

MARCELO ADANILCI DOS SANTOS

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS
BETUMINOSAS A FRIO VIA ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Tese apresentada à
Universidade Federal de
Viçosa, como parte das
exigências do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia
Civil, para obtenção do título de
"Magister Scientiae".

VIÇOSA
MINAS GERAIS - BRASIL
2002

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Catalogação e
Classificação da Biblioteca Central da UFV**

T

S237a Santos, Marcelo Adanilci dos, 1975-
2002 Avaliação do comportamento mecânico de misturas
betuminosas a frio via ensaios de laboratório / Marcelo
Adanilci dos Santos. – Viçosa : UFV, 2002.
84p. : il.

Orientador: Carlos Alexandre Braz de Carvalho
Dissertação (mestrado) – Universidade Federal de
Viçosa

1. Pavimentos de betume - Mistura a frio 2. Testes
de laboratório. 3. Pavimentos de betume - Deformação.
4. Misturas de emulsão asfáltica. I. Universidade Federal
de Viçosa. II. Título.

CDD 19.ed. 625.85

CDD 20.ed. 625.85

MARCELO ADANILCI DOS SANTOS

**AVALIAÇÃO DO COMPORTAMENTO MECÂNICO DE MISTURAS
BETUMINOSAS A FRIO VIA ENSAIOS DE LABORATÓRIO**

Tese apresentada à
Universidade Federal de
Viçosa, como parte das
exigências do Programa de
Pós-Graduação em Engenharia
Civil, para obtenção do título de
“Magister Scientiae”.

APROVADA: 23 de dezembro de 2002

Prof. Enivaldo Minette

Prof. Carlos Cardoso Machado

Prof. Dario Cardoso de Lima
(Conselheiro)

Prof. Cláudio Henrique de C. e Silva

Prof. Carlos Alexandre Braz de Carvalho
Orientador

Aos meus pais, Maria Aparecida e Sebastião
Aos meus irmãos, Denilci e Márcio
Ao Ednilson e ao Matheus
A Jaquelina
A Thays

AGRADECIMENTOS

A Deus, pois, sem Ele, nada seria possível.

À Universidade Federal de Viçosa (UFV), pela oportunidade de participar do programa de pós-graduação (Mestrado) em Engenharia Civil - Geotecnia

À Coordenação de Aperfeiçoamento do Pessoal de Ensino Superior - CAPES, pela concessão da bolsa de estudo.

Ao professor Carlos Alexandre Braz de Carvalho, pela dedicação e orientação dispensadas a este trabalho.

Ao professor Cláudio Henrique de Carvalho e Silva pelo seu profissionalismo e importantes participações em vários momentos desse projeto.

Aos professores Dário Cardoso de Lima e Enivaldo Minette pelo apoio e compreensão no decorrer deste trabalho.

Aos demais professores do Departamento de Engenharia Civil da UFV – setor de Geotecnia - pelos ensinamentos, pelo desempenho, pelo carinho, pela amizade e pela dedicação.

Ao professor Marcos da Silva Couto do Departamento de Física da Universidade Federal de Viçosa, a quem sempre pude recorrer.

Ao acadêmico Tiago Tânius Iásbeck, pela sua dedicação e desempenho dispensados a este trabalho.

Ao Francisco Martins Moreira (Chiquito), pela confecção do sistema de controle de temperatura e outras importantes peças para a realização dos ensaios.

A todos os funcionários e companheiros do LEC, que certamente contribuíram para a realização deste trabalho.

A Ipiranga Asfalto S.A, representada pelas unidades de Betim - MG, pelo fornecimento gratuito da emulsão asfáltica RL-1C utilizada nesta pesquisa.

Ao responsável pela administração da pedreira da cidade de São Geraldo - MG, pelo fornecimento gratuito dos agregados utilizados nesta pesquisa.

A todos amigos mestrandos, apesar de suas ocupações, estavam sempre dispostos a colaborar nos trabalhos de laboratório.

BIOGRAFIA

MARCELO ADANILCI DOS SANTOS, filho de Sebastião de Paula Santos e Maria Aparecida dos Santos, nasceu aos 25 dias do mês de novembro, do ano de 1975, na cidade de São Paulo, São Paulo.

Em Janeiro de 2000, graduou-se Engenheiro Civil, pela Universidade Federal de Viçosa (UFV), em Viçosa, Minas Gerais.

Em março de 2000, iniciou o Curso de Mestrado em Engenharia Civil, com área de concentração em Geotecnia, na Universidade Federal de Viçosa, Viçosa, Minas Gerais, defendendo tese em dezembro de 2002.

CONTEÚDO

LISTA DE FIGURAS	ix
LISTA DE QUADROS.....	xi
LISTA DE SÍMBOLOS	xiii
RESUMO	xiv
ABSTRACT.....	xv
APRESENTAÇÃO	xvi
1. INTRODUÇÃO	1
1.1 NATUREZA DO PROBLEMA.....	1
1.2 OBJETIVO.....	3
1.3 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO.....	3
2. REVISÃO DE LITERATURA.....	6
2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS.....	6
2.2 MATERIAIS BETUMINOSOS	6
2.2.1 Asfalto de Petróleo.....	7
2.2.1.1 Asfalto para pavimentação.....	8
2.2.1.2 Asfaltos modificados com polímero.....	11
2.2.1.3 Asfaltos Industriais.....	12
2.3 AGREGADOS.....	13

2.4	MISTURAS BETUMINOSAS.....	16
2.4.1	Pré-misturado a Frio	19
2.5	COMPORTAMENTO MECÂNICO DA MISTURA BETUMINOSA	21
2.5.1	Visco-Elasticidade.....	25
2.5.2	Visco-elasto-plasticidade	26
2.6	INDICADORES DE DESEMPENHO DE MISTURAS BETUMINOSAS	28
2.6.1	Módulos de Resiliência de Misturas Betuminosas.....	28
2.6.2	Deformação Permanente de Misturas Betuminosas	32
2.6.2.1	Ensaio Marshall	36
2.6.2.2	Ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	40
3.	MATERIAIS E MÉTODOS	43
3.1	CONSIDERAÇÕES GERAIS	43
3.2	MATERIAIS	43
3.2.1	AGREGADO	44
3.2.2	LIGANTE BETUMINOSO.....	44
3.3	MÉTODOS.....	44
3.3.1	METODOLOGIA DE CAMPO	46
3.3.2	METODOLOGIA DE LABORATÓRIO.....	46
3.3.2.1	CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS GRANULARES	46
3.3.2.2	CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO	47
3.3.2.3	ENSAIO MARSHALL	47
3.3.2.4	ENSAIO DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL	50
3.3.2.5	ENSAIO TRIAXIAL CONVENCIONAL DO TIPO CID.....	50
3.3.2.6	ENSAIO TRIAXIAL DE CARGA REPETIDA	52
3.3.2.6.1	Equipamento Triaxial de Carga Repetida com Controle de Temperatura Confeccionado na UFV	52
3.3.2.6.2	Equipamento Triaxial de Carga Repetida Adquirido pela UFV	54
4.	ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS	57
4.1	AGREGADOS.....	57
4.2	LIGANTE ASFÁLTICO.....	60
4.3	PRÉ-MISTURADO A FRIO	60
4.3.1	Ensaio Marshall	61
4.3.2	Ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	67

4.3.3	Ensaio Triaxial Convencional do Tipo CID	68
4.3.4	Ensaio Triaxial de Carga Repetida.....	73
5.	CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES.....	78
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	80

LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Amostra de agregado com suas parcelas de volume e peso (Souza,1980)	14
Figura 2. Distribuição típica de tensão sob uma roda com carga P (HAAS e HUDSON, 1978).	16
Figura 3. Representação esquemática dos componentes da deformação total (UZAN, SIDES e PERL, 1985)	27
Figura 4. Esquema de equipamento para ensaio de compressão diametral de carga repetida (DNER, 1994b)	29
Figura 5. Resultados e estimativas das deformações obtidas em misturas asfálticas submetidas a testes de "creep" com carregamento cíclico (LAI e ANDERSON, 1973)	36
Figura 6. Variação da estabilidade com o teor de emulsão - Faixa A - DNER (JUVÊNCIO, 2001).	38
Figura 7. Variação da estabilidade com o teor de emulsão para mistura betuminosa - Faixa C - DNER (JUVÊNCIO, 2001).	39
Figura 8. Ensaio de compressão diametral (Fonte: DNER - ME 138/94)	41
Figura 9. Fluxograma dos Estudos Realizados.....	45
Figura 10. Faixa granulométrica do DER-MG para pré-misturados a frio.....	48
Figura 11. Equipamento empregado no ensaio triaxial convencional do tipo CID... ..	51
Figura 12. Equipamento empregado no ensaio triaxial de carga repetida confeccionado pela UFV.....	53
Figura 13. Adaptações no equipamento triaxial de carga repetida para ensaios com controle de temperatura.....	54
Figura 14: Vista Geral do Equipamento	55
Figura 15. Câmara Triaxial e Sistema de Aplicação de Cargas	56
Figura 16. Painel de Controle de Pressão Confinante na Câmara Triaxial	56
Figura 17. Curva Granulométrica – Areia Artificial	58
Figura 18. Curva Granulométrica – Areia Natural	59
Figura 19. Curva Granulométrica – Brita 0.....	59
Figura 20. Curva Granulométrica – Brita 1.....	59
Figura 21. Densidade Aparente “versus” Teor de Emulsão Asfáltica	61
Figura 22. Estabilidade “versus” Teor de Emulsão Asfáltica	62

Figura 23. Relação Betume-Vazios “versus” Teor de Emulsão Asfáltica	63
Figura 24. Vazios de Agregado Mineral “versus” Teor de Emulsão Asfáltica	64
Figura 25. Volume de Vazios “versus” Teor de Emulsão Asfáltica	65
Figura 26. Fluência “versus” Teor de Emulsão Asfáltica	65
Figura 27. Energia de Compactação “versus” Teor de Emulsão Asfáltica	66
Figura 28. Resultado do Ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	68
Figura 29. Envoltória de Resistência - 5% de Emulsão Asfáltica	69
Figura 30. Envoltória de Resistência - 6% de Emulsão Asfáltica	69
Figura 31. Envoltória de Resistência - 7% de Emulsão Asfáltica	70
Figura 32. Envoltória de Resistência - 8% de Emulsão Asfáltica	70
Figura 33. Envoltória de Resistência - 10% de Emulsão Asfáltica	71
Figura 34. Evolução do Intercepto Coesivo	72
Figura 35. Evolução do Ângulo de Atrito.....	72
Figura 36. Evolução da Deformação Permanente de Misturas Betuminosas à Temperatura Ambiente	74
Figura 37. Ensaio Triaxial de Carga Repetida à Temperatura de 20°C.....	76
Figura 38 Ensaio Triaxial de Carga Repetida à Temperatura de 35°C	76
Figura 39. Evolução da Deformação Permanente de Corpos-de-prova sob Diferentes Temperaturas de Ensaio.....	77

LISTA DE QUADROS

Quadro 1. Classificação dos cimentos asfálticos de petróleo	8
Quadro 2. Quantidades de asfalto e diluentes nos asfaltos diluídos	9
Quadro 3. Classificação dos agregados (Manual de Pavimentação DNER, 1996)	13
Quadro 4. Tipos de revestimentos asfálticos	17
Quadro 5. Fatores e variáveis utilizados no estudo do comportamento mecânico das misturas betuminosas.....	22
Quadro 6. Parâmetros de deformação dos materiais(UZAN, SIDES e PERL, 1985)	28
Quadro 7. Módulos de resiliência médios para dois tipos de revestimentos betuminosos em duas temperaturas (QUEIROZ e VISSER, 1978).....	31
Quadro 8. Valores dos coeficientes C_1 , C_2 e C_3	33
Quadro 9. Deformação Permanente em corpo-de-prova de CBUQ à temperatura 25 °C - Ensaio Triaxial de Carga Repetida (MOTTA, 1991)	34
Quadro 10. Características dos asfaltos modificados por polímero (AMP)	40
Quadro 11. Resumo dos resultados de módulo de resiliência e resistência à tração	41
Quadro 12. Faixa granulométrica do DER-MG para pré-misturados a frio	48
Quadro 13. Especificações de serviço para o pré-misturado a frio	49
Quadro 14. Caracterização dos Agregados.....	57
Quadro 15. Granulometria dos Agregados	58
Quadro 16. Resultados dos ensaios de caracterização da emulsão asfáltica	60
Quadro 17. Teor ótimo de ligante segundo o parâmetro densidade sob influência da temperatura.....	62
Quadro 18. Teor ótimo de ligante segundo o parâmetro estabilidade Marshall sob influência da temperatura	63
Quadro 19. Teor ótimo de ligante segundo o parâmetro energia de compactação sob influência da temperatura.....	67
Quadro 20. Teor ótimo de ligante obtido no ensaio de dosagem Marshall.....	67
Quadro 21. Resultado do Ensaio de Tração por Compressão Diametral.....	67
Quadro 22. Envoltórias de Resistência Obtidas a partir de Ensaio CID	71
Quadro 23. Evolução da Deformação Permanente de Misturas Betuminosas à Temperatura Ambiente.....	73

Quadro 24. Módulo de Resiliência e Deformação Permanente de Misturas Betuminosas à Temperatura Ambiente.....	74
Quadro 25. Relação entre módulo de resiliência e resistência à tração.....	74
Quadro 26. Interpolação para obtenção do teor ótimo de ligante segundo a	75
Quadro 27. Módulo de Resiliência e Deformação Permanente de Misturas Betuminosas para o Teor Ótimo de Ligante Variando-se a Temperatura de Ensaio	75

LISTA DE SÍMBOLOS

ABEDA	Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto
ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
AMP	Asfalto Modificado com Polímero
CAP	cimento Asfáltico de Petróleo
CAPES	Coordenação de Aperfeiçoamento do Pessoal de Ensino Superior
CBUQ	Concreto Betuminoso Usinado a Quente
CID	Consolidado Isotropicamente e Drenado
DER	Departamento de Estradas de Rodagem
DNER	Departamento Nacional de Estradas de Rodagem
FAPEMIG	Fundação de Amparo à Pesquisa do Estado de Minas Gerais
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
M_R	Módulo de Resiliência
PIB	Produto Interno Bruto
PMF	Pré-misturado a Frio
PMFA	Pré-misturado a Frio Aberto
PMFD	Pré-misturado a Frio Denso
PMQ	Pré-misturado a Quente
RBV	Relação Betume Vazios
R_T	Resistência a Tração
SUS	Sistema Único de Saúde
TSD	Tratamento Superficial Duplo
TSS	Tratamento Superficial Simples
TST	Tratamento Superficial Triplo
UFV	Universidade Federal de Viçosa
VAM	Vazios de Agregado Mineral
V_V	Volume de Vazios

RESUMO

SANTOS, Marcelo Adanilci, M.S., Universidade Federal de Viçosa, dezembro de 2002. **Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Betuminosas a Frio Via Ensaio de Laboratório.** Orientador: Carlos Alexandre Braz de Carvalho. Conselheiros: Dario Cardoso de Lima e Eduardo Antônio Gomes Marques.

