

**ESTUDO DE MISTURAS DE AREIA-ASFALTO E CINZA-CAL
PARA EMPREGO EM PAVIMENTOS URBANOS**

Cláudio Renato Castro Dias

Porto Alegre
Agosto 2004

CLÁUDIO RENATO CASTRO DIAS

**ESTUDO DE MISTURAS DE AREIA-ASFALTO E CINZA CAL
PARA EMPREGO EM PAVIMENTOS URBANOS**

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação em
Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul,
como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em
Engenharia na modalidade Acadêmica

Porto Alegre

Agosto 2004

DIAS, Cláudio Renato Castro Dias

Estudos de Misturas de Areia-asfalto e Cinza-cal para
Emprego em Pavimentos Urbanos / Cláudio Renato
Castro Dias-Porto Alegre: PPGEC/UFRGS, 2004.

127 p.

Dissertação de Mestrado, Programa de Pós-Graduação
em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio
Grande do Sul; Mestre em Engenharia. Orientador:
Jorge Augusto Pereira Ceratti.

1. Pavimentação I.Título

CCAA2

CLÁUDIO RENATO CASTRO DIAS

**ESTUDO DE MISTURAS DE AREIA-ASFALTO E CINZA-CAL
PARA EMPREGO EM PAVIMENTOS URBANOS**

Esta dissertação de mestrado foi julgada adequada para a obtenção do título de MESTRE EM ENGENHARIA e aprovada em sua forma final pelo professor orientador e pelo Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, 23 de Agosto de 2004.

Prof. Jorge Augusto Pereira Ceratti
D.Sc. pela COPPE/UFRJ
Orientador

Prof. D.Sc. Américo Campos Filho
Coordenador do PPGEC/UFRGS

BANCA EXAMINADORA

Prof. Fernando Pugliero Gonçalves (UPF)
D.Sc. pela UFRGS

Prof. Luciano Pivoto Specht (UNIJUD)
D.Sc. pela UFRGS

Prof. Washington Peres Núñez (UFRGS)
D.Sc. pela UFRGS

Dedico este trabalho aos meus pais
por todos os momentos
por todo amor e carinho.

AGRADECIMENTOS

Agradeço a todos que de alguma forma colaboração para a conclusão desta dissertação.

Agradeço a empresa Ipiranga Asfaltos, que através do Eng. Leonardo Trieguer de Canoas e de Marcos Alexandro Moreira de Paulínea, auxiliaram com o fornecimento dos ligantes.

Agradeço ao Professor Orientador Jorge Augusto Ceratti, pelos conhecimentos ministrados e pelo auxílio durante o andamento da dissertação.

Agradeço também a Isatir Antônio Bottin Filho, que indiretamente colaborou para obtenção das referências bibliográficas citadas neste trabalho.

À FINEP pelo Pronex que financiou a obtenção de equipamentos de ensaio para a reforma no laboratório de pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande.

Agradeço a todos os professores do Mestrado em Geotecnia, pelo incentivo e colaboração demonstrado durante o curso.

Agradeço os laboratoristas Vinícius da Silva Alves e Carlos Ivan Ribas que muito colaboraram para o pleno êxito desta dissertação.

Agradeço em especial a Celço Mendonça e ao Engenheiro Celso Pedreira, que trabalharam duro para que o laboratório de pavimentação da Universidade Federal do Rio Grande fosse construído e que também auxiliaram nas pesquisas de campo para coleta de materiais e fotografias.

Agradeço ao professor Cezar Bastos, pelo trabalho conjunto para caracterização das jazidas pesquisadas na cidade do Rio Grande.

Não poderia deixar de agradecer aos meus grandes colegas de mestrado no PPGEC. Carolina, Alexandre, Rodrigo Silveira, Rodrigo Caberlon, Leandro, Rafael, Diego, Raimundo, Marco Antônio e Eli da Costa.

Agradeço aos colegas que também se dedicaram ao estudo de pavimentos: Diana Azambuja, Rodrigo Lovato, Rodrigo Malysz e Danielle Clerman.

Agradeço em especial ao Engenheiro Raul R. Torres, DNIT-RS, pelo interesse no tema deste trabalho e pelas longas conversas que tivemos durante congressos em que participamos, pois com sua experiência em areia-asfalto, muitas dúvidas me foram esclarecidas.

A minha noiva Cilene, que pacientemente e com muita saudade, principalmente no tempo em que estive em Porto Alegre, motivou-me a sempre continuar.

A minha querida irmã Andréia e ao meu cunhado Rafael, pelo apoio que me deram ao me acolher em sua casa em Porto Alegre, com certeza, sem esta ajuda seria mais difícil à conclusão do meu curso de mestrado.

Agradeço ao meu irmão Guilherme, a meus tios, primos, avó, amigos e principalmente aos meus pais, que estiveram sempre ao meu lado, e nos momentos mais difíceis, no aconchego de casa, foram meu porto seguro.

Acima de tudo agradeço a DEUS, pois tudo o que sou pertence a ELE e por ELE vivo minha vida, para que se complete em mim, a obra por ELE começada.

É melhor tentar e falhar,
que preocupar-se e ver a vida passar;
é melhor tentar, ainda que em vão,
que sentar-se fazendo nada até o final.
Eu prefiro na chuva caminhar,
que em dias tristes em casa me esconder.
Prefiro ser feliz, embora louco,
que em conformidade viver

Martin Luther King

RESUMO

DIAS, C.R.C. Estudos de Misturas de Areia-asfalto e Cinza-cal para Emprego em Revestimentos de Vias Urbanas. 2004. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

A execução da pavimentação da malha viária municipal urbana deve seguir um eficiente planejamento técnico-econômico para adequada gestão de recursos financeiros. Soluções alternativas como: bases de solo estabilizado com cinza-cal ou areia-asfalto, e revestimentos de areia-asfalto, reafirmam-se de grande valia para pavimentos de baixo custo na região litorânea do Rio Grande do sul, onde há abundância de areias e falta de agregados pétreos. Considere-se ainda, que a proximidade de usinas termoelétricas, geradoras de grandes quantidades de cinzas, facilita a utilização desde rejeito, o que diminui o passivo ambiental. Para o estudo dos materiais foi necessária a caracterização das jazidas de areia de Rio Grande, das cinzas da Usina Termoelétrica de Candiota e das cinzas da queima do carvão do secador de grãos da empresa Bianchini localizada em Rio Grande. Foram realizados ensaios de granulometria, peso específico, equivalente de areia e o ensaio Goldbeck. Com o objetivo de analisar o comportamento mecânico das misturas foram realizados os ensaios Marshall, módulo resiliente, resistência à compressão e à tração e de desgaste de misturas betuminosas. Com os resultados dos ensaios citados, realizou-se a análise paramétrica, através do programa de diferenças finitas Elsym 5, para dimensionar diversos tipos de pavimentos, onde as variáveis foram os teores de CAP do revestimento e as porcentagens de cal das misturas de cinza-cal. Concluiu-se então, que a utilização das misturas de areia-asfalto e cinza-cal são satisfatórias para pavimentos com baixo volume de tráfego, salientando os problemas de se trabalhar com as misturas a frio, devido ao elevado tempo de cura. A construção de um trecho experimental surge como sugestão para analisar o desempenho destes pavimentos quanto à durabilidade e a resistência à derrapagem.

Palavras-chave: pavimentos alternativos; areia-asfalto; cinza-cal.

ABSTRACT

DIAS, C.R.C. Estudos de Misturas de Areia-asfalto e Cinza-cal para Emprego em Revestimentos de Vias Urbanas. 2004. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil, UFRGS, Porto Alegre.

The pavement construction in urban streets area must follow efficient technical and economical planning in order to achieve an appropriate management of the financial resources. Alternative solutions as: bases of ash-lime soil stabilized or sand-asphalt and sand-asphalt topayers can be reaffirmed as solutions that are worth in coastal area of Rio Grande do Sul where there are sand abundance and lack of stone materials. One must consider that the proximity of the thermo electrical plants, which generate a great quantity of ashes, facilitates the use of this reject reducing the environmental liability. Initially it was necessary to characterize the sand deposits of Rio Grande, the fly-ashes of Candiota Thermo Electrical Plant and the ashes produced by furnace burns coal to dry grains in Bianchini Company which is located in Rio Grande. Tests of grading, specific gravity, sand equivalent and Goldbeck were made. Marshal Tests, cyclic loading resilient deformation tests, Compression and traction tests and Cantabro Tests were performed with the main purpose to analyze the mechanical behaviour of the mixtures. A parametric analyse using a Finite Difference Method Program – Elsym 5- was accomplished considering the results of mentioned tests to project several types of pavements. The CAP content at topayers and lime percentages of ash-lime in the mixtures were the variables considered. Concluding, the use of sand-asphalt and ash-lime mixtures is satisfactory for pavement with low traffic volume. One must consider problems when working with cold mixtures due to the high time of cure. A construction of an experimental pavement appears as a suggestion to analyse the performance of these pavements in relationship to the durability and skidding resistance.

Word-key: alternative pavements; sand-asphalt; ash-lime.

SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS.....	14
LISTA DE TABELAS.....	16
LISTA DE EQUAÇÕES.....	17
ABREVIATURAS.....	18
1 INTRODUÇÃO	19
1.1 HISTÓRICO	19
1.1.1 Estabilização Cinza-cal.....	19
1.1.2 Utilização da areia-asfalto	20
1.2 A MALHA RODOVIÁRIA BRASILEIRA	21
1.3 A FROTA NACIONAL DE VEÍCULOS AUTOMOTORES.....	21
1.4 OS MUNICÍPIOS BRASILEIROS.....	22
1.5 OBJETIVO DA PESQUISA	23
1.6 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO.....	23
2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	25
2.1 ESTABILIZAÇÃO CINZA-CAL	25
2.1.1 Princípio Ativo das Cinzas Volantes.....	25
2.1.2 Tipos conhecidos de cal.....	27
2.1.3 Mecanismos da Estabilização Pozolânica	27
2.2 ESTABILIZAÇÃO BETUMINOSA	30
2.2.1 Definição	30
2.2.2 Comportamentos em Solos em Presença D'água.....	30
2.2.3 Princípios básicos da estabilização dos solos.....	30
2.2.4 Mecanismos da Estabilização Betuminosa.....	31
2.2.5 Efeito da Mistura	32
2.2.6 Função da água	32
2.2.7 Características da Estabilização.....	33
2.3 AREIA-ASFALTO PRÉ-MISTURADA A QUENTE	37
2.4 AREIA-ASFALTO A FRIO COM EMULSÃO TIPO (RL-1C)	40
2.4.1 Vantagens das emulsões catiônicas.....	43
2.4.2 Recomendações sobre o uso de RL-1C.....	44
3 METODOLOGIA.....	46
3.1 GEOMORFOLOGIA DA REGIÃO	46
3.2 CINZA VOLANTE	50
3.2.1 Cinza volante de Candiota como filler em Areia-asfalto.....	50
3.2.2 Característica da Cinza de Candiota.....	51
3.2.2 Cinza Volante da Bianchini para estabilização cinza-cal.....	53
3.3 CAL PRIMOR.....	57
3.4 COMPOSIÇÃO DAS MISTURAS.....	59
3.4.1 Teores de CAP 50-60 para areia-asfalto a quente.....	60
3.4.2 Teores de emulsão para areia-asfalto a frio.....	60

3.4.3 Teores finais das misturas para areia-asfalto	60
3.5 ENSAIOS REALIZADOS	61
3.5.1 Ensaio de Caracterização	62
3.5.1.2 Peso específico real dos grãos	62
3.5.1.2 Análise Granulométrica	63
3.5.1.3 Equivalente de Areia	63
3.5.1.4 Ensaio GoldBeck	65
3.5.2 Ensaio Viscosidade Brookfield	67
3.5.3 Ensaio Mecânicos	67
3.5.3.1 Ensaio Marshall	67
3.5.3.2 Ensaio Cantabro.....	70
3.5.3.3 Ensaio de Compactação para Mistura Cinza-Cal	72
3.5.3.4 Ensaio de Módulo de Resiliência	73
3.5.3.5 Resistência à Tração por Compressão Diametral	75
3.5.3.6 Resistência à Compressão Simples para Misturas Cinza-Cal	76
3.6 NORMALIZAÇÃO EXISTENTE PARA AREIA-ASFALTO	77
4 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO	80
4.1 ANÁLISE DA AREIA	80
4.1.1 Peso específico real dos grãos	80
4.1.2 Análise Granulométrica.....	80
4.1.3 Equivalente de Areia	81
4.1.4 Ensaio GoldBeck	82
4.2 ANÁLISE DA CINZA VOLANTE	83
4.2.1 Cinza de Candiota.....	83
4.2.1.1 Peso específico Real dos Grãos	83
4.2.1.2 Análise Granulométrica	83
4.2.2 Cinza da Bianchini.....	84
4.2.2.1 Peso específico Real dos Grãos	84
4.2.1.2 Análise Granulométrica	84
4.3 PROPRIEDADES REOLÓGICAS DO LIGANTE	84
4.4 ENSAIO MARSHALL	85
4.4.1 Mistura de Areia-Asfalto a Quente.....	87
4.4.2 Mistura de Areia-Asfalto a Frio.....	90
4.5 ENSAIO CANTABRO	96
4.6 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PARA MISTURA CINZA-CAL	99
4.7 ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA.....	102
4.7.1 Resultados para mistura de Areia-asfalto a quente.....	102
4.7.2 Resultados para mistura de Areia-asfalto a frio.....	103
4.7.3 Resultados obtidos para as misturas de cinza-cal.....	103
4.8 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	104
4.8.1 Resultados para mistura de areia-asfalto a quente.....	104
4.8.2 Resultados para mistura de cinza-cal.....	105
4.9 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES PARA MISTURAS CINZA-CAL	106

5 ANÁLISE ESTRUTURAL PARAMÉTRICA.....	108
5.1 Programa Elsym 5	108
5.1.1 Variáveis de Caracterização das camadas	109
5.1.2 Variáveis de Carga.....	110
5.1.3 Variáveis das Coordenadas do Sistema	110
5.2 Análise Paramétrica para base de areia-asfalto	111
5.3 Análise Paramétrica para base de cinza-cal.....	113
6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES	119
6.1 Conclusões do estudo de areia-asfalto a quente	119
6.2 Conclusões do estudo de areia-asfalto a frio	120
6.3 Conclusões do Estudo de Estabilização Cinza-cal	121
6.4 Sugestões para continuidade da pesquisa	121
REFERÊNCIAS	123

LISTA DE FIGURAS

Figura 2.1 - Esquema de reação química entre cinza volante e hidróxido de cálcio.....	26
Figura 2.2 – descamação devido à baixa estabilidade Marshall.....	35
Figura 3.1 – Localização da Planície Costeira Sul	47
Figura 3.2 – jazida PREF –areia vermelha.....	48
Figura 3.3 – jazida PREF –areia branca	48
Figura 3.4 – jazida ARMAR –perfil do solo	49
Figura 3.5 – jazida ARMAR – recuperação ambiental	49
Figura 3.6– vista da jazida PREF.	50
Figura 3.7– Depósito de cinzas de carvão mineral de Candiota.....	53
Figura 3.8 – Estocagem do carvão na Bianchini	54
Figura 3.9 – Fragmentação do carvão	54
Figura 3.10 – Processo de queima do carvão	55
Figura 3.11 – Depósito de cinzas da Bianchini	55
Figura 3.12– Aspecto dos grãos da cinza da Bianchini.....	56
Figura 3.13 – Devolução para as covas das minas de carvão.....	56
Figura 3.14 – Mina de extração de calcário – Caçapava do Sul.....	57
Figura 3.15- Equipamentos utilizados no ensaio de Equivalente de Areia	64
Figura 3.16- Altura de queda 90 cm. Equivalente de Areia	64
Figura 3.17– Início do Ensaio GoldBeck	66
Figura 3.18 – Ensaio GoldBeck em andamento	66
Figura 3.19- controle de temperatura do Ligante	68
Figura 3.20 – Ensaio Marshall.....	70
Figura 3.21 – Equipamento Los Angeles	71
Figura 3.22 – Corpo-de-prova no ensaio de Módulo de Resiliência.....	74
Figura 3.23 – Ensaio de Resistência à tração por Compressão Diametral	76
Figura 4.1– Viscosidade Aparente Brookfield CAP 50-60	85
Figura 4.2 – Composição granulométrica das misturas de areia e filer.....	86
Figura 4.3– Fluência x % Betume	88
Figura 4.4 – Estabilidade x % Betume	88
Figura 4.5 – Densidade Aparente x % Betume.....	89
Figura 4.6 - % Vazios x % Betume	89
Figura 4.7 – RBV x % Betume	90
Figura 4.8- Mistura de areia-asfalto a frio.....	92
Figura 4.9- Mistura de areia-asfalto em processo de ruptura.....	92
Figura 4.10- Material desprendido do corpo-de-prova.....	93
Figura 4.11 – Fluência x % Betume	94
Figura 4.12 – Estabilidade x % Betume	94
Figura 4.13 –Densidade aparente x % Betume.....	95
Figura 4.14 –% Vazios x % Betume.....	95
Figura 4.15 - RBV x % Betume.....	96

Figura 4.16- Corpos-de-prova para ensaio Cantabro.	97
Figura 4.17 – Comparação após ensaio CP secos.	97
Figura 4.18 – Comparação de CPs ensaiados secos e saturados.	97
Figura 4.19- Umidade x Peso Específico para 9% de Cal.	100
Figura 4.20 – Umidade x Peso Específico para 25% de Cal.	100
Figura 4.21 – CBR x % cal.	101
Figura 4.22 - Resultados do Ensaio de Módulo de Resiliência.	102
Figura 4.23- Resultados do Ensaio RTCD para areia-asfalto.	104
Figura 4.24 – RTCD x Idade (dias)	105
Figura 4.25 – RCS x Idade.	106
Figura 5.1 – Estrutura para Revestimento com 9% asfalto.	111
Figura 5.2 – Estrutura para Revestimento com 10% asfalto.	111
Figura 5.3 – Estrutura para Revestimento com 11% asfalto.	112
Figura 5.4 – Tensão de tração na face inferior da base. Mistura areia-asfalto	112
Figura 5.5 – Deformação específica na face inferior da base. Mistura areia-asfalto	113
Figura 5.6 – Estrutura para base com MR 2500 e 9% asfalto	114
Figura 5.7 – Estrutura para base com MR 2800 e 9% asfalto	114
Figura 5.8 – Estrutura para base com MR 3000 e 9% asfalto	115
Figura 5.9 – Estrutura para base com MR 3500 e 9% asfalto	115
Figura 5.10 – Estrutura para base com MR 4000 e 9% asfalto	116
Figura 5.11 – Estrutura para base com MR 5000 e 9% asfalto	116
Figura 5.12 – Tensão de tração na face inferior da base. Mistura cinza-cal	117
Figura 5.13 – Deformação específica na face inferior da base. Mistura cinza-cal.	117

LISTA DE TABELAS

Tabela 3.1 – Composição química das cinzas de Candiota.....	52
Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios químicos e físicos da cal Primor Extra, sem aditivos.	58
Tabela 3.3 - Resultados dos ensaios de controle de qualidade da cal.	58
Tabela 3.4 – Resultado dos Ensaios físicos e químicos.	59
Tabela 3.5 – Misturas de dois materiais.	61
Tabela 3.6 – Energias de Compactação.....	72
Tabela 3.7 – Granulometria dos agregados para areia-asfalto pré-misturado a quente.....	77
Tabela 3.8 – curva ideal.....	78
Tabela 3.9 – Faixas de tolerância	78
Tabela 4.1- Peneiramento areia branca jazida PREF	81
Tabela 4.2 – Peneiramento fino jazida ARMAR.....	81
Tabela 4.3-Resultado do Ensaio Goldbeck	82
Tabela 4.4 – Granulometria da Cinza Volante de Candiota.....	83
Tabela 4.5 – Granulometria da Cinza Volante da Bianchini.....	84
Tabela 4.6- Composição das misturas de areia-asfalto a quente	86
Tabela 4.7- Composição das misturas de areia-asfalto a frio.....	90
Tabela 4.8- resultados do ensaio Cantabro sem imersão.....	98
Tabela 4.9 – resultados do ensaio Cantabro com imersão.....	98
Tabela 4.10– Teores da mistura cinza-cal	99
Tabela 4.11 – CBR das misturas de cinza-cal	101
Tabela 4.12– Resultado dos ensaios de compressão simples	106
Tabela 5.1- Valores de Coeficiente de Poisson.....	109
Tabela 5.2 – Caracterização dos pavimentos.....	110

LISTA DE EQUAÇÕES

2.1 – Cálculo da Porcentagem de Ligante	45
3.1 - Cálculo do Peso Específico	62
3.2 - Cálculo da Porcentagem de Vazios	65
3.3 - Cálculo do Valor da Perda por Desgaste.....	71
3.4 – Cálculo do Módulo de Resiliência.....	74
3.5 – Cálculo da Resistência à Tração por Compressão Diametral.....	75

ABREVIATURAS

ABNT: Associação Brasileira de Normas Técnicas

ADEBA: Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto

ARMAR: Areal do Mar

CAP: Cimento Asfáltico de Petróleo

CBR: California Bearing Ratio

CP: corpo de prova

DNER: Departamento Nacional de Estrada de Rodagem

ELSYM: Elastic Layer System Method

HRB: Highway Research Board

L.V.D.T: Linear Variable Differential Transformer

MCT: Miniature Compacted Tropical

PPGEC: Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil

PREF: Prefeitura

RBV: Relação betume-Vazios

RL: Ruptura lenta

RC: Cura Rápida

RTCD: Resistência à Tração por Compressão Diametral

RCS: Resistência à Compressão Simples

UFRGS: Universidade Federal do Rio Grande do Sul

1 INTRODUÇÃO

A execução da pavimentação da malha viária municipal urbana existente, além de proporcionar benefícios diretos aos usuários em relação ao conforto e segurança, também reduz os custos de operação de veículos, incrementando o progresso socioeconômico da região, a qualidade de vida da população, a estrutura espacial da cidade, entre tantos outros benefícios.

A realização de obras de pavimentação deve seguir um eficiente planejamento técnico-econômico para adequada gestão de recursos financeiros, geralmente escassos, bem como do gerenciamento dos recursos humanos, materiais e mecânicos.

O estudo de técnicas de pavimentação que melhor se adaptam as regiões onde serão empregadas deve ser um fator importante neste planejamento técnico-econômico, sendo a areia-asfalto, e a estabilização cinza-cal estudada nesta dissertação, uma solução de grande valia para pavimentos de baixo custo em regiões litorâneas, onde a abundância de areias, a falta de agregados pétreos e grandes quantidades de cinza volante, que se torna um passível ambiental, proveniente das usinas termoelétricas.

1.1 HISTÓRICO

1.1.1 Estabilização Cinza-cal

A utilização da cal em obras de engenharia vem desde a antiguidade. A cal tem tido constante participação nas grandes obras que marcam os períodos históricos da humanidade, em geral, como ligante dos materiais de construção dos monumentos e edifícios. As tentativas de substituição deste aglomerante clássico por sais e resinas, pelo fator econômico

desfavorável, não têm tido êxito ou reduzem suas aplicações a campo muito restrito. A cal continua a ser o mais comum e o mais barato dos ligantes e a ter seu uso, cada ano que passa, mais ampliado, como o caso da sua aplicação em estabilização de pavimentos, edifícios e aterros.

O uso da pozolana teve origem em uma cidade da Itália chamada Pozzuoli, onde os habitantes da época exploravam cinza vulcânica, misturando-a com cal, para confecção de argamassas.

O uso de cinza, resultante da queima do carvão pulverizado, começou na Europa e nos Estados Unidos da América na década de 30 do século XX.

As propriedades da cinza volante misturada à cal foram estudadas a partir de 1940. Segundo SLONAKER (1978) (*apud* Dias, 1998) o uso da cinza de carvão mineral teve seu começo como subproduto para material de construção por volta dos anos 40.

Com o crescimento no mundo do uso de termoelétricas, cujo combustível é o carvão, aumentou-se à necessidade de reaproveitamento do grande volume de cinza gerado, que é passível ambiental, sendo assim, o estudo sobre estabilização destas cinzas se faz necessário.

1.1.2 Utilização da areia-asfalto

A construção de pavimentos de areia-asfalto teve sua origem nos Estados Unidos devido à crise de 1929, quando a procura por diminuição de custo se tornou necessária à economia.

Na América Latina, este tipo de pavimento começou a ser utilizado na Argentina. No Brasil, a proximidade com a Argentina propiciou que se adotasse esta técnica, posteriormente utilizada no Nordeste, onde teve muito sucesso.

No Rio Grande do Sul na década de 60 do século XX, misturas de areia-asfalto a frio com a utilização de asfaltos diluídos foram dimensionadas para base nas rodovias BR-471, trecho Quinta-Taim-Curral Alto, com 106 km e na BR -101, trecho Osório-Morro Alto, com 23 km.

Na década de 90 do século XX misturas de areia-asfalto usinadas a quente foram pesquisadas e utilizadas na RST 101, trecho Mostardas-Tavares.

É importante salientar que estes trechos de areia-asfalto foram executados como base dos pavimentos e que se optou por tratamentos superficial simples e duplo, como revestimento, respectivamente.

1.2 A MALHA RODOVIÁRIA BRASILEIRA

A análise das informações contidas no Anuário Estatístico de 1999 do GEIPOT revela a precariedade, quantidade e qualidade da rede rodoviária (federal, estadual e municipal, pavimentada ou não pavimentada) brasileira que totalizava, naquele ano, 1.725.000 km disposta numa superfície de 8.514.205 km²(Censo 2000/IBGE).

Pode-se constatar alguns resultados da referida análise:

- a) A relação entre a extensão total de rodovias pavimentadas/não pavimentadas brasileiras e a superfície territorial do Brasil é de 0,203 km/km²;
- b) Apenas 9,5% da extensão total da malha rodoviária brasileira é pavimentada;
- c) A Região Sul, que equivale à cerca de 7% da superfície do Brasil, detém quase 28% da malha rodoviária brasileira.
- d) Apenas 1,2% da malha rodoviária municipal brasileira (1.430.000 km) encontra-se pavimentada;
- e) As estradas municipais representam cerca de 10% da extensão total da rede rodoviária pavimentada brasileira e entorno de 92% do total da malha viária não pavimentada;
- f) Cerca de 84% de todas as estradas brasileiras (pavimentadas/não pavimentadas) são de competência municipal; os Estados e a União respondem por 12% e 4% respectivamente;

1.3 A FROTA NACIONAL DE VEÍCULOS AUTOMOTORES

A frota nacional de veículos automotores totaliza cerca de 32 milhões de veículos automotores, distribuídos quanto ao tipo de veículos:

Passeio	70%
Comerciais leves	10%
Transporte Coletivo	1,2%
Transporte de Carga	5,6%
Biciclos/triciclos	13,2%

Em termos de Brasil, a densidade de ocupação (número de veículos por km²) é cerca de 4, e a densidade de utilização (número de habitantes por veículo) é de, aproximadamente, 5.

