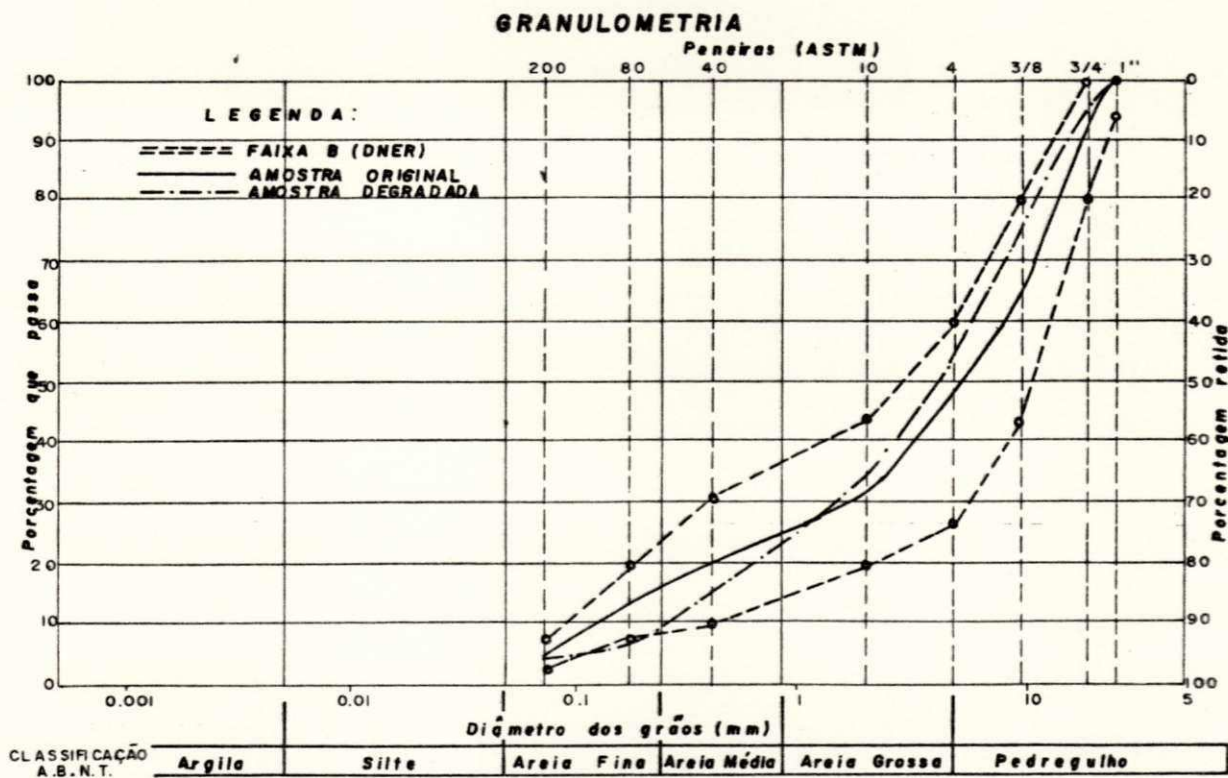


FIGURA 4.9— MISTURA DE AGREGADOS GRANULOMETRIA CONTÍNUA — AGREGADO GRAUDO (LATERITA SAPÉ)

João Pessoa apresenta maior estabilidade. Vale salientar que estas ocorrências também foram observadas para todos os teores de ligante utilizados nos estudos de Brasileiro (1983).

4.4.3 - Características Físicas dos Agregados Graúdos Após Extração das Misturas Betuminosas.

Pelos resultados obtidos, apresentados nos Quadros 4.17 e 4.18 observa-se que há redução no teor de ligante obtido pela metodologia utilizada para a extração do betume asfáltico, em relação ao teor ótimo previamente determinado para a moldagem dos corpos de prova em laboratório, provavelmente devido à absorção do ligante pelos agregados graúdos, principalmente os mais porosos, como também pode o ligante ter servido como agente cimentante para o agregamento de partículas nas misturas de agregados.

As perdas de absorção dos agregados graúdos foram maiores nas misturas betuminosas fabricadas com agregados graúdos não conven-cionais, verificando-se maiores absorções de ligante nos agregados graúdos laterita de João Pessoa (A=4,59) e calcário de João Pessoa (A=3,67) onde este, possuindo menor poder de absorção à água do que o agregado laterítico, apresentou maior absorção ao ligante empregado, confirman-do as considerações de Vieira (1985) sobre o baixo poder de absorção dos agregados lateríticos, aos derivados de petróleo em misturas betu-minosas a frio; como também reforça as colocações feitas por Kandall (1972) onde afirma que nem todos os poros permeáveis a água tenham necessariamente de ser permeáveis ao ligante, considerando a opor-tunidade de que a absorção do asfalto pelo agregado pode estar muito relacionado às características dos poros e sua distribuição no interior dos agregados.

A massa específica real é reduzida em todas as amostras ensaiadas, uma vez que há penetração de ligante nos poros permeáveis

AGREGADOS	BRITA GRANÍTICA						CALCÁRIO JOÃO PESSOA						LATERITA JOÃO PESSOA						LATERITA SAPÉ					
	CONTÍNUA			DESCONTÍNUA			CONTÍNUA			DESCONTÍNUA			CONTÍNUA			DESCONTÍNUA			CONTÍNUA			DESCONTÍNUA		
AMOSTRAS	1,4	1,5	1,6	5,4	5,5	5,6	2,4	2,5	2,6	6,4	6,5	6,6	3,4	3,5	3,6	8,4	8,5	8,6	4,4	4,5	4,6	7,4	7,5	7,6
TEOR DE LIGANTE (ROTAREX)(%)	4,9	5,2	5,1	5,8	5,4	6,0	6,2	6,1	5,9	6,6	6,2	6,0	5,5	5,5	5,5	6,9	6,6	6,7	5,3	5,1	5,2	6,7	6,8	6,5
MASSA ESPECIF. REAL (g/cm ³)	2,500	2,487	2,463	2,487	2,530	2,519	2,113	2,129	2,144	2,092	2,076	2,100	2,350	2,293	2,332	2,357	2,330	2,253	2,268	2,318	2,312	2,309	2,281	2,320
MASSA ESPEC. APARENTE(g/cm ³)	2,483	2,468	2,422	2,464	2,505	2,495	2,018	2,037	2,032	2,000	1,971	2,002	2,138	2,080	2,084	2,112	2,066	2,039	2,062	2,064	2,063	2,005	1,999	2,017
ABSORÇÃO A ÁGUA (24 h) (%)	0,28	0,54	0,67	0,39	0,36	0,37	2,22	2,12	2,53	2,20	2,56	2,36	4,22	4,47	5,09	4,92	5,48	4,67	4,42	5,31	5,22	6,56	6,18	6,49

QUADRO 4.17 : CARACTERÍSTICAS DA FRAÇÃO GRÁUDA APOS A EXTRAÇÃO DAS MISTURAS BETUMINOSAS

AGREGADOS	BRITA GRANÍTICA		CALCÁRIO JOÃO PESSOA		LATERITA JOÃO PESSOA		LATERITA SAPÉ		
	CONTÍNUA	DESCONTÍNUA	CONTÍNUA	DESCONTÍNUA	CONTÍNUA	DESCONTÍNUA	CONTÍNUA	DESCONTÍNUA	
TEOR ÓTIMO DE LIGANTE (I)(%)	5,0 (5,1)		5,5 (5,7)		6,2 (6,1)		6,5 (6,3)		
MASSA ESPECÍFICA REAL AGREGADO (g/cm ³)	2,73		-		2,67		-		
MASSA ESPECÍFICA APARENTE AGREGADO (g/cm ³)	2,69		-		2,38		-		
ABSORÇÃO A ÁGUA 24 HORAS (%)	0,70		-		6,0		-		
VAZIOS -% $V_v = (1 - \frac{\gamma_A}{\gamma_R}) \times 100$	1,5		-		10,9		-		
MASSA ESPECÍFICA TEORICA DA MISTURA (g/cm ³)	S/ LIGANTE	2,674		-		2,575		-	
	C/ LIGANTE	2,473		2,455		2,373		2,343	
MASSA ESPECÍFICA REAL TEORICA DA FRAÇÃO 2,0mm DA MISTURA DE AGREGADOS (g/cm ³) GRAN. CONTÍNUA (70%AG+30%AM) GRAN. DESCONTÍNUA (90%AG+10%AM)	2,71		2,72		2,66		2,67		
APOS EXTRAÇÃO	MASSA ESPECÍFICA REAL (g/cm ³)	2,483		2,512		2,129		2,089	
	MASSA ESPECÍFICA APARENTE (g/cm ³)	2,458		2,488		2,029		1,991	
	ABSORÇÃO (%)	0,50 ⁽²⁾		0,37		2,29		2,37	
	VAZIOS (% V _v)	1		1		4,7		4,7	
OBSERVAÇÕES :									
1 - OS VALORES MOSTRADOS ENTRE PERÊNTESES REFEREM-SE AOS TEORES MÉDIOS DE 3 AMOSTRAS APOS EXTRAÇÃO									
2 - OS RESULTADOS INDIVIDUAIS FORAM MUITO DISCREPANTES (M. E. Rareia = 2,65 g/cm ³) (M. E. R filler = 2,49 g/cm ³)									

QUADRO 4.18 - CARACTERÍSTICAS FÍSICAS DOS AGREGADOS GRÁUDOS E DA MISTURA DE AGREGADOS

do agregado, fazendo com que haja redução no volume de vazios permeáveis. Já a massa específica aparente, após a extração, apresenta alterações bem menos significativas, já que em seu cálculo não são levados em consideração os vazios permeáveis.