Este trabalho consta de um à investigação, em laboratório, de misturas betuminosas a frio (PMF), utilizando-se agregados britados procedentes da pedreira da cidade de São Geraldo – MG e areia quartzosa proveniente de uma jazida do rio Piranga, localizada na cidade de Porto Firme - MG e emulsão asfáltica catiônica de ruptura lenta (RL-1C). Os ensaios de caracterização dos agregados e das emulsões asfálticas foram seguidos pelo projeto das misturas utilizando-se o ensaio Marshall para obtenção do teor ótimo de ligante. As características mecânicas dessas misturas foram avaliadas utilizando-se ensaio de tração por compressão diametral, ensaio triaxial convencional e ensaio triaxial de carga repetida (triaxial cíclico). O efeito da temperatura foi também estudado, por se tratar de um fator importante na avaliação do desempenho mecânico de misturas betuminosas. Através da análise dos resultados obtidos sugere-se que é necessário avaliar criteriosamente os parâmetros de projeto dos pavimentos asfálticos investigados neste trabalho: módulo de resiliência, deformação permanente, envoltórias de resistência (ângulo de atrito e intercepto coesivo) e tração por compressão diametral, pelo fato do teor de projeto obtido no ensaio Marshall não corresponder ao melhor desempenho mecânico da mistura betuminosa determinados nos outros ensaios empregados.

ABSTRACT

SANTOS, Marcelo Adanilci, M.S., Universidade Federal de Viçosa, december de 2002. **Evaluation of the Mechanical Behavior of Cold Bituminous Mixtures Through Rehearsals of Laboratory.** Adviser: Carlos Alexandre Braz de Carvalho. Committee members: Dario Cardoso de Lima and Eduardo Antônio Gomes Marques.

This work presents a laboratory investigation of cold bituminous mixtures directed to using aggregates from a quarry located nearby the county of Viçosa, MG, quartz sands from a Piranga River quarry located in the county of Porto Firme, MG, and slow failure cement asphaltic emulsion type RL-1C. The mixtures compositions were based on the characteristics of the aggregates and asphaltic emulsions and using Marshall test for determining optimum asphalt content. The mechanical behavior of these mixtures were evaluated through conventional triaxial, cyclic triaxial and tension tests. In addition, the effect of temperature was also investigated since this is an important factor in the behavior of viscous materials. Through the analysis of test results it can be suggested that a careful analysis of design parameters herein investigated (i.e. resilient modulus, plastic strain, strength parameters and maximum strength in tension) must be considered in the final pavement design since the optimum asphalt content obtained in Marshall tests does not meet the best mechanical behavior determined in the others tests performed.

APRESENTAÇÃO

Este trabalho está organizado de acordo com os seguintes tópicos:

- **Introdução**

Este tópico consta de uma introdução contendo a natureza do problema, importância e justificativa do trabalho, objetivos e a organização da proposta do trabalho.

- **Revisão de Literatura**

Apresenta-se neste tópico uma revisão bibliográfica do trabalho, abordando os seguintes assuntos: materiais betuminosos, agregados, misturas betuminosas, comportamento mecânico da mistura betuminosa e seus indicadores de desempenho.

- **Materiais e Métodos**

Este item contém o procedimento utilizado para o desenvolvimento da pesquisa experimental e uma descrição dos materiais empregados.

- **Análise e Discussão dos Resultados**

Nesta etapa do trabalho foram apresentados os resultados obtidos dos ensaios de laboratório bem como as discussões pertinentes.

- **Conclusões e Recomendações**

Este capítulo refere-se às conclusões e às recomendações do trabalho.

- **Referências Bibliográficas**

1. INTRODUÇÃO

1.1 NATUREZA DO PROBLEMA

Os veículos que trafegam nas estradas, principalmente os comerciais, são de diferentes tipos e com configuração de eixos muito diversificada. As velocidades desses veículos também são diferentes. Portanto, as cargas oriundas das solicitações desses veículos são muito variáveis quanto à magnitude, frequência e duração, sendo por isso responsáveis pelo surgimento de diferentes níveis de tensão que se distribuem ao longo de toda a estrutura da rodovia. Essas tensões, compartilhadas das ações climáticas, atuam no pavimento provocando deformações. Dependendo da amplitude e reversibilidade ou não dessas deformações, poderão surgir defeitos que irão afetar as condições de trafegabilidade na estrada.

Segundo CARVALHO (1997), para se estudar as características de deformabilidade dos materiais que compõem um pavimento são muitos os elementos envolvidos, como por exemplo: as cargas do tráfego, a velocidade com que são aplicados, os tipos de materiais empregados na estrutura da estrada, as peculiaridades estruturais do pavimento (espessuras das camadas e o posicionamento estrutural de cada uma delas), as características geométricas da via, os dispositivos da drenagem da estrada, a técnica construtiva e as influências climáticas (principalmente a temperatura e a precipitação pluvial).

Assim, reproduzir no laboratório, as condições de campo a que estão sujeitos os materiais num pavimento em serviço, para estudo de suas características de deformabilidade, considerando-se todos os fatores anteriormente apresentados, não é uma tarefa fácil. Mas, dependendo do tipo do ensaio utilizado e do seu desenvolvimento tecnológico e, ainda, da abordagem requerida para a sua realização, pode-se investigar, em laboratório, com apreciável reprodução das condições que ocorrem no campo, o comportamento dos materiais do ponto de vista tensão-deformação. Essas informações, obtidas em laboratório, são muito úteis para projeto de pavimento e para a estimativa de seu desempenho, no decorrer de toda a vida útil da estrada.

Num pavimento flexível, o revestimento betuminoso é a camada mais nobre do pavimento. As camadas subjacentes ao revestimento, em geral, são granulares e a resistência ao cisalhamento dessas camadas deve-se basicamente ao atrito entre as partículas de seus materiais constituintes. Portanto, se um revestimento betuminoso for mal projetado, com certeza defeitos prematuros irão surgir no pavimento. Com isso, as camadas abaixo do revestimento ficarão desprotegidas e se deteriorarão rapidamente, com ações do tráfego e do clima, afetando consideravelmente a vida útil da estrada.

Para a dosagem de misturas betuminosas, o ensaio Marshall ainda é o mais utilizado no Brasil, como também em vários outros países. Entretanto, algumas críticas têm sido dirigidas a este ensaio.

Segundo COELHO (1992), o método Marshall é um dos mais conhecidos e utilizados dos métodos empíricos e que tem sido alvo de muita polêmica, tanto no que se refere ao modelo mecânico do ensaio, como também pelo significado dos parâmetros medidos e pelas correlações obtidas entre esses parâmetros e o desempenho das camadas nas pistas.

Ainda segundo COELHO (1992), devido ao seu caráter eminentemente empírico, o método Marshall precisa ser continuamente realimentado pelos resultados de pesquisas, a fim de se obter uma correlação atualizada entre resultados de misturas betuminosas de laboratório e de campo. O dinamismo da sociedade contribui para a modernização dos veículos. Conseqüentemente, as condições do tráfego e da carga transportada modificam-se consideravelmente.