1.4 OS MUNICÍPIOS BRASILEIROS

Segundo o Censo 2000, o Brasil possui 169.500.693 habitante com 72,8% residentes na sede de 5.507 municípios, distribuídos quanto à faixa populacional e região:

Os dados do Censo 2000 IBGE revelam que:

1. Quase a metade dos municípios brasileiros possui contingente populacional menor que 10.000 habitantes;
2. A maioria (75%) dos municípios brasileiros reúne até 20.000 habitantes que, em conjunto, totaliza população de 33,9 milhões de pessoas. A maior concentração se encontra em 11 municípios (0,2%) com mais de 1 milhão de pessoas, representando total de 29 milhões de habitantes;
3. O Rio Grande do Sul com 467 municípios é o terceiro estado no Brasil em número de municípios;
4. Houve crescimento da urbanização, pois 75,6% da população residem em áreas urbanas e, em 2000, a taxa de urbanização passou de 81,2%, significando que as pessoas estão se mudando das áreas rurais para as urbanas;
5. O Brasil conta com 5.507 cidades, 9.848 distritos e 4.181 vilas;
6. Apenas 864 (16%) cidades possuem população acima de 20.000 pessoas, e 1.176 (21%) inferior a 2.000 habitantes.

1.5 OBJETIVO DA PESQUISA

Desenvolver, através de uma metodologia de pesquisa, uma série de estudos de materiais e misturas para otimizar as soluções técnicas-econômicas de pavimentação de vias urbanas, sendo empregado agregados locais disponíveis do Município de Rio Grande.

Assim, pretende-se com este estudo:

- a) Caracterizar os materiais que serão empregados nos estudo de estabilização cinza-cal e areia-asfalto;
- b) Fornecer um panorama do comportamento da estabilização betuminosa de areias do interior do município de Rio Grande, com a adição de filler e misturas a quente e a frio;
- c) Escolher uma mistura que responda de maneira satisfatória as condições em que serão realizados os diferentes tipos de pavimento. Sendo eles: base de cinza-cal, areia-asfalto a quente e areias-asfalto a frio e revestimento de areia-asfalto;
- d) Realizar uma Análise Estrutural de Pavimentos a partir dos esforços mecânicos de resistência à tração, módulo de resiliência e desgaste.

1.6 ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

- 1) Capítulo de introdução, onde é apresentada uma relação entre a malha viária pavimentada e a não pavimentada do país, a situação da frota nacional de veículos e dos municípios brasileiros, breve históricos da estabilização cinza-cal, da utilização de pavimentos de areia-asfalto, os principais objetivos do estudo e a organização da dissertação.
- 2) Capítulo de revisão bibliográfica, onde se apresentam as características da estabilização de cinza com cal, estabilização betuminosa, da areia-asfalto usinada a quente e da areia-asfalto a frio.
- 3) Capítulo da Metodologia de pesquisa, descrevendo a Geomorfologia da região estudada, a seleção de materiais e os ensaios realizados. Apresenta também a normalização existente, que justifica a escolha de materiais e teores para serem empregados na escolha das misturas adotadas.

- 4) Capítulo que relata os resultados dos ensaios realizados em laboratório, sendo eles de caracterização dos materiais: areia, filler e asfalto, e de comportamento mecânico, indicando as melhores misturas.
- 5) Capítulo que traz a Análise Estrutural Paramétrica do pavimento, baseada nos resultados dos ensaios laboratoriais, utilizando o Programa Computacional Elsym 5.
- 6) Capítulo de conclusão e de sugestões para futuras pesquisas a serem realizadas sobre este tema.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os materiais usados na pavimentação rodoviários têm de possuir, características apropriadas, e é freqüente os solos existentes no local não satisfazerem às especificações exigidas para a sua utilização. O engenheiro tem então à sua escolha duas soluções: substituir esses materiais por outros convenientes ou corrigi-los de modo a conferir-lhes as características necessárias, por meio de um método adequado de estabilização mecânica, química ou de outro tipo. A escolha de um ou outro caminho estará condicionada por muitos fatores e, entre eles, por considerações de ordem econômica.

2.1 ESTABILIZAÇÃO CINZA-CAL

2.1.1 Princípio Ativo das Cinzas Volantes

As cinzas volantes são constituídas de fração ativa (fase vítrea), podendo ser de natureza silicosa ou sílico-aluminosa, e de fração inerte, que são de natureza cristalina, representada por cristais de mulita, quartzo, hematita, magnetita, ilita, entre outras.

O princípio da estabilização das cinzas volantes, de maneira geral está fundamentado nos efeitos de filler e empacotamento, onde o uso da cinza proporciona um melhor empacotamento das partículas, melhorando assim seu arranjo geométrico, no efeito pozolânico e no efeito químico.

Efeito Pozolânico

No caso da estabilização cinza-cal, a fração ativa reage com o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) formando compostos complementares de silicato de cálcio hidratado. A Figura 2.1 representa a reação entre a cinza volante e o hidróxido de cálcio.

As reações da sílica ativa (reações pozolânicas) são reações de interações superficiais. A princípio, são reações lentas e a velocidade depende, fundamentalmente, da superfície específica efetiva e da quantidade de hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) disponível.



Figura 2.1 - Esquema de reação química entre cinza volante e hidróxido de cálcio

Efeito Químico

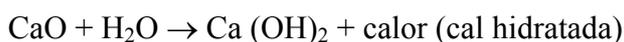
A composição química das cinzas está ligada a composição química do carvão. Entretanto, os elementos mais nocivos são o carbono e o ferro na forma de hematita e de magnetita. O carbono é decorrente, geralmente da queima incompleta e se manifesta pela coloração escura da cinza e pela formação de partículas ocas (cenosfera) de natureza esponjosa, que absorvem muita água. O ferro na forma de Fe_2O_3 e Fe_3O_4 , costuma se fixar sobre a superfície das partículas esféricas (esferólitos) vitrificadas, formando uma capa impermeável e insolúvel, inibindo ou dificultando as reações pozolânicas das cinzas, durante o processo de hidratação da cal.

SNYDER (1967) admite ser a cinza um material extremamente variável, de tal forma que deveria ser sempre testada antes da sua utilização, pois afirma não existirem duas cinzas com iguais características.

BERETKA & BROWN (1977) afirmam que a cinza volante é um material heterogêneo, pois significantes variações nas condições de operação de queima e nos combustíveis utilizados afetam a composição e o tamanho das partículas.

2.1.2 Tipos conhecidos de cal

A cal é um aglomerante obtido da queima do calcário britado e calcinado a temperatura inferior à de fusão. A temperatura de calcinação (queima) do calcário é de 850 a 900 °C.



Além dessa cal, chamada de cal hidratada cálcica, pode-se ter cals dolomíticas (ricas em magnésio).



A princípio todo o solo que contém argila é estabilizável com cal (que reage com a reação fina). Normalmente se considera que se o IP (Índice de Plasticidade) for $\geq 10\%$ a estabilização com cal é mais econômica do que com cimento.

Segundo ANDRADE (1991), a quantidade de óxidos de cálcio representa o grau de pureza da cal, indicando, conseqüentemente, um maior número de reações possíveis entre esta e a cinza volante.

2.1.3 Mecanismos da Estabilização Pozolânica

A estabilização alcalina é aplicável em todo solo com, pelo menos, 10 a 15% de argila, baixos teores de matéria orgânica, mica e sulfatos (na presença destes três últimos, o estabilizante não reage formando cimentantes, apenas os neutraliza).

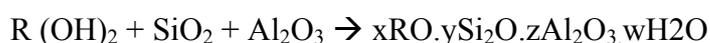
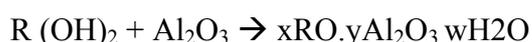
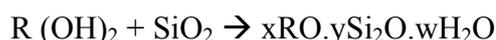
É importante que se distingam os dois tipos de estabilização com cal: solo modificado pela cal e solo estabilizado pela cal.

Solo Modificado pela Cal: o teor de cal adicionado ao solo é pequeno, apenas suficiente para desenvolver as reações da fase rápida, sem desenvolver reações lentas, cimentantes. Ocorrem melhoras principalmente na trabalhabilidade e textura do solo.

Solo Estabilizado pela Cal: o teor de cal adicionado é tal que além das reações rápidas, as reações lentas (que irão estabilizar o solo) possam ocorrer. Proporcionam ganhos de resistência, estabilidade e durabilidade.

Quando se estabiliza cinza com cal, as reações se processam lentamente, produzindo ações cimentantes que são denominadas reações pozolânicas. Estas reações ocorrem com o material que contém sílica e alumina e que, estando finamente dividido, em presença de água, reage com a cal. Para que ocorram as reações pozolânicas é necessário que a sílica e a alumina sejam solubilizadas. ALEXANDER ET AL (1954) *apud* MALLMANN (1996) realizaram estudos da solubilidade da sílica amorfa e verificaram que a mesma ocorre a valores de pH maiores que 11. A alumina, assim como a sílica, tem sua solubilidade aumentada em valores altos de pH (TRB, 1987).

Alguns possíveis compostos oriundos das reações entre a cal e os componentes de natureza pozolânica das cinzas são apresentados por MINNICK (1967), conforme as expressões a seguir:



Onde R representa os íons de Ca^{++} ou Mg^{++} , ou ainda, uma combinação entre eles.

As reações químicas entre a cal e as cinzas volantes ou pesadas são muito complexas, não somente pelo número de reações possíveis, mas também porque há uma grande variedade de produtos nestas reações. Além disso, existem muitas reações que podem não ocorrer na temperatura ambiente MATEOS, 1961 *apud* LEMOS (2001).

MINNICK (1967) sugere que os principais compostos cimentantes formados em misturas contendo cal e cinza são, provavelmente, membros da família da tobermorita (silicato de cálcio hidratado) e, possivelmente, da etringita (sulfato de cálcio e alumínio hidratado), que é nocivo.

Segundo TRB (1987), os minerais argílicos e as cinzas volantes têm propriedades pozolânicas e, reagindo com a cal, produzem um gel de silicato de cálcio hidratado (CSH) e/ou aluminato de cálcio hidratado (CAH) que provocam a cimentação das partículas.

Uchikawa 1995 *apud* LEMOS (2001) observou que os produtos de hidratação formados são silicatos similares aos da reação do cimento, que se formam a partir do ataque do OH⁻ pela dissolução da fase vítrea e reage com o hidróxido de cálcio para formar a fase CSH com morfologia fibrosa ou em placas, que entrelaçam as partículas presentes e diminuem o tamanho dos poros.

Outros compostos, como a mulita ($3\text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 2\text{SiO}_2$), por exemplo, também são responsáveis pela desejáveis características pozolânicas apresentadas pelas cinzas volantes (NONTANANADH & KAMON, 1996).

A carbonatação é a reação da cal com o dióxido de carbono (CO_2) existente no ar. O dióxido de carbono reage com o hidróxido de cálcio ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) da cal e forma o carbonato de cálcio (CaCO_3). Estes carbonatos são cimentos fracos e detêm as reações pozolânicas sendo, indesejáveis (HARTY & THOMPSON, 1973).

MATEOS 1961 *apud* LEMOS (2001) conclui que, geralmente, a cal dolomítica mono hidratada é mais efetiva na mistura com as cinzas volantes do que a cal hidratada calcítica, para os corpos-de-prova curados pelo processo de cura utilizando temperatura ambiente, sendo que a afetividade está ligada à reação pozolânica, quantificada através do ensaio de resistência à compressão.

2.2 ESTABILIZAÇÃO BETUMINOSA

2.2.1 Definição

Estabilização betuminosa é o processo que emprega o ligante asfáltico para alterar ou controlar as propriedades dos solos, com a finalidade de melhorar sua estrutura para exercer uma determinada função e suportar as cargas aplicadas sob as condições de tráfego e umidade previstas.

2.2.2 Comportamentos em Solos em Presença D'água

Segundo CASTRO (1982) a condição ideal para as areias é envolvê-las com uma película de umidade ou substâncias adesivas, de tal espessura, que se obtenha o máximo de coesão com a substância adesiva empregada, sem destruir o atrito entre os grãos.

Como os solos sem tratamento estão sujeitos a absorver água, ou perdê-la com muita facilidade, e conseqüentemente sofrerem variações acentuadas na sua estabilidade, procura-se alterar ou controlar as qualidades do solo, mantendo sua estabilidade constante dentro destas variações, pelo emprego do asfalto, em virtude de sua função de substância adesiva com propriedades de cimentação e impermeabilização.

2.2.3 Princípios básicos da estabilização dos solos

A estabilização dos solos baseia-se em princípios fundamentais que podem ser claramente numerados:

- 1 – Para uma dada substância adesiva em um dado material, quanto mais fina for a espessura da película de união, maior será a resistência desenvolvida.

- 2 – A maior resistência coesiva desenvolvida por uma película será o menor dos dois valores: ou da resistência da película ao cisalhamento ou da resistência adesiva da película a substância sólida.
- 3 – Para uma dada substância adesiva e determinado material e espessura de película, a resistência coesiva aumenta com a área de contato da superfície.
- 4 – A água adere à superfície mineral com enorme força e se a película entre as partículas tivesse a espessura de uma molécula (que não pode ser cisalhada), teríamos uma substância coesiva perfeita.

2.2.4 Mecanismos da Estabilização Betuminosa

Para explicar o mecanismo da estabilização betuminosa existem duas teorias de maior aceitação: a primeira é a Teoria da Mistura Íntima e a segunda é a Teoria da Vedação.

A teoria da Mistura Íntima

Para que a mistura solo-asfalto seja estável, em qualquer condição de tráfego e umidade, é necessário que estas películas, além de manterem unidas as partículas de solo, não destruam o atrito existente entre elas. Evidentemente que, sendo o asfalto uma substância cimentante e lubrificante, também reduzirá o atrito entre as partículas e o anulará se a espessura da película for muito grande, o que ocasionará a redução de coesão, pois esta varia inversamente com a espessura de película da substância adesiva.

Neste caso, areias e pedregulhos podem ser individualizados e envolvidos por uma partícula de asfalto e devido à pequena área superficial por unidade de peso destes materiais, uma baixa porcentagem de asfalto é necessária para envolver as partículas com uma espessura ótima.

A Teoria da Vedação (plug) Modificada

A Teoria da Vedação pura consistiria no tamponamento com asfalto de todos os poros de solo naquelas superfícies por onde a água pode penetrar.

Nesta teoria, o asfalto tem por finalidade proteger a coesão hidráulica existente no solo e evitar a lubrificação entre as partículas dos solos coesivos motivada pelo excesso d'água, impedindo o acesso da água aos agrupamentos das partículas de solo ou partículas secundárias, vedando seus poros, e desenvolvendo força coesiva entre estas partículas secundárias, a fim de manter o conjunto estável.

2.2.5 Efeito da Mistura

De acordo com o boletim do DAER (1982) o quanto maior for o tempo de mistura, conseqüentemente se aproximando do estado de mistura íntima, melhorando-se a estabilidade do conjunto. Isto ocorre devido à fragmentação das partículas secundárias em partículas primárias.

SANTANA (1965) relata sobre os defeitos quando se misturam areias quartzosas (ácidas) com os asfaltos diluídos tipo RC 2, como o efeito de manchas, onde na presença das mesmas não há aderência entre o revestimento e a base.

2.2.6 Função da água

Para os solos granulares, a água facilita a mistura do solo com o asfalto e facilita a compactação da mistura.

Como a eficiência e qualidade da mistura dependem de fatores como tipo de misturador e tempo de mistura, o teor de umidade que governará a determinação do teor da mistura será aquele para o máximo de densidade na compactação.

2.2.7 Características da Estabilização

De acordo com ALVAREZ e ZALAZAR (1950), as misturas medianamente plásticas de areia-asfalto, com areias de origem eólica e eluviais, começaram a ser utilizadas no Estado da Califórnia em 1929.

Os autores comentam também a execução na Argentina da rodovia nº 11, onde foi empregada a estabilização betuminosa com solos argilo-arenosos e observam que quanto maior a presença de elementos químicos, como o ferro e o alumínio nos minerais argilosos, menor se torna o teor de ligante necessário para uma adequada estabilização.

CANDEMIL (1958) no trabalho “Estabilização de solos e dosagem da mistura areia-betume observa os problemas encontrados com a construção do trecho Quinta - Santa Vitória do Palmar. Este trecho foi construído com base em areia-asfalto a frio, sendo utilizado como ligante um asfalto diluído de cura rápida tipo RC 2.

Uma estabilização betuminosa fornece aos solos arenosos a união dos agregados com o ligante para que aumente a sua estabilidade e a sua impermeabilização. A estabilização betuminosa resulta em melhores resultados nos solos friáveis A₁, A₂, A₃ e A₄, segundo a classificação da Public Roads Administration.

CANDEMIL (1958) realizou o Ensaio Prévio de Suporte Flórida para indicar se os solos disponíveis na região eram ou não susceptíveis a uma estabilização com betume.

O Ensaio Prévio de Suporte Flórida adiciona informações importantes sobre a característica dos agregados, como forma e rugosidade dos grãos, que tem grande importância para o atrito interno.

SANTANA (1970) atenta quanto ao mau dimensionamento a que são submetidos os nossos pavimentos, revestimentos com espessuras delgadas demais e a deficiência no controle de execução. Após o Método de Pavimentação do DNER/1961, o Método de Pavimentação de 1966, as espessuras mínimas já são consideradas em função do número N de repetições, o que não ocorria anteriormente. O método ainda prevê o fator estrutural para pavimentos que usam revestimento diferente do Concreto Asfáltico.

Segundo SANTANA (1970) a vida de fadiga de uma mistura asfáltica aumenta com a diminuição do volume de vazios. As mistura com agregados densamente graduados têm maior resistência que os agregados com graduação aberta.

Relata ainda que a graduação da mistura é o fator mais importante para evitar a desagregação. Para o mesmo tipo de energia, as partículas arredondadas têm menor tendência para esta desagregação do que as partículas angulares.

Quanto à durabilidade do ligante, observa que o mesmo, colocado em um revestimento vai endurecendo com o tempo, perdendo assim, seu poder de ligação, sem aparecer trincas no revestimento. O ligante endurece por oxidação, volatilização, polimerização, tixotropia, sinérese e separação.

A causa mais importante do envelhecimento do Cimento Asfáltico de Petróleo é provavelmente a oxidação, que é a reação que ocorre entre o oxigênio do ar com o ligante, favorecida pela circulação de ar, pela luz solar e principalmente, por altas temperaturas, sendo assim, um fator muito importante para pavimentos com revestimentos porosos, onde é maior o volume de vazios.

NETO (1976), comparando os seus resultados obtidos com as Especificações do DNER conclui sobre as faixas granulométricas utilizadas em seu estudo sobre areia-asfalto a frio:

1. As areias que se enquadram na FAIXA A apresentam características excelentes para camada de revestimento asfáltico submetida a tráfego pesado;
2. As areias que se enquadram na FAIXA B apresentam características satisfatórias para camada de revestimento asfáltico submetida a tráfego pesado;
3. As areias que se enquadram na FAIXA C apresentam características aceitáveis para camada de revestimento asfáltico submetida a tráfego leve ou para “tapa-buracos”.

HAVENS (1974) descreve a utilização de areia-asfalto em revestimentos de camadas porosas, onde se busca um aumento na resistência a derrapagem com os seguintes objetivos:

Eliminar a água do pavimento o mais rápido possível;

Minimizar a hidroplanagem, e;

Evitar agregados polidos que possam ser lubrificados por filmes residuais de água.

Deve-se tomar precauções na utilização de camadas porosas de areia-asfalto, pois podem ocorrer problemas como descamação (figura 2.2) e arrancamento, devido à baixa estabilidade, se não for levada em consideração a razão ótima de filler-betume para aumentar esta estabilidade da mistura.

A forma do agregado tem uma grande influência tanto no aumento da estabilidade da mistura como na resistência a derrapagem. O ensaio GOLDBECK (1951) é uma medida empírica de ordem da forma dos grãos. Este ensaio calcula a porcentagem de vazios do agregado, sendo que agregados de forma arredondadas apresentam vazios na ordem de 47,64%. Uma fração do agregado apresentando 50% ou mais de vazios indica uma maior desordem na forma, textura ou coesão deste agregado.

Os agregados finos e de formas angulares apresentam os melhores resultados em relação a agregados de forma mais esféricas no que se refere à resistência a derrapagem, pois as partículas que têm uma ou mais partes planas tendem ser posicionadas na superfície durante compactação de forma que apresentem uma parte plana em lugar de um ângulo aguda ou borda cortante para o pneu. Nesta posição, as extremidades, se permanecerem afiadas, contribuem com resistência a tração.

Agregados de forma mais arredondada apresentam maior resistência à derrapagem quando estão empregados em camadas porosas do que em camadas fechadas.



Figura 2.2 – descamação devido à baixa estabilidade Marshall

CUEVAS (1996), comenta sobre as condições que um revestimento deve oferecer ao usuário em relação ao conforto, a segurança e a estética. Relata que se deve otimizar a durabilidade, rugosidade, impermeabilidade e refletância.

PENNA (1954) relata que é errôneo aumentar a estabilidade de uma mistura somente com a adição de filler porque a mistura tende a fissurar-se.

MAZUMDAR (1993) em uma série de teste de misturas de areia-asfalto-enxofre obteve diversos resultados sobre a influência no uso de cinza volante como filler:

1. Estabilidade Marshall: o valor da estabilidade cresce com o aumento do teor de cinza, sendo que isto pode ocorrer devido à ocupação dos vazios da areia pela cinza, causando intertravamento das partículas. A estabilidade cresce até um valor limite, onde o teor de betume torna-se insuficiente para cobrir completamente a área de superfície.
2. Peso específico: também há um aumento do peso específico devido à diminuição dos vazios, até um valor limite, onde o aumento do teor de cinza ocorrerá em crescimento destes vazios.
3. Fluência: O valor de fluência decresce devido ao intertravamento ocorrido com a adição de cinza volante. O aumento na fluência para elevadas porcentagens de agregados ocorre devido ao aumento da área de superfície, resultando num incompleto cobrimento.
4. Resistência à tração e a flexão: Para teores entre 7 e 10% de cinza volante, a um excepcional aumento tanto na resistência a tração como a flexão. Para teores menores que 7% o aumento nestas resistências é pequeno.
5. Vida de Fadiga: Aumento considerável na vida de fadiga para misturas de areia-asfalto-cinza.

GARCIA (1958) *apud* BOTTIN FILHO (1997) conclui ainda que a adição de filler melhora o comportamento das misturas, pois devido ao preenchimento dos vazios, ocorre um aumento do peso específico aparente e ainda que o filler tem uma função reguladora das propriedades do ligante.

RAMBELLI (1956) afirma o seguinte:

1. A estabilidade inerente de toda a mistura aumenta à medida que a porcentagem de vazios diminui.

2. Os vazios do agregado mineral comprimido não guardam relação com os vazios da mistura, desde que isso seja principalmente função do teor de ligante empregado.
3. Muitos filers contém, eles mesmos, altas porcentagem de vazios, para tanto sua afetividade em reduzir os agregados minerais é limitada.
4. Altos valores de estabilidade não são aconselháveis, porque são obtidos às custas da durabilidade.
5. Baixas porcentagens de vazios auxiliam na vida útil do asfalto, até um certo limite.

O autor indica ainda o emprego de ligantes de menor penetração (duros), tendo os seguintes aspectos favoráveis:

1. Maiores teores de ligante permitem filmes de maior espessura, sobre os agregados minerais, significando um retardo no processo de oxidação;
2. A queda no ensaio de penetração por ação do tempo, é menos acelerada quando se empregam ligantes com ponto de amolecimento mais baixo;
3. O fenômeno de adsorção tem um caráter mais forte, para um igual teor de ligantes, os mais duros têm um maior valor de estabilidade.

2.3 AREIA-ASFALTO PRÉ-MISTURADA A QUENTE

GARCIA (1952) utilizou misturas asfálticas a quente num trecho experimental no Aeroporto Ministro Pistarini (Buenos Aires/Argentina) e posteriormente partiu-se para a reconstrução da Rodovia Nacional nº 7, onde o revestimento executado foi de 4 cm.

Relata o autor, que, em pequenas espessuras o resfriamento se dá rapidamente e se deve compactar em seguida, ao término do espalhamento, na temperatura ideal.

Outra observação com resultado satisfatório é que ocorre um aumento da resistência devido à oxidação do ligante e pelos resíduos de poeira deixados pelo tráfego.

MARCHETTI (1964) em seu estudo que avalia um trabalho anterior de 1962 de uma mistura areia-asfalto com 11% de ligante obteve resultados satisfatórios, pois a estrutura que

teve uma vida útil superior ao previsto no projeto, que sofreu devido a problemas de ordem econômica obrigando o retardamento da execução da capa de rolamento.

PENNA (1954) estudou a influência da temperatura na estabilidade e conclui que quanto maior a temperatura, maior era o valor da estabilidade obtido em ensaios Marshall, em corpos de prova moldados com temperaturas de compactação variando de 10 em 10°C, de um limite inferior de 80°C e superior de 180°C.

BOTTIN FILHO (1997) em sua dissertação de mestrado, chegou à conclusão que a compactação das misturas deve ser executada a baixas temperaturas, entre 60 e 70°C, pois as misturas quando quentes, não possuem esqueleto mineral para suportar as forças de compactação, ao esfriar as misturas desenvolvem um esqueleto capaz de suportar esses esforços.

Observou também que o revestimento deve possuir teores de ligante mais elevado por apresentar desgaste relativo ao rolamento, e proporcionar menor permeabilidade, pois estão sujeitos às mudanças climáticas e todo o tipo de esforço. Os esforços transmitidos à base são menores que os recebidos pelo revestimento. A base apresenta maiores espessuras proporcionando uma melhor distribuição da carga e teores mais baixos de ligante são suficientes.