Finalmente, verifica-se que embora os diversos ensaios físicos/mecânicos sempre tenham utilidade para avaliar a qualidade dos agregados, ainda não é possível (somente a partir destes resultados) prever propriedades como a resistência e a durabilidade do concreto betuminoso. Na realidade observa-se que o agregado como parte integrante da mistura tem comportamento físico diferente daquele observado quando tratado isoladamente, como pode ser visto a partir dos resultados obtidos nesta pesquisa para a granulometria, massas específicas e absorção.

4.4.4 - Avaliação Estatística

Visando avaliar o relacionamento entre as propriedades dos agregados a seguir descritos, foi utilizado o recurso de regressões lineares simples e múltipla pelo método dos mínimos quadrados, utilizando o programa estatístico SPSS-5 (Statistical Package for the Social Sciences).

- ABS - absorção de água pelo agregado antes ou depois de ter sido utilizado na mistura betuminosa.
- ABSANT - absorção de água pelo agregado antes de ser utilizado na mistura betuminosa.
- ABSDEP - absorção de água pelo agregado após extraído da mistura betuminosa.
- TEORLG - teor de ligante utilizado na mistura.
- PERVV - porcentagem de vazios no interior do agregado, determinado através da relação: $\% Vv = 1 - \frac{\gamma_A}{\gamma_R} \times 100$, onde γ_A - massa específica

ca aparente do agregado graúdo e γ_R - massa específica real do agregado graúdo.

Os valores obtidos para estas variáveis e utilizados para análise, estão apresentadas nos Quadros 4.19 e 4.20 .

	ABSORÇÃO (%)	PERVV (%)
Sem Ligante	0,7	1,5
	6,0	10,9
	9,4	21,1
	7,8	20,0
	1,5	2,9
	3,3	2,9
	1,2	2,2
Com Ligante	0,4	1,0
	2,3	4,7
	4,8	10,0
	5,0	10,3
	6,4	12,8

Quadro 4.19 - Valores de Absorção e Porcentagem de Vazios dos Agregados Graúdos Estudados.

ABSDEP	ABSANT	TEORLG
0,50	0,7	5,0
0,37	0,7	5,5
2,29	6,0	6,2
2,37	6,0	6,5
4,59	9,4	6,2
5,02	9,4	6,7
5,00	7,8	6,0
6,40	7,8	7,0
3,30	5,1	6,2
3,50	5,1	6,2
3,20	5,1	6,5
3,50	5,1	6,8

Quadro 4.20 - Valores Utilizados para Correlação Linear Múltipla.

Na regressão linear simples a relação linear é expressa por uma equação do tipo $y = mx + b$; onde y e x são respectivamente as variáveis dependentes e independentes, m é a inclinação e b é a interseção da reta com o eixo y . O coeficiente de correlação é considerado significativo quando a probabilidade calculada (nível de significância) é menor que 0,05 e altamente significativo se a probabilidade calculada é menor que 0,01. Foram analisadas por regressão linear simples as propriedades apresentadas na Fig. 4.10. No Quadro 4,21, estão indicadas as variáveis e a equação com os respectivos coeficiente de correlação (r) nível de significância (α) e grau de liberdade (GL) para o número (n) de dados analisados.

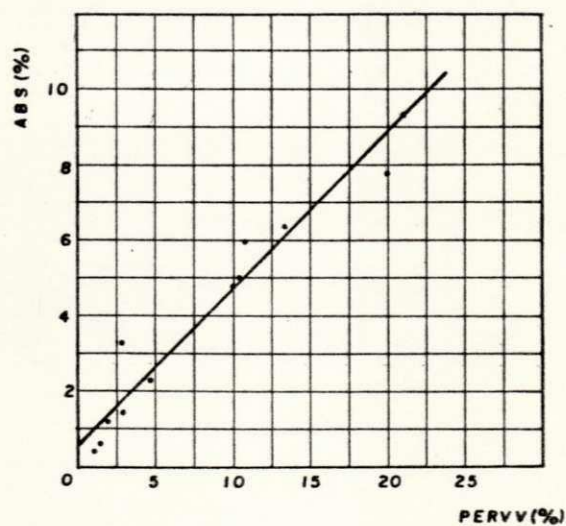
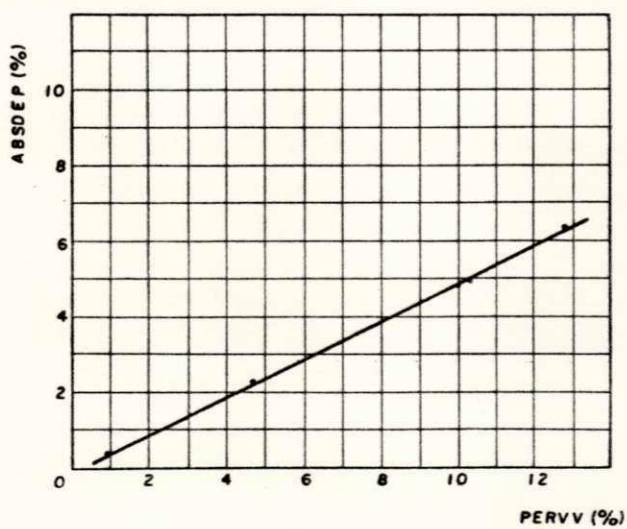
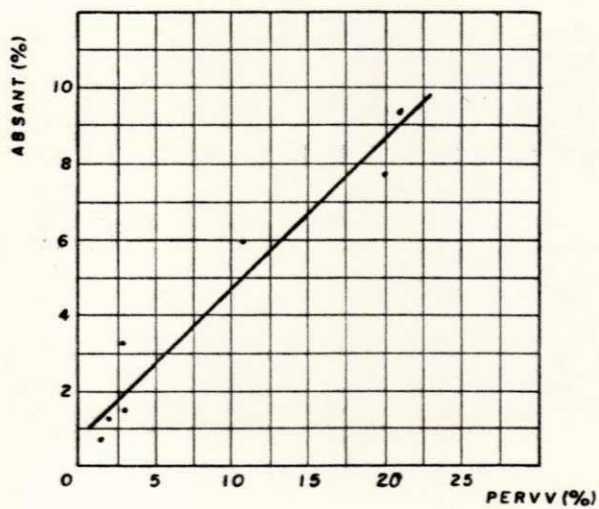
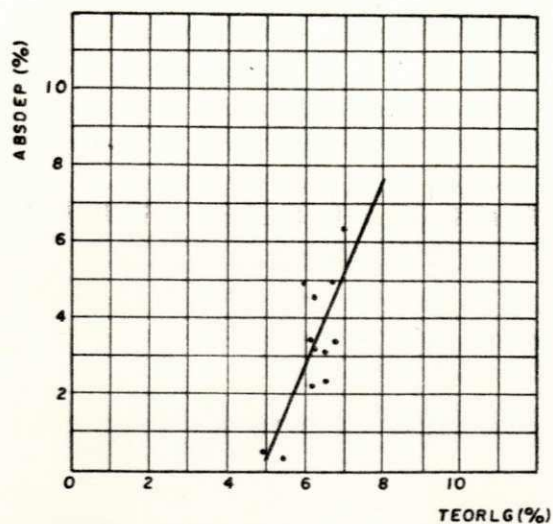
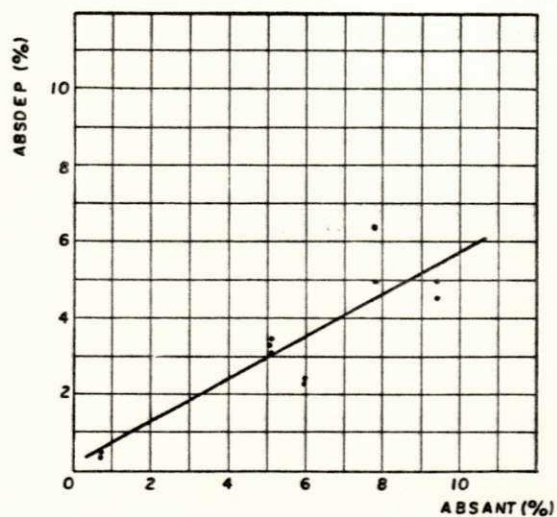


FIG. 4.10 — REPRESENTAÇÃO GRÁFICA DAS EQUAÇÕES OBTIDAS ATRAVÉS DA ANÁLISE POR REGRESSÃO LINEAR SIMPLES.

VARIÁVEL DEPENDENTE	VARIÁVEL INDEPENDENTE	r	α	EQUAÇÃO $y = mx + b$	GL (n-2)
ABSDEP	ABSANT	0,88	0,0002	$y = 0,559x + 0,158$	10
ABSDEP	TEORLG	0,75	0,005	$y = 2,423x - 11,769$	10
ABSANT	PERVV	0,97	0,0003	$y = 0,390x + 0,843$	5
ABSDEP	PERVV	0,99	0,00002	$y = 0,5x - 0,1$	3
ABS	PERVV	0,97	0,00001	$y = 0,409x + 0,646$	10

Quadro 4.21 - Correlações Lineares Simples entre Algumas Propriedades dos Agregados Estudados.