Com relação à especificação de serviço DNER (1997g), as estabilidades mínimas a serem obtidas pelo método Marshall, para dosagem de misturas a frio, são as seguintes: 250 kgf (75 golpes) e 150 kgf (50 golpes). Em geral, os resultados de estabilidade obtidos através do ensaio Marshall superam, consideravelmente, esses valores. Assim,

presume-se que esses limites precisam ser revistos. Quanto ao índice de vazios da mistura, o intervalo fixado varia de 0 a 30%, independentemente se a mistura for do tipo aberta ou densa.

1.2 OBJETIVO

Diante das considerações anteriormente apresentadas, procurou-se neste trabalho comparar os resultados de dosagem de um pré-misturado a frio através do ensaio Marshall com outros resultados de ensaios selecionados para essa pesquisa, considerados pelas bibliografias consultadas, apropriados para o estudo do comportamento mecânico de misturas betuminosas. Com isso, foi possível avaliar, mais efetivamente, as potencialidades do ensaio Marshall para a dosagem de misturas betuminosas a frio, bem como apresentar sugestões que podem contribuir para melhorar a qualidade desse tipo de mistura que, sem dúvida, é muito utilizada em serviços de pavimentação de estradas e de vias urbanas.

1.3 IMPORTÂNCIA E JUSTIFICATIVA DO TRABALHO

O Brasil, a partir da década de 50, experimentou um considerável desenvolvimento no transporte rodoviário. Milhares de quilômetros de estradas foram construídos para atender às demandas de transporte. De acordo com o Anuário Estatístico dos Transportes/GEIPOT - ano 2000, a extensão total das rodovias pavimentadas alcançou, aproximadamente, 165.000 quilômetros e das rodovias não pavimentadas, cerca de 1.725.000 quilômetros.

Muitas dessas estradas já atingiram o fim de sua vida útil e se encontram em condições intransitáveis. Na verdade, muitos trechos dessas rodovias precisam ser reconstruídos para garantir conforto e segurança aos usuários. Outros milhares de quilômetros de rodovias, que ainda não atingiram o fim de sua vida útil, necessitam de urgentes serviços de manutenção, para alcançar níveis aceitáveis de trafegabilidade.

As notícias transmitidas pelos meios de comunicação, nos períodos de dezembro/1999 a fevereiro/2002, referentes às condições de serventia das estradas brasileiras, foram sem dúvida alarmantes, conforme exemplos a seguir.

Segundo a Revista Transportes, edição de 28 de novembro de 1999, o resultado da terceira pesquisa realizada pela Confederação Nacional do Transporte revelou que 77,5% da extensão das rodovias pavimentadas encontram-se em estado de conservação péssimo ou deficiente. Os 22,5% restantes foram classificados como bom e ótimo.

"Além das perdas com manutenção das frotas de ônibus e caminhões, a precariedade das estradas brasileiras causa prejuízo também ao setor agrícola. O País deixa nos buracos das rodovias cerca de 10% da safra nacional de grãos. O prejuízo dos produtores com a má conservação das rodovias chega a R\$ 2,7 bilhões" (Manchete do Jornal Estado de Minas, 21 de Janeiro de 2002).

"Gastos são altos com vítimas de trânsito. A violência no trânsito é a maior causa de internações pelo Sistema Único de Saúde (SUS) no país" (Manchete do Jornal Estado de Minas, 18 de março de 2002).

De acordo com JUVÊNCIO (2001), dados do DNER confirmam que uma rodovia em mau estado de conservação representa o seguinte:

- 58% a mais no consumo de combustível;
- 38% no custo de manutenção dos veículos;
- O dobro do tempo de viagem;
- Aumento do número de acidente em 50%.

A situação precária que se encontram as rodovias pavimentadas federais e estaduais tem se constituído um grande desafio para a comunidade rodoviária, no sentido de apontar alternativas técnicas e econômica para reverter esse quadro caótico que se encontra grande parte da malha rodoviária brasileira.

Segundo REIS e SANTO (1999), o transporte rodoviário é responsável direto por mais de 65% do volume de toda a carga transportada em território nacional e 95% do transporte dos passageiros; o que corresponde a 70% do PIB brasileiro.

A mistura asfáltica do tipo pré-misturado a frio, além de poder ser empregada como camada de rolamento de pavimentos novos é ainda muito utilizada em serviços de manutenção de estradas e de vias urbanas. De acordo com SENÇO (2001), as misturas a frio oferecem a grande vantagem de permitir a estocagem por algum tempo. Isto facilita os

trabalhos de produção e aplicação da mistura. Por essa razão, as misturas a frio são acentuadamente preferidas nos serviços de reparos de pista e de conservação rotineira.

A maioria das rodovias pavimentadas no Brasil possui revestimento asfáltico. Segundo SÁ (1996), as misturas asfálticas representam mais de 90% dos revestimentos de rodovias, aeroportos e vias urbanas no Brasil.

Portanto, considerando-se a rede pavimentada anteriormente citada, pode-se ter uma idéia da importância dessas misturas no transporte rodoviário nacional, o que dá amplo respaldo ao desenvolvimento de pesquisas na área de misturas betuminosas a frio.

2. REVISÃO DE LITERATURA

2.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Aqui são apresentadas algumas considerações sobre as misturas betuminosas e os materiais que as compõem. Também, algumas abordagens sobre o desempenho dessas misturas e os ensaios comumente empregados para avaliar o seu desempenho.

2.2 MATERIAIS BETUMINOSOS

Numa mistura betuminosa, é o elemento responsável pela ligação entre os agregados. O comportamento mecânico de uma mistura betuminosa depende, dentre outros fatores, da eficiência do ligante utilizado. Além disso, o ligante aumenta a impermeabilização do pavimento, garantindo vedação eficaz contra a penetração de água proveniente, tanto de precipitações quanto do subleito por ações capilares (SILVA, 1998).

Há duas categorias de materiais betuminosos: os asfaltos e alcatrões. Os asfaltos podem ser encontrados no estado natural ou obtidos através da refinação do petróleo. Os asfaltos residuais do petróleo constituem a maior parcela dos asfaltos usados em pavimentação. Os alcatrões para pavimentação são materiais betuminosos resultantes do refino dos alcatrões brutos, que se originam da destilação do carvão, durante a fabricação

do gás e do coque. O constituinte principal dos asfaltos e alcatrões é o betume. Os asfaltos são constituídos quase que exclusivamente de betume, à exceção dos asfaltos naturais, que têm matéria mineral insolúvel no bissulfeto de carbono. Os alcatrões têm considerável quantidade de carbono livre (SOUZA, 1980).

Com o objetivo de estabelecer a diferença entre asfalto e betume, o IBP (1999) estabeleceu as seguintes definições:

- **Asfalto** – material aglutinante de consistência variável, cor pardo-escura ou negra e no qual o constituinte predominante é o betume, podendo ocorrer na natureza em jazidas ou ser obtido pela refinação do petróleo. São constituídos por misturas complexas de hidrocarbonetos não voláteis de elevada massa molecular.
- **Betume** – mistura de hidrocarbonetos pesados, obtidos em estado natural ou por diferentes processos físicos ou químicos, com seus derivados de consistência variável e com poder aglutinante e impermeabilizante, sendo completamente solúvel no tricloroetileno.

2.2.1 Asfalto de Petróleo

A maior parte dos asfaltos fabricados, oriundos da refinação do petróleo, é utilizada em trabalhos de pavimentação, destinando-se uma pequena parte a aplicações industriais, como impermeabilizante, isolante, etc.

Os asfaltos convencionais originam-se do petróleo, no qual estão dissolvidos e a partir do qual podem ser obtidos, quer seja por evaporação natural ou por destilação em unidades industriais especialmente projetadas.