CERATTI et al. (1997) chegam as seguintes conclusões no estudo de bases e revestimentos dos pavimentos da faixa litorânea do RS:

1. O teor de finos passando na peneira nº 200 deve ficar situado abaixo de 12%, preferencialmente entre 7 e 10%;
2. A aderência entre duas camadas de areia-asfalto a quente é tão grande, que não necessita de pintura de ligação;
3. Revestimentos de areia-asfalto com volume de vazios maior de 16% e com perdas Cantabro menor que 25% proporcionam alta aderência entre o pneu e a superfície do revestimento;
4. As camadas de areia-asfalto à quente são moles (Tender-mix) durante a construção, permitindo atingir as densidades de projeto mesmo a temperaturas de compactação baixas, como 70°C;
5. Após 3 a 4 semanas da execução, as camadas de areia-asfalto endurecem, como ocorrem em todas as misturas betuminosas que empregam cimentos asfálticos de endurecimento lento, que necessitam de um período de cura;

6. Durante o período de consistência mole, as camadas de areia-asfalto não são desgastadas e nem deformadas pelo tráfego de caminhões pesados, mesmo com excesso de carga, desde que não ocorram frenagens localizadas, como nas paradas de ônibus e nas sinaleiras;
7. A areia-asfalto projetada pela Metodologia Flórida apresenta um ótimo comportamento para pavimentos da Faixa Litorânea do RS;
8. A areia-asfalto a quente tem o mesmo produto final da areia-asfalto a frio, eliminando os problemas da difícil aeração na Faixa Litorânea do RS devido à alta umidade do ar;
9. A areia-asfalto a quente apresenta bom comportamento mecânico e alta aderência, tanto ao tráfego como entre camadas superpostas, quando atender, além da tecnologia Flórida, a tecnologia Cantabro podendo ser empregada com êxito nos revestimentos dos pavimentos da Faixa Litorânea do RS;

FERREIRA (1966) ao estudar pavimentos do Nordeste brasileiro apresenta o pré-misturado a quente como o de melhor comportamento em relação a areia asfalto a frio (produzida com asfaltos diluídos).

Relata também que a areia-asfalto a quente resistiu com eficiência ao desgaste do tráfego, chegando, inclusive, a inexistir, o desgaste quando bem dosado.

SANTANA (1970) cita, quanto à durabilidade do agregado, que a graduação da mistura é o fator mais importante para evitar a desagregação, as graduações mais densas resultam em menor desagregação. Para o mesmo tipo de energia, as partículas arredondadas têm menor tendência para a desagregação que as angulares.

Considera ainda, quanto às especificações, que a areia-asfalto a quente teria uma porcentagem de vazios de 5 a 15%, mas o limite de 15% é considerado excessivo. Sugere que a estabilidade Marshall tenha valores superiores à 200Kgf.

SABOGAL (1996) propõe uma estrutura catálogo para desenhos de projeto, incluindo um amplo número de alternativas para pavimentos com revestimentos de areia-asfalto.

Indica ainda, que, para revestimentos de areia-asfalto, com tráfego leve, deve-se usar macadame seco ou hidráulico e para os demais brita graduada, podendo conter finos naturais.

Dentro deste catálogo pode-se citar um projeto de base granular de espessuras variáveis e revestimento semi-estrutural de areia-asfalto sempre com 5 cm, e outro de base

granular e sub-base estabilizada com cimento ou cal de espessuras variáveis e revestimento de areia-asfalto de 5 cm de espessura.

Algumas recomendações são importantes quanto à utilização da CAP, podendo-se citar:

1. Os CAPs não podem ser aquecidos acima de 177°C , sendo a temperatura ideal obtida pela relação temperatura – viscosidade;
2. Não se aplica em dias de chuva, em temperatura ambiente inferior a 10°C e em superfícies molhadas.

2.4 AREIA-ASFALTO A FRIO COM EMULSÃO TIPO (RL-1C)

Os revestimentos de areia-asfalto a frio, quando começaram a ser empregados em pavimentação, eram executados com asfaltos diluídos, como por exemplo, nas rodovias BR-471, trecho Quinta-Taim-Curral Alto e na BR –101, trecho Osório-Morro Alto. A utilização de asfaltos recortados como ligantes nessas misturas trazia alguns inconvenientes, principalmente com relação à evaporação do solvente contido e à umidade que poderia estar presente no agregado.

Misturas a frio têm suas vantagens, mas alguns inconvenientes em zonas de reduzida precipitação pluvial. Alguns inconvenientes residem no fato da cura, que deve ser cumprida adequadamente, pois uma liberação prematura do tráfego pode comprometer a pista.

ROMERO (1962), em seu trabalho de estabilização com areia-úmida-asfalto, aborda a construção de uma sub-base com 10 cm de espessura. Neste trabalho os valores de umidade eram de 10% e as porcentagens de asfalto diluído variavam.

Alguns trechos executados no inverno necessitaram de três meses de cura para estarem em condições de receberem o revestimento. A execução era feita em espessuras de no máximo 5 cm, pois espessuras mais elevadas causavam deformações e fissuras com o peso dos caminhões, pois a cura não era uniforme, iniciava rapidamente na superfície, alcançando certa rigidez, enquanto a inferior demorava em alcançar o mesmo estado.

ZALAZAR e GONZALEZ (1966) citam o processo “*Wet –Sand –Mix*” com asfaltos diluídos de cura rápida dopados como um processo de estabilização econômica, mas de campo de aplicação restrito a solos puramente arenosos. As estabilizações com emulsões envolvem teores mais baixos de material betuminoso. As misturas a quente preponderam frente às frias, especialmente pela rapidez de execução e segurança, com a liberação imediata ao tráfego, principalmente em rodovias onde o tráfego é contínuo e não pode ser interrompido.

DORFMANN (1966) enfoca solo-betume e areia betume, onde o teor de ligante comanda a estabilização e onde as partículas a serem estabilizadas carecem de coesão.

O autor relata que a emulsão produz um efeito impermeabilizante obturando os condutos capilares impedindo o acesso à água. Para a análise, é utilizado o método de Mc KESSON e o ensaio Flórida Modificado, para se obter valores de estabilidade e, posteriormente realizar a dosagem de emulsões asfálticas.

Além destes ensaios, ainda foram realizados o ISC, o penetrômetro de cone, estabilidade Hveem, equivalente de areia e compressão simples.

Uma das dificuldades está na homogeneização da mistura e um dos ensaios que chamou a atenção do autor é o de equivalente de areia, mas somente este não é o suficiente para a dosagem de solo-emulsão.

SANTANA (1970) menciona que no Ceará, o maior problema com a areia-asfalto a frio era o desgaste, o que foi atenuado com o uso de dopes. Essa é uma das razões pela qual uma mistura com alta porcentagem de vazios não pode concorrer em durabilidade com as misturas de baixa porcentagem de vazios.

Estas misturas a frio que foram muito usadas no Nordeste, na ocasião com o uso dos asfaltos diluídos, dificilmente alcançavam uma porcentagem de vazios inferior a 12%, resultando daí a necessidade da utilização de uma capa selante.

Com o advento das emulsões asfálticas, certas vantagens começaram a se apresentar, como, por exemplo, como o menor teor de solvente (em alguns casos este teor é nulo), a possibilidade de serem usados agregados umedecidos, dispensando o uso de secadores, eliminando o risco de explosões e incêndios e diminuindo os custos.

Na emulsão asfáltica, o cimento asfáltico em estado líquido é pulverizado no moinho coloidal, juntamente com uma solução de água e emulsificante (geralmente um sal de amina). Pela força centrífuga, o asfalto é disperso em micropartículas que logo são envolvidas por uma película do agente emulsificador, que impede, apesar da força de atração das moléculas, que as partículas se unam, provocando uma separação das fases.

Nas emulsões catiônicas, as micropartículas de asfalto têm uma carga positiva, em virtude de o agente emulsificador ser um sal resultante da ação de um ácido mineral (ácido forte) sobre uma amina graxa (base fraca).

A Inglaterra e a Espanha foram às precursoras no uso de misturas abertas na Europa, com a generalização do uso de emulsões asfálticas houve uma evolução nas misturas de alta qualidade, como revestimentos de atrito, revestimentos porosos, colocando a Espanha como protagonista com as normas correspondentes, destaca-se aí a grande importância do ensaio Cantabro em todas as misturas aberta, isto é, com grande volume de vazios.

A eliminação da água contida nas misturas feitas com emulsão é muito importante nas fases de dosagem e execução no campo, MAMLOUK ET AL (1980) afirmam que a principal desvantagem das misturas com emulsão asfáltica é o lento desenvolvimento da estabilidade, que é favorecida pela perda de umidade da mistura.

Segundo WALLER (1980) curar as misturas em estufas para poder compactar em laboratório mais rapidamente pode não representar a realidade e interferir em suas propriedades.

MOULTHROP ET AL (1997) afirmam que a falta de uma correlação os valores de ensaios de laboratório com características de desempenho no campo têm sido uma das grandes barreiras para o uso mais amplo das misturas com emulsão asfáltica.

Segundo DORFMANN (1966), a emulsão produz um efeito impermeabilizante obturando os condutos capilares impedindo o acesso de água, e que uma das dificuldades existentes está na homogeneização das misturas.

NETO (1976), verificou em pista experimental com 6 meses de utilização de tráfego insignificante, que o revestimento de areia-asfalto apresentou resultados satisfatórios em relação ao aparecimento de fissuras, deformações, escorregamentos e ondulações, concluindo

assim, que as emulsões asfálticas catiônicas obtiveram êxito como pavimentos de baixo tráfego.

SILVA JÚNIOR E SÓRIA (2000) chegaram as seguintes conclusões sobre a influência da perda de umidade antes da compactação em misturas de areia-asfalto, utilizando emulsões de ruptura lenta:

1. A perda de umidade para a compactação das misturas não deve ser superior a 50%. Uma perda maior de umidade prejudica seu desempenho em relação ao ensaio Marshall;
2. Em todas as misturas o processo de compactação foi favorecido para perda de umidade a partir de 30%, pois não havia mais exsudação de emulsão e nem perda de massa. Os melhores resultados foram obtidos para percentuais entre 30% e 50% de umidade perdida.

2.4.1 Vantagens das emulsões catiônicas

Algumas vantagens de se trabalhar com as emulsões asfálticas catiônicas:

1. Maior simplicidade e melhor qualidade de execução da obra, porque:
 - Permitem a utilização de agregados miúdos;
 - Dispensam a utilização de agregados úmidos;
 - Melhora a trabalhabilidade das misturas a frio, evitando os trabalhos necessários a evaporação do solvente volátil;
 - Podem ser fabricadas com o tempo de ruptura e a viscosidade necessária as obras;
 - Eliminam o perigo de incêndios, explosões, etc.
2. Perfeita adesividade, porque a emulsão deixa, após a ruptura, um depósito de asfalto homogeneamente dopado sobre as superfícies dos agregados.

Segundo BETUBRÁS *apud* NETO (1976):

Graças a adesividade:

1. Apresentam excelente adesividade para qualquer tipo de agregado, alcalino ou ácido, seco ou molhado.
2. Tornam o pavimento resistentes à ação das águas que, quase sempre, se infiltram no revestimento, mesmo em pavimentos bem fechados (se houver trincas), tendendo a produzir um desgaste progressivo.
3. Facilitam a estocagem de pré-misturados ao ar livre, sem perigo de desrevestimento pelas chuvas.

Graças à sua ruptura:

4. Oferecem maior segurança na execução dos serviços, uma vez que reduzem enormemente o período em que o serviço poderia ficar prejudicado pela chuva ou pelo trânsito (antes da ruptura).
5. Permitem abrir o trecho ao tráfego, logo após o término da compactação, quando, geralmente, a ruptura já está terminada.
6. Aumentam a produtividade da mão-de-obra e dos equipamentos, por permitirem o trabalho em tempo instável, mesmo chuvoso, e a utilização dos agregados.

2.4.2 Recomendações sobre o uso de RL-1C

Segundo publicação do Instituto Brasileiro de Petróleo (1978):

1. Temperatura: deverá ser sempre empregada à temperatura ambiente desde que esta não seja inferior a 10°C e nem superior a 35°C.
2. Transporte: Dever-se-á observar o estado em que se encontram as carretas que irão transportá-las, a fim de evitar-se uma contaminação por um outro produto, que poderá prejudicar a mistura com o agregado.
3. Manuseio: As emulsões de ruptura lenta são de grande estabilidade, mas deverão, assim mesmo, serem circuladas, desde que fiquem estocadas sem serem utilizadas.
4. Estocagem: Não se deverá permitir nunca que a RL-1C seja misturada com outro produto ou mesmo com outra emulsão, isto poderá causar-lhe uma sedimentação prematura ou prejudicar-lhe a mistura com o agregado.

SOUZA (1962) indica que a granulometria dos agregados deve ser realizada por lavagem na peneira nº200 e o teor de ligante deve seguir a equação nº 2.1:

2.1 – Cálculo da Porcentagem de Ligante

$$P = 0,04R + 0,07S + 0,12F + A$$

onde:

P = % ligante

R = retido na peneira n°10

S = material passante entre as peneiras n°10 e n°200

F = passante na peneira n°200

A = % de cal ou cimento

3 METODOLOGIA

Sendo o objetivo deste trabalho a escolha de uma mistura de areia-asfalto para pavimentação de vias urbanas em cidades situadas em regiões com abundância de areias e falta de materiais pétreos, o primeiro passo desta pesquisa foi à seleção dos materiais utilizados, como areia, o cimento asfáltico, a emulsão asfáltica e o filer.

Neste capítulo, estarão relacionados a geomorfologia da região, os teores dos componentes das misturas, os ensaios de laboratório realizados e as normalizações referentes aos tipos de misturas estudadas (areia-asfalto a quente e areia-asfalto a frio).

3.1 GEOMORFOLOGIA DA REGIÃO

A Cidade do Rio Grande encontra-se na Planície Costeira Sul do Estado do Rio Grande do Sul (Figura 3.1). BASTOS (2002) relata em sua pesquisa os perfis representativos de algumas ocorrências de solos da região. Estes solos foram escolhidos em função do estimado potencial de uso em obras de terra e pavimentação de estradas vicinais na região.

As jazidas foram reunidas em 5 agrupamentos geotécnicos em função de sua origem geológica e pedogênese. Além destes, uma areia fina de duna foi tomada como um material de referência. Os agrupamentos geotécnicos são:

1. - Solos lateríticos graníticos – 4 jazidas
2. - Saibros graníticos – 4 jazidas
3. - Areias lateríticas – 5 jazidas
4. - Plintossolos – 2 jazidas
5. - Planossolos – 7 jazidas
6. - Areia de duna – 1 jazida

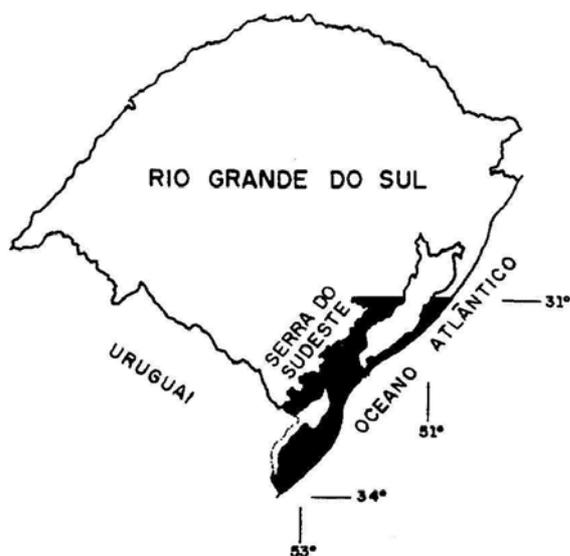


Figura 3.1 – Localização da Planície Costeira Sul

Segundo o autor, as areias lateríticas verificaram na maioria comportamento arenoso, entretanto nem todas foram identificadas como lateríticas pela Metodologia MCT. Apenas as amostras com maior teor de finos apresentaram comportamento laterítico. Aquelas essencialmente arenosas, pela elevada perda por imersão, foram classificadas como NA (areia não laterítica). É levantada a hipótese de que o comportamento laterítico de solos arenosos finos é condicionada ao teor de finos presentes e a interação destes finos com os óxidos de ferro e alumínio.

As jazidas selecionadas para a obtenção da areia estão localizadas na região estudada por Bastos e apresentam comportamento semelhante às estudadas pelo autor.

A areia branca está localizada na jazida PREF localizada na localidade do Povo Novo, onde também se encontra areia vermelha. As Figuras 3.2 e 3.3 abaixo mostram o perfil desta jazida.

A areia vermelha está localizada na localidade de Domingos Petrolina, na jazida Areal do Mar (ARMAR). Esta jazida já está legalizada pelos órgãos ambientais, sendo assim, uma importante referência para as prefeituras que desejem utilizar areia para pavimentação. As Figuras 3.4 e 3.5 mostram o perfil do solo desta jazida.



Figura 3.2 – jazida PREF –areia vermelha



Figura 3.3 – jazida PREF –areia branca



Figura 3.4 – jazida ARMAR –perfil do solo



Figura 3.5 – jazida ARMAR – recuperação ambiental

A jazida PREF tem o seguinte perfil: dunas de 6 m de altura, tendo na camada superficial areia fina e branca de duna, logo a seguir uma camada de areia de cor vermelha, com alto grau de sedimentação e laterização, podendo ser chamada de paleoduna (Figura 3.6).

A jazida ARMAR tem em seu perfil uma pequena vegetação e matéria orgânica, seguida de uma camada de $\pm 1,00$ m de areia argilosa de cor vermelha e a seguir uma camada de 1m de areia vermelho alaranjado.



Figura 3.6– vista da jazida PREF.

3.2 CINZA VOLANTE

3.2.1 Cinza volante de Candiota como filer em Areia-asfalto

A utilização da cinza também auxilia no aumento da viscosidade da mistura betuminosa, tornando-se então filer da mistura, isto é, material inerte de diâmetro máximo de 0,074mm.

Com a incorporação de uma certa porcentagem de filer sobre um ligante asfáltico, forma-se um sistema filer-ligante, que se denomina mástique. PUZINAUSKAS apud SANTANA (1995), relata que na mistura, uma parte do filer se porta como um agregado muito fino, suas partículas se tocam, formando um esqueleto mineral, e a outra parte fica em suspensão, formando um mástique. A primeira parte sugere a denominação de filer agregado, e para a segunda, de filer ativo, pois é ela quem vai modificar as propriedades do asfalto.

O filer aumenta a viscosidade, diminuindo assim a penetração. Com o aumento desta viscosidade, tem-se um aumento do ponto de amolecimento e uma diminuição da suscetibilidade térmica, ocorre também um aumento na estabilidade, no módulo de rigidez e

na resistência a tração na flexão. No entanto, o filer não pode ultrapassar certos limites, pois torna muito rígida e quebradiça a mistura, comprometendo a vida de fadiga.

3.2.2 Característica da Cinza de Candiota

As Cinzas volantes são cinzas de textura mais fina arrastadas pelos gases de combustão das fornalhas das caldeiras e abatidas por precipitadores eletrostáticos com rendimento teórico entre 95 a 99%. Representam cerca de 80 a 85% dos resíduos sólidos produzidos na Termelétrica de Candiota.

Apenas cerca de 20% das cinzas volantes produzidas em Candiota são comercializadas, sendo utilizadas como, por exemplo, como aditivo na cal hidratada.

A matéria mineral presente no carvão compõe-se de argilominerais, carbonatos, sulfatos, etc., que durante a combustão do carvão perdem a água de cristalização e se decompõem.

O carvão, portanto, na sua constituição original, tem um teor de matéria mineral maior do que o teor de cinzas gerado na combustão.

Segundo NAHUYS (1983), para os carvões gaúchos a matéria mineral representa 1,10 a 1,38 vezes o teor de cinzas. O fator de correção varia entre bacias carboníferas e até camadas, sendo a variação devida à natureza do carvão e matéria mineral.

As cinzas volantes de Candiota apresentam-se, normalmente, com tonalidades cinza claras o que indica teores muito baixos de materiais carbonosos (combustíveis).

Uma pequena fração, apenas, das cinzas volantes, é constituída de minerais cristalinos, sendo a matriz um vidro aluminossilicatado.

Estudos mineralógicos, realizados por ANDRADE (1985) e KIHARA (1983), utilizando diferentes técnicas, revelaram uma predominância, nas cinzas de Candiota, de material amorfo numa faixa entre 60 a 75%.

De acordo com estes autores, há nas cinzas volantes de Candiota uma supremacia de quartzo sobre a mulita, ao contrário das cinzas produzidas nas termelétricas de Charqueadas e Centrais de Vapor da Copesul e Riocell.

Estima-se, que da fração cristalina, cerca de 20% sejam constituídos de mulita, 30% de quartzo, 30% de óxidos de ferro (hematita, magnetita), 2% de mica (muscovita) e outros.

A Tabela 3.1 apresenta a composição química das cinzas volantes de Candiota.

Tabela 3.1 – Composição química das cinzas de Candiota

CINZA VOLANTE DE CANDIOTA		
PERDA AO FOGO		0,38
RI		98,4
SiO ₂	REATIVO	44,9
	INERTE	22,0
	TOTAL	66,9
Al ₂ O ₃		18,8
Fe ₂ O ₃		4,82
CaO		4,41
MgO ₃		0,60
SO ₃		0,74
Na ₂ O		0,44
K ₂ O		1,12
Equivalente Alcalino em H ₂ O		1,17
SiO ₂ + Al ₂ O ₃ + Fe ₂ O ₃		90,59

(fonte: FARENZENA, 1995)

A Figura 3.7 mostra o depósito de cinzas mineral de Candiota



Figura 3.7– Depósito de cinzas de carvão mineral de Candiota

3.2.2 Cinza Volante da Bianchini para estabilização cinza-cal

A Bianchini é uma indústria de fabricação de óleos vegetais localizada em Rio Grande que utiliza em sua caldeira, para a secagem de grãos, carvão mineral. O carvão é estocado conforme Figura 3.8, e logo após é fragmentado em britadores durante duas fases, conforme Figura 3.9.

A carvão utilizado neste processo não é totalmente queimado, sendo assim, a cinza resultante apresenta uma grande quantidade de partículas ocas (cenosferas), que torna estes grânulos muito friáveis, e uma coloração mais escura.

A cinza da Bianchini não apresenta uma granulometria constante, sendo assim, foi rejeitado seu uso em pavimentos de areia-asfalto.

O destino final atual desta cinza dado pela empresa é a devolução para as cavas das minas de carvão, o que eleva o custo da empresa, pois há uma distância de transporte maior de 300 km. Sendo assim, a utilização deste rejeito como material para pavimentos urbanos na cidade do Rio Grande surge como alternativa ecológica e econômica, tanto para a prefeitura, como para a empresa em questão.

A Figura 3.10 apresenta o processo de queima do carvão, nas Figuras 3.11 e 3.12 estão apresentados o depósito destas cinzas e a sua textura, respectivamente.

A Figura 3.13 mostra o processo de devolução desta cinza, onde os caminhões que trazem o carvão voltam com a cinza.



Figura 3.8 – Estocagem do carvão na Bianchini



Figura 3.9 – Fragmentação do carvão



Figura 3.10 – Processo de queima do carvão



Figura 3.11 – Depósito de cinzas da Bianchini



Figura 3.12– Aspecto dos grãos da cinza da Bianchini



Figura 3.13 – Devolução para as covas das minas de carvão

3.3 CAL PRIMOR

A cal utilizada neste estudo é dolomítica hidratada, de procedência da fábrica localizada em Caçapava do Sul, chamada Cal Primor Extra (Dagoberto Barcelos), com teor de cálcio da ordem de 44% e óxido de magnésio da ordem de 28%. Está incorporada nesta cal, 30% de cinza volante de origem de Candiota.

A Figura 3.14 apresenta a mina de extração de calcário de Caçapava do Sul.

A Tabela 3.2 apresenta resultados de ensaios usando espectrofotômetro de absorção atômica e gravimetria realizados por ANDRADE (1991).

A cal produzida no Estado, além da variabilidade, também não apresenta boa qualidade, nunca se conhecendo exatamente o teor de hidróxido de sódio e apresentando bastantes impurezas, segundo ANDRADE & CERATTI (1990). Este fato pode ser comprovado ao analisar-se as Tabelas 3.3 e 3.4.

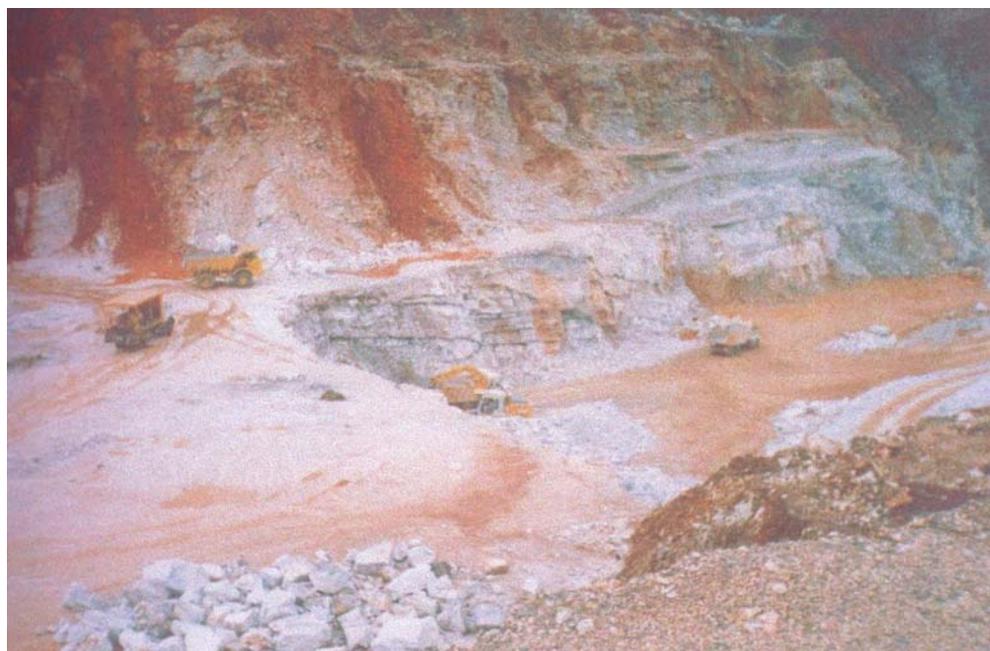


Figura 3.14 – Mina de extração de calcário – Caçapava do Sul

Tabela 3.2 – Resultados dos ensaios químicos e físicos da cal
Primor Extra, sem aditivos.

ENSAIOS	RESULTADOS %	REQUERIDO %
QUÍMICOS		
Óxido de cálcio CaO	44,72	-
Óxido de Magnésio MgO	29,5	-
Soma dos óxidos	93,49	≥ 88
Perda ao Fogo	20,88	-
Anidrido Carbônico CO ₂	15,00	≤ 7
Resíduo Insolúvel	5,73	≤ 5
FÍSICOS		
Finura peneira n°30	0	≤ 0,5
Finura peneira n°200	30,7	15
Sup. Espc. Blaine	16260 cm ² /g	≥ 10000
Massa esp. Real dos grãos	24,1 kN/m ³	-

(Fonte: ANDRADE, 1991)

Tabela 3.3- Resultados dos ensaios de controle de qualidade da cal.

ENSAIOS	RESULTADOS %	REQUERIDO %
FÍSICOS		
Finura peneira n° 30	0	≤ 0,5
Finura peneira n° 200	16,30	15
Ret. H ₂ O	76	-
Plasticidade	130	

(fonte: Dagoberto Barcellos S/A, 1997)

Tabela 3.4 – Resultado dos Ensaios físicos e químicos.