Em virtude do bom relacionamento obtido entre a absorção de água pelo agregado após ser extraído da mistura betuminosa tanto com a absorção antes de ser misturado como com o teor de ligante utilizado para a mistura, optou-se pela utilização de regressão linear múltipla para a verificação do relacionamento destas propriedades acima citadas. Na regressão linear múltipla as propriedades são correlacionadas através da equação $y = a_1x_1 + a_2x_2 + b$ onde y é a variável dependente correspondente à absorção de água pelo agregado após ser retirado da mistura e x_1, x_2 são as variáveis independentes correspondentes respectivamente, a absorção de água pelo agregado antes de ser misturado e o teor de ligante utilizado para a composição da mistura. A significância do coeficiente de regressão desta análise é expressa por um fator denominado de F estatístico (nível de tolerância) e a correlação múltipla é considerada significativa, quando o valor obtido para F calculado é superior ao valor de F crítico ao nível de significância adotado no SPSS que é 0,01. O Quadro 4.22 mostra o resultado da correlação obtida através da análise por regressão linear múltipla.

VARIÁVEL DEPENDENTE	VARIÁVEL INDEPENDENTE	EQUAÇÃO $y = a_1x_1 + a_2x_2 + b$	G/L	RM	Fcal.	Fcrit. 0,01
y - ABSDEP	x ₁ - ABSANT	$y = 0,423x_1 + 0,968x_2 - 5,09$	2/9	0,90	19,47	8,02
	x ₂ - TEORLG					

Quadro 4.22 - Correlação Linear Múltipla.

* Finalmente observa-se que em todas as propriedades apresentadas neste ítem, existe nítida tendência ao bom relacionamento, tanto através de correlações lineares simples como através de correlações lineares múltiplas para os valores obtidos na presente pesquisa. Tal fato poderá ajudar para a verificação da qualidade de agregados, se posteriormente for conseguido algum relacionamento concreto entre a porosidade medida pela absorção à água e as propriedades mecânicas, principalmente quando se tratar de agregados graúdos com alta absorção à água.

* De maneira geral, pode-se afirmar que os agregados chamados não convencionais apresentam potencialidades de uso em obras rodoviárias, principalmente naquelas regiões onde haja escassez de rochas graníticas, tornando-se portanto poderoso instrumento para o barateamento dos custos. No entanto, vale salientar que estas considerações são baseadas em resultados de laboratório, e assim sendo este trabalho pode ser considerado como um estudo informativo sobre a utilização de agregados graúdos não convencionais para a fabricação de concreto betuminoso usinado à quente, uma vez que o tema é merecedor de análise mais profunda que sirva para corroborar, ampliar ou corrigir o exposto neste trabalho, pois como se sabe, já é conhecida a utilização bem sucedida do calcário e da laterita em serviços de pavimentação e até na fabricação do concreto de cimento Portland para obras de pequeno porte; muito embora isto pareça não ter contribuído para aumentar o número de pesquisas mais dirigi

das para o uso específico de agregados. Isto por si só, justifica o desenvolvimento desta pesquisa.

CAPÍTULO V

CONCLUSÕES

Pela análise dos resultados obtidos e revisão bibliográfica consultada, conclui-se que:

1. De maneira geral os agregados calcários e lateríticos são de qualidade inferior ao agregado granítico, mas apresentam bom desempenho nas misturas betuminosas quando avaliadas são suas características em laboratório pelo método "Marshall", parecendo indicar boas possibilidades de utilização daqueles materiais em concreto betuminoso usinado à quente, desde que sejam adaptados/melhorados os procedimentos construtivos de acordo com os critérios adotados em outros países, onde tem-se obtido resultados animadores com o emprego de agregados graúdos não convencionais em misturas betuminosas.
2. Parece confirmar-se a superioridade das misturas betuminosas com granulometria contínua sobre àquelas com granulometria descontínua tanto para o agregado graúdo convencional quanto para os não convencionais.
3. Com relação à degradação, embora tenha de se levar em consideração as deficiências da metodologia empregada, observa-se que a quebra das partículas pode provocar melhor distribuição granulométrica dos grãos, podendo influir em algumas propriedades da mistura betuminosa avaliada pelo método proposto por Marshall.
4. Fica evidenciado a tendência de correlação entre os vazios no interior dos agregados graúdos e a absorção a água antes e após receberem o ligante betuminoso, parecendo indicar que tais propriedades são de grande influência para a determinação dos vazios em mistura betuminosa quando utilizada a metodologia convencional de cálculo. Entretanto é necessário que maior número de

de ensaios sejam realizados com outros agregados de absorção in termediária às estudadas, e, assim, se possa com maior precisão, determinar o relacionamento existente entre a absorção à água e os vazios das misturas betuminosas.

5. A absorção parece ser propriedade de extrema importância pa ra avaliar o desempenho de agregados graúdos em misturas betuminosas usinadas à quente, uma vez que os agregados com alto valor para absorção, podem ter suas propriedades físicas e mecânicas alte radas quando os agregados são submetidos a tratamento térmico ou quando misturados no processamento para fabricação do concreto betuminoso usinado à quente. Tais aspectos, podem trazer con sideráveis alterações nas exigências das atuais especificações de serviços estabelecidas pelo D.N.E.R. para o emprego de agregados graúdos em concreto betuminoso usinado à quente.

Estas conclusões referem-se a número limitado de ensaios em laboratório, e, assim, sendo contêm até certo ponto, limitações. Es sas limitações podem ser eliminadas com a continuação da pesquisa, principalmente com a execução de trechos experimentais, visando à concepção de metodologia adequada que possa medir mais precisamente as qualidades dos agregados não convencionais para a fabricação do concreto betuminoso usinado à quente.

CAPÍTULO VI

SUGESTÕES PARA PESQUISAS FUTURAS

Com o objetivo de dar oportunidade aos estudos sobre materiais não convencionais na pavimentação, mais precisamente as concreções lateríticas e as rochas calcárias, a seguir apresenta-se algumas sugestões visando aprimorar o desenvolvimento de pesquisas sobre problemas de solos tropicais. Sugere-se também que os estudos sejam primeiramente condensados a nível regional para a partir daí se incorporar definitivamente ao processo de desenvolvimento tecnológico rodoviário nacional.

- 1) Estudo da influência do conteúdo de umidades nas propriedades físicas e mecânicas de agregados porosos.
- 2) Utilização da Análise Petrográfica, para a partir dos exames microscópicos, detectar-se a presença e a quantidade de materiais susceptíveis de produzir finos deletérios ou finos plásticos.
- 3) Desenvolvimento e acompanhamento de trechos experimentais executados com agregados não convencionais visando avaliar a aplicabilidade destes agregados nas diferentes funções rodoviárias, permitindo assim verificar e corrigir a metodologia de ensaio a ser desenvolvida, bem como pesquisar procedimentos adequados para projeto e construção.
- 4) Verificar o grau de impermeabilidade das misturas betuminosas, fabricadas com agregados graúdos não convencionais, submetendo-as a períodos variados de imersão em água a temperatura ambiente e também em banho-maria a 60°C.
- 5) Análise de vazios em misturas betuminosas fabricadas com agregados porosos.
- 6) Análise comparativa do teor de ligante de misturas betumino - sas obtidas pela extração de betume através do Rotarex e "Shoxlet".

- 7) Estudo da influência da temperatura de secagem na resistência mecânica de agregados graúdos com diferentes graus de absorção à água.
- 8) Estudo da variação das massas específicas e absorção de agregados lateríticos com a fração granulométrica considerada.
- 9) Estudo da utilização de agregados calcários e lateríticos para a fabricação de concreto de cimento Portland.
- 10) Utilização de ensaios de polimento para avaliação dos agregados não convencionais.
- 11) Estudo do módulo de resiliência das misturas betuminosas fabricadas com agregados não convencionais visando uma análise comparativa em função de misturas betuminosas fabricadas com o agregado graúdo convencional.
- 12) Estudo da repetibilidade dos ensaios nos agregados graúdos não convencionais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Ackroyd, L.W., Notes on Crushing Strength of Some Western Nigerian Concretionary Gravels and their Selection for Use as Building Material, Minist. Transp. W. Nigéria, 1960.

Ackroyd, L.W., Correlation between Engineering and Pedological Classification Systems in Western Nigéria and its implications, Proc. 3rd Reg. Conf. Afr. Soil Mech. Found. Eng., Salisbury, 1963.

Ackroyd, L.W., Formation and Properties of Concretionary and non-Concretionary Soils in Western Nigéria, Proc. 4th Reg. Conf. Afr. Soil Mech. Found. Eng., Cape Town, 1967.

Ackroyd, L.W., Some Nigerian Laterites, First Intern. Conf. on Geomechanics of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, International Society for Soil Mechanics and Foundation Engineering - ISSMFE, Brasília, 1985.

Ahn, P.M., West African Soils, Oxford University Press, 3rd ed., London, 1970.

Alexander, L.I. and Cady, J.G., Genesis and Hardening of Laterite Soils, U.S. Dept. Agric. Tech., 1962.

- American Association of State Highway and Transportation Officials - ASSHTO, Manual de Construção Rodoviária, Práticas e Métodos, traduzido por Bejamim B. Fraenkel, Agência Norte Americana para o desenvolvimento Internacional - USAID, Rio de Janeiro, 1966.

Arulanandan, K., Classification Engineering Properties and Behavior of Laterites, 7th Spec. Sess. Lateritic Soils, Int. Conf. Soil Mech. Found. Eng., México, 1969.

Autret, P., Laterites et Graveleux Lateritiques, Laboratoire Central des Ponts et Chaussées, Paris, 1983.

Azevedo, A.B., A Laterita Acreana Utilizada como Agregado Graúdo no Concreto, Instituto Brasileiro do Concreto - IBRACON, São Paulo, 1983.

- Barber-Greene Company, Manual de Pavimentação Betuminosa, traduzida pela Eng.^a Beatriz de Aguiar Piza; Baber-Greene do Brasil Indústria e Comércio S/A., São Paulo, 1986.