Segundo SOUZA (1980), os constituintes dos materiais asfálticos são classificados em:

- carbóides - são insolúveis no S_2C (bissulfeto de carbono);
- carbenos - são insolúveis no Cl_4C (tetracloroeto de carbono) e solúveis no S_2C ;
- maltenos - são solúveis no heptano;

- asfaltenos - são solúveis no bissulfeto de carbono, mas insolúveis no heptano.

Assim, os asfaltos de acordo com a sua aplicação, classificam-se em dois grupos, quais sejam: asfaltos para pavimentação e asfaltos industriais.

2.2.1.1 Asfalto para pavimentação

a) Cimentos asfálticos

São obtidos em diferentes consistências medidas pelo ensaio de viscosidade dinâmica e constitui o produto básico a partir do qual preparam-se vários tipos de materiais para pavimentação. O elemento aglutinante ativo que constitui o asfalto denomina-se betume. De acordo com o Regulamento Técnico DNC 01/92 e revisão 2, os cimentos asfálticos de petróleo (CAPs) podem ser classificados nos seguintes tipos, conforme consta o Quadro 1.

Quadro 1. Classificação dos cimentos asfálticos de petróleo

Viscosidade	Penetração
CAP 7	CAP 30/45
CAP 20	CAP 50/60
CAP 40	CAP 85/100
	CAP 150/200

Fonte: (IBP, 1999)

b) Asfaltos diluídos

Resultam da diluição do CAP por destilação simples. Os diluentes funcionam apenas como veículos, resultando em produtos menos viscosos que podem ser aplicados a temperaturas mais baixas do que o CAP. Após a aplicação, os diluentes se evaporam, dando-se a essa evaporação o nome de cura. No Brasil, os asfaltos diluídos classificam-se em duas categorias: CR – asfalto - diluído de cura rápida e CM – asfalto diluído de cura média. A classificação antiga adotava os símbolos: SC - "slow curing", MC- "medium curing" e RC- "rapid curing"

De acordo com o Regulamento Técnico DNC nº 03/97 – Portaria nº 43 de 29/09/97, os asfaltos diluídos são classificados: CR-70, CR-250 e CM-30 e CM-70 (IBP, 1999). Os números representam o início da faixa de viscosidade cinemática atingida em

cada caso. As quantidades de asfaltos e diluentes nos asfaltos diluídos são, em média, as seguintes, conforme ilustra o Quadro 2.

Quadro 2. Quantidades de asfalto e diluentes nos asfaltos diluídos

Tipo		Asfalto (%)	Diluyente (%)
CR	CM		
-	30	52%	48%
70	70	63%	37%
250	250	70%	30%

c) Emulsões asfálticas

São dispersões de cimento asfáltico em fase aquosa, com ruptura variável. “A ruptura de uma emulsão é o fenômeno que ocorre quando os glóbulos de asfalto da emulsão dispersos na água, em contato com o agregado mineral, por atração eletrostática, dão origem à formação de uma película sobre o material pétreo, independentemente do mesmo estar seco ou úmido” (IBP, 1999). A ruptura da emulsão na presença de um agregado é essencialmente um fenômeno de coalescência que acontece na interface emulsão/agregado.

Para se obter uma emulsão asfáltica, necessita-se basicamente de se ter CAP, água, agente emulsificante e energia para dispersão da fase asfáltica na fase aquosa. A energia anteriormente citada é produzida por um moinho coloidal que tritura o CAP em partículas de diâmetro médio da ordem de 1 a 10 micra.

Quanto à carga da partícula, classificam-se em: catiônicas, aniônicas, bi-iônicas e não-iônicas. As emulsões aniônicas são as mais antigas. Sob a ação de um campo elétrico (ensaio de eletroforese), as partículas tendem a se dirigir para o anodo. Já as catiônicas, submetidas ao mesmo ensaio, as partículas tendem a se dirigir para o catodo (IBP, 1983).

As emulsões catiônicas têm a vantagem de apresentar boa adesividade para a maioria dos agregados, mesmo para os eletropositivos. Atualmente no Brasil só são especificadas e usadas as emulsões catiônicas (SANTANA, 1993).

Quanto ao tempo de ruptura classificam-se em: ruptura rápida (RR), ruptura média (RM) e ruptura lenta (RL). Para os diversos tipos de serviço em pavimentação são empregadas as seguintes emulsões:

- pintura de ligação: RR – 1C, RR – 2C, RM – 1C e RM – 2C,
- tratamentos superficiais simples, duplo e triplo: RR – 1C e RR – 2C,

- macadame betuminoso: RR – 1C e RR – 2C,
- pré-misturado a frio: RM – 1C e RM – 2C e RL – 1C,
- solo betume: RL – 1C, LA – 1C e LA – 2C (LA - emulsão asfáltica catiônica para lama asfáltica), LA – E (emulsão asfáltica não iônica para lama asfáltica),
- reciclagem a frio: emulsões asfálticas catiônicas com agente rejuvenescimento,
- micro revestimento: emulsões catiônicas com polímero.

d) Asfalto modificado

De acordo com o IBP (1999), os asfaltos modificados são assim classificados:

- **Agentes de reciclagem/agentes de rejuvenescimento**

São materiais utilizados na reciclagem de revestimento com a finalidade de redução da viscosidade e de reposição dos compostos aromáticos do ligante envelhecido de forma a restabelecer as suas características químicas e físicas.

- **Asfaltos modificados por produtos naturais**

Essas modificações nos cimentos asfaltos de petróleo, para melhorar as suas propriedades mecânicas, podem ser feitas através da adição de asfaltos naturais, como por exemplo, Gilsonita (EUA), Asfaltita (Argentina), Asfalto de Trinidad , fibras, entre outros.

- **Asfalto modificado com polímero**

Os asfaltos modificados com polímero são obtidos a partir da incorporação do polímero no CAP, em unidade apropriada, podendo ou não envolver reação química.

Considerando o grande campo de aplicação dos asfaltos modificados com polímeros em pavimentação rodoviária vai-se discorrer sobre este produto com maior detalhamento.

2.2.1.2 Asfaltos modificados com polímero

Para resistir ao envelhecimento devido à ação dos agentes climáticos, a espessura da película de asfalto que envolve o agregado deverá ser mais espessa, mas é provável que ocorram problemas de escorrimento ou de fluência em temperaturas elevadas. A utilização de CAP de alta consistência poderá evitar a ocorrência desses problemas. Entretanto, o aumento do módulo de rigidez da mistura pode gerar o trincamento da camada asfáltica, quando submetida a condições severas de tráfego. O módulo de resiliência é um parâmetro comumente empregado para avaliar a rigidez das misturas betuminosas. Ele é definido como a relação entre tensão aplicada e a deformação induzida na fase relacionada com o comportamento elástico da mistura.

Idealmente o ligante a ser empregado numa mistura betuminosa deve possuir baixa suscetibilidade térmica e alta resistência ao envelhecimento para resistir às ações do tráfego e do clima. A utilização de ligantes modificados com polímeros visa atender a estas exigências técnicas conferindo à mistura uma alta flexibilidade, resistência, coesão e durabilidade, dentro de padrões aceitáveis tecnicamente, impedindo a desagregação dos agregados e aumentando a resistência dos mesmos ao arranque, sob a ação dos esforços tangenciais gerados pelo tráfego ao longo da sua vida útil (NASCIMENTO & REIS, 1999).