ENSAIOS	RESULTADOS %	REQUERIDO %
QUÍMICOS		
Óxido de cálcio CaO	26,50	-
Óxido de Magnésio MgO	16,10	-
Óxidos Fe/Al	1,83	-
SO ₃	0,08	-
Soma dos óxidos	49,50	≥ 88
Perda ao Fogo	13,60	-
Anidrido Carbônico CO ₂	11,60	≤ 7
Resíduo Insolúvel	42,10	≤ 5
FÍSICOS		
Finura peneira n°30	0	≤ 0,5
Finura peneira n°200	13,40	15
Ret. H ₂ O	83	-
Inc. Areia	2,80	

(fonte: Dagoberto Barcellos S/A,2000)

3.4 COMPOSIÇÃO DAS MISTURAS

Para as misturas de cinza-cal, optou-se por três porcentagens diferentes de cal, para assim poder analisar o quanto esta variação influi na resistência a compressão simples e diametral.

3.4.1 Teores de CAP 50-60 para areia-asfalto a quente.

Os teores de CAP utilizados nesta mistura foram escolhidos para se obter uma composição granulométrica que estivesse dentro dos parâmetros estabelecidos pelo DNER-ES 312/97 para estudos de revestimento de areia-asfalto.

Para o estudo de base de areia-asfalto os teores foram limitados pela técnica e pelo fator econômico. Adotou-se neste estudo, valores de 6 e 7% de CAP. Teores menores que estes tornam-se impraticáveis, pois os materiais se desagregam, formando torrões e não há como homogeneizar a mistura.

3.4.2 Teores de emulsão para areia-asfalto a frio.

Os teores de emulsão asfáltica tipo RC-1C para as misturas a frio foram escolhidos de acordo com os resultados do ensaio Marshall para as misturas a quente, pois o produto final de uma mistura a frio é o mesmo que das misturas a quente, variando somente as porcentagens de vazios.

3.4.3 Teores finais das misturas para areia-asfalto

Para obtenção dos teores granulométricos da mistura, utilizou-se do método dos mínimos quadrados, isto é, a granulometria resultante da mistura calculada apresenta variações com relação aos valores médios de uma faixa especificada, cuja soma dos quadrados dessas variações é um mínimo. Tem-se assim, uma curva granulométrica compensada.

Devido à necessidade de se conhecer a granulometria dos agregados, as misturas só foram definidas após a realização destes ensaios, sendo assim, apresentados no capítulo 4.

A Tabela 3.5 apresenta a um exemplo de análise para misturas de dois tipos de materiais diferentes.

Tabela 3.5 – Misturas de dois materiais.

Linhas	Materiais e Operação	Peneiras (mm)						Σ
		4,8	2,4	1,2	0,6	0,3	0,15	
1	Areia	1	1	2	6	88	100	-
2	Cinza	1	65	87	92	95	97	-
3	Valor Médio Especificado	4	36	56	75	88	96	-
4	2-1	0	64	85	86	7	-3	-
5	2-3	-3	29	31	17	7	1	-
6	4x5	0	1.856	2.635	1.462	49	-3	5.999
7	4x4	0	4.096	7.225	7.396	49	9	18.775
composição	$1*(\Sigma 6/\Sigma 7) + 2*(1-(\Sigma 6/\Sigma 7))$	1	44	60	64	93	98	-

(fonte: PETRUCCI, p.172).

3.5 ENSAIOS REALIZADOS

Os ensaios de caracterização realizados em areias determinam a qualidade destes materiais, para assim, poder avaliar seu comportamento. Os ensaios realizados foram os seguintes:

1. Peso específico real e aparente dos grãos;
2. Granulometria;
3. Equivalente de areia;
4. Ensaio GOLDBECK.

O único ensaio realizado para caracterização do ligante foi o de viscosidade, pois os valores de densidade, penetração e ponto de amolecimento foram enviados pela Empresa Ipiranga Asfaltos que forneceu o CAP.

Foi realizado o ensaio Marshall para a escolha das misturas que apresentaram melhores resultados em relação à estabilidade, fluência, volume de vazios, densidade e a relação betume-vazios.

Realizaram-se ainda, os ensaios de Módulo de Resiliência, onde se obteve o valor da deformação elástica, o ensaio de resistência à tração por compressão diametral e o ensaio de desgaste Cantabro.

Para a obtenção do teor de umidade ótima para as misturas de cinza-cal foram realizados ensaios de Compactação segundo NBR 7182/86 e assim, pode-se moldar corpos-de-prova de cinza-cal para se obter a resistência à compressão e a tração, segundo as normas DNER-ME 180/94 e DNER-ME 181/94, respectivamente, e o módulo de Resiliência.

3.5.1 Ensaios de Caracterização

3.5.1.2 Peso específico real dos grãos

O peso específico real dos grãos indica o peso da substância sólida por unidade de volume, sem definido pela seguinte equação 3.1:

3.1 - Cálculo do Peso Específico

$$\gamma_g = \frac{P_s}{V_s}$$

Onde:

γ_g = Peso Específico Real dos Grãos

P_s = Peso de Solo Seco

V_s = Volume do Solo

O peso específico depende do constituinte mineralógico das partículas do solo, Como para as areias o constituinte principal é o quartzo que tem peso específico de $26,7 \text{ kN/m}^3$, o peso específico das areias deve ser próximo a este valor.

O método utilizado foi o do picnômetro, segundo a Norma ABNT MB-28.

3.5.1.2 Análise Granulométrica

Foram realizadas análises granulométricas, segundo a norma NBR 7181/84, para a areia branca da jazida PREF, para a areia vermelha da jazida ARMAR e para as cinzas volantes.

3.5.1.3 Equivalente de Areia

De acordo com a norma DNER-ME 054/97 equivalente de areia é por definição a relação volumétrica que corresponde à razão entre a altura do nível superior da areia e a altura do nível superior da suspensão argilosa de uma determinada quantidade de solo ou de agregado miúdo.

Este ensaio permite verificar, com rapidez, a presença de quantidades nocivas de partículas finas, geralmente materiais argilosos que possam modificar o comportamento das misturas asfálticas.

O ensaio consiste em agitar vigorosamente o material que passa na peneira n^o4, num movimento alternado em 90 ciclos durante 30 segundos e após 20 minutos, determina-se a relação de volumes de argila e areia. A solução floculante utilizada no ensaio é composta por Cloreto de Cálcio Anidro, Glicerina e Formaldeído (solução a 40% em volume).

As figuras 3.15 e 3.16 mostram os equipamentos utilizados durante o ensaio do Equivalente de areia.

Os resultados obtidos variam de 0 a 100, divididas em três faixas, sendo elas:

0-20 → solos que apresentam muitos finos;

20-30 → zona neutra;

30-100 → solos satisfatórios.



Figura 3.15- Equipamentos utilizados no ensaio de Equivalente de Areia.



Figura 3.16- Altura de queda 90 cm. Equivalente de Areia.

3.5.1.4 Ensaio GoldBeck

Para a realização deste ensaio é necessária a utilização dos seguintes equipamentos:

5. Balança com capacidade para 1500g, com sensibilidade de 0,1g;
6. Cilindro com diâmetro interno de 73mm e altura de 139,7mm;
7. Funil com 101,6 mm de altura, diâmetro da abertura maior com 139,7 mm e da abertura menor de 25,4 mm;
8. Seguinte jogo de peneiras: n° 4, n° 8, n° 16, n° 30 e n° 50.

O ensaio deve ser realizado com 1500g de cada uma das nas peneiras citadas acima, mas como a areia branca da Jazida PREF tem cerca de 100% passando na peneira n° 40, sendo realizou-se o ensaio com todo este material sem a preocupação de separa-los por frações.

A amostra deve ser aquecida a 110°C para que os grãos estejam secos e com peso específico constante.

Durante a realização do ensaio, a parte inferior do funil deve ser tampada com o auxílio de uma espátula, o material deve ser estão colocado no funil, tomando-se o cuidado de não deixar extravasar, até uma altura de 25,4 mm a 50,8 mm. Logo após, retira-se à espátula rapidamente para permitir o livre fluxo de material para dentro do cilindro inferior que está localizado a 25,4 mm de distância. Ao final, com cuidado arrasa-se o topo do cilindro, para evitar qualquer tipo de compactação do material ali contido e pesa-se o cilindro com o material.

Pela equação 3.2 que se segue calcula-se, então, a porcentagem de vazios do agregado.

3.2 - Cálculo da Porcentagem de Vazios

$$\%vazios = 100\left(1 - \frac{W}{VG}\right)$$

onde:

W = peso do material contido no cilindro;

V = volume do cilindro em centímetros cúbicos;

G = peso específico real dos grãos.

As figuras 3.17 e 3.18 mostram o andamento do ensaio.



Figura 3.17– Início do Ensaio GoldBeck



Figura 3.18 – Ensaio GoldBeck em andamento

3.5.2 Ensaio Viscosidade Brookfield

Para se conhecer as temperaturas de mistura e compactação das misturas de areia-asfalto é necessário à realização do ensaio de viscosidade. De acordo com a Norma DNER-ME 043/95 o ligante deve ser aquecido, para ser misturado aos agregados, à temperatura que apresente uma viscosidade de (170 ± 20) cSt ou (85 ± 10) sSF.

A temperatura de compactação da mistura é aquela na qual o ligante apresenta uma viscosidade de (280 ± 30) cSt ou (140 ± 15) sSF.

Para se conhecer qual as faixas de temperatura que o CAP 50-60 utilizado nesta pesquisa deve apresentar para alcançar esta viscosidade foi realizado o ensaio Brookfield.

3.5.3 Ensaio Mecânicos

3.5.3.1 Ensaio Marshall

O método de ensaio Marshall é normalizado pela DNER-ME 043/95. Consiste na preparação de no mínimo três corpos-de-prova para cada dosagem de mistura betuminosa.

Deve-se aquecer os agregados à temperatura de aproximadamente 10°C a 15°C acima da temperatura de aquecimento do ligante estabelecido pelas temperaturas de trabalho no ensaio de viscosidade.

O molde de compactação e a base do soquete devem também ser aquecidos.

A amostra é compactada em um molde normalizado. O corpo-de-prova possui as seguintes dimensões:

9. Altura: 6,35 cm;
10. Diâmetro: 10,2 cm.

A mistura pode ser compactada com 50 ou 75 golpes que equivalem respectivamente a uma pressão de pneu de 7 Kg/cm² e 14 Kg/cm².

Para a determinação da Estabilidade Marshall e da Fluência é necessário colocar os corpos-de-prova em Banho-Maria durante 30 minutos à 60°C.

A figura 3.19 mostra como foi feito o controle de temperatura do ligante, pois para a faixa de mistura, como visto acima, foi determinado que esta devia estar entre 152 a 156°C.

Como o estudo é para pavimento de baixo tráfego foram utilizados 50 golpes na pesquisa.



Figura 3.19- controle de temperatura do Ligante

Os valores da fluência e da estabilidade são obtidos simultaneamente durante a aplicação da carga. A densidade dos Corpos-de-prova foi determinada de acordo com a norma DNER-ME 117/94, onde se deve utilizar fita teipe e parafina para auxiliar na determinação do peso imerso para CPs com mais de 10% de vazios.

A figura 3.20 mostra os seguintes passos do ensaio Marshall:



(C) Colocação do ligante no misturador



(D) Término do Processo de Mistura



(E) Preenchimento do Molde



(F) Distribuição dos golpes com a espátula



(G) Compactação



(H) Desmolde

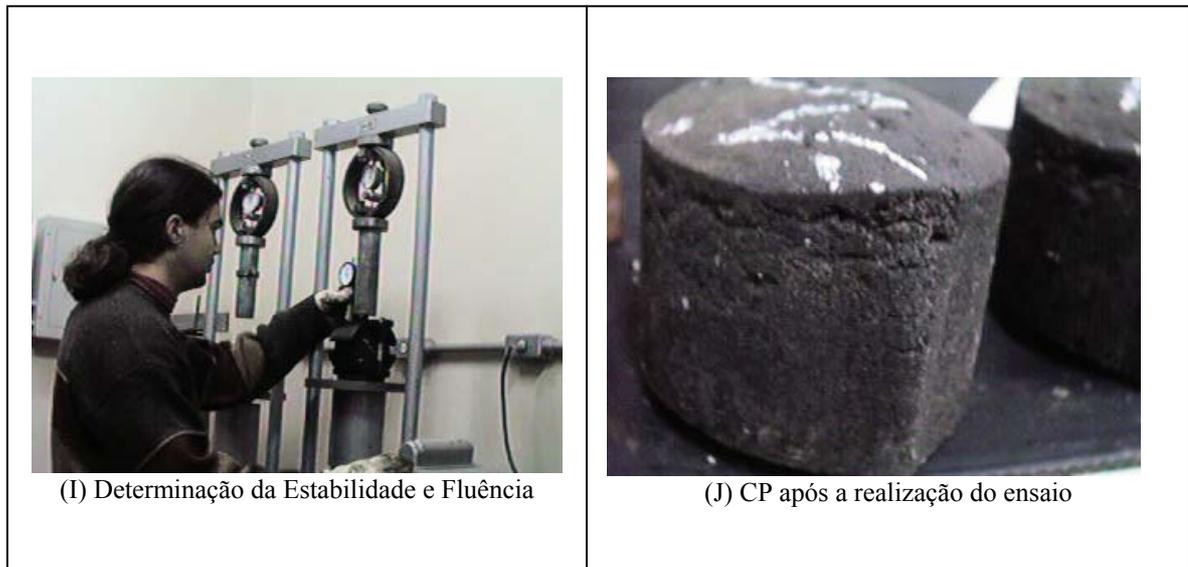


Figura 3.20 – Ensaio Marshall

3.5.3.2 Ensaio Cantabro

Com este ensaio obtém-se a perda por desgaste de misturas betuminosas, mediante a utilização do equipamento Los Angeles e conforme a norma espanhola NLT-325/86.

O ensaio Cantabro é usado preferencialmente para misturas de granulometria aberta, para poder medir de forma indireta a coesão, trabalhabilidade e resistência à degradação da mistura devido ao tráfego.

As amostras para execução do ensaio devem ser preparadas segundo a metodologia Marshall e devem estar a uma temperatura de 25°C por um tempo mínimo de 6 horas. Transcorrido este tempo de espera, as amostras são introduzidas no equipamento Los Angeles, figura 3.21, e completa-se 300 voltas, quando misturadas a quente, num tempo aproximado de 10 minutos.

Devem ser executados 4 ensaios para cada teor estudado, e a perda por desgaste será então, a média destas amostras. O resultado é dado pela equação 3.3:

3.3 - Cálculo do Valor da Perda por Desgaste

$$P = \left[\frac{P1 - P2}{P1} \right] * 100$$

Onde:

P = valor da perda por desgaste em %

P1 = peso inicial da amostra

P2 = peso final da amostra



Figura 3.21 – Equipamento Los Angeles

O ensaio também pode ser realizado com corpos-de-prova saturados para determinar a influência da água na coesão das amostras. Estes corpos-de-prova devem ser imersos por 24 horas em banho-maria numa temperatura de 60°C e logo após serem colocados em estufa a temperatura de 25°C novamente por 24 horas, completando assim um ciclo de molhagem e secagem.

3.5.3.3 Ensaio de Compactação para Mistura Cinza-Cal

Para se conhecer a umidade ótima e a massa específica da mistura de cinza-cal, foram realizados ensaios de compactação de acordo com a Norma NBR 7182/86. Esta norma estabelece o método para se determinar a relação entre o teor de umidade e a massa específica aparente seca de solos compactados.

A energia de compactação utilizada no ensaio foi a intermediária, no valor de 1,29 MPa, onde foram moldados corpos-de-prova nas dimensões do ensaio Marshall, pois se fez necessário limitar a altura destes corpos-de-prova para posteriormente poder ser determinado o Módulo de Resiliência.

A tabela 3.6 está assinalada as características inerentes a cada energia de compactação e faz parte da NBR 7182/86.

Tabela 3.6 – Energias de Compactação

Cilindro	Características inerentes de cada energia de compactação	Energia		
		Normal	Intermediária	Modificada
Pequeno	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de Camadas	3	3	5
	Número de Golpes	26	21	27
Grande	Soquete	Pequeno	Grande	Grande
	Número de Camadas	5	5	5
	Número de Golpes	12	26	55
	Altura do disco espaçador (mm)	63,5	63,5	63,5

(fonte: NBR 7182, 1986, p.6).

3.5.3.4 Ensaio de Módulo de Resiliência

O primeiro estudo sistemático da deformabilidade dos pavimentos deve-se a Francis HVEEM (1955), que adotou o termo “Resiliência” e assim, convencionou-se chamar em Mecânica dos Pavimentos, de deformação resiliente, a deformação elástica ou recuperável de solos e de estruturas de pavimentos sob a ação de cargas transientes.

Hveem preferiu usar este termo ao invés de deformação elástica sob o argumento de que as deformações nos pavimentos são muito maiores do que nos sólidos elásticos como o concreto e o aço. O termo resiliência significa energia armazenada num corpo deformado elasticamente, a qual é devolvida quando cessa as tensões causadoras das deformações, correspondente à energia potencial de deformação.

Outro termo usado é rigidez (*stiffness*), principalmente no estudo de misturas betuminosas; indica a capacidade de resistir à deformação.

Segundo MOTTA (1991), é comum admitir-se um modelo linear para misturas betuminosas com duas constantes, o módulo de elasticidade (E) e o coeficiente de Poisson (μ), que exprimem a relação tensão-deformação.

Segundo o mesmo autor, para mistura betuminosas, temos o comportamento termo-visco-elástico, o modelo simples de elasticidade linear se adapta quando se estipula a frequência e a temperatura para obtenção de μ e E.

O módulo de deformação de resiliência é determinado a partir da deformação elástica medida, que é a relação entre a tensão desvio aplicada e a deformação específica axial resiliente.

Para a realização deste ensaio, os corpos-de-prova foram moldados segundo a metodologia Marshall, de acordo com a norma DNER-ME 133/94. O ensaio foi realizado com um equipamento composto por um pistão que proporciona um carregamento repetido pulsante e com auxílio de um dispositivo pneumático acoplado a um regulador de tempo e frequência.

As deformações horizontais e os deslocamentos são medidos por um transdutor de deformação L.V.D.T. Os medidores de deformação transformam as deformações elásticas

recuperáveis em potencial elétrico, que são então analisadas via computador. Calcula-se então, o Módulo de Resiliência pela equação 3.4:

3.4 – Cálculo do Módulo de Resiliência

$$M_R = \frac{F}{(100 * \Delta * H)} (0,9976\mu + 0,2692)$$

Onde:

M_R -módulo de resiliência, MPa;

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

Δ -deformação elástica ou resiliente registrada, cm;

H -altura do corpo-de-prova, cm;

μ -coeficiente de Poisson.

A figura 3.22 apresenta a realização do ensaio de resiliência.

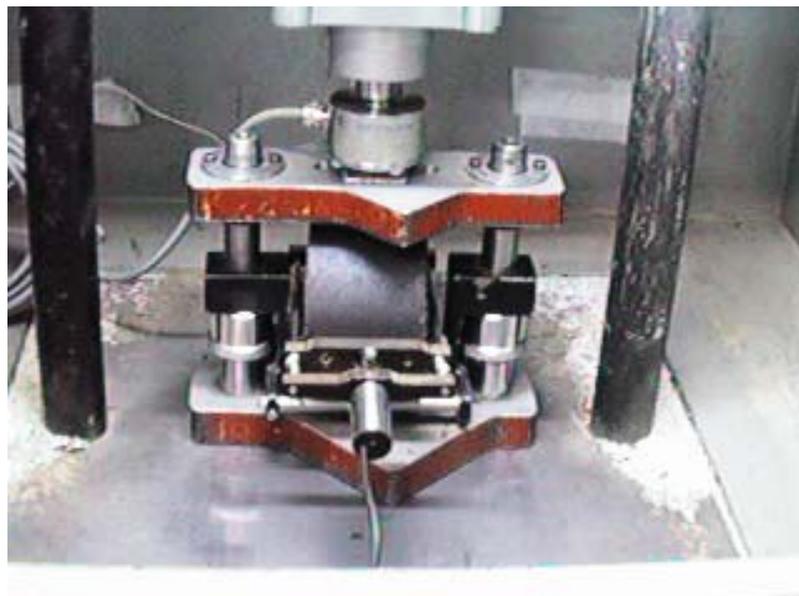


Figura 3.22 – Corpo-de-prova no ensaio de Módulo de Resiliência

3.5.3.5 Resistência à Tração por Compressão Diametral

O ensaio de resistência à tração por compressão diametral foi realizado de acordo com a norma DNER-ME 138/94.

Para as mistura de cinza-cal os corpos-de-prova foram moldados de acordo com a norma DNER-ME 181/94, sem a realização da imersão.

O ensaio consiste em romper as amostras com o auxílio de uma prensa hidráulica. A carga é aplicada e registrada com o auxílio de um defletômetro.

O ensaio deve ser realizado a temperatura de 25°C e o valor obtido de resistência deve ser calculado segundo a equação nº 3.5.

3.5 – Cálculo da Resistência à Tração por Compressão Diametral

$$\sigma_R = \frac{2F}{100.\pi.D.H}$$

Onde:

σ_R -resistência à tração, MPa;

F- carga de ruptura, N;

D- diâmetro do corpo-de-prova, cm;

H- Altura do corpo-de-prova

A figura 3.23 apresenta um corpo-de-prova sendo ensaiado na prensa para determinação de sua resistência à tração.



Figura 3.23 – Ensaio de Resistência à tração por Compressão Diametral

3.5.3.6 Resistência à Compressão Simples para Misturas Cinza-Cal

Para as misturas de cinza-cal foram realizados ensaios de resistência à compressão simples de acordo com a norma DNER-ME 180/94 que estabelece o método para determinação desta resistência para misturas de cinza volante e cal hidratada a serem utilizadas em camadas de base e sub-base de pavimentos.

Os corpos-de-prova foram moldados com altura de 10 cm e diâmetro de 5cm.

3.6 NORMALIZAÇÃO EXISTENTE PARA AREIA-ASFALTO

Uma das finalidades do estudo é a de viabilizar o uso de misturas de areia-asfalto tanto para camadas de base como de revestimento. O manual do DNER/1960 cita o revestimento de areia-betume como pré-misturado a quente. Nas especificações gerais para obras rodoviárias de DNER 1971, encontra-se uma especificação para areia-asfalto a quente para uso como revestimento. Outra fonte do DNER que indica o uso desta mistura para revestimento está na edição de 1991. Especificações vigentes não indicam o uso de areia-asfalto como base de pavimentos.

Na Tabela 3.7 estão apresentadas as faixas granulométricas para areia-asfalto segundo o Manual do DNER de 1960.

Onde também se observa:

1. Equivalente de areia ≥ 55
2. Porcentagem de Vazios: 5% - 15%
3. Estabilidade Marshall Mínima: 150 kgf

Tabela 3.7 – Granulometria dos agregados para areia-asfalto pré-misturado a quente.

Peneira nº	(mm)	A	B	C
4	4,8	90-100	90-100	85-100
10	2,0	50-90	40-95	40-100
40	0,42	30-60	25-75	20-80
80	0,18	10-40	5-50	0-50
200	0,074	0-7	0-10	0-12

(fonte: manual DNER, 1960)

Este manual construtivo indica que a mistura deve ser compactada na pista numa temperatura entre 80 e 119°C e que pode ser admitida uma variação na estabilidade de $\pm 20\%$.

Atualmente, a norma para a realização de revestimentos de areia-asfalto a quente DNER–ES 312/97 especifica que o filer deve ter granulometria segundo a Tabela 3.8 (DNER–ME 083) e que a composição da mistura deve seguir os requisitos apresentados na Tabela 3.9. Esta Tabela também apresenta uma indicação para a porcentagem de ligante que deve ser utilizada, limitando em 12%.

A norma atual também indica valores máximos e mínimos de relação betume-vazios que deve ser respeitada.

Tabela 3.8 – curva ideal

PENEIRA	% MÍNIMA PASSANTE
N ^o 40	99,34
N ^o 80	90,52
N ^o 200	60,76

(Fonte: DNER–ME,083)

Tabela 3.9 – Faixas de tolerância

Peneiras	mm	% passante, em peso			Tolerância da Faixa de projeto
		A	B	C	
N 4	4,8	100	100	100	± 5
N 10	2	90-100	90-100	85-100	± 5
N 40	0,48	40-90	30-95	25-100	± 5
N 80	0,18	10-47	5-60	0-62	± 3
N 200	0,074	0-7	0-10	0-12	± 2
Betume Solúvel em CS2%		7-12	7-12	7-12	-

(Fonte: DNER-ES 312, pág.4, 1997)

Deve-se ainda atender os seguintes valores:

1. Porcentagem de vazios: 3% – 8%
2. Relação Betume-vazios: 65 – 82
3. Estabilidade mínima: 150 kgf – 50 golpes
250 kgf – 75 golpes
4. Fluência mm: 2,4 – 4,5
5. Equivalente de Areia: $\geq 55\%$

Como não existe normalização de areia-asfalto a frio com emulsão tomou-se este requisito como necessários para a escolha da mistura.

Como para realização de misturas de areia-asfalto com camada porosa é necessária uma porcentagem maior de vazios, vale salientar que o manual de pavimentação do DNER/1960 admite porcentagem de vazios de 5-15%.

4 ANÁLISE DOS RESULTADOS DOS ENSAIOS DE LABORATÓRIO

Uma série de ensaios laboratorial foi realizada tanto para a caracterização dos materiais, que foram utilizados no processo de estabilização da cinza com cal e nas misturas para areia-asfalto, como para analisar o comportamento mecânico das misturas, para assim, poder definir os parâmetros necessários para o dimensionamento dos pavimentos.

4.1 ANÁLISE DA AREIA

4.1.1 Peso específico real dos grãos

Obteve-se o seguinte valor para o peso específico da areia branca da jazida PREF:

$$\gamma_s = 26,2 \text{ kN/m}^3$$

Para a areia vermelha da jazida ARMAR o peso específico determinado foi:

$$\gamma_s = 26,38 \text{ kN/m}^3$$

4.1.2 Análise Granulométrica

Os agregados da jazida Pref apresentaram uma porcentagem de finos de 0,23% e diâmetro máximo de 0,42mm (peneira n^o40). A Tabela 4.1 apresenta os resultados obtidos na granulométrica desta areia.

Tabela 4.1- Peneiramento areia branca jazida PREF

PENEIRAMENTO		AREIA BRANCA	
Peneira	(mm)	% passante	% retida
Nº 4	4,8	100	-
Nº 10	2	100	-
Nº 40	0,42	99,94	0,06
Nº 80	0,18	39,76	60,18
Nº 200	0,074	0,23	59,95

Tabela 4.2 – Peneiramento fino jazida ARMAR

# nº	Diâmetro (mm)	Peso da amostras.		% Passante
		Retido	Passante	
16	1,200	0	115,69	100,00
30	0,600	0	115,69	100,00
40	0,420	0,03	115,66	99,97
50	0,300	0,18	115,48	99,82
100	0,149	60,73	54,75	47,32
200	0,075	24,27	30,48	26,34

Os agregados da jazida ARMAR apresentam 26,34% de finos e diâmetro máximo de 0,42mm. A Tabela 4.2 apresenta o resultado final do peneiramento fino do ensaio de granulometria por sedimentação.