Bagarre, E., Les Graveleux Lateritiques, Centre Experimental de Recherches et d'Estudes du Batiment et Travaux Publicques - CEBTP, Paris, 1982.

Ballie, M. e Barberet, M., Experimentation de Cloutage ad Enrobes Calcaires, Bull. Liaison Labo, P. et Ch., França, 1978.

Baker, R.F., Handbook of Highway Engineering, L.G. Byrd e D.Grant Mickle Associate Editors, U.S.A., 1975.

Basílio, E.S., Agregados para Concreto, Associação Brasileira de Cimento Portland - ABCP, São Paulo, 1984.

Bathia, H.S. and Hammond, A.A., Durability and Strength Properties of Laterite Aggregates of Ghana, Build. Rod. Res. Inst., Ghana, 1970.

Bauer, M., Beitrage Zur Geologie der Sey Schellen - Insbesondere Zur Kenntnis des Laterits, Neues Jahrb. F. Min. Vol. 2, 1898.

Beaton, J.L. and Asce, F., Making Highways Skid-Proof, Materials and Research Department, Califórnia Division of Highways, Sacramento, Califórnia, 1971.

Birman, S., Concreto Asfáltico, Associação Brasileira de Pavimen-

ção - ABPv, X Reunião Anual de Pavimentação, Bahia, 1969.

Birman, S., Especificação de Cimento Asfáltico de Petróleo (CAP) XX Reunião Anual de Pavimentação, Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, Ceará, 1985.

Bloom, A.L., Superfície da Terra., Edgar Blücher Ltda., São Paulo, 1969.

Bonnot, J., L'emploi des Calcaires dans les Couches de Roulement Bitumineuses, Revue Générale des Routes et des Aerodromes, França, 1975.

Borba, S.M. de C., Estudo das Propriedades Químicas e Mineralógicas de Solos Vermelhos Tropicais do Norte e Nordeste do Brasil, Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Rio Grande do Sul, 1981.

Brasileiro, F.E., Estudo Comparativo do Comportamento de Concretos Betuminosos à Quente, Fabricados com Agregados Graúdos Convencionais e Não-Convencionais, Quando Utilizado o Ensaio de Estabilidade Marshall, Tese de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, 1983.

- British Standards Institution, B.S. 882, Sampling and Testing of Mineral Aggregates, Sands and Fillers, B.S.I., London, 1960.

- British Standards Institution, B.S. 882, Concrete Aggregates and Buildings Sands from Natural Sources, B.S.I., London, 1960.

Brito, W.J. de, O Uso de Agregado Natural nas Obras do Aeroporto de Belém, Revista Construção nº 68, 1962.

Brito, W.J. de, Uso da Laterita Pisolítica em Pavimentação, W. J. Brito Consultoria Técnica, Pará, 1978.

Buchanan, F.A., A Journey from Madras Through the Countries of Mysore Kanara and Malabar, Vol. 2, East India Company, London, 1807.

Buff, J.A., Estudo do Comportamento de Misturas Asfálticas à Quente, Aditivadas com Cal Hidratada, Associação Brasileira dos Produtores de Cal - ABPC, São Paulo, 1986.

Buzatti, D.J., Índice de Abrasão Los Angeles e Índice de Degradação de Agregados, Uma Revisão do Problema, Associação Brasileira de Pavimentação, - ABPv, XVI Reunião Anual de Pavimentação, Pernambuco, 1981.

Buzatti, D.J., Índice de Abrasão Los Angeles e Índice de Degradação, Análise Comparativa para Diversas Naturezas de Agregados, Publicação Técnica nº 23, Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de Minas Gerais - DER-MG, Minas Gerais, 1987.

Carneiro, F.B.L.B. e Silva, H.C.M. da, Degradação dos Agregados nas Camadas de Base de Brita Graduada e de Revestimento de Concreto Asfáltico, Análise da Validade do Abrasão Los Angeles, Instituto Brasileiro de Petróleo - IBP, 4º Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, 1979.

- Centre Experimental de Recherches et d'Etudes du Batiment et des Travaux Publics - CEBTP, Guide Pratique de Dimensionnement des Chausseés pour les Pays Tropicaux, Paris, 1980.

Chagas Filho, M.B., Concreções Lateríticas: Propriedades Básicas e sua Utilização em Vigas Isostáticas Submetidas a Flexão Simples, Tese de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, UFPB, Paraíba, 1986.

Chanut, M., Utilisation des Granulats Calcaties em Construction

Routière, Revue Générale des Routes et des Aerodromes nº 515, França, 1975.

Costa, C.R.V., Índice de Suporte Califórnia para Solos Lateríticos: Avaliação da Metodologia e Influência dos Efeitos das Energias Térmicas e Mecânicas, Tese de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, 1983.

Costa Filho, L. de M., Estudo de Solos com Concreções Lateríticas Compactados, Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - ABMS, Brasília, 1987.

Daniel, M.N. e Newill, D., A Laboratory Examination of the Properties of Twelve Kenya Soils, Road Res. Note, 1959.

De Graft-Johnson, J.W.S., Bhatia, H.S. and Gidigas, M.D., The Engineering Characteristics of the Laterite Gravels of Ghana, Proceedings of the Specialty Session on Engineering Properties of Lateritic Soils, VII ICSMFE, México, 1969.

* - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - D.N.E.R., Especificações Gerais para Obras Rodoviárias, D.N.E.R., Rio de Janeiro 1974.

- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - D.N.E.R., Métodos e Instruções de Ensaio, D.N.E.R., Rio de Janeiro, 1974.

- Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - D.N.E.R., Reabilitação de Pavimentos, Materiais e Técnicas, Tradução da Publicação "Pavement Rehabilitation Materials and Techniques", nº 9, Transportation Research Board, National Cooperative Highway Research Program (USA) IPR/DNER, Rio de Janeiro, 1975.

Ferro, J.G. de O., e Oliveira, J.E, de, Alguns Tipos Petrológicos Sedimentares da Região de São Luiz e seus Usos como Agregado em

Concreto de Cimento Portland, Revista Engenharia & Pesquisa, Maranhão, 1986.

Fermor, L.L., What is Laterite, Geol. Mag. Vol. 5, nº 8, 1911.

Font, J.J. e Elia, M.I. de, Mezclas Calientes de Tosca e Suelo Calcareo-Arena-Asfalto, VI Congresso Argentino de Vialidad y Transito, Argentina, 1968.

Gidigasú, M.D., Degree of Weathering in the Identification of Laterite Materials for Engineering Purposes, Engineering Geology, Amsterdam, 1974.

Gidigasú, M.D., The Formation and General Characteristics of Laterite Soils, Literature Review (Revised Edition), Building and Road Research Institute, Kumasi, Ghana, 1975a.

Gidigasú, M.D., The Behavior of Laterite Materials in the Roadway Structure, A review, Building and Road Research Institute, Kumasi Ghana, 1975b.

Gidigasú, M.D., Laterite Soil Engineering Elsevier, Scientific Publishing Company, Amsterdam, 1976.

Gidigasú, M.D., Some Contributions to Tropical Soils Engineering in Ghana, Seventh Regional Conference for Africa on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Accra, 1980.

Grimaux, M., Bilan Régional de L'utilisation des Matériaux Calcaires, Laboratoire Régional de Saint Quentin, França, 1978.

Grim, R.E., Clay Mineralogy in Relation to the Engineering Properties of Clay Materials, Applied Clay Mineralogy, Mc Graw-Hill, 1962.

Guerra, A.T., Dicionário Geológico-Geomorfológico, Instituto Bra

- sileiro de Geografia, Rio de Janeiro, 1972.
- Guimarães, J.E.P., Calcários e Dolomitos no Brasil - Usos e Mercados, Associação Brasileira dos Produtores de Cal - ABPC, São Paulo, 1978.
- Guimarães, J.E.P., A Cal - Sua Origem, seus Tipos, suas Aplicações, sua Importância Econômica e Social, sua Participação nas Obras e nas Argamassas da Engenharia Civil, Revista Cerâmica nº 30, São Paulo, 1984.
- Guimarães, J.E.P., A Cal, Associação Brasileira dos Produtores de Cal - ABPC, São Paulo, 1985.
- Guimarães, J.E.P., Correspondência Pessoal, Associação Brasileira dos Produtores de Cal - ABPC, São Paulo, 1987.
- Hashimoto, I. and Jackson, M.L., Rapid Dissolution of Allophane and Kaolite-Halloysite After Dehydration, Clays and Clay Minerals, Proc. 7th National Conf. on Clays and Clay Minerals, Vol.7, Pergamon Press. New York, 1960.
- Hirashima, K.B., Highway Construction Problems Involving Plastic Volcanic Ash, Highway Res. Board, Washington, 1951.
- Hveem, Francis N., Palestras Proferidas no Brasil por Francis N. Hveem, IPR/CNPq, Rio de Janeiro, 1963.
- Joachim, A.W.R. and Kandiah, S., The Composition of Some Local Laterites Soil Concretions and Clays, Tropical Agriculturist, 1941.
- Kandhal, P.S. and Lee, D., Asphalt Absorption as Related to Pore Characteristics of Aggregates, Highway Res. Rec., Vol. 404, England, 1972.

Kellog, C.E., Preliminary Suggestion for the Classification and Nomenclature for Great Soil Groups in Tropical and Equatorial Regions, 1949.

- Laboratório Nacional de Engenharia Civil - L.N.E.C., As Lateritas do Ultramar Português, Memória nº 141, Ministério das Obras Públicas e do Ultramar, Lisboa, 1959.