Desde as primeiras pesquisas realizadas, há mais de 30 anos, em países desenvolvidos, como a França, Espanha, Alemanha e Estados Unidos, o objetivo proposto foi o de obter um produto que melhor resistisse às condições mais severas a que são submetidos os revestimentos asfálticos. Com o aparecimento de polímeros do tipo elastômero termoplásticos abriram-se novas perspectivas, uma vez que estes polímeros podem alterar profundamente o comportamento do cimento asfáltico, como também melhorar suas propriedades mecânicas numa grande faixa de temperatura, sob os seguintes aspectos:

- diminuir a susceptibilidade térmica, ou seja, a consistência do betume modificado permanece inalterada sob larga faixa de temperatura. HUMBERTO e REIS (1999) destacam que em climas frios, seu caráter flexível aumenta a resistência às trincas e fissuras na superfície do revestimento. Segundo esses autores, em climas quentes, o incremento do ponto de amolecimento e da viscosidade do ligante elimina o risco de exsudação, de afundamento e de redução da macrotextura do pavimento;

- obter ligantes que, na faixa de temperatura de trabalho, apresentem elevada viscosidade e que, na temperatura de aplicação (mistura e compactação) apresentem viscosidade dentro dos parâmetros recomendáveis para a execução de serviços rodoviários;
- apresentar uma resistência satisfatória ao envelhecimento;
- elevar a temperatura do ponto de amolecimento;
- tornar do módulo de rigidez menos susceptível com a temperatura;
- permitir a realização de revestimentos com módulos elásticos dinâmicos que atendam às condições a que serão submetidos;
- permitir a realização de revestimentos que resistam às deformações permanentes à temperatura elevada;
- fornecer misturas que apresentem elevada resistência à fadiga, quer seja à tensão ou à deformação controlada.

2.2.1.3 Asfaltos Industriais

Asfaltos oxidados ou soprados

São asfaltos submetidos a um aquecimento e à ação de corrente de ar, com o intuito de mudar as suas características para fins específicos. Em geral, interrompe-se a destilação e o resíduo é agitado em tubos cilíndricos de aço, onde é deixado esfriar até que a temperatura permita a embalagem sem risco de combustão. Estes possuem consistência maior que os asfaltos comuns e são menos susceptíveis às variações térmicas. Em compensação, sofrem redução em sua ductilidade, o que pode ser observado em ensaio próprio. Geralmente são utilizados como impermeabilizantes e, também, para a construção de pisos industriais que poderiam não ser satisfeitas com os cimentos asfálticos comuns.

2.3 AGREGADOS

A maior participação em peso de uma mistura asfáltica advém dos agregados. Esta participação ultrapassa 90% em peso da mistura. Portanto, conhecer as características dos agregados que irão compor a mistura asfáltica é sem dúvida indispensável para o bom êxito do projeto da mistura.

Os agregados empregados em pavimentação podem ser classificados segundo a natureza, tamanho e graduação, conforme consta no Quadro 3.

Quadro 3. Classificação dos agregados (Manual de Pavimentação DNER, 1996)

Agregados –Classificação		
Natureza	natural	pedregulhos, seixos, britas, areias, etc.
	artificial	escória de alto forno, argila calcinada, argila expandida.
Tamanho	graúdo	material retido na peneira nº 10 (2,00 mm)
	miúdo	material que passa na peneira nº 10 e fica retido na peneira nº 200 (0,074 mm)
	enchimento	material que passa pelo menos 65% na peneira nº 200
Graduação	denso	material de granulometria contínua e bem graduada
	aberto	material de granulometria contínua, bem graduada, mas com deficiência de finos
	tipo macadame	granulometria uniforme com diâmetro máximo aproximadamente o dobro do diâmetro mínimo

A Figura 1 ilustra uma amostra de agregado com suas várias parcelas de volume e peso, quais sejam:

V_t : volume total da amostra do agregado,

V_s : volume dos sólidos das partículas,

V_i : volume de vazios impermeáveis,

V_p : volume de vazios permeáveis,

V_{ig} : volume intergranular de vazios que existe entre as partículas dos agregados,

V_a : volume de água contida no agregado. Este volume pode variar de 0 a $V_p + V_{ig}$.

P_s : peso seco das partículas do agregado,

P_a : peso da água contida no agregado,

P_t : é a soma de $P_a + P_s$ e corresponde ao peso total da amostra do agregado.

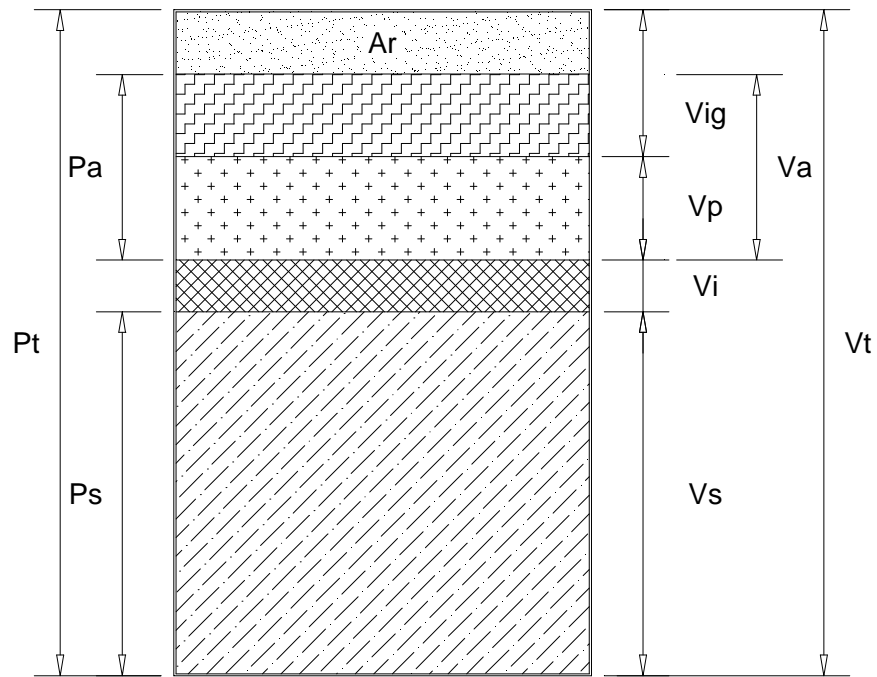


Figura 1. Amostra de agregado com suas parcelas de volume e peso (Souza,1980)

Com base nas informações contidas na Figura 1, têm-se as seguintes relações:

- peso específico aparente úmido do agregado:

$$\gamma_h = \frac{P_t}{V_t}$$

Equação 1

- peso específico aparente seco do agregado:

$$\gamma_d = \frac{P_s}{V_t}$$

Equação 2

- peso específico aparente dos grãos do agregado:

$$\gamma_a = \frac{P_s}{V_s + V_i + V_p}$$

Equação 3

- peso específico real dos grãos do agregado:

$$\gamma_r = \frac{P_s}{V_s + V_i}$$

Equação 4

- vazios do agregado mineral:

$$\text{VAM}\% = \frac{V_{ig}}{V_t} \cdot 100$$

Equação 5

- teor de umidade do agregado:

$$h\% = \frac{P_a}{P_s} \cdot 100$$

Equação 6

Segundo SANTANA (1993), as principais características de interesse dos agregados empregados em pavimentação rodoviária são as seguintes:

a) Limpeza

Os agregados a serem utilizados numa mistura asfáltica devem estar isentos de matéria orgânica, livres de torrões de argila, silte ou outro material prejudicial.