4.1.3 Equivalente de Areia

Para as jazidas estudadas obteve-se as seguintes respostas para o ensaio:

Jazida PREF → Equivalente Areia igual a 94;

Jazida ARMAR → Equivalente de areia igual a 15.

Devido a estes resultados descartou-se a areia vermelha da jazida ARMAR no estudo sobre areia-asfalto com agregados da Cidade do Rio Grande, pois a DNER – ES 312/97 especifica que Equivalente de Areia deve ser maior que 50.

4.1.4 Ensaio GoldBeck

O resultado deste ensaio para as jazidas pesquisadas está representado na Tabela 4.3 a seguir.

Tabela 4.3-Resultado do Ensaio Goldbeck

Amostra	Tara (g)	tara+solo (g)	Peso solo (g)	G (g/cm ³)	Vol (cm ³)	% vazios	% vazios
Areia Branca Jazida PREF	469,5	1316,9	847,4	2,62	575,065	43,76	43,71
	469,5	1317,7	848,2	2,62	575,065	43,70	
	469,5	1318,4	848,9	2,62	575,065	43,66	
Areia Vermelha Jazida ARMAR	469,5	1192,5	723	2,638	575,065	52,34	52,57
	469,5	1186,4	716,9	2,638	575,065	52,74	
	469,5	1188,1	718,6	2,638	575,065	52,63	

Com este resultado, verificou-se que, devido à alta porcentagem de vazios dos agregados de ambas as jazidas. Para se obter misturas de areia-asfalto com os limites inferiores a 10% de vazios, deve-se adicionar altas porcentagens de filer, para que se tenha uma redução efetiva deste índice, melhorando assim, a estabilidade mecânica das misturas.

Pode-se concluir também, que a areia vermelha da jazida ARMAR, por ter uma porcentagem de vazios maior que 50%, não apresenta resultado satisfatório neste ensaio, confirmando que este agregado deve ser descartado para uso em misturas de areia-asfalto.

4.2 ANÁLISE DA CINZA VOLANTE

4.2.1 Cinza de Candiota

4.2.1.1 Peso específico Real dos Grãos

Obteve-se o seguinte valor para a densidade relativa da cinza volante de Candiota:

$$\gamma_s = 18,5 \text{ kN/m}^3$$

4.2.1.2 Análise Granulométrica

Na Tabela 4.4 estão apresentados os resultados dos ensaios granulométricos realizados na cinza volante de Candiota.

Comparando com Norma DNER – ES 312/97 onde a especificação está na Tabela 3.5 chega-se a conclusão que o filer de Candiota contém mesmos finos, sendo assim necessário uma maior quantidade de filer para se obter uma maior quantidade de material passando na peneira n°200.

Tabela 4.4 – Granulometria da Cinza Volante de Candiota

PENEIRA	% PASSANTE
Nº 40	99,34
Nº 80	90,52
Nº 200	60,76

4.2.2 Cinza da Bianchini

4.2.2.1 Peso específico Real dos Grãos

Obteve-se o seguinte valor para a densidade relativa da cinza volante da Bianchini:

$$\gamma_s = 18,2 \text{ kN/m}^3$$

4.2.1.2 Análise Granulométrica

Na Tabela 4.5 estão apresentados os resultados dos ensaios granulométricos realizados na cinza volante da Bianchini

Tabela 4.5 – Granulometria da Cinza Volante da Bianchini

PENEIRA	% PASSANTE
Nº 4	84,41
Nº 10	65,18
Nº 40	28,74
Nº 80	16,36
Nº 200	7,43

4.3 PROPRIEDADES REOLÓGICAS DO LIGANTE

O ligante CAP 50-60 utilizado na pesquisa apresenta a curva de viscosidade aparente Brookfield conforme Figura 4.1.

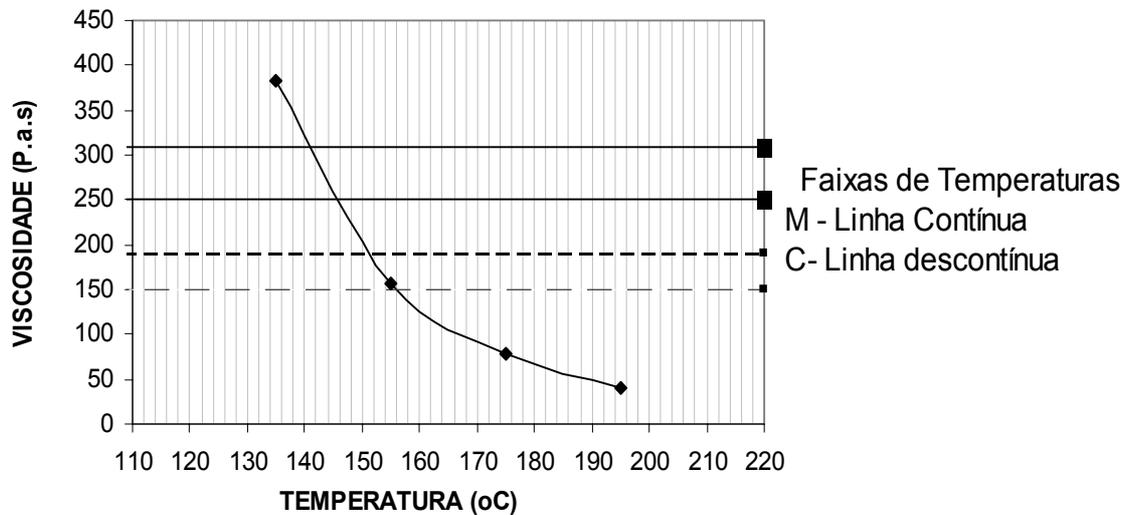


Figura 4.1– Viscosidade Aparente Brookfield CAP 50-60

Conforme Figura 4.1 fica definido assim:

Temperatura de mistura → 152 a 156°C

Temperatura de compactação → 141 a 146°C

4.4 ENSAIO MARSHALL

Com a determinação da granulometria e do peso específico da areia da jazida PREF e da cinza volante de Candiota, com a indicação, dada pelo ensaio Goldbeck, que se deve utilizar uma porcentagem elevada de filler, e utilizando-se do cálculo matemático para se obter uma composição de mistura que esteja dentro das faixas especificadas pelo DNER–ME 083, determinou-se 15 traços diferentes, como pode ser visto na Tabela 4.6, para o estudo de areia-asfalto a quente.

Para as misturas de areia-asfalto a frio, utilizaram-se os traços referentes aos que apresentaram melhores resultados nas misturas a quente.

Tabela 4.6- Composição das misturas de areia-asfalto a quente

TEORES DE LIGANTE	TEORES DE FÍLER		
	15%	18%	21%
8%	15-8	18-8	21-8
9%	15-9	18-9	21-9
10%	15-10	18-10	21-10
11%	15-11	18-11	21-11
12%	15-12	18-12	21-12

Com estes resultados, as misturas de areia e fíler classificam o material dentro da faixa C da norma DNER–ME 083, como visto no gráfico da Figura 4.2.

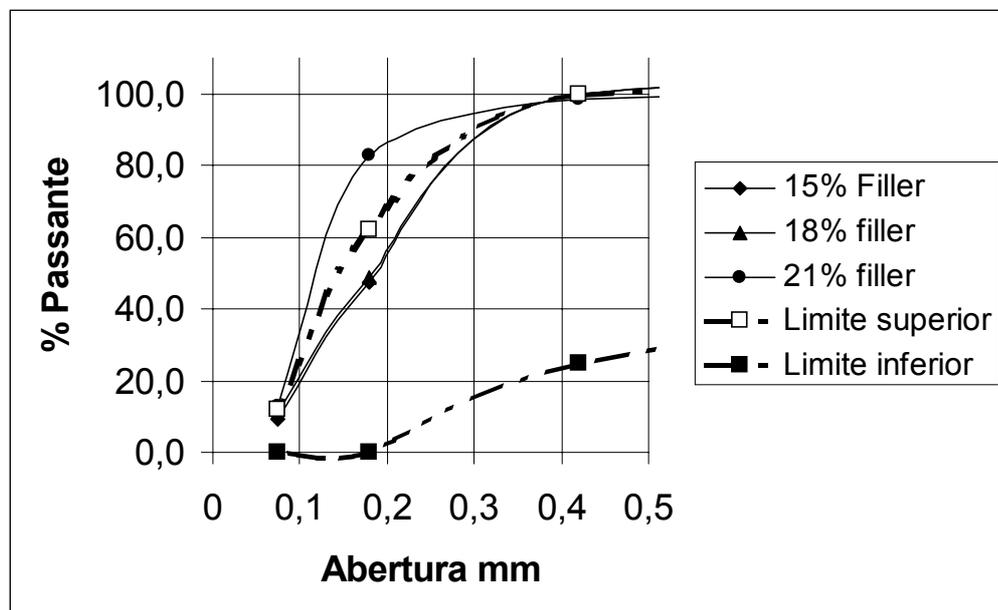


Figura 4.2 – Composição granulométrica das misturas de areia e fíler.

4.4.1 Mistura de Areia-Asfalto a Quente

As Figuras 4.3 e 4.4 apresentam, respectivamente, os resultados do ensaio Marshall em relação à fluência e a estabilidade.

Para as misturas 21% de fíler e com porcentagem de CAP até 11%, o valor da fluência permanece quase que constante e em torno de 3 mm, e com estabilidade em torno de 250 kgf.

As misturas em que se utilizaram 15% de Fíler, pois estas ficaram com valores de estabilidade muito próximos do limite de 150 Kgf.

A Figura 4.5 apresenta o resultado em relação à densidade aparente, mostrando que a variação no teor de fíler pouco influenciou no aumento da densidade nas misturas.

As Figuras 4.6 e 4.7 apresentam os resultados em relação à porcentagem de vazios e a relação betume-vazios das misturas, mostrando que a porcentagem de fíler auxiliou de maneira satisfatória para a redução de vazios e para o aumento na relação RBV.

Verificou-se assim, que as misturas com 21% de Fíler apresentaram os melhores resultados de Fluência, Estabilidade, RBV, % Vazios e Densidade.

Outro dado observado é que para as misturas estarem de acordo com todas as especificações para areia-asfalto a quente como revestimento, o teor de CAP 50-60 deve ser de 11%. Como visto na revisão bibliográfica, que revestimentos de areia-asfalto com volume de vazios maior de 16% e com perdas Cantabro menor que 25% proporcionam alta aderência entre o pneu e a superfície do revestimento, também será aceito para análise um revestimento com 9% de asfalto.

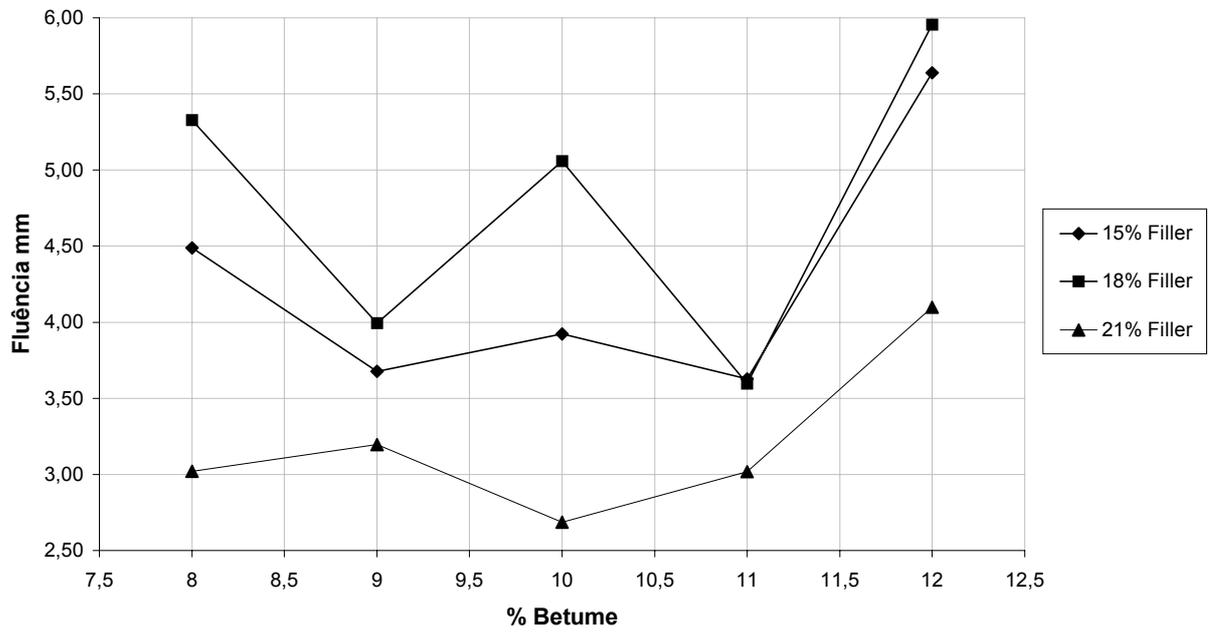


Figura 4.3– Fluência x % Betume

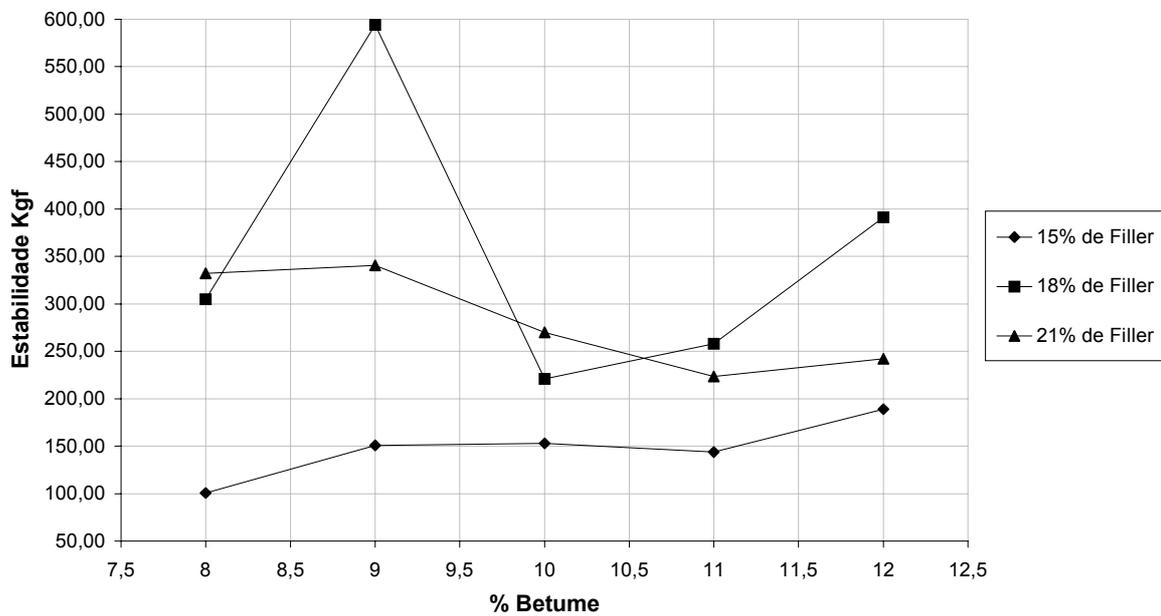


Figura 4.4 – Estabilidade x % Betume

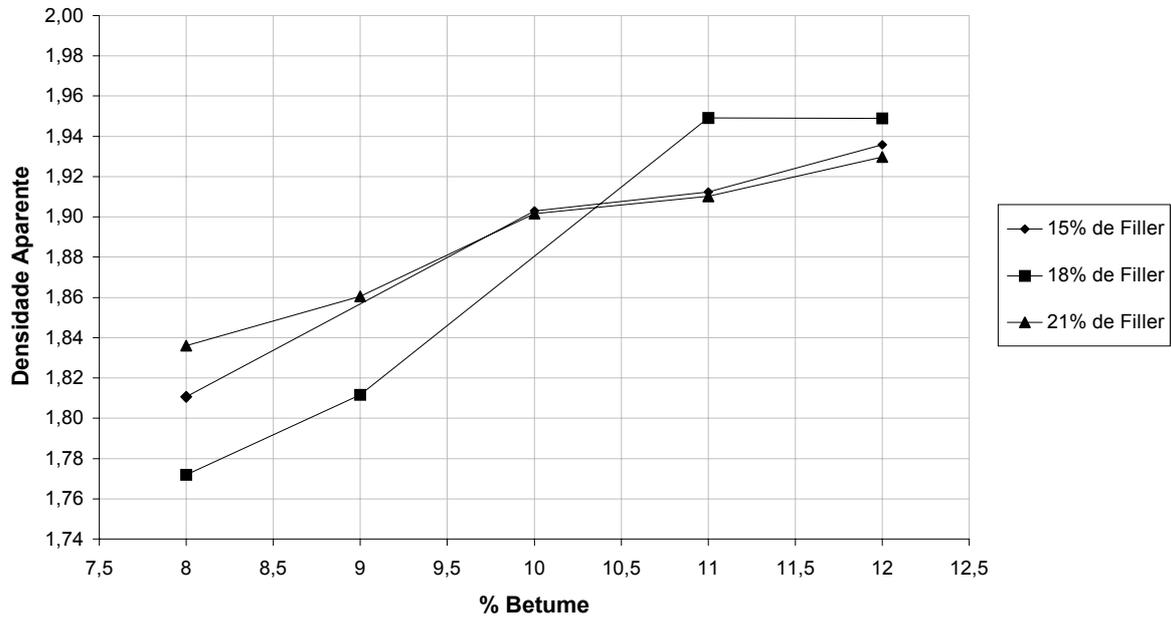


Figura 4.5 – Densidade Aparente x % Betume

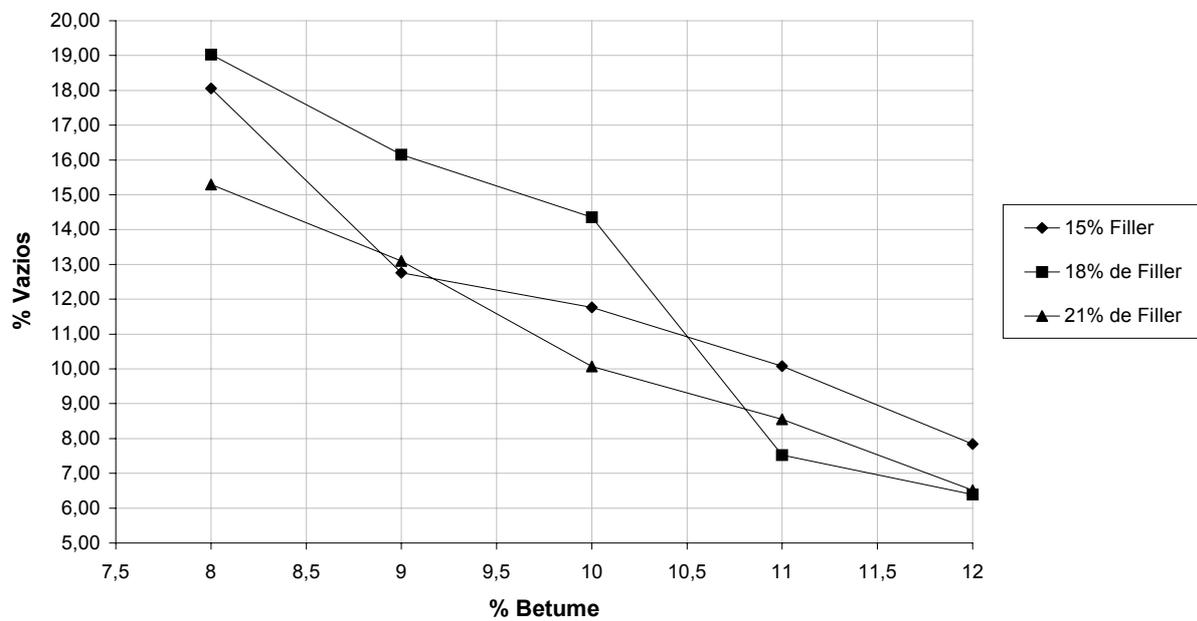


Figura 4.6 - % Vazios x % Betume

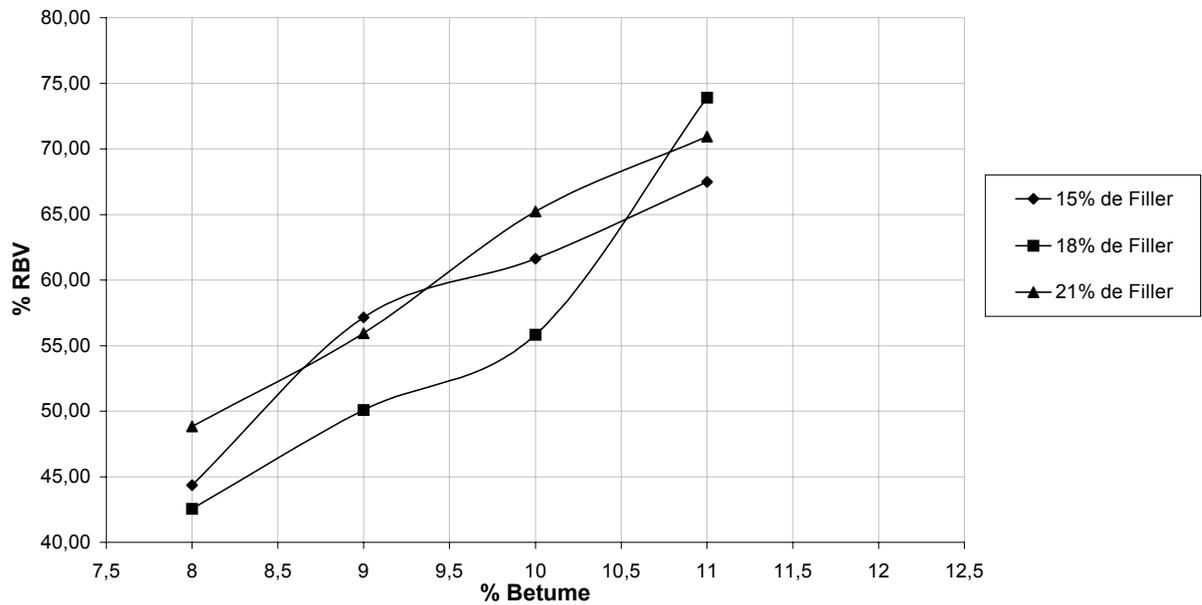


Figura 4.7 – RBV x % Betume

4.4.2 Mistura de Areia-Asfalto a Frio

Com os resultados obtidos no ensaio para as misturas a quente, selecionou-se as misturas, conforme Tabela 4.7, para o ensaio Marshall a frio.

Tabela 4.7- Composição das misturas de areia-asfalto a frio

% RL 1C	% Fíler
11,67	18%
15	18%
16,67	21%
18,33	21%
20	21%

Os valores de porcentagem de emulsão foram escolhidos para que resultassem, ao final do processo de cura, em 7, 9, 10, 11, 12% de CAP.

Como visto que para areia-asfalto a quente somente com mais de 11% de CAP foi possível se obter todas as especificações exigidas pela norma DNER – ES 312/97, somente realizou-se o ensaio Marshall para os CP moldados com 16, 67, 18,33 e 20% de emulsão, os outros CP foram separados para determinação de Módulo de Resiliência e Resistência a Tração por Compressão Diametral.

Para os dois primeiros teores de emulsão, optou-se por utilizar 18% de filler para que a quantidade de água adicionada à mistura fosse menor, buscando assim, uma porcentagem de vazios também menor ao final do processo de cura.

Para misturas a frio deve-se tomar cuidado para compactar somente quando a misturas estiverem perdidos entre 35 e 50% da água contida, sendo tanto a água da emulsão como a água de mistura.

Depois de moldadas, as amostras devem ficar durante um período de 24 horas na estufa com temperatura de 60⁰C, para depois serem desmoldadas com todo o cuidado. Logo após o desmolde, deve-se realizar o ensaio de determinação da densidade, conforme norma DNER-ME 117/94.

Levando em consideração o fato das misturas de areia-asfalto a frio apresentarem grandes porcentagens de vazios, a determinação da densidade aparente foi realizada com a utilização de parafina e fita adesiva, para que fosse evitada a saturação do corpo-de-prova durante a realização do ensaio.

Para realizar o ensaio Marshall, os corpos-de-prova devem ser colocados em estufa à temperatura constante de 40⁰C num período de 2 horas. Ao final deste período realiza-se, então, a determinação da Fluência e da Estabilidade Marshall.

As Figuras 4.8 e 4.9 mostram, respectivamente os processos de mistura dos materiais e de espera para que se obtenha a umidade desejada.



Figura 4.8- Mistura de areia-asfalto a frio



Figura 4.9- Mistura de areia-asfalto em processo de ruptura.

Após o desmolde dos corpos-de-prova, pode-se notar que para teores de até 16% de emulsão, não houve um total englobamento dos grãos, é visível, como se mostra na Figura 4.10, que grão de areia ficaram soltos na superfície do CP.



Figura 4.10- Material desprendido do corpo-de-prova.

As Figuras que se seguem, da 4.11 até 4.15 mostram os resultados obtidos no ensaio Marshall para as misturas de areia-asfalto a frio.

Durante o andamento do ensaio na prensa Marshall notou-se que a areia-asfalto a frio comportou-se de maneira totalmente diferente em relação à mistura a quente, pois durante o carregamento, não foi possível visualizar a ruptura do corpo-de-prova, mas sim, patamares de resistência e medição de grandes fluências a ponto do ensaio ser interrompido não devido à ruptura, mas devido ao fechamento do molde de compressão.

Verificou-se também que ao executar o ensaio com poucos dias de cura, os resultados não representarão a resistência final da mistura a frio, pois toda a água presente ainda não foi evaporada, sendo assim, os corpos-de-prova com teores mais elevados de emulsão, portanto, de água, estão ainda num estado mais fluido, onde a aplicação de carga sobre este CP causa um rearranjo interno das partículas, aumentando assim, sua fluência.

A diminuição da densidade aparente e o maior volume de vazios dos corpos-de-prova com maior teor de emulsão deve-se ao fato da maior quantidade de água existentes nos mesmos, que quando evapora, deixa mais vazios.

A relação de betume-vazios permanece quase constante, pois o aumento de vazios é compensado, quase que completamente, pelo aumento de CAP residual destas misturas.