Lacroix, A., Les Latérites de La Guinée et Les Produits d'Altération qui leur Son Associés, Nov. Arc. Museum Hist. Nat., vol.5, 1913.

Lepsch, I.F., Solos Formação e Conservação, Editora USP, São Paulo, 1981.

Lockhart, J.M. e Marchetti, C.F., La Degradacion de Los Materiales Granulares em Relacion com su Durabilidad en Servicio, Determinacion del Indice de Degradacion Utilizando o Compactador Gira torio, Direccion de Vialidad de la Provincia de Buenos Aires, Argentina, sem data de publicação.

Lopes, L.G.R., Concreções Lateríticas e sua Utilização na Construção Rodoviária, Seminário em Geotecnia de Solos Tropicais, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - ABMS, Brasília, 1987.

Lohnes, R.A. and Demirel, T., Geotechnical Properties of Selected Puerto Rican Soils in Relation to Climate and Parent Rock, Geol., Soc. Amer. Bull. 82, 1971.

Lucena, F.B., Propriedades de Solos Vermelhos do Estado da Paraíba, Tese de Mestrado, Universidade Federal do Rio de Janeiro - UFRJ - COPPE, Rio de Janeiro, 1976.

Machado, E.C.C. e Santos, P.G.P. dos, Estudos Estatísticos Através de Regressão Lineares Simples e Múltiplas entre Diversos Méto

dos de Determinação da Área Específica e Algumas Propriedades de Solos Lateríticos da Região Nordeste do Brasil, Revista Cerâmica nº 32, São Paulo, 1986.

Maignien, R., Review of Research on Laterites, Natural Resour. , Res., IV, Onesco, Paris, 1966.

Mallet, F.R., On Laterite and Maganese Ore Occuring at Cosalpur, Jabalpur District Rec., Geol. Surv., Volume 16, Índia, 1883.

Marques Chaves, L.F., Propriedades Químicas e Mineralógicas de Três Solos Vermelhos Tropicais do Estado do Rio Grande do Norte, Tese M.Sc., Universidade Federal da Paraíba, UFPB, Paraíba , 1979.

McIntyre, D.S., Effect of Free Iron Oxide on Soil Structure, J. Soil Sci., 1956.

Martin, F.J. and Doyne, H.C., Laterite and Lateritic Soils in Sierra Leone, Journal of Agricultural Science, Vol. 17, E.U.A. 1927.

Martin, F.J. and Doyne, H.C., II: Laterite and Lateritic Soil in Sierra Leone, Journal of Agricultural Science, Vol. 20, 1930.

Martin, J.R. and Wallace, H.A., Design and Construction of Asphalt Pavements, McGraw-Hill Book Company Inc., USA, 1958.

Matson, S., Anionic and Cationic Adsorption by Soil Colloidal Materials of Varying $\text{SiO}_2/\text{Al}_2\text{O}_3 + \text{Fe}_2\text{O}_3$ Ratio, Proc. First Internat. Cong. of Soil Science, Vol. 2, 1972.

Monteverde, A. e Salvador, D., La Calidad de Los Calcareos em Las Construcciones Viales, VI Congresso Argentino de Vialidad y Transito, Argentina, 1968.

Nanda, R.L. and Krishnamachari, R., Study of Soft Aggregates from Different Parts of India with a View to Their Use in Construction, II - Laterites, Central Road Research Institute, New Delhi, 1958.

Nascimento, U., Laterites of Portuguese Overseas Territories, Nac. Civil Eng. Lab., Mem. 141, Lisboa, 1959.

* - National Institute for Transport and Road Research - NITRR, Draft TRH 14, Technical Recommendations for Highways, Standards for Road Construction Materials, Council for Scientific and Industrial Research, Pretoria, South Africa, 1981.

Netterberg, F., Calcrete in Road Construction, National Institute for Transport and Road Research - NITRR, Bulletin 10, Pretória, South Africa, 1971.

Netterberg, F., Pedocretes, National Institute for Transport and Road Research - NITRR, RR 430, Pretoria, South Africa, 1985.

Neville, A.M., Propriedades do Concreto, traduzido por Salvador E. Giamuso, Editora PINI Ltda, São Paulo, 1982.

Nogami, J.S. e Villibor, D.F., Os solos Tropicais Lateríticos e Saprolíticos e a Pavimentação, Associação Brasileira de Pavimentação, XVIII Reunião Anual de Pavimentação, Rio Grande do Sul, 1983.

Nogami, J.S., Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Progress Report, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - ABMS, São Paulo, 1985.

Nogami, J.S., Pesquisa Sobre Solos Lateríticos (Pedregulhos e Couraças Lateríticas), Departamento de Estradas de Rodagem do Estado de São Paulo - DER-SP, São Paulo, 1989.

Novais Ferreira, H., O Conceito da Leterita na Engenharia Civil , Fomento, Vol. 1, nº 1, 1963.

O'Flaherty, C.A., Highway Engineering, Vol. 2, Edward Arnold (Publishers) Ltda., London, 1974.

Page, M., Les Calcaires de la Région des Alpes-Maritimes Caractéristiques et Utilisation, Laboratoire de L'Équipement à Nice , Paris, 1978.

Pauling, L., General Chemistry, W.H. Freeman and Company, EUA, 1965.

~~A~~ Pavement Division of Public Works Research Institute, Ministry of Construction, Reports for Pavement Problems in Japan, Use of Marginal Aggregates in Pavement Construction, Japan, 1978.

Pendleton, R.L., On the Use of the Term Laterite, American Soil Survey, Bull. nº 17, 1936.

Pendleton, R.L. and Sharasuvana, S., Analysis of Some Siamese Laterite, Soil Science, Vol. 62, 1946.

Pinilla, A., O Sistema Filler-Betume, Instituto de Pesquisas Rodoviárias - IPR, Rio de Janeiro, 1965.

Pinto, S., Comportment à L'ornierage et Resistance à La Tracion par Compression Diametrale des Bétons Hidrocarbonés, Laboratoire des Vois Circulation - LAVOC, Ecole Polytechnique Federale de Lausanne, Lausanne, 1981.

Pompeu Neto, B.B., Um Estudo Sobre as Propriedades de Resistência Mecânica de Concreto Laterítico, Tese de Mestrado, Universidade Federal da Paraíba, 1976.

Queiroz de Carvalho, J.B., Soil Properties Affecting the Lime

Stabilization of Red Tropical Soils from North-East Brazil, PhD Tesis, Leeds University, England, 1979.

Queiroz de Carvalho, J.B., Study of the Microstruture of Lateritic Concretionary Soils Using Scanning Electron Microscope, em Melfi, A.J. e Carvalho, A. - Laterisation Processes, IAGC, Universidade de São Paulo, USP, São Paulo, 1983.

Queiroz de Carvalho, J.B., Peculiarities of Geotechnical Behavior of Tropical Lateritic and Saprolitic Soils, Geotechnical Classification, Progress Report, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - ABMS, São Paulo, 1985.

Queiroz de Carvalho, J.B., Análise da Microestrutura de Solos Lateríticos, Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, XXII Reunião Anual de Pavimentação, Alagoas, 1987a.

Queiroz de Carvalho, J.B., Modelos para Descreverem como o Ferro Ocorre em Solos Lateríticos, Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, XXII Reunião Anual de Pavimentação, Alagoas, 1987b.

Remillon, A., Estabilization of Lateritic Soils, Highway Res. Board., Bull. 108, 1955.

- Revista Dirigente Construtor, nº 12/87, Editora Visão Ltda., São Paulo, 1987.

Ribeiro, S.B. e Ramos, H.G., Concreto Asfáltico com Finos de Minério, Revista Construção, nº 42, 1960.

* Road Research Laboratory - RRL, Bituminous Materials in Road Construction, Her Majesty's Stationery Office, London, 1962.

Robinson, G.W., Soils, their Origin, Constitution and Classification, London, 1951.

Rodas, R.V., Carreteras Calles y Aeropistas, El Ateneo, Buenos Aires, 1970.

Ruiz, C.L., Nota sobre el Comportamiento Práctico de Materiales "Subnormales" para Bases de Pavimento, Publicação Técnica nº 16, Dirección de Vialidad de La Província de Buenos Aires, Buenos Aires, 1961.

Santana, H., Notas de Aula, Universidade Federal do Ceará, Ceará, 1970.

Santana, H., Pontos Básicos e Elementares da Estabilização Granulométrica, Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, XVIII Reunião Anual de Pavimentação, Rio Grande do Sul, 1983.

Santana, H., e Gontijo, P.R.A., A Filosofia dos Pré-Misturados à Frio Abertos, Instituto Brasileiro de Petróleo-IBP, VIII Encontro de Asfalto, Rio de Janeiro, 1986.

Santana, H. e Gontijo, P.R.A., Os Materiais Lateríticos na Pavimentação de Baixo Custo no Brasil, Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, XXII Reunião Anual de Pavimentação, Alagoas, 1987.

Silva, A.J. da, e Santos, J.D. dos, Agregados, Universidade Federal da Paraíba, Paraíba, 1976.

Sobral, G.S.F., Origem e Formação dos Solos Lateríticos, 1º Seminário Regional de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Associação Brasileira de Mecânica dos Solos - ABMS, Bahia, 1978.

Souto, J.F., Estudo sobre Características de Concreto Laterítico: Propriedades e Metodologias, Tese MSc, Universidade Federal da Paraíba, UFPB, 1980, a publicar.