b) Resistência mecânica

Os agregados devem resistir ao choque e ao desgaste por atrito entre as partículas. O ensaio de abrasão Los Angeles, muito utilizado no Brasil, informa o desgaste que o agregado irá sofrer ao ser submetido a uma carga abrasiva. Se o desgaste ultrapassar um determinado limite, o agregado será vetado para emprego no revestimento da estrada.

c) Forma e textura dos grãos

A forma cúbica dos grãos (agregado graúdo) é mais indicada para a composição da mistura, pois conduz a um melhor entrosamento entre eles e a uma menor área específica. Agregados com forma alongada e lamelar não são recomendados para este fim. Os agregados graúdos e miúdos de textura rugosa são mais eficientes sob o ponto de vista do atrito interpartículas; além do mais proporcionam melhores condições de adesividade para o par ligante/agregado.

d) Granulometria

É uma das principais características dos agregados. Dependendo da faixa granulométrica a ser utilizada, a granulometria da mistura poderá ser mais aberta ou densa. A granulometria densa tem a vantagem de possibilitar um maior interação entre os agregados, o que irá refletir na resistência da mistura.

e) Adesividade aos materiais asfálticos

É uma das mais importantes características dos agregados. Na realidade, é uma característica do conjunto agregado e ligante e se a adesividade for boa é sinal que será difícil remover a película do ligante aderida ao agregado. Para o revestimento asfáltico, é uma característica muito importante, principalmente quando se analisa a sua eficiência sob a ação erosiva da água.

2.4 MISTURAS BETUMINOSAS

As misturas asfálticas são uma combinação de materiais mineral e ligante betuminoso em proporções adequada definidas em laboratório. Os materiais minerais participam com mais de 90% em peso da mistura. O restante é a contribuição do ligante betuminoso. Essas misturas podem ser realizadas a frio ou a quente. Nas misturas a frio não há necessidade de aquecer os agregados e o ligante. De acordo com o IBP (1999), os materiais betuminosos mais utilizados nos pré-misturados a frio são as emulsões asfálticas catiônicas (RM -1C, RM 2C e RL - 1C) e o asfalto diluído de cura rápida (CR - 250). No item materiais betuminosos esses tipos de emulsão e asfalto diluído serão apresentados com maiores informações.

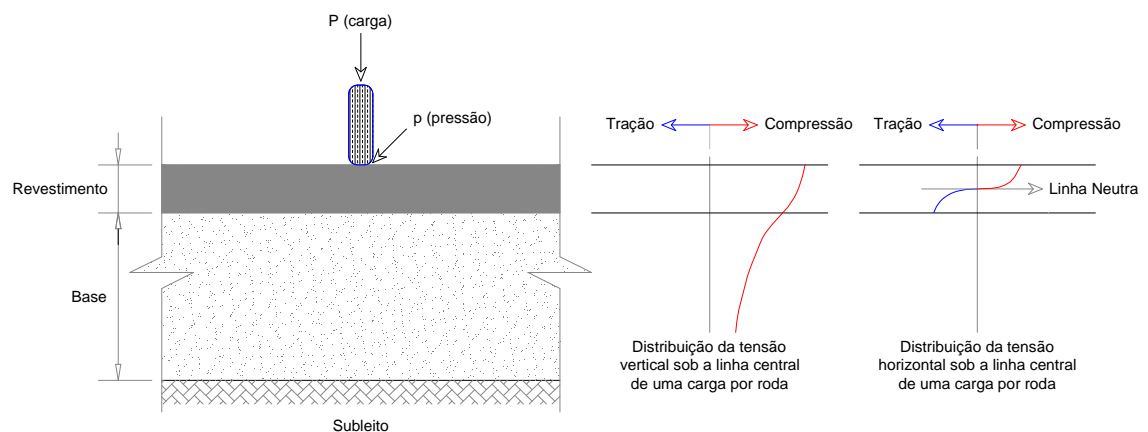


Figura 2. Distribuição típica de tensão sob uma roda com carga P (HAAS e HUDSON, 1978).

Num pavimento flexível, essas misturas são utilizadas no revestimento do pavimento e formam a camada mais nobre do pavimento. Afinal, esta camada recebe diretamente a solitação do tráfego. Na medida em que a camada do pavimento vai se distanciando de sua superfície, as amplitudes das solitações vão-se diminuindo. A Figura 2 ilustra a distribuição das tensões verticais e horizontais, sob o centro de uma carga por roda,

num pavimento flexível. Observa-se que a camada do revestimento, por ser constituída de uma mistura de agregado mais ligante betuminoso oferece resistência tanto à tração quanto à compressão. A função de resistir aos esforços de tração atribui-se à presença do ligante betuminoso que atua aglutinando os agregados e conferindo à mistura um ganho de resistência associado, principalmente, à parcela coesiva. Já a camada de base, os materiais granulares que a compõem não oferecem resistência à tração, sendo, portanto mobilizadas apenas as tensões de compressão.

O Quadro 4 contém os diversos tipos de revestimentos asfálticos (SANTANA, 1993).

Quadro 4. Tipos de revestimentos asfálticos

Revestimentos Asfálticos		
Por penetração	Macadame asfáltico	Simple
		Duplo
		Triplo
	Tratamentos superficiais	Simple
		Duplo
		Triplo
Por mistura	Misturas a quente	Concreto asfáltico (CBUQ)
		Pré-misturado a quente (PMQ)
		Areia asfalto a quente
	Misturas a frio	Pré-misturado a frio (PMF)
		Areia asfalto a frio
		Lama asfáltica

FONTE: (SANTANA, 1993).

a) **Macadame asfáltico**

É um revestimento composto de duas aplicações alternadas de material asfáltico sobre agregados de tamanho e quantidade especificados, devidamente espalhados e compactados. O macadame betuminoso poderá ser empregado como base, reforço ou camada de revestimento, quando executado o selamento (DNER, 1997d). Será duplo quando apresentar duas aplicações sucessivas de agregados, devidamente espalhado e compactado e ligante asfáltico e, triplo, quando apresentar três aplicações sucessivas de agregados e ligantes asfáltico.

b) **Tratamento superficial simples (TSS)**

É uma camada de revestimento do pavimento constituída pela aplicação de ligante betuminoso coberta por camada de agregado mineral (DNER, 1997a). O agregado é colocado uniformemente sobre o material asfáltico e em seguida submetido à operação de compressão e acabamento.

c) Tratamento superficial duplo (TSD)

É uma camada de revestimento do pavimento constituída por duas aplicações sucessivas de ligante betuminoso cobertas cada uma por camada de agregado mineral (DNER, 1997b). A primeira aplicação de material asfáltico é feita sobre uma superfície imprimada ou sobre o revestimento asfáltico; imediatamente após, proceder ao espalhamento da 1ª camada do agregado, na quantidade indicada no projeto. Excesso ou falta de material devem ser corrigidos antes do início da compressão. O agregado depois de distribuído uniformemente sobre o material asfáltico é submetido à operação de compressão e acabamento. A segunda camada é semelhante à primeira, mas o agregado utilizado é de granulometria inferior à da 1ª camada.

d) Tratamento superficial triplo (TST)

É uma camada de revestimento do pavimento constituída por três aplicações sucessivas de ligante betuminoso cobertas cada uma por camada de agregado mineral (DNER, 1997c). O processo construtivo é semelhante ao do tratamento superficial duplo. A segunda e a terceira camadas possuem agregados médio e miúdo, especificados.

e) Concreto asfáltico (CBUQ)