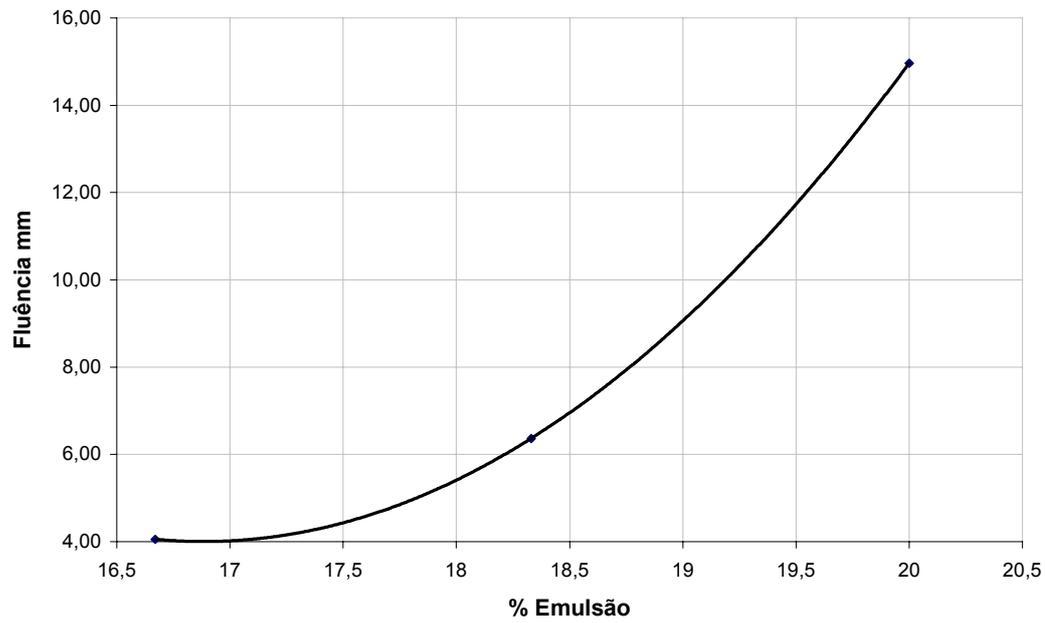


Figura 4.11 – Fluência x % Betume

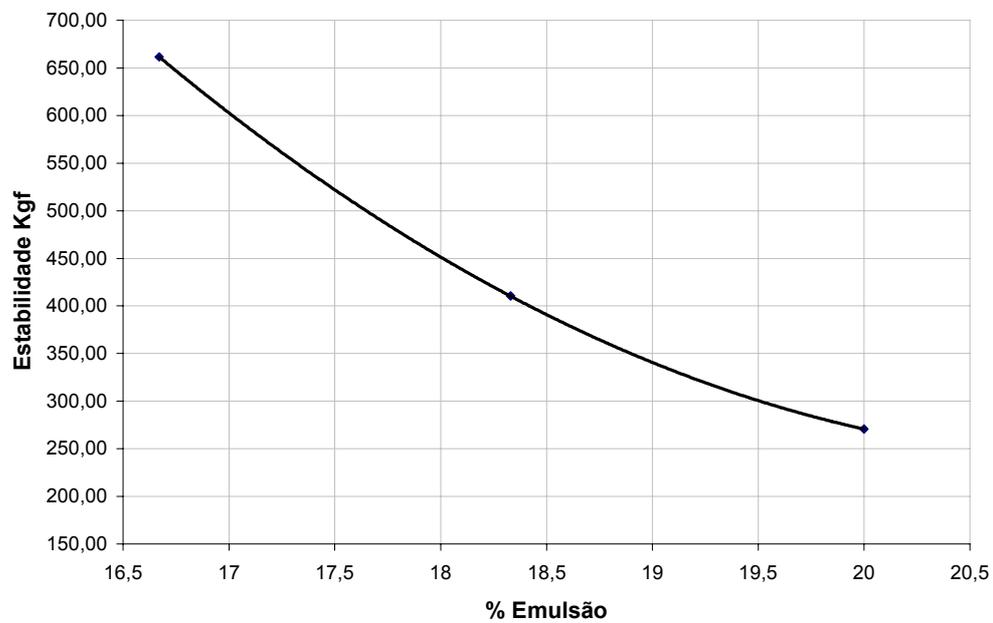
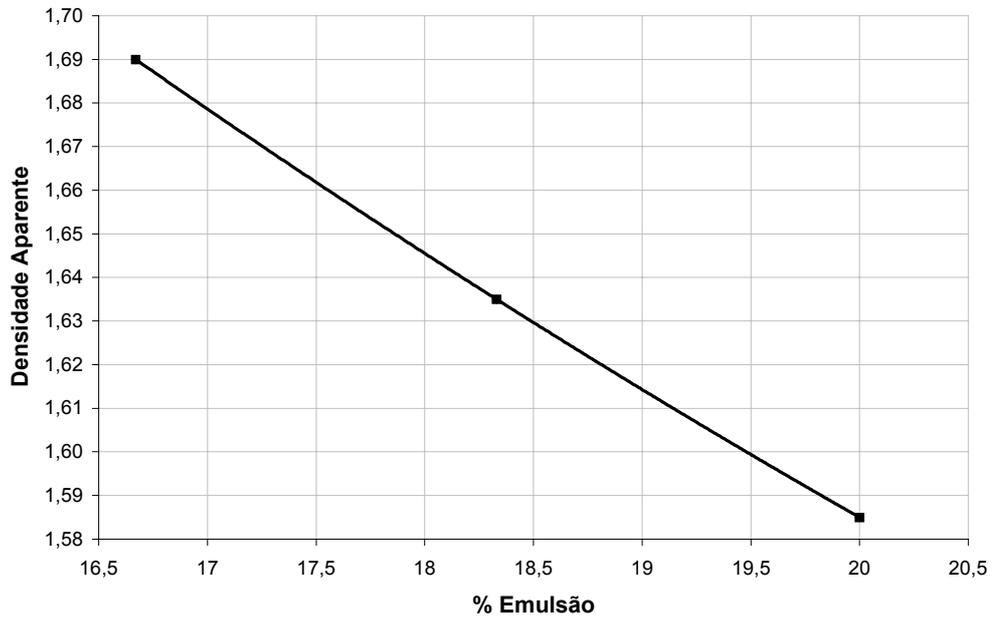
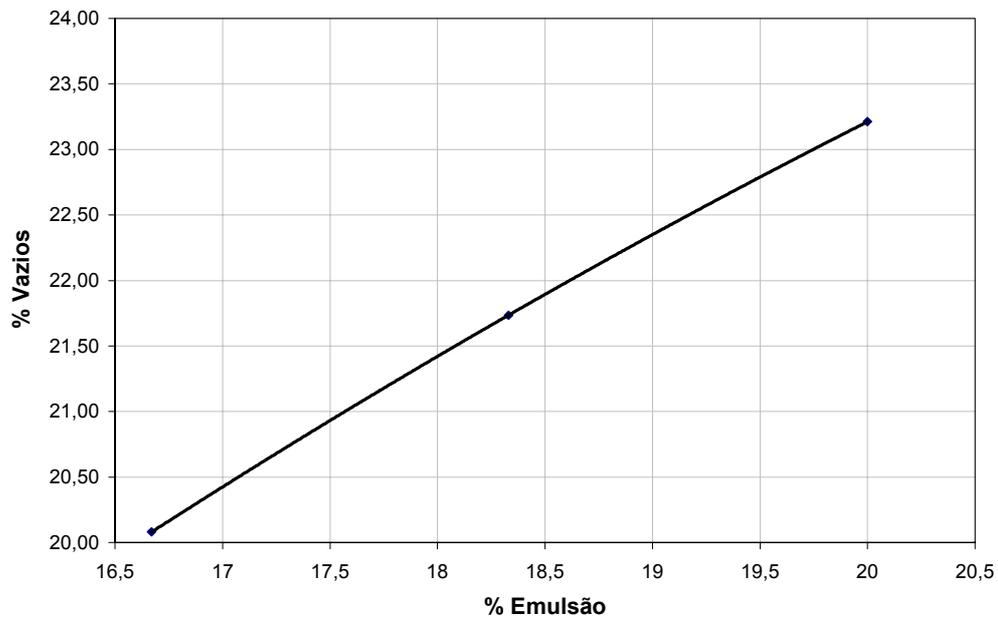


Figura 4.12 – Estabilidade x % Betume

Figura 4.13 –Densidade aparente x % BetumeFigura 4.14 –% Vazios x % Betume

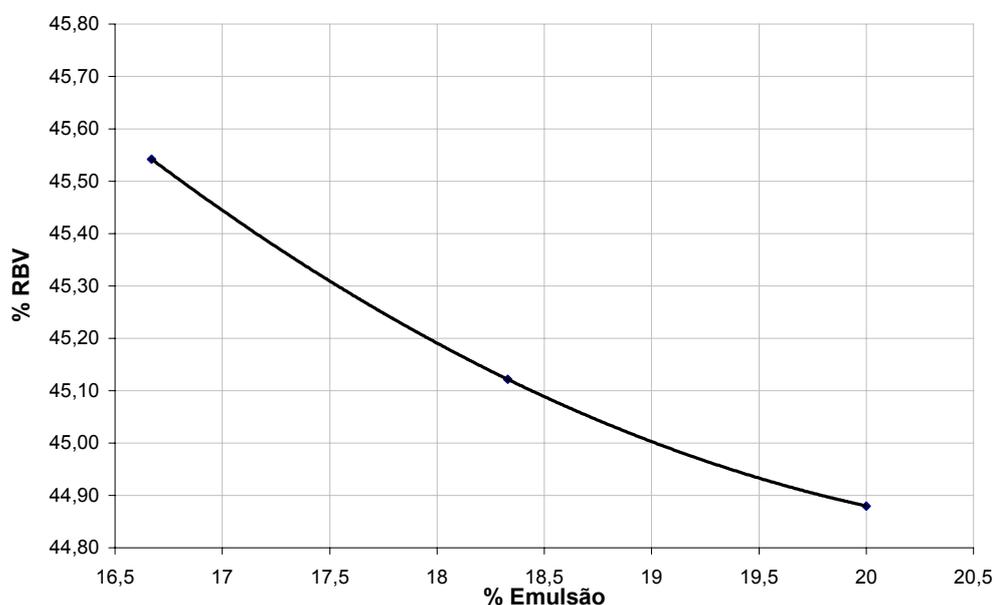


Figura 4.15 - RBV x % Betume

4.5 ENSAIO CANTABRO

Sendo o ensaio Cantabro utilizado para revestimentos, somente moldaram-se corpos-de-prova a quente, pois como visto no ensaio Marshall, as misturas a frio possuem uma elevada fluência e uma elevada porcentagem de vazios, sendo assim, o seu uso como revestimento foi descartado.

Os teores de CAP utilizados nas misturas são de 6, 7 e 11%, os dois primeiros, porque serão estudados como base de areia-asfalto e o último porque foi o teor definido como o ótimo no ensaio Marshall para revestimentos de areia-asfalto.

As Figuras 4.16, 4.17 e 4.18 mostram os corpos-de-prova moldados com 11% de CAP 50-60 para a realização do ensaio, uma comparação entre os corpos-de-prova que não foram ensaiados e os que foram ensaiados a seco e uma comparação entre os ensaiados a secos e saturados, respectivamente.



Figura 4.16- Corpos-de-prova para ensaio Cantabro.



Figura 4.17 – Comparação após ensaio CP secos.



Figura 4.18 – Comparação de CPs ensaiados secos e previamente imersos.

Os resultados do ensaio Cantabro para misturas de areia-asfalto a quente sem imersão estão na Tabela 4.8 abaixo:

Tabela 4.8- resultados do ensaio Cantabro sem imersão.

TEOR DE CAP %	PERDA POR DESGASTE
6	44
7	21
11	6

Na Tabela 4.9 estão os resultados para o ensaio Cantabro onde foi realizada a imersão dos corpos-de-prova.

Tabela 4.9 – resultados do ensaio Cantabro com imersão

TEOR DE CAP %	PERDA POR DESGASTE
6	61
7	29
11	9

Com estes resultados pode-se concluir que para as misturas em que a quantidade de CAP foi mais baixa, houve uma perda acentuada por desgaste, sendo assim, a mistura dimensionada para a base não poderá ficar sem um revestimento, isto é, uma camada que a proteja de esforços devido ao tráfego, pois a degradação se torna acentuada.

Dentre estes dois teores estudados para a base, nota-se que a influência do ciclo de molhagem se torna mais acentuada para a mistura com 6% de CAP, devido a um menor preenchimento dos vazios e assim uma menor relação de betume-vazios, deixando a mistura com uma menor adesividade entre os materiais.

Nota-se também, que para 11% de CAP, apesar do ciclo de molhagem e secagem aumentar a perda em 70%, esta continua muito baixa, mostrando que esta mistura apresenta boa resistência à degradação ocasionada pelo tráfego.

4.6 ENSAIO DE COMPACTAÇÃO PARA MISTURA CINZA-CAL

A Tabela 4.10 indica os teores de cal, cinza e de umidade em que foram moldados os corpos-de-prova, na Figura 4.19 está apresentada a curva de umidade x peso específico para 9% de cal e a Figura 4.20 para 25% de cal.

Com estes dados, obteve-se o teor de umidade ótimo de 18% para 9% de cal, e assim, pode-se moldar os corpos-de-prova para os ensaios de Resiliência.

Tabela 4.10– Teores da mistura cinza-cal

Mistura	Teores %
Cinza	75-88-91
Cal	25-12-9
Umidade de ensaio	15 a 28

Na Tabela 4.11 estão apresentados os valores do CBR das misturas de cinza-cal, e na Figura 4.21 apresenta-se um gráfico do crescimento do CBR em função do teor de cal.

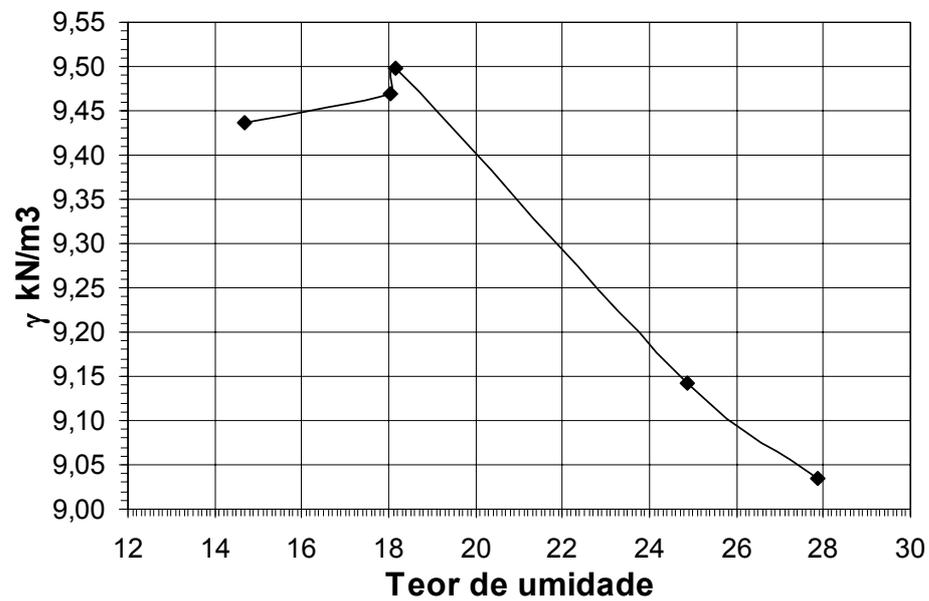


Figura 4.19- Umidade x Peso Específico para 9% de Cal.

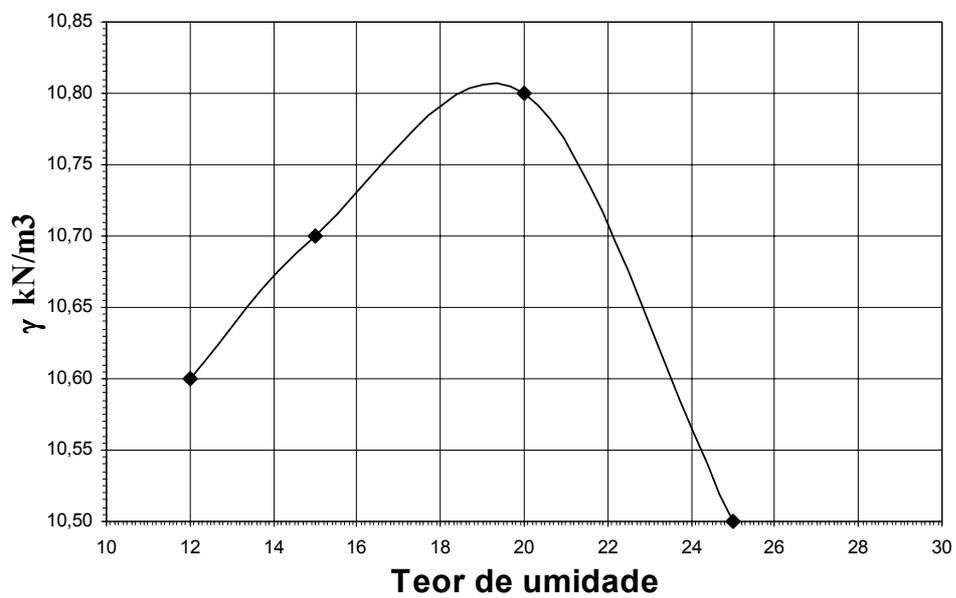


Figura 4.20 – Umidade x Peso Específico para 25% de Cal.

Tabela 4.11 – CBR das misturas de cinza-cal

% CAL	CBR (%)
9	120
12	130
25	220

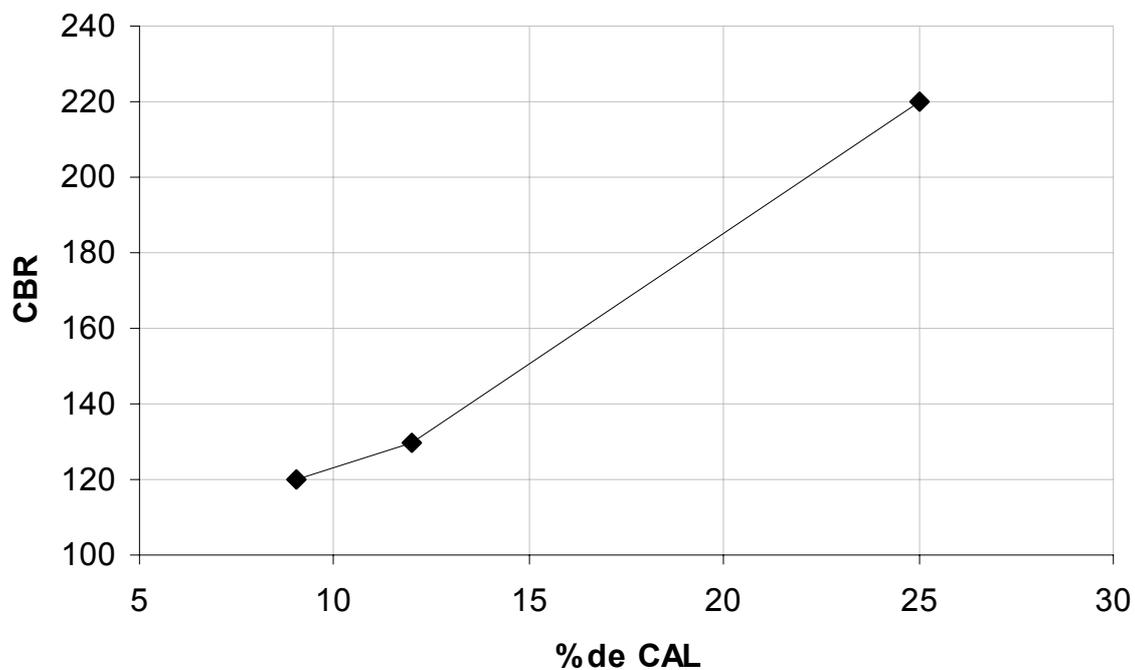


Figura 4.21 – CBR x % cal

Com estes resultados verifica-se claramente a tendência do aumento de resistência em função do aumento de cal para as misturas estudadas.

4.7 ENSAIO DE MÓDULO DE RESILIÊNCIA

4.7.1 Resultados para mistura de Areia-asfalto a quente

A Figura 4.22 mostra os resultados obtidos no ensaio de Módulo de Resiliência para as misturas de areia-asfalto a quente.

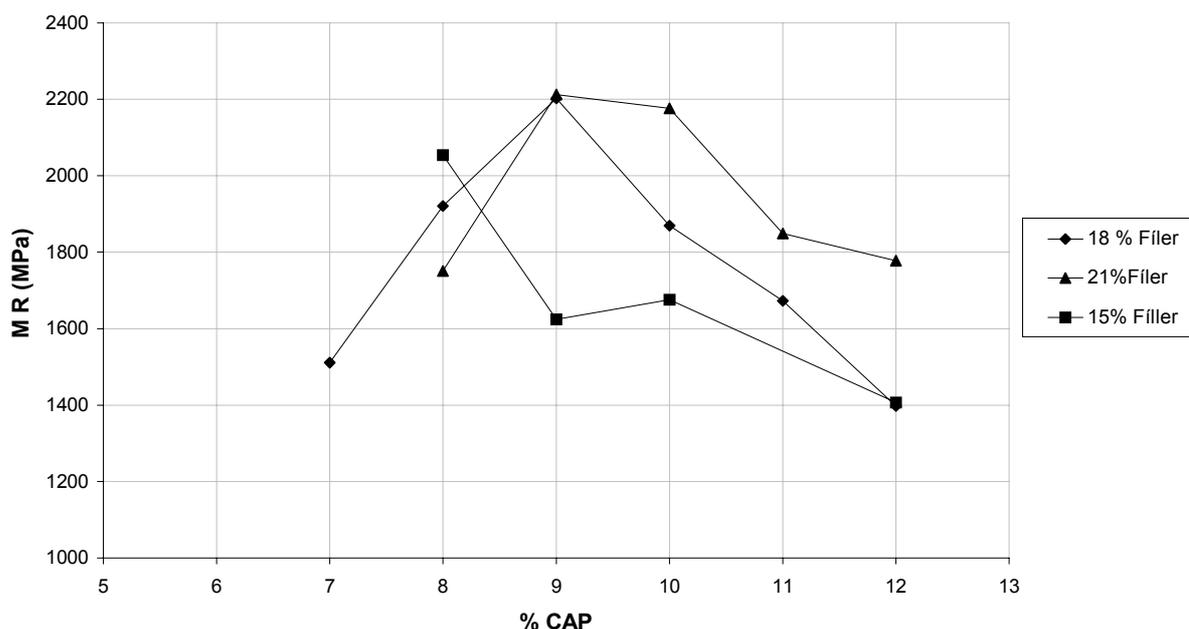


Figura 4.22 - Resultados do Ensaio de Módulo de Resiliência.

Com estes resultados verificou-se que para teores abaixo de 9% de CAP, as misturas com 18% de filler obtiveram módulos resilientes mais altos, sendo propício à utilização destes teores para o uso em base de areia-asfalto.

Acima de 9%, as misturas com 21% de filler apresentaram maiores módulos e são propícias a utilização como revestimento de areia-asfalto.

As misturas com 15% de filler não seguiram o mesmo padrão de resultados das outras misturas, e como também seu uso já estava descartada pelos resultados do ensaio Marshall, optou-se pela não utilização desta mistura.

4.7.2 Resultados para mistura de Areia-asfalto a frio

As misturas a frio com a utilização de emulsão de ruptura lenta não apresentaram resultados quando analisadas com 7 dias de cura. Os corpos-de-prova destas misturas romperam durante a realização do ensaio, mesmo com baixas cargas aplicadas.

Como visto no ensaio Marshall, estas misturas encontram-se num estado muito fluido em poucos dias de cura, sendo assim, apresentam grandes deformações plásticas que impedem a realização do ensaio.

CLERMAN (2004) em seu estudo de misturas com emulsões de ruptura lenta observou que o módulo de resiliência e a resistência à tração aumentam com o aumento do período de cura. Os valores de resistência à tração praticamente dobraram quando os ensaios foram realizados com 60 dias de cura em relação aos realizados com 5 dias.

Sendo assim, conclui-se que as misturas de areia-asfalto a frio precisam ser analisadas não somente quanto os teores de ligante ou de filer adicionados nas misturas, mas também o ganho de resistência no tempo.

4.7.3 Resultados obtidos para as misturas de cinza-cal

A mistura de cinza-cal somente foi ensaiada pra a mistura com 9% de cal e apresentou um Módulo de Resiliência de 2813 MPa aos 28 dias. Este valor está na mesma faixa das misturas de areia-asfalto a quente, sendo assim, a utilização desta mistura como base de um pavimento onde o revestimento é de areia-asfalto não compromete o pavimento, pois sendo a diferença entre módulos pequena, não ocorrerão grandes tensões de tração na interface das camadas.

Para a análise paramétrica do pavimento com base de cinza-cal, serão analisados módulos resilientes variando de 2500 a 5000 MPa.

4.8 RESISTÊNCIA À TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

4.8.1 Resultados para mistura de areia-asfalto a quente

A Figura 4.23 mostra os resultados obtidos para as amostras de areia-asfalto a quente, onde foram ensaiados os teores de 15, 18, e 21% de fíler.

A Figura indica a tendência que as misturas tem de apresentarem valores de resistência à tração muito próxima para baixos teores de CAP, enquanto que para teores acima de 9%, as misturas com 21% de fíler apresentam melhores resultados.

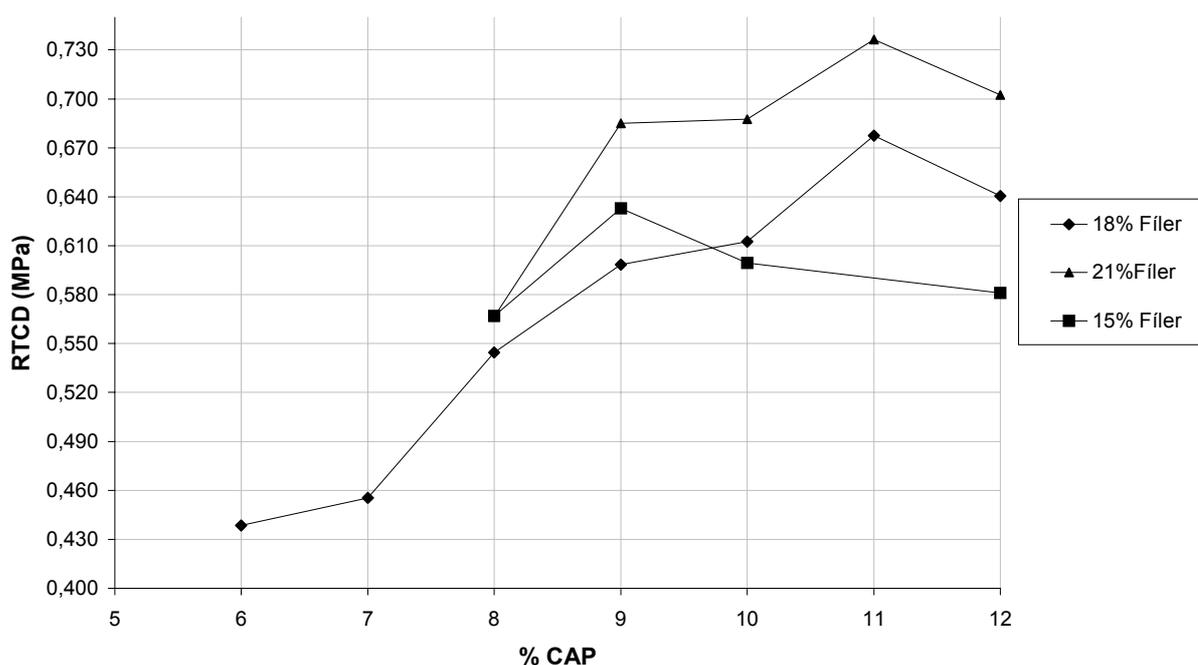


Figura 4.23- Resultados do Ensaio RTCD para areia-asfalto

4.8.2 Resultados para mistura de cinza-cal

A resistência à tração por compressão diametral aos 28 dias das misturas de cinza-cal com 9% de cal foi de 0,13 MPa. Este valor tende a aumentar com o tempo, mas é muito baixo se comparado com as misturas de areia-asfalto.