Souza, M.L., Pavimentação Rodoviária, IPR/DNER, Rio de Janeiro, 1976

Souza Santos, P. de, Óxidos e Hidróxidos de Alumínio Naturais : Uma Revisão, Parte V: Argilas Altamente Aluminosas; Bauxitas, So los Lateríticos e Lateritos, Revista Cerâmica nº 32, São Paulo, 1986.

Tanzi, J., Utilisation des Calcaires de la Region pour Bétons Hi drauliques, Departement de l'Equipement des Alpes-Maritimes, Pa ris, 1978.

Tavares, A.W., Laterita-Betume Pré-Misturado à Quente, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem - D.N.E.R., Instituto de Pe quisas Rodoviárias - IPR, Rio de Janeiro, 1979.

Townsend, F.C., Manke, P.G. and Parcker, J.V., The Influence of Sesquioxides on Lateritic Soil Properties, H.R.B., nº 374, 1971.

Townsend, F.C., Krinitzki, E.L., Patrik, D.M., Geotechnical Pro perties of Lateritic Gravels, Engineering and Construction in Tropical and Residual Soils, American Society of Civil Engineers, Hawai, 1982.

Tuncer, E.R., An Engineering Classification for Certain Basalt-Derived Lateritic Soils, Engineering Geology, Vol. 11, 1977.

Vallerga, B.A., Van Till, C.J. and Rananand, N., Engineering Pro perties of Lateritic Materials Used in Thailand Construction, Proc. Spec. Session Engineering Prop. of Lateritic Soils, 7th Int. Cong. Soil Mech. Found. Engineering, Vol. 2, General Report, México, 1970.

Vargas, M., O Uso dos Limites de Atterberg na Classificação dos Solos Tropicais, Anais do VII Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia de Fundações, Associação Brasileira de Mecâ nica dos Solos - ABMS, Pernambuco, 1982.

Vieira, R.I., Prê-Misturado Laterítico de Graduação Aberta - Revestimento Betuminoso Experimental - XX Reunião Anual de Pavimentação, Associação Brasileira de Pavimentação - ABPv, Ceará, 1985.

Visser, A.T. and Marais, G.P., A State of the Art Review of Factors that Effect the Skid Resistance of Roads and Airfields , Annual Transportation Convention (ATC 1984), National Institute for Transport and Road Research - NITRR, Pretoria, South Africa, 1984.

Wart, J. e Warth, F.J., The Composition of Indian Lateritie, Geol. Magazine, Vol. IV, nº 10, Indian, 1903.

West, T.R., Test for Evaluating Degradation of Base Course Aggregates, Highway Research Board - H.R.B., National Academy of Sciences, EUA, 1970.

Winterkorn, H.F. and Chandrasenkham, E.C., Laterite Soils and their Stabilization, Highway Research Board - H.R.B., Bulletin nº 44, EUA, 1951.

Wissa, A.E.Z. and Garcia, L.O., Statistical Evaluation of the Marshall Test for Bituminous Concrete, Common Wealth of Massachusetts, Department of Public Works, Massachussets, 1973.

A N E X O I

RESUMO DOS RESULTADOS OBTIDOS POR BRASILEIRO (1983)

AGREGADOS GRAÚDOS	TEOR DE LIGANTE (%) - MASSA ESPECÍFICA APARENTE (g/cm ³)				
	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
BRITA GRANÍTICA	2,407 (2,364)	2,399 (2,389)	2,399 (2,382)	2,389 (2,377)	2,378 (2,367)
CALCÁRIO J. PESSOA	2,254 (2,210)	2,267 (2,224)	2,261 (2,256)	2,254 (2,243)	2,252 (2,249)
LATERITA J. PESSOA	2,306 (2,221)	2,320 (2,234)	2,317 (2,304)	2,328 (2,274)	2,310 (2,281)
LATERITA SAPÉ	2,333 (2,276)	2,372 (2,293)	2,389 (2,317)	2,337 (2,317)	2,358 (2,359)
AGREGADOS GRAÚDOS	TEOR DE LIGANTE (%) - PORCENTAGEM DE VAZIOS (%Vv)				
	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
BRITA GRANÍTICA	2,7 (4,7)	2,3 (2,8)	1,7 (2,4)	1,0 (1,9)	1,1 (1,7)
CALCÁRIO J. PESSOA	5,9 (7,9)	4,8 (6,2)	3,9 (4,8)	3,2 (4,0)	3,3 (3,2)
LATERITA J. PESSOA	7,7 (11,3)	6,4 (10,2)	5,4 (8,0)	4,5 (6,6)	4,1 (5,7)
LATERITA SAPÉ	7,8 (10,1)	4,8 (8,4)	3,9 (7,1)	3,8 (5,7)	3,7 (4,1)
AGREGADOS GRAÚDOS	TEOR DE LIGANTE (%) - RELAÇÃO BETUME/VAZIOS - RBV (%)				
	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
BRITA GRANÍTICA	81,4 (71,2)	85,0 (82,2)	89,2 (85,4)	93,9 (88,8)	93,7 (90,5)
CALCÁRIO J. PESSOA	65,3 (57,7)	71,8 (65,9)	77,3 (73,3)	81,9 (78,1)	82,3 (82,9)
LATERITA J. PESSOA	59,5 (49,1)	66,1 (54,0)	71,7 (62,4)	76,8 (68,7)	79,6 (73,4)
LATERITA SAPÉ	59,4 (52,3)	72,9 (59,6)	78,3 (65,7)	73,8 (72,3)	81,4 (79,7)
AGREGADOS GRAÚDOS	TEOR DE LIGANTE (%) - ESTABILIDADE (kN)				
	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
BRITA GRANÍTICA	5,4 (2,8)	5,1 (3,4)	4,9 (4,0)	4,8 (3,7)	4,2 (3,0)
CALCÁRIO J. PESSOA	5,4 (2,8)	5,7 (3,2)	5,7 (3,7)	6,2 (4,4)	5,1 (4,7)
LATERITA J. PESSOA	7,5 (4,2)	7,3 (4,4)	7,5 (4,9)	7,2 (5,3)	5,6 (5,2)
LATERITA SAPÉ	8,0 (3,8)	8,1 (4,1)	8,6 (4,1)	7,3 (4,3)	5,7 (4,4)
AGREGADOS GRAÚDOS	TEOR DE LIGANTE (%) - FLUÊNCIA (mm)				
	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
BRITA GRANÍTICA	5,5 (5,8)	6,1 (5,6)	6,5 (5,8)	7,2 (5,8)	8,2 (6,9)
CALCÁRIO J. PESSOA	5,5 (5,8)	7,1 (5,1)	6,3 (5,8)	7,1 (5,5)	8,1 (6,0)
LATERITA J. PESSOA	6,1 (5,2)	5,8 (5,7)	6,4 (5,2)	7,0 (5,9)	7,9 (5,5)
LATERITA SAPÉ	5,7 (5,0)	5,8 (5,1)	7,0 (5,3)	7,0 (5,4)	8,4 (6,5)
AGREGADOS GRAÚDOS	TEOR DE LIGANTE (%) - ESTABILIDADE/FLUÊNCIA (kN/mm)				
	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
BRITA GRANÍTICA	0,98 (0,48)	0,84 (0,61)	0,75 (0,69)	0,67 (0,64)	0,51 (0,43)
CALCÁRIO J. PESSOA	0,98 (0,48)	0,80 (0,63)	0,90 (0,64)	0,87 (0,80)	0,63 (0,78)
LATERITA J. PESSOA	1,23 (0,80)	1,26 (0,77)	1,17 (0,94)	1,03 (0,90)	0,71 (0,94)
LATERITA SAPÉ	1,40 (0,76)	1,40 (0,80)	1,23 (0,77)	1,04 (0,80)	0,68 (0,68)
AGREGADOS GRAÚDOS	TEOR DE LIGANTE (%) - VAZIOS AGREGADO MINERAL - VAM (%)				
	5,0	5,5	6,0	6,5	7,0
BRITA GRANÍTICA	14,5 (16,3)	15,3 (15,7)	15,8 (16,4)	16,3 (17,0)	17,4 (17,9)
CALCÁRIO J. PESSOA	17,0 (18,7)	17,0 (18,2)	17,2 (18,0)	17,7 (18,3)	18,7 (18,7)
LATERITA J. PESSOA	19,0 (22,2)	18,9 (22,2)	19,1 (21,3)	19,4 (21,1)	20,1 (21,4)
LATERITA SAPÉ	19,2 (21,2)	17,7 (20,8)	18,0 (20,7)	20,2 (20,6)	19,9 (20,2)

QUADRO I.1 - RESULTADOS OBTIDOS POR BRASILEIRO (1983) NO CONCRETO BETUMINOSO USINADO À QUENTE UTILIZANDO OS AGREGADOS ESTUDADOS NESTE TRABALHO.

OBS :

OS VALORES OBTIDOS PARA AS MISTURAS DE AGREGADOS COM GRANULOMETRIA DESCONTÍNUA ESTÃO APRESENTADOS DENTRO DOS PARENTÊSES.