É uma mistura executada em usina apropriada, com características específicas composta de agregado mineral graduado, material de enchimento (filer) e ligante betuminoso, espalhada e comprimida à quente (DNER, 1997f). Tanto os agregados quanto os ligantes são aquecidos a temperaturas que dependem da viscosidade do ligante. A temperatura dos agregados não deverá ultrapassar 177°C. Quando bem dosado e executado, é um dos melhores tipos de revestimento asfáltico.

f) Pré-misturado a quente (PMQ)

É o produto resultante da mistura a quente, em usina apropriada, de um ou mais agregados minerais e cimento asfáltico, que deve ser espalhado e comprimido a quente. Pode ser usado como camada de regularização, como base e como revestimento. A diferença entre o pré-misturado a quente e o concreto asfáltico reside na qualidade da mistura, no maior rigor nas especificações de serviço e no maior controle na execução da mistura (SENÇO, 2001).

g) Areia asfalto a quente

Resulta da mistura prévia a quente, em usina apropriada, do agregado miúdo, material de enchimento (filer) e cimento asfáltico, espalhada e comprimida a quente (DNER, 1997e).

h) Pré-misturado a frio (PMF)

É uma mistura executada à temperatura ambiente em usina apropriada, composta de agregado mineral graduado, material de enchimento (filer) e emulsão asfáltica, espalhada e comprimida a frio (DNER, 1997g). O pré-misturado a frio pode ser empregado como revestimento, base, regularização ou reforço de pavimento.

i) Areia asfalto a frio

É o produto resultante da mistura, em equipamento apropriado, de emulsão asfáltica catiônica, agregado miúdo, com a presença ou não de material de enchimento (filer), espalhado e compactado a frio. Este tipo de serviço se aplica na regularização - camada final de revestimento asfáltico e serviços do tipo tapa-buracos em vias de baixo volume de tráfego (ABEDA, 2001).

j) Lama asfáltica

É uma argamassa obtida por meio da mistura dosada de agregado miúdo, filer mineral, asfalto emulsionado e água. Esta mistura, de consistência fluida, possibilita a execução de revestimentos asfálticos de pequena espessura (3 a 10 mm), aplicados à temperatura ambiente e com grande facilidade de espalhamento. As funções básicas da lama asfáltica são impermeabilização e rejuvenescimento da textura.

2.4.1 Pré-misturado a Frio

Pré-misturados a frio são misturas compostas de agregado(s) e ligante betuminoso, realizadas em usinas. No pré-misturado a frio nunca se aquecem os agregados. O ligante betuminoso, dependendo do seu tipo, poderá sofrer um ligeiro aquecimento. O pré-misturado a frio é espalhado e comprimido à temperatura ambiente (SANTANA, 1993).

Os materiais constituintes do pré-misturado a frio (agregado mineral, emulsão asfáltica ou asfalto diluído) devem satisfazer às especificações de serviço aprovadas pelo DNER.

Para a dosagem desse tipo de mistura são vários os indicadores de desempenho utilizados, como por exemplo: índice de vazios da mistura, estabilidade Marshall, relação betume-vazios, fluência, entre outros.

São inúmeras as vantagens de se trabalhar com os PMF, principalmente quando são utilizados os asfaltos emulsionados como ligante. Exemplos:

- utilização de equipamentos de custo inferior aos das misturas a quente,
- utilização do agregado úmido, o que facilita o envolvimento do agregado pelo ligante,
- como não há necessidade de aquecer os agregados, evita-se a poluição do meio ambiente e os riscos de incêndio, explosões e acidentes de trabalho,
- facilidade para preparação da massa e sua execução,
- dependendo do tipo de asfalto emulsionado, são facilmente estocáveis o que facilita a sua utilização para os diversos tipos de serviço. O PMFA pode ser armazenado por períodos maiores que o PMFD (até 30 dias, desde que devidamente estocado em pilhas e protegido com lonas impermeáveis). Em geral, o período de estocagem recomendado para o PMFD é 7 dias.

A classificação dos PMFs envolve dois aspectos:

- granulometria: informando a quantidade de argamassa e de mastigue que é de fundamental importância para os aspectos de fadiga e de estabilidade
- porcentagem de vazios: informando sobre a permeabilidade ao ar (envelhecimento do ligante) e à água (comportamento hidráulico), assim como a mecânica do funcionamento da mistura, a sensibilidade ao teor de asfalto e a adesividade.

Acontece que, enquanto a granulometria é praticamente invariável (a despeito de pequenas degradações com o uso), a porcentagem de vazios é altamente sensível às porcentagens de asfalto, de água e de solvente na emulsão e, também, à energia de compactação. Esta porcentagem de vazios poderá ainda sofrer alterações, para mais ou para menos, devido ao efeito do processo de cura em função das condições climáticas e das ações do tráfego.

O agregado ou mistura de agregados deverá ter uma granulometria contínua e no que diz respeito à graduação, os pré-misturados podem ser classificados da seguinte maneira segundo SANTANA (1993):

- **pré-misturado de graduação densa:** é aquele no qual o agregado ou mistura de agregados possui uma granulometria contínua e com uma quantidade material fino suficiente para encher os vazios entre partículas maiores;
- **pré-misturado de graduação aberta:** é aquele no qual o agregado ou mistura de agregados possui uma granulometria contínua e com uma quantidade de material fino insuficiente para encher os vazios entre as partículas maiores e
- **pré-misturado do tipo macadame:** é aquele no qual o agregado ou mistura de agregados possui uma granulometria contínua e onde o diâmetro máximo é aproximadamente o dobro do diâmetro mínimo.

Dentre os vários tipos de pré-misturados destaca-se o pré-misturado a frio denso (PMFD) que apresenta uma quantidade apreciável de agregado miúdo, podendo ou não conter alto teor de "filler", ficando após a compactação com teor de vazios relativamente baixos. Este tipo de pré-misturado não necessita de capa selante.

Segundo SANTO (1991), as principais aplicações do pré-misturado a frio são as seguintes:

- camadas de regularização, sub-base e base;
- camada de revestimento asfáltico;
- tapa-buracos;
- conservação e
- recapeamentos.

2.5 COMPORTAMENTO MECÂNICO DA MISTURA BETUMINOSA

Para se analisar o comportamento mecânico de uma mistura asfáltica são vários os fatores e variáveis a serem considerados na investigação, conforme ilustra o Quadro 5.

Quadro 5. Fatores e variáveis utilizados no estudo do comportamento mecânico das misturas betuminosas

Comportamento mecânico de misturas asfálticas	
Fatores e variáveis que se relacionam	
Fatores	Variáveis
Carga	Intensidade da tensão
	Número de aplicação da tensão
	Pressão confinante
	Tempo de ciclo do carregamento
	Duração do carregamento
Qualidade da mistura	Amplitude da energia de compactação
	Método de compactação
	Características dos agregados
	Porcentagens em peso dos agregados na mistura
	Características do ligante asfáltico
Características ambientais	Porcentagem em peso do ligante na mistura
	Umidade
	Temperatura
Tempo	Radiação solar
	Período de análise de desempenho das misturas

A consistência de um ligante betuminoso é significativamente afetada pela variação da temperatura. Portanto, a temperatura exerce uma influência das mais significativas no estudo do comportamento mecânico das misturas betuminosas. Dependendo de seu valor, o ligante asfáltico pode-se tornar líquido, semi-sólido e sólido e para cada um desses estados físicos do ligante, a resistência da mistura varia consideravelmente. O tempo de aplicação da carga é outro fator importante no estudo do desempenho de misturas betuminosas.

COELHO (1996) comenta que nos ligantes asfálticos o fluxo viscoso é extremamente complexo e que depende do