Para 25 % de cal, a resistência à tração foi de 0,33 MPa aos 28 dias e de 0,45 MPa aos 90 dias, sendo assim, esta mistura apresentou resistência à tração próxima aos da areia-asfalto estudada como base de pavimentos.

Misturas com teores mais elevados de cal tendem a apresentar valores maiores de resistência à tração. Vale lembrar que a cinza utilizada nesta mistura é um rejeito ambiental, sendo assim, sem custo nenhum para sua obtenção, o que compensa a utilização de teores mais elevados de cal.

A Figura 4.24 apresenta um gráfico com o aumento da resistência a tração com a idade para as misturas com 25% de cal.

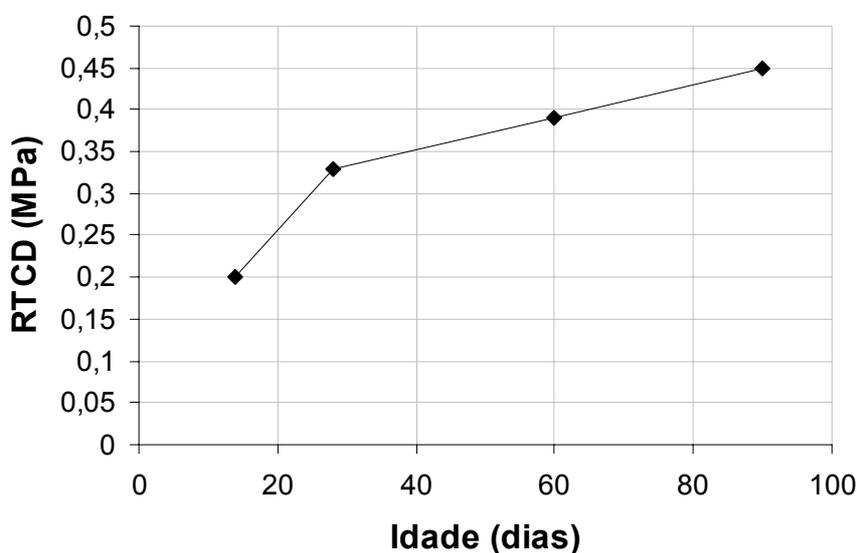


Figura 4.24 – RTCD x Idade (dias)

4.9 RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES PARA MISTURAS CINZA-CAL

Foram rompidas as amostras com idades de 14, 28, 60 e 90 dias e os resultados estão apresentados na Tabela 4.12 e na Figura 4.25.

Tabela 4.12– Resultado dos ensaios de compressão simples

IDADES	RCS (MPa)		
	9%	12%	25%
14	0,42	-	1,43
28	0,49	0,62	1,82
60	0,50	0,86	-
90	0,53	1,01	2,13

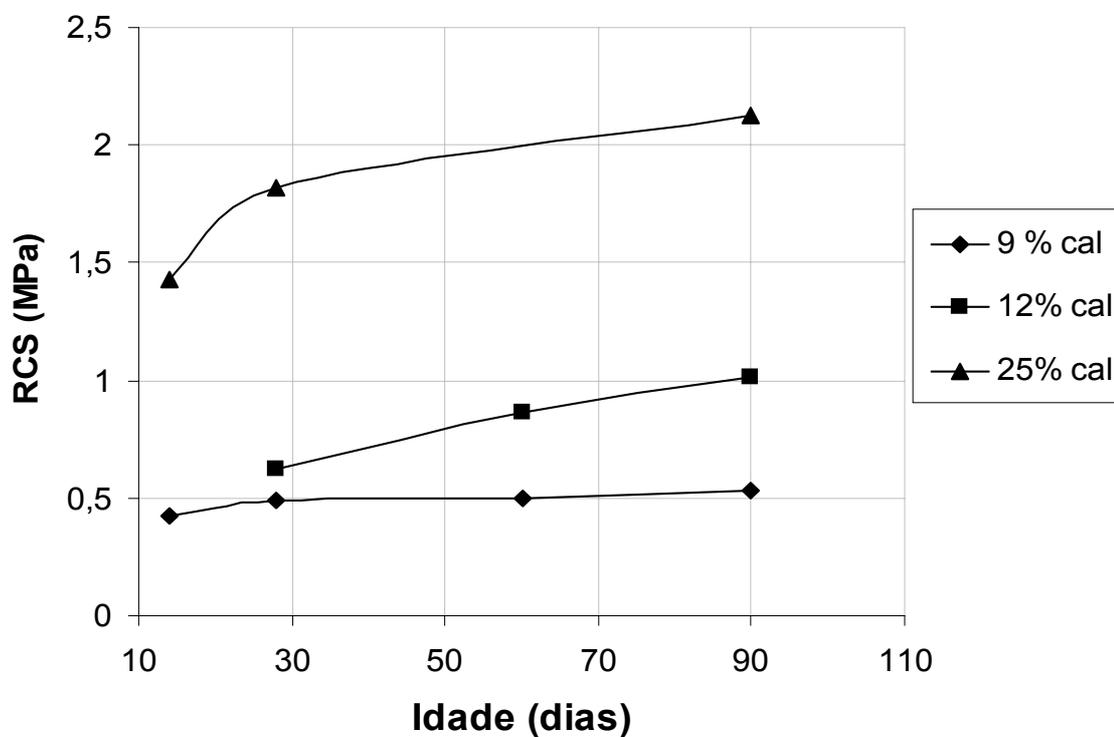


Figura 4.25 – RCS x Idade.

A Figura 4.25 mostra que para o teor de cal de 9%, o aumento de resistência em função do tempo é quase nulo e que para os teores mais elevados, de 12 e 25% o aumento de resistência é de mais de 40%.

Devido aos resultados de resistência à compressão e a tração, deve-se utilizar teores de cal maiores que 9%, este teores devem estar na faixa de 15 a 25%. A diminuição da altura da base do pavimento devido a melhor resistência à tração compensará o aumento no teor de cal.

5 ANÁLISE ESTRUTURAL PARAMÉTRICA

5.1 Programa Elsym 5

Para a análise estrutural do pavimento, utilizou-se o Programa Computacional Elsym 5, desenvolvido por AHLBORN (1972).

O programa Elsym 5 de diferenças finitas aplica-se a problemas de elasticidade linear de meios estratificados. Utiliza a solução de Burmister ampliada para cinco camadas.

A Teoria de BURMISTER (1945) faz as seguintes hipóteses para o cálculo das tensões e deslocamentos de um sistema estratificado:

1. Materiais são elásticos, isotrópicos e homogêneos, a lei de Hooke é válida e o módulo de compressão é igual ao de tração;
2. As camadas não têm peso, são ilimitadas transversalmente, sendo a camada inferior semi-infinita;
3. As condições de fronteira são: (a) a superfície da camada superior não está sujeita a tensões de fora da área carregada, (b) na área carregada tem-se apenas tensões normais e (c) a grandes profundidades as tensões e deformações são nulas.
4. Admitem-se as seguintes condições nas interfaces: *caso 1*- há atrito entre as camadas; tem-se coordenadas cilíndricas para duas camadas e *caso 2*- não há atrito entre camadas, mas deslizamentos.

O método das diferenças finitas resolve problemas de valores no contorno em equações diferenciais ordinárias; as derivadas das equações diferenciais se calculam por meio de fórmulas aproximadas, numa série de pontos no domínio de integração do problema. Obtém-se um sistema de equações algébricas que permite calcular as incógnitas nos pontos escolhidos.

O programa possui três tipos de entradas principais:

1. Variáveis de caracterização do material ou da camada;
2. Variáveis do carregamento;
3. Informações das coordenadas do sistema.

5.1.1 Variáveis de Caracterização das camadas

Cada camada do sistema é caracterizada por sua espessura, módulo de resiliência e pelo coeficiente de Poisson. A espessura da camada inferior é considerada semi-infinita. As camadas são numeradas consecutivamente de cima para baixo, começando pelo revestimento, e são representadas em centímetros. Os valores de módulo de resiliência são considerados uniforme para a camada, nas duas direções horizontais. A Tabela 5.1 apresenta valores de coeficiente de Poisson para vários tipos de materiais.

Tabela 5.1- Valores de Coeficiente de Poisson

Material	Coeficiente de Poisson
Concreto	0,15-0,20
Concreto Asfáltico	0,25-0,30
Base Granular	0,30-0,40
Areia Densa	0,30-0,35
Argila	0,40-0,45

A análise das camadas foi dividida para pavimentos de base de areia asfalto, e de base cinza-cal.

As camadas de revestimento, analisada para as bases acima, variaram de acordo com a porcentagem de CAP, de 9 a 11%, variando assim, os módulos de resiliência.

Para as bases de cinza-cal, as camadas estudadas variaram de 10 a 25cm e para as bases de cinza-cal, as camadas variaram de 20 a 60cm.

O subleito de material arenoso foi caracterizado com módulo de resiliência de 100 MPa e coeficiente de Poisson de 0,30.

A Tabela 5.2 apresenta as características dos pavimentos analisados.

Tabela 5.2 – Caracterização dos pavimentos

	M_R MPa	μ	Espessura (cm)	R_T MPa
Base areia-asfalto	1510	0,30	10-25	0,46
Base cinza-cal	2500 - 5000	0,25	20-60	0,13–0,45
Revestimento 9%	2213	0,30	5	0,69
Revestimento 10%	2177	0,30	5	0,69
Revestimento 11%	1849	0,30	5	0,74

5.1.2 Variáveis de Carga

As cargas são caracterizadas por duas destas três entradas: carga de kN, pressão do pneu por MPa, raio carregado em centímetros.

O carregamento proposto é constituído por um eixo simples padrão de 82 kN, de roda dupla ($P=41$ kN, $p=0,56$ MPa). Cada roda aplica uma carga de 20,5 kN, sendo que esta carga aplicada em uma área circular de 11cm de raio.

5.1.3 Variáveis das Coordenadas do Sistema

O sistema tridimensional utiliza as coordenadas X e Y, em um plano horizontal, e a coordenada Z representa a profundidade no sistema de camadas. As cargas são colocadas nas coordenadas X e Y, com Z sendo zero, enquanto os pontos de interesse para os cálculos podem estar em um máximo de dez valores diferentes de Z. Todas as coordenadas são consideradas contínuas; assim não existe deslizamento entre camadas. A coordenada Z é positiva verticalmente para baixo, com origem na superfície.

O programa calcula os resultados para cada profundidade Z de interesse e todos os resultados para cada par de coordenadas XY de entrada. A convenção de sinais é negativa para tensões, deformações e deslocamentos de compressão e positiva para as forças de tração.

Os pontos analisados foram sob a roda e no centro, nas interfaces entre revestimento e base e base e subleito.

5.2 Análise Paramétrica para base de areia-asfalto

As Figuras 5.1, 5.2 e 5.3 apresentam as estruturas analisadas de acordo com o teor de CAP de cada camada de revestimento.

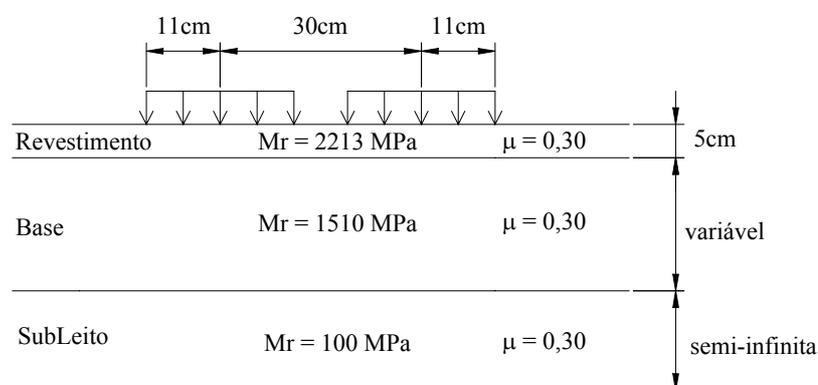


Figura 5.1 – Estrutura para Revestimento com 9% asfalto.

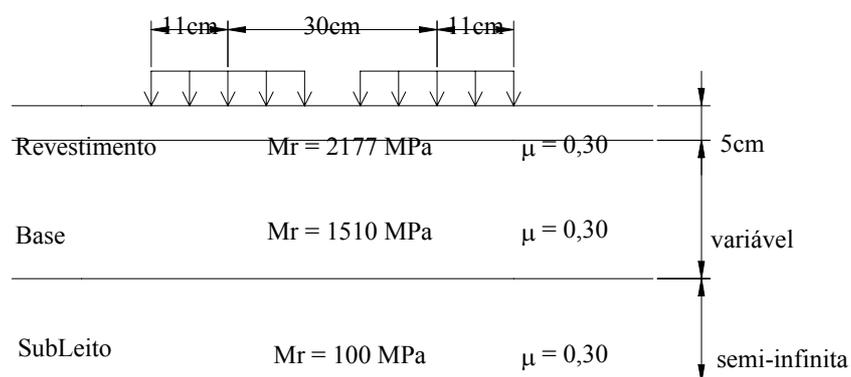


Figura 5.2 – Estrutura para Revestimento com 10% asfalto.

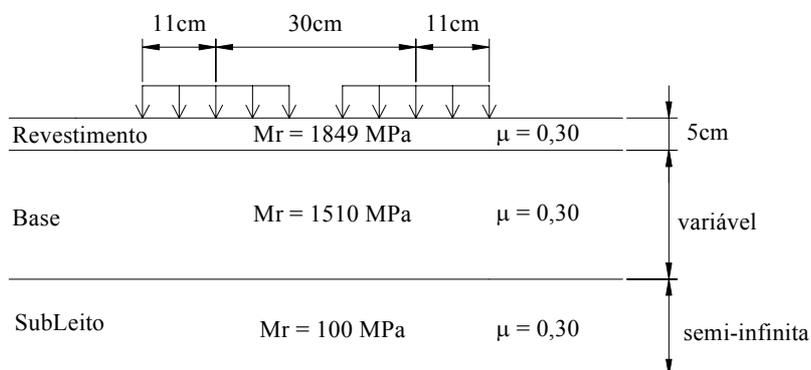


Figura 5.3 – Estrutura para Revestimento com 11% asfalto.

As Figuras 5.4 e 5.5 apresentam os resultados obtidos pelo programa, para as tensões de tração e as deformações específicas, na interface base e subleito para as situações apresentadas acima, pois na interface revestimento e base, pelo programa verificou-se que eram inexistentes as tensões de tração.

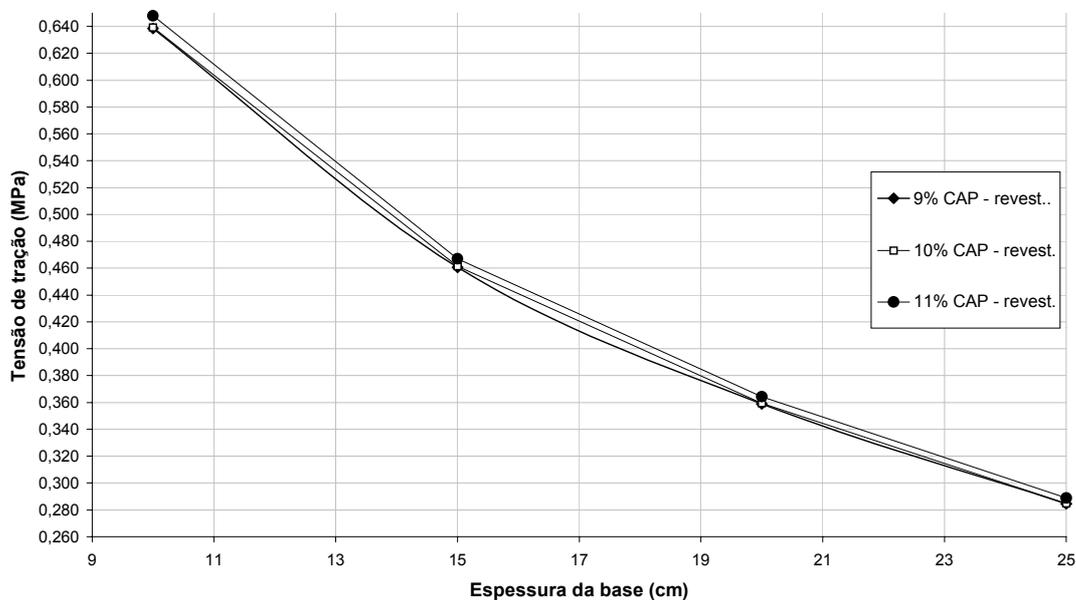


Figura 5.4 – Tensão de tração na face inferior da base. Mistura areia-asfalto

Com os resultados desta Figura e com o auxílio dos dados da Tabela 5.2, pode-se concluir que, independente do teor de CAP do revestimento, a base de areia-asfalto deverá ser de no mínimo 16 cm.

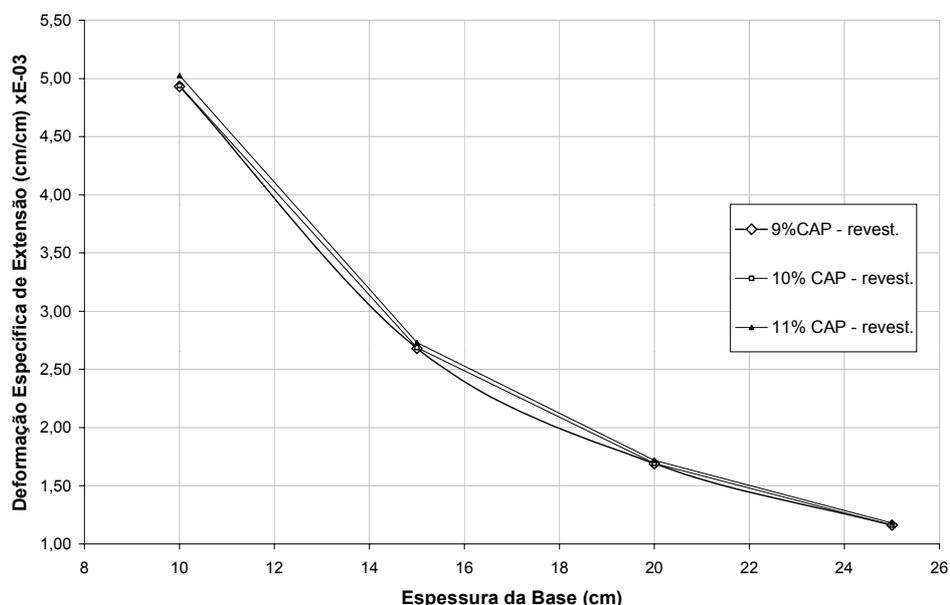


Figura 5.5 – Deformação específica na face inferior da base. Mistura areia-asfalto

Com esta Figura pode-se concluir que a deformação específica na face inferior da base também não sofreu influência pela diferença de revestimentos estudados.

Para o estudo de areia-asfalto como base e revestimento de pavimentos, a análise paramétrica não aponta diferença ao se trabalhar com revestimentos com diferentes porcentagens de CAP, sendo assim, torna-se de grande importância, a realização de trecho experimental com o revestimento variando de 9 a 11% de CAP, para aí sim, estabelecer o quanto a maior porcentagem de vazios e a redução da relação de betume-vazios influencia na qualidade e durabilidade destas misturas.

5.3 Análise Paramétrica para base de cinza-cal

As Figuras 5.6, 5.7 e 5.8, 5.9, 5.10 e 5.11 apresentam as estruturas analisadas de bases de cinza-cal onde a variação ocorre no módulo de resiliência de cada mistura estudada.

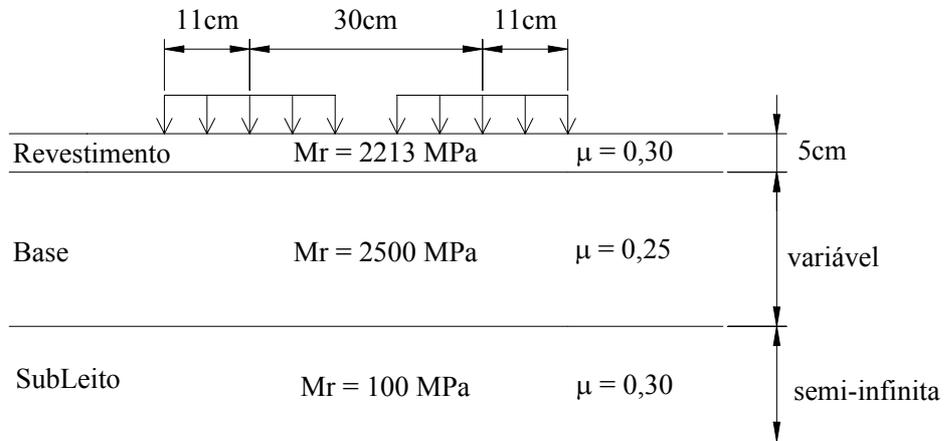


Figura 5.6 – Estrutura para base com MR 2500 e 9% asfalto

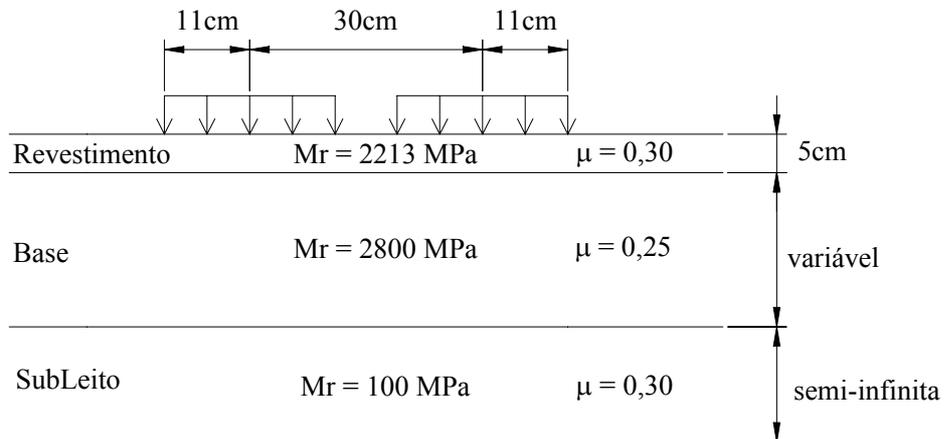


Figura 5.7 – Estrutura para base com MR 2800 e 9% asfalto

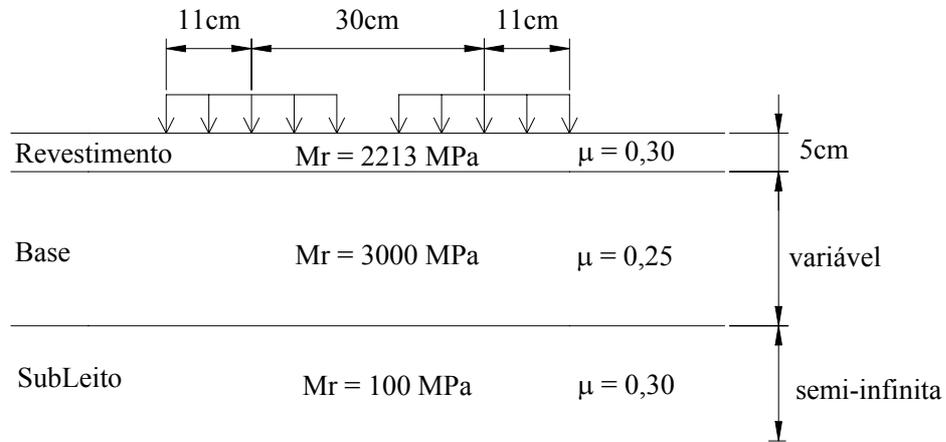


Figura 5.8 – Estrutura para base com MR 3000 e 9% asfalto

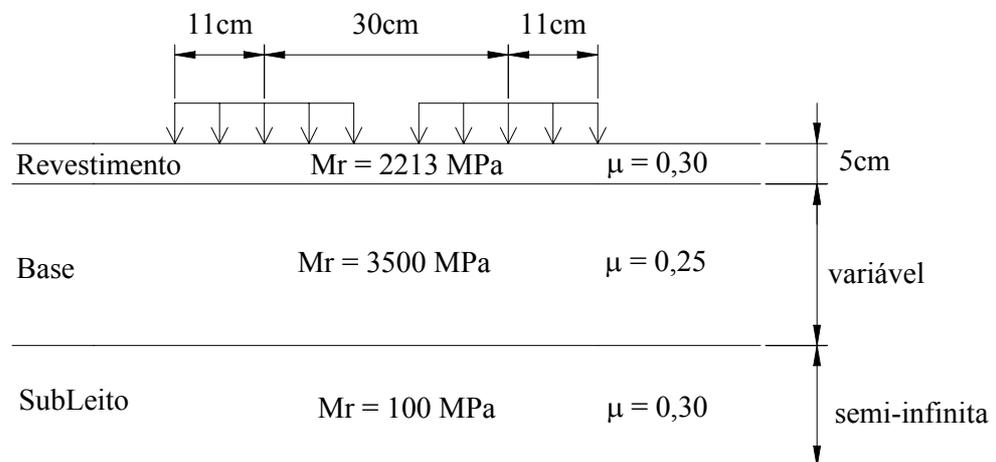


Figura 5.9 – Estrutura para base com MR 3500 e 9% asfalto

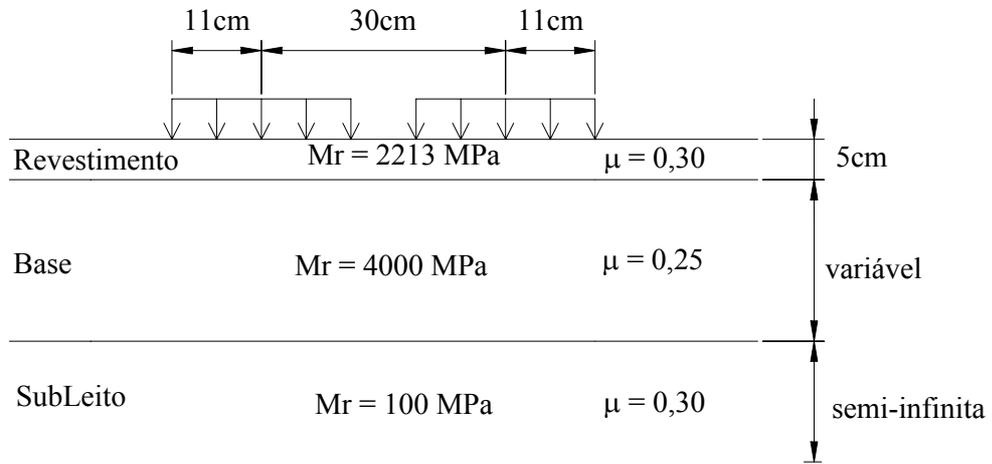


Figura 5.10 – Estrutura para base com MR 4000 e 9% asfalto

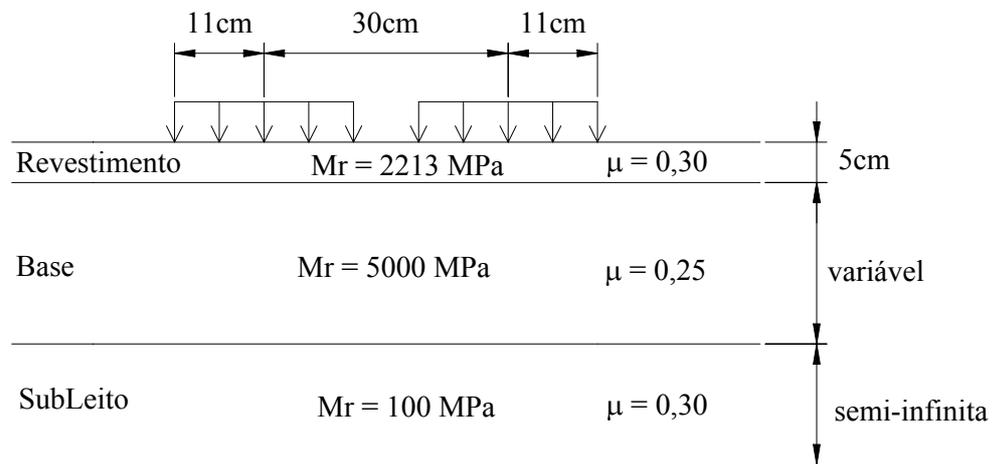


Figura 5.11 – Estrutura para base com MR 5000 e 9% asfalto

As Figuras 5.12 e 5.13 apresentam os resultados obtidos pelo programa para as tensões de tração e para as deformações específicas na interface base e subleito para as situações apresentadas acima.