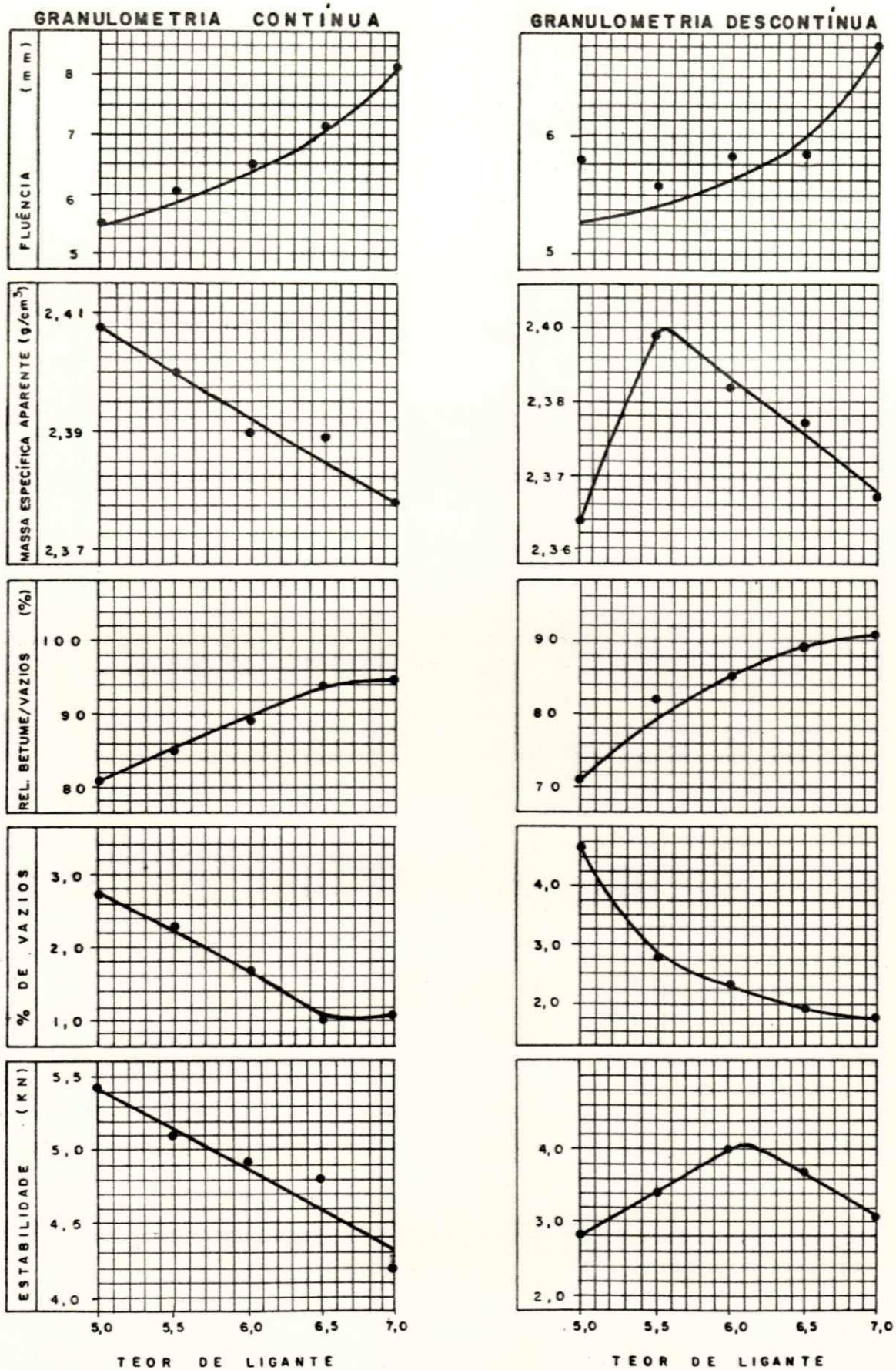


FIGURA I.1— RESULTADOS DO ENSAIO MARSHALL PARA O CONCRETO BETU-
MINOSO USINADO A QUENTE, FABRICADO COM O AGREGADO GRA-
UDO — BRITA GRANÍTICA

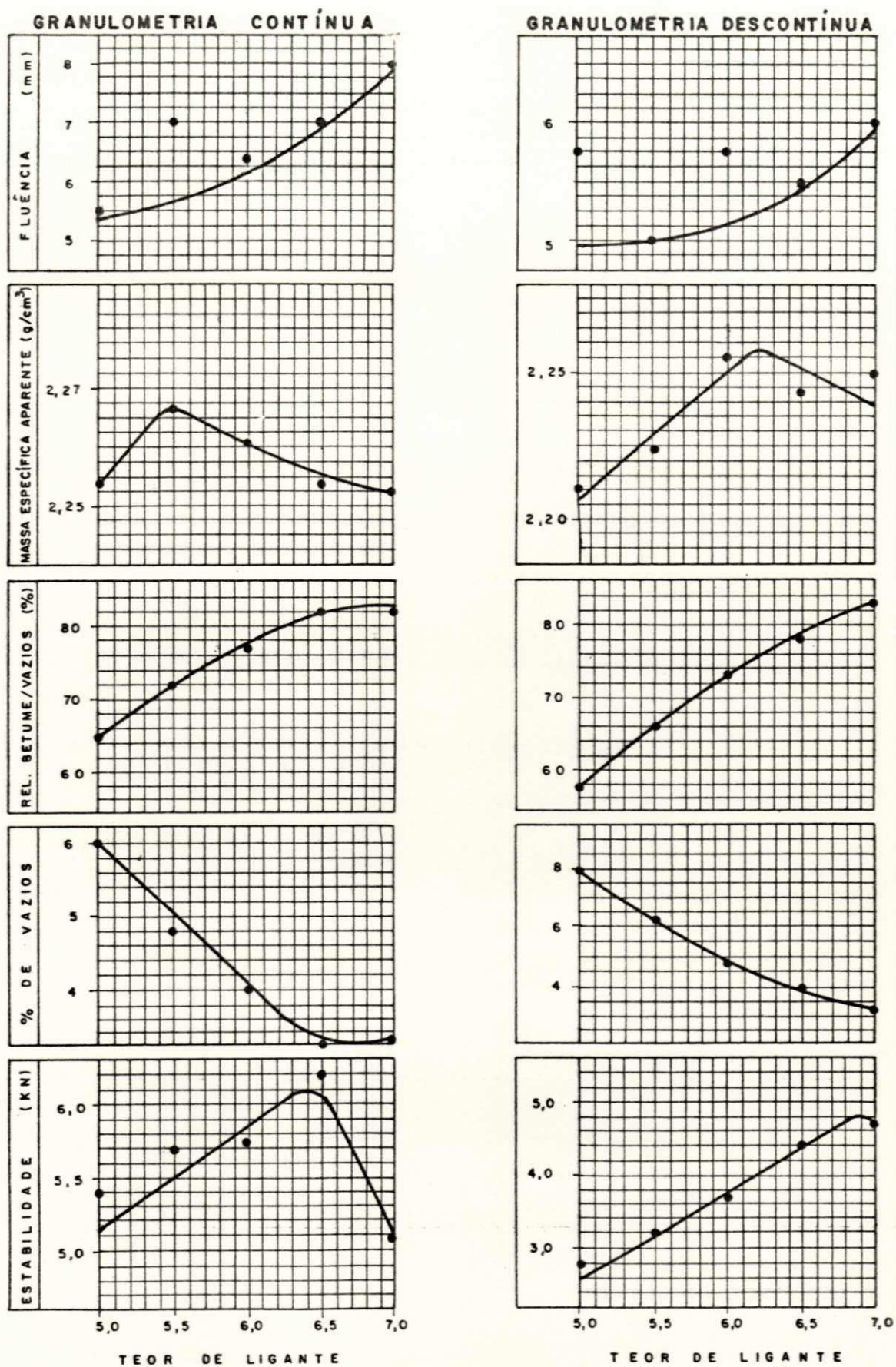


FIGURA I.2 — RESULTADOS DO ENSAIO MARSHALL PARA O CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE, FABRICADO COM O AGREGADO GRAUDO — CALCÁRIO JOÃO PESSOA

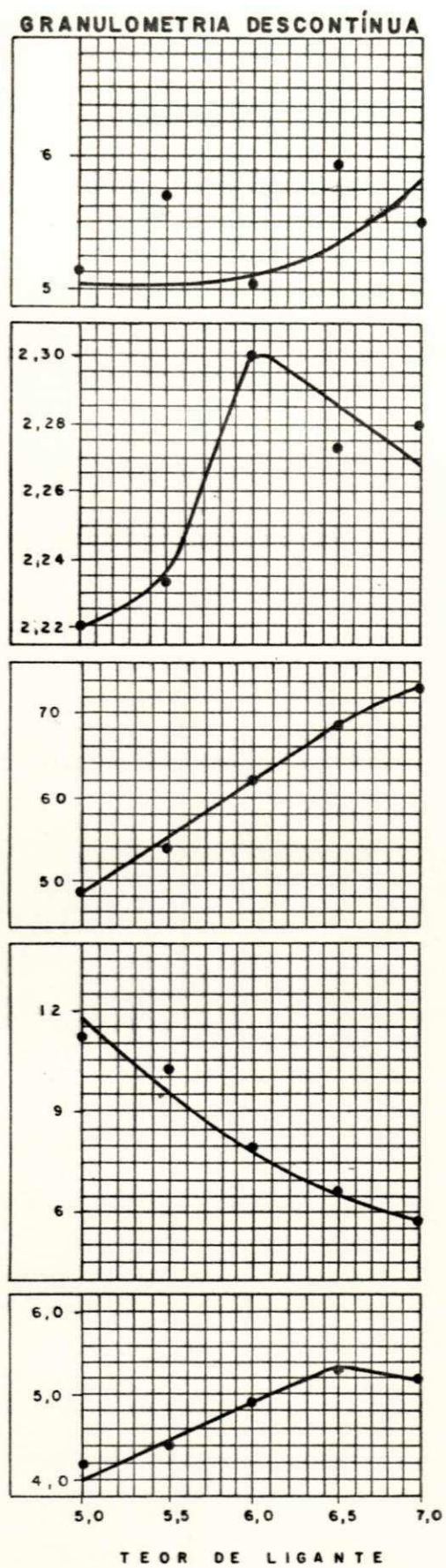
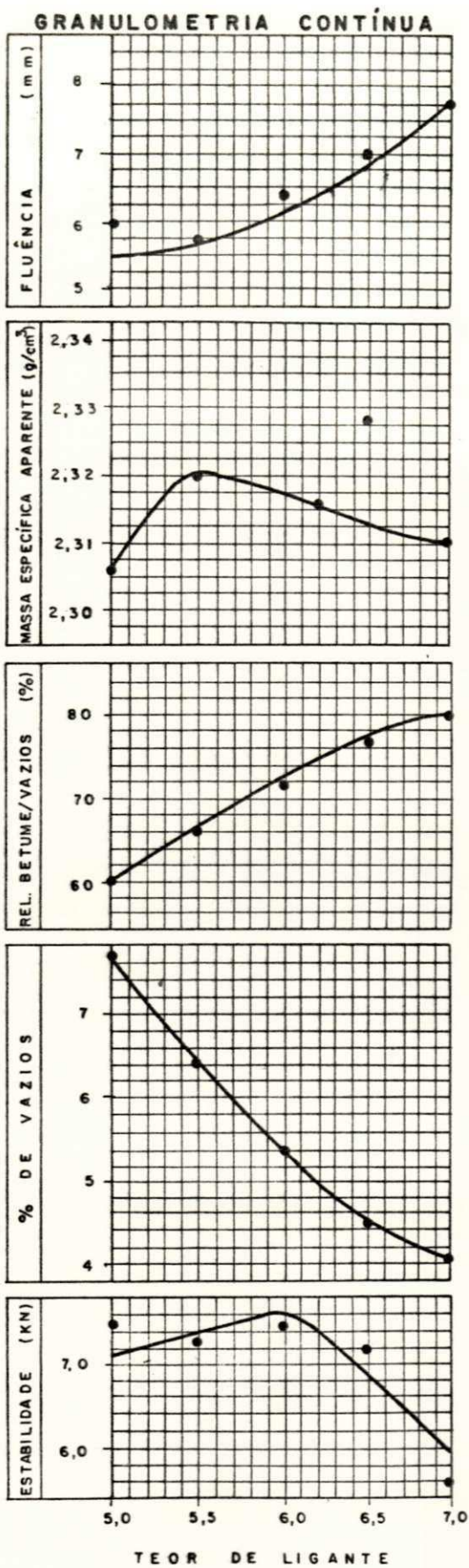


FIGURA I.3— RESULTADOS DO ENSAIO MARSHALL PARA O CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE, FABRICADO COM O AGREGADO GRAUDO — LATERITA JOÃO PESSOA

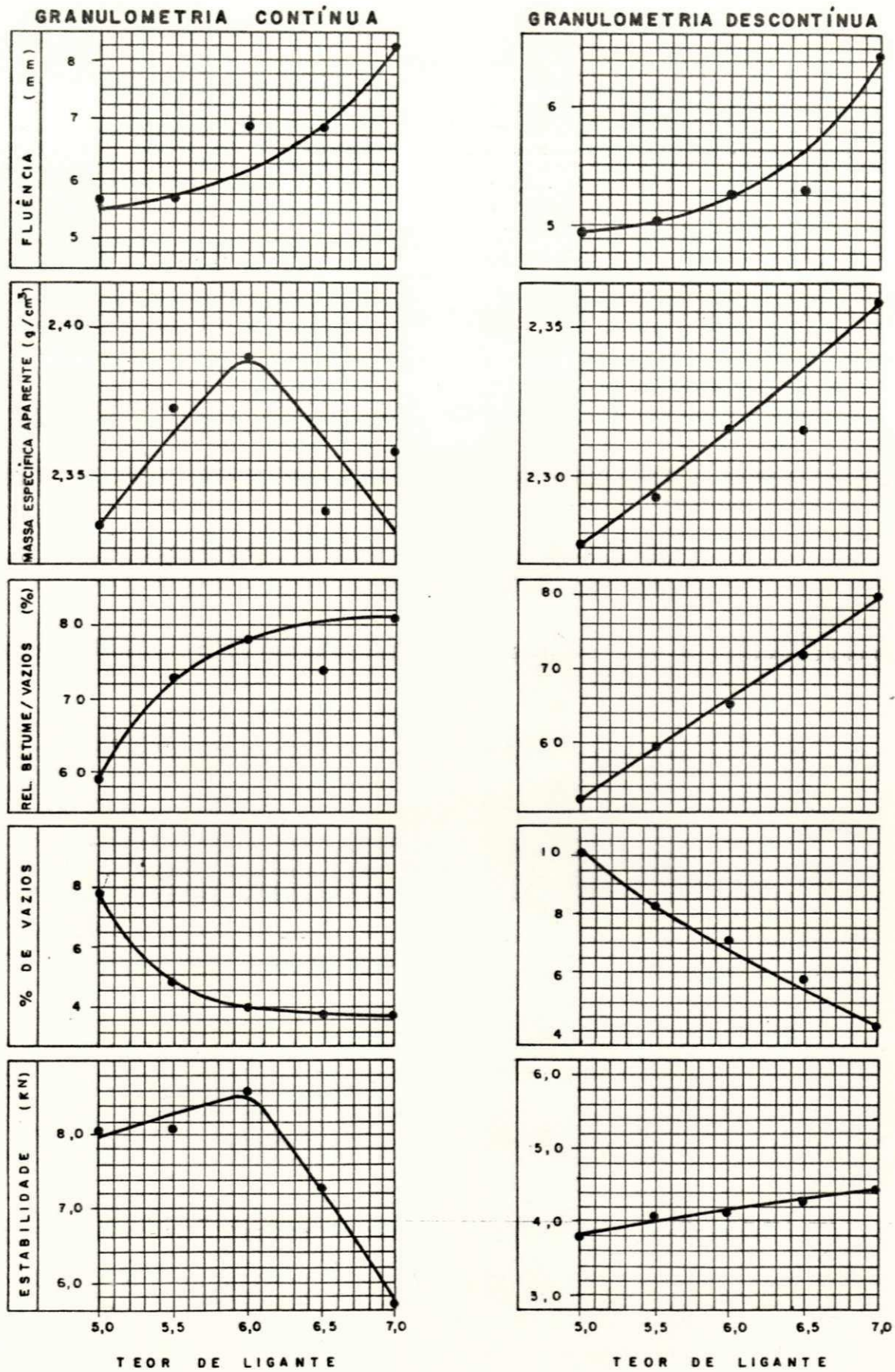


FIGURA I.4 - RESULTADOS DO ENSAIO MARSHALL PARA O CONCRETO BETUMINOSO USINADO A QUENTE, FABRICADO COM O AGREGADO GRAUDO - LATERITA SAPE

A N E X O II

ENSAIO DE DEGRADAÇÃO DO ESTADO DE WASHINGTON

MÉTODO DE ENSAIO

ENSAIO DE DEGRADAÇÃO DO ESTADO DE WASHINGTON

MÉTODO DE ENSAIO

O material a ensaiar deve ser britado, até passar na peneira de meia polegada, lavada sobre peneira nº 10 e secado até peso constante. Preparar amostras com a seguinte composição:

1/2"	-	1/4"	-	500 gramas
1/4"	-	nº10	-	500 gramas

Coloque a amostra em recipiente de 7 1/2" de diâmetro por 6" de altura, de plástico (tupperware) adicione 200 cm³ de água, tampe hermeticamente e coloque em peneirador tipo Tyler portátil (soil-test nº CL-300, 305 convenientemente motorizado de modo a promover a agitação descrita abaixo).

Funcione o peneirador durante 20 minutos, com 300 ± 5 oscilações por minuto; com deslocamento de 1 3/4" no camo. Terminado o tempo de peneiramento, esvazie o recipiente despejando o agregado e água sobre peneira nº 10, sobreposta à peneira nº 200, colocada sobre funil montado numa proveta graduada de 500 ml para captar toda a água de lavagem. Lave o recipiente e continue a lavar o agregado com água, despejando o líquido sobre as peneiras, até a proveta graduada atingir a marca de 500 ml. Cuidado: o agregado normalmente drena 50-100 ml de água depois de terminada a lavagem.

Coloque 7 ml de solução estoque do ensaio de equivalente de areia em proveta de equivalente de areia.

Faça com que todos os sólidos da água de lavagem fiquem em suspensão, tampando a proveta graduada com a palma da mão, virando-a de cabeça para baixo e, logo em seguida, de cabeça para cima, repetindo este movimento tão rápido quanto possível cerca de 10 (dez) ve

zes. Logo em seguida despeje o líquido na proveta de equivalente de areia até a marca de 15" e tampe com a rolha de borracha.

Misture o conteúdo da proveta de equivalente de areia virando a proveta alternadamente de cabeça para baixo e de cabeça para cima, deixando as bolhas de ar atravessar completamente o líquido de um extremo ao outro. Repita este ciclo 20 vezes em aproximadamente 35 segundos.

Concluído o tempo de mistura, coloque a proveta sobre a mesa, retire a rolha e ligue o cronômetro. Depois de 20 minutos, leia e anote a altura da coluna de sedimento com precisão de 0,1".

CÁLCULOS

Calcule o Fator de Degradação pela seguinte fórmula:

$$D = \left(\frac{15-H}{15 + 1,75H} \right) \times 100$$

onde:

D - Fator de Degradação;

H - altura de sedimento na proveta, em polegadas.