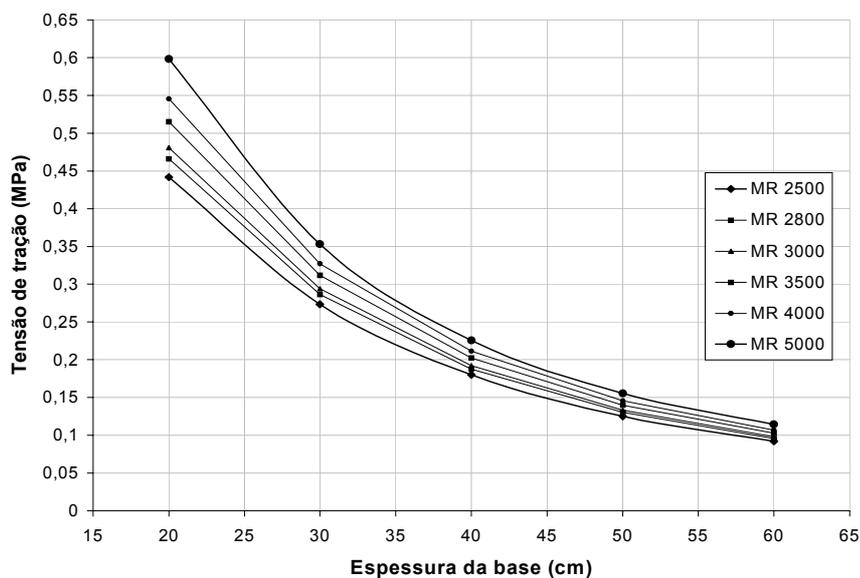


Figura 5.12 – Tensão de tração na face inferior da base. Mistura cinza-cal

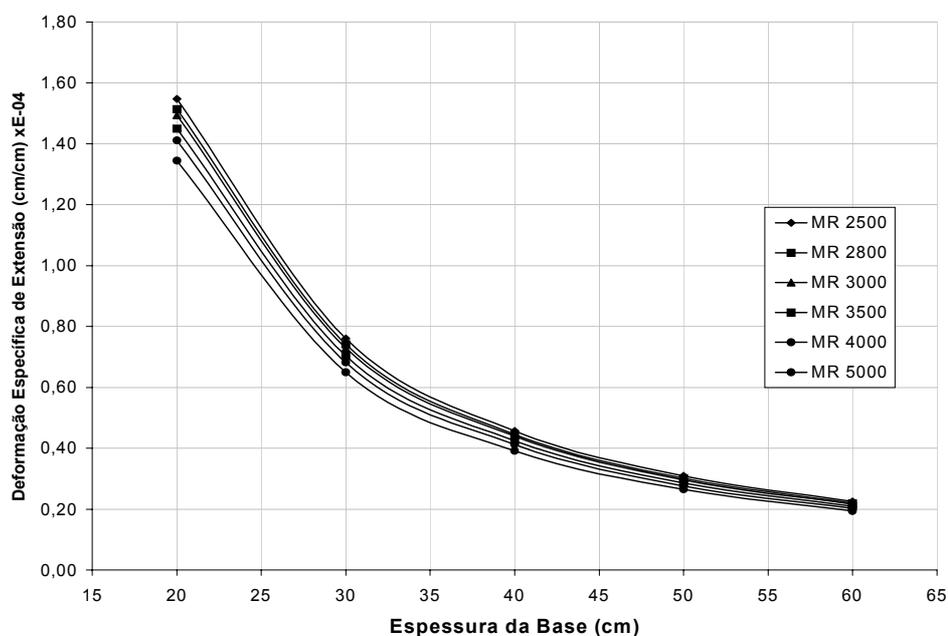


Figura 5.13 – Deformação específica na face inferior da base. Mistura cinza-cal

Com os resultados das Figuras 5.12 e 5.13 pode-se verificar que para bases de menores espessuras, quanto maior o módulo de resiliência, maior será a tensão de tração na interface base e subleito e menor será sua deformação. Para bases mais espessas, a variação no módulo de resiliência não ocasiona grandes variações nas tensões de tração.

Cabe salientar que o estudo realizado utiliza cal primor da Dagoberto Barcelos, e que esta cal tem como aditivo cinza volante no teor de 30%. Sendo assim, as misturas realizadas neste estudo com 25% de cal hidratada equivalem a 17% de cal, efetivamente.

Teores de 15, 20 e 25% de cal hidratada ainda tornam o pavimento viável, pois analisando a Figura 66 e comparando com os dados da Tabela 23, pode-se concluir que: para 9% de cal, a resistência à tração é de 0,13 MPa, pavimento de 60 cm de base; enquanto para 25% de cal, com resistência à tração de 0,45 MPa, este pavimento teria uma base de 27 cm, isto é, menos da metade da espessura quando comparado um com o outro.

6 CONCLUSÕES E SUGESTÕES

Neste capítulo estão apresentadas as conclusões do estudo de pavimentos alternativos urbanos de baixo tráfego e algumas sugestões para o aperfeiçoamento dos estudos sobre estes materiais.

6.1 Conclusões do estudo de areia-asfalto a quente

Os agregados da jazida Pref apresentaram uma porcentagem de finos de 0,23%, diâmetro máximo de 0,42mm e equivalente de areia de 94. Os agregados de a jazida ARMAR apresentam 26,34% de finos, diâmetro máximo de 0,42mm e equivalente de areia de 15.

Pelo ensaio Goldbeck, verificou-se que, devido à alta porcentagem de vazios dos agregados de ambas as jazidas, adicionou-se altas porcentagens de filer, o que resultou numa melhor estabilidade mecânica das misturas.

O filer de Candiota contém menos finos que o recomendado pela norma DNER – ES 312/97, sendo assim necessário uma maior quantidade de filer para se obter uma maior quantidade de material passando na peneira nº200.

Pelos estudos de areia-asfalto a quente no Ensaio Marshall descartou-se as misturas em que se utilizaram 15% de Fíler, pois estas ficaram com valores de estabilidade muito próxima do limite inferior de 150 Kgf e verificou-se também que as misturas com 21% de Fíler apresentaram os melhores resultados de Fluência, Estabilidade, RBV, % Vazios e Densidade.

Dos resultados de Ensaio Cantabro, conclui-se que para as misturas em que a quantidade de CAP foi mais baixa, houve uma perda acentuada por desgaste, sendo assim, a mistura dimensionada para a base não poderá ficar sem um revestimento. Pode-se concluir também que para 11% de CAP, a mistura apresenta boa resistência à degradação ocasionada pelo tráfego.

Na determinação do módulo de resiliência e da Resistência à tração das misturas a quente verificou-se que para teores abaixo de 9% de CAP, as misturas com 18% de filer obtiveram maiores módulos de resiliência e resistência à tração mais alta, sendo propício à utilização destes teores para o uso em base de areia-asfalto e que acima de 9%, as misturas com 21% de filer apresentaram maiores módulos e resistência à tração, sendo propícias à utilização como revestimento de areia-asfalto. Sendo assim, para o estudo de base de pavimento, optou-se pela mistura com 18% de Fíler e 7% de CAP, enquanto para revestimento, optou-se pelas misturas com 21% de filer, e com CAP variando de 9 a 11% .

Para o estudo de areia-asfalto como base e revestimento de pavimentos, a análise paramétrica não aponta diferença ao se trabalhar com revestimentos com diferentes porcentagens de CAP.

6.2 Conclusões do estudo de areia-asfalto a frio

Nas misturas a frio estudadas no Ensaio Marshall verificou-se também que ao executar o ensaio com poucos dias de cura, os resultados não representaram a resistência final da mistura a frio, devido ao fato do corpo-de-prova ainda conter água, o que o deixa num estado fluido, ocasionando rearranjos internos na aplicação de carga e assim, patamares de resistência durante a realização do ensaio.

Nas misturas a frio, conclui-se que é preciso ser analisado não somente os teores de ligante e de filer das misturas, mas também o ganho de resistência no tempo, pois aos 7 dias de cura, não foi possível determinar o módulo de resiliência e a resistência à tração, devido ao fato dos corpos-de-prova estarem num estado ainda fluido, o que resulta em grandes deformações plásticas.

Devido aos resultados de módulo, resistência à tração e estabilidade das misturas a frio, conclui-se que a utilização destas misturas como pavimento em vias urbanas, onde é necessária a rápida abertura da via, não é satisfatória, pois para estas misturas, é necessário um elevado período de cura para que o pavimento adquira resistência para as solicitações ao qual ele fora dimensionado.

6.3 Conclusões do Estudo de Estabilização Cinza-cal

No estudo de estabilização cinza-cal conclui-se que devido aos resultados de resistência à compressão e a tração, deve-se utilizar teores de cal maiores que 9%, estes teores devem estar na faixa de 15 a 25%.

Para pavimentos com base de cinza-cal, quanto menor a espessura, maior é a influência do módulo de resiliência na resistência à tração e na deformação específica, sendo assim, para avaliar a viabilidade deste pavimento, deve-se considerar o quanto a resistência à tração da mistura influenciará na redução da espessura do pavimento.

Como a cinza estudada na estabilização com cal tem um baixo custo para a Prefeitura, teores de cal, como por exemplo, 15, 20 e 25% de cal hidratada ainda tornam o pavimento viável, pois, levam a espessuras de pavimentos menores.

6.4 Sugestões para continuidade da pesquisa

1º sugestão: Utilização de CAP com *dope* para melhorar as características da mistura, como adesividade e durabilidade.

2º sugestão: Utilizar misturas de diferentes tipos de areias da região, como por exemplo, a areia vermelha entrando em baixas porcentagens, para que seus finos atuem como fíler nas misturas.

3º sugestão: Utilizar misturas de areia-asfalto com agregados mais grossos e de granulometria mais fechada, para comparação de resultados com os estudos na pesquisa.

4º sugestão: Para as misturas a frio realizar ensaios Marshall, resiliente e resistência à tração em diferentes idades de cura, para analisar qual o ganho de resistência no tempo e definir quando o pavimento pode ser liberado ao tráfego.

5º sugestão: No ensaio Marshall, analisar os patamares de resistência e a fluência de cada patamar e em cada idade, para se definir qual representada o valor da estabilidade para cada idade de cura.

6^o sugestão: Realização de um trecho experimental para analisar as características de durabilidade e resistência à derrapagem das misturas de areia-asfalto com 9, 10 e 11% de CAP no revestimento.

7^o sugestão: Geração de modelos de Afundamento de Trilha de Roda e Trincamento por Fadiga analisados em trecho experimental.

8^o sugestão: Realizar uma análise de custo de cada tipo de pavimento, para se otimizar a relação de custo-benefício das misturas estudadas.

REFERÊNCIAS

- ANDRADE, A. Caracterização das cinzas volantes do carvão de Candiota. Dissertação Mestrado. PPGEEMM/UFRGS. Porto Alegre, 1985. 152p.
- ANDRADE, A.C.F; CERATTI, J.A.P. Avaliação da resistência à compressão simples e da absorção de tijolos de cinza volante e cal. CT –100/90. Porto Alegre, 1990.
- ANDRADE, A.C.F. Tijolos de Cinza Volante e Cal – Estudo de Desempenho quanto à Resistência, Absorção, Durabilidade e Aderência. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1991.
- AHLBORN, G. Elastic layered systems with normal loads. Institute of Transportation and Traffic Engineering. University of California. Berkeley, 1972.
- ALVAREZ, M.J; ZALAZAR, L.M. Estabilización en el litoral argentino. In: REUNION ANUAL DEL ASFALTO, 6, 1950, Buenos Aires. Comisión Permanente del Asfalto. Buenos Aires, República Argentina: CPA, 1950. p. 241-296.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DAS EMPRESAS DISTRIBUIDORAS DE ASFALTOS (ABEDA). Manual básico de emulsões asfálticas – Soluções para pavimentar sua cidade. Rio de Janeiro. 2001.
- BASTOS, C.A.B; WELTER, C; EINSFELDT, C; SALLES, I. Estudo sobre solos alternativos a pavimentação na planície costeira sul com base na metodologia MCT. CRICTE 2002.
- BERETKA, J. BROWN, T. The utilization of fly ash in building. Journal of the Australian Ceramic Society, v. 13, n. 2, p 24-30, Nov. 1977.
- BOTTIN FILHO, I.A. Estudo de Misturas de Areia-asfalto Pré-misturado a quente. 1997. 128p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 1997.
- BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – Análise granulométrica. Método de Ensaio. NBR 7181. 1984.
- BRASIL. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Solo – Ensaio de Compactação. Método de Ensaio. NBR 7182. 1986
- BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Revestimento tipo areia-betume, pré-misturado a quente. Manual de pavimentação – 2^o volume. DNER 1960.
- BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Areia-asfalto à quente. Especificação de Serviço.Pavimentação. DNER-ES-P 21/71. 1971.
- BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Misturas betuminosas – determinação da resistência à tração por compressão diametral.Método de Ensaio. DNER – ME 138/94. 1994.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à compressão simples. Método de Ensaio. DNER – ME 180/94. 1994.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Solos estabilizados com cinza volante e cal hidratada – determinação da resistência à tração por compressão diametral. Método de Ensaio. DNER – ME 181/94. 1994.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Misturas betuminosas – Determinação da densidade aparente. Método de Ensaio. DNER – ME 117/94. 1994.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Misturas betuminosas – Determinação do módulo de resiliência. Método de Ensaio. DNER – ME 133/94. 1994.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Misturas betuminosas a quente – Ensaio Marshall. Método de Ensaio. DNER – ME 043/95. 1995.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Pavimentação - areia-asfalto a quente. Especificação de Serviço. DNER – ES 312/97. 1997.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Equivalente de Areia. Método de Ensaio. DNER – ME 054/97. 1997.

BRASIL. Departamento Nacional de Infra-estrutura de Transporte (DNER). Agregados – Análise granulométrica. Método de Ensaio. DNER – ME 083/98. 1998.

BRASIL. INSTITUTO BRASILEIRO DE PETRÓLEO. Informações básicas sobre materiais asfálticos. Comissão de Asfalto. 1978.

BURMISTER, D.M. The General theory of stresses and displacements in layered systems, I, II and III. Journal of Applied Physics, Estados Unidos da América, 1945.

CAMPO Y CUEVAS, J.A.F. Panorama geral de las capas e rodadura bituminosa. In: REUNION ANUAL DEL ASFALTO, 29, 1996, Buenos Aires. Comisión Permanente del Asfalto, Buenos Aires, República Argentina: CPA, 1996. p 131-146.

CANDEMIL, Cyd Baillet. Estabilização de solos e dosagem da mistura Areia-Betume. VIII Congresso Nacional de Estradas de Rodagem. Porto Alegre. Boletim do DAER-RS. 1958

CASTRO, P.C.G. Estabilização Betuminosa. Boletim do DAER-RS, 82. Porto Alegre, 1965. p 29-82.

CENTRO DE ESTUDIOS DE CARRETERAS. Proposta de norma de Ensayo NLT – 325/86. Determinación de la perdida por desgaste de mezclas bituminosas el empleo de la maquina de Los Angeles. Madri, Espanha. 1986.

CERATTI, J.A.P; AZAMBULA, M. A.E. Pré-misturados de Areia-asfalto a quente – uma alternativa para as bases e revestimentos dos pavimentos da faixa litorânea do RS. Porto Alegre, 1997. p 44-46. Relatório Volume I. Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

CERATTI, J.A.P. e outros. Estudo para Aproveitamento de Resíduos da Queima de Carvão, Estabilizados com Cal, em Revestimentos de Fundo de Bacias de Retenção de Efluentes da Usina Termelétrica Candiota II. Porto Alegre. 1989. Não publicado - relatório interno da CIENTEC.

CLERMAN, D.S. Estudo Laboratorial de Misturas Asfálticas a Frio Produzidas com Incorporação de Borracha de Pneus. 2004. 123p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul. 2004.

DIAS, C.R.R. – Estudo da Utilização da Cinza de Carvão Mineral na Construção Civil, Relatório dos Resultados de Pesquisa. Fundação Universidade do Rio Grande – Rio Grande, RS, 1998.

DORFMANN, B. Teoría y practica de la estabilización de suelos con emulsiones asfálticas. In: REUNION ANUAL DEL ASFALTO, 14 1966, Buenos Aires. Comisión Permanente del Asfalto. Buenos Aires, República Argentina: CPA, 1966. p 469-493.

FARENZENA, H.V. Potencial Técnico das Cinzas Volantes na Fabricação de Cimento Portland. 1995.

FERREIRA, R.P. Estudos dos pavimentos do nordeste. Conselho Nacional de Pesquisas. Instituto de Pesquisas Rodoviárias. IPR – 350. Rio de Janeiro. 1966.

GARCIA, H.F. Utilización de arenas para la construcción de carpetas asfálticas (mezclas en caliente tipo “sand-asphalt”) y su aplicación antiguos, de adoquines. In: REUNION ANUAL DEL ASFALTO, 6, 1952, Buenos Aires. Comisión Permanente del Asfalto. Buenos Aires, República Argentina: CPA, 1952. p 91-125.

GOLDBECK, A.T. Stone Sand for Use as Fine Aggregate. Concrete, vol 59, 1951.

KIHARA, Y. O Estudo Mineralógico das Cinzas Volantes Brasileiras: Origem, Características e Qualidade. 1983. 223p. Dissertação (Doutorado em Geociências). Universidade de São Paulo. São Paulo. 1983.

HARTY, JR.; THOMPSON, M R. Lime reactivity of tropical and subtropical soil. Highway Research Record, Washington, n.442, p. 102-112, 1973.

HVEEM, F.N. Pavement deflection and fatigue failures. Bulletin n^o 114, HRB (TRB). Washington, DC. 1955.

HAVENS, H.J. Porous Sand-asphalt Mixtures. Kentucky Department of Transportation, 1974. p124-133.

LEMOES, R.G. Avaliação de propriedades físicas e químicas de tijolos de cinza volante, areia e cal, quatro anos após fabricação – Ênfase no estudo da absorção. 2001. 142p. Dissertação (Mestrado em Química). Universidade Federal de Pelotas. 2001.

MALLMANN, J.E.C. Estabilização pozolânica de cinzas volantes e pesada com cal dolomítica hidratada e areia, curada pelos processos de autoclavagem e câmara à temperatura constante. 1996. 150p. Dissertação (Mestrado em Engenharia). Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1996.

MAMLOUK, M.S; WOOD, L.E; GADALLAH, A. A laboratory Evaluation of asphalt emulsion mixtures by use of the Marshall and indirect tensile test. Transportation Research Record 754,1980.

MARCHETTI, C.F. Bases de suelo-asfalto preparadas y colocads en caliente. Informe progresivo. In: REUNION ANUAL DEL ASFALTO, 13, 1964, Buenos Aires. Comisión Permanente del Asfalto. Buenos Aires, República Argentina: CPA, 1964. p 52-59.

MAZUMDAR, M; RAO, S.K. Effect of Flyash on Engineering Properties of Sand-Asphalt-Sulfur Paving Mixes. Transportation Research Record 1417, 1993.

MEDINA, J. Mecânica dos Pavimentos. Instituto Alberto Luiz Coimbra de Pós-Graduação e Pesquisa de Engenharia. COPPE. Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1997.

MINNICK, L.J. Reactions of Hydrated Lime with Pulverized Coal Fly Ash. In: Fly Ash Utilization, 1967, Pittsburgh, Pennsylvania, March 14-16. Proceedings... Edison Electric Institute – National Coal Association – Bureau of Mines Symposium. Pg. 330.

MOTTA, L.M.G. Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; Critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas. 1991. 366p. Dissertação (Doutorado em engenharia). Universidade Federal do Rio de Janeiro. 1991.

MOULTHROP, J.S; HICKS, G.R; BALLOU, W.R. Emulsion: The future of pavement maintenance? Emulsified asphalt seeks its niche in the paving industry. Asphalt Contractor Magazine. 1997. p 48-53.

NETO, P.T. Estudo de Areia-asfalto preparada com emulsões catiônicas. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, IPR. Rio de Janeiro,1976. p 11-15.

NONTANANADH, S.; KAMON, M. Hidration mechanisms of fly ash stabilized lime. In: ENVIRONMENTAL GEOTECHNICS, 1996, Osaka. Proceedings...Rotterdam: A. A. Balkema, 1996. V. 2, p. 857-862.

PENNA, A.C. Construcción de una carpeta tipo “arena-asfalto” en la Ruta n° 11 com arena local. In: REUNION ANUAL DEL ASFALTO, 8, 1954, Buenos Aires. Comisión Permanente del Asfalto. Buenos Aires, República Argentina: CPA, 1954. p. 119-153.

PETRUCCI, E.G. Concreto de Cimento Portland. Enciclopedia Técnica Universal. Editora Globo S.A. 2º Edição. Porto Alegre. 1971.

PINTO, S; PREUSSLER, E. Pavimentação Rodoviária – Conceitos fundamentais sobre pavimentos flexíveis. 2º Edição. Rio de Janeiro. 2002.

RAMBELLI, E. Carpetas de arena-asfalto. In: REUNION ANUAL DEL ASFALTO, 9, 1956, Buenos Aires. Comisión Permanente del Asfalto. Buenos Aires, República Argentina: CPA, 1956. p 233-247.

ROMERO, A. Experiência obtenida hasta el presente sobre el processo constructivo de la mezcla arena humeda-asfalto (wet-sand-mix) em la provincia de Buenos Aires. In: REUNION ANUAL DEL ASFALTO, 12, 1962, Buenos Aires. Comisión Permanente del Asfalto. Buenos Aires, República Argentina: CPA, 1962. p 475-498.

SABOGAL, S. Algunos comentarios sobre el método de diseño de pavimentos asfálticos incluídos en la overseas Road Note 31 del TRL. In: REUNION ANUAL DEL ASFALTO, 29, 1996, Buenos Aires. Comisión Permanente del Asfalto. Buenos Aires, República Argentina: CPA, 1996. p 61-90.

SANTANA, H. Pesquisas iniciais sobre revestimentos de areia-rc2 no estado do Ceará. I Simpósio sobre pesquisas rodoviárias. IRP. Rio de Janeiro, 1965.

SANTANA, H. Dimensionamento e escolha de revestimentos asfálticos. Conselho Nacional de Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, IPR-500. Rio de Janeiro, 1970.

SILVA Jr, C.A.P; SÓRIA, M.H.A. Influências da perda de umidade antes da compactação em misturas de areia-asfalto a frio feitas com emulsão asfáltica catiônica de ruptura lenta. Panorama Nacional de pesquisa em transporte. Gramado, Rs. 2000. p 485-496.

SNYDER, J. Fly ash: specifications, limitations, and restrictions. In: SYMPOSIUM ON FLY ASH UTILIZATION, 1967, Pittsburgh. Proceedings... Washington: U.S Department of the Interior, Bureau of Mines, Anais... 1967. p 37-45.

SOCIEDADE DOS TÉCNICOS UNIVERSITÁRIOS DO DAER. Boletim abril/99. Edição nº 2. 1999.

SOCIEDADE DOS TÉCNICOS UNIVERSITÁRIOS DO DAER. Boletim outubro/2000. Edição nº 6. 1999.

SOUZA, M.L. Dosagem de pré-misturados a frio e areia betume pré-misturada a frio. Conselho Nacional de Pesquisa. Instituto de Pesquisas Rodoviárias, IPR-150. Rio de Janeiro, 1962.

TRANSPORTATION RESEARCH BOARD. Lime stabilization, reactions, properties, desing and construction. Washington: TRB, 1987. 58p. (State of the art report, 5).

WALLER Jr, H.F. Emulsion mix design methods: An overview. Transportation Research Record 754, 1980.

ZALAZAR, L.M; GONZÁLEZ, G.A. Estructuras bituminosas en frio y en caliente; su análisis técnico-económico. In: REUNION ANUAL DEL ASFALTO, 14, 1966, Buenos Aires. Comisión Permanente del Asfalto. Buenos Aires, República Argentina: CPA, 1966. p 90-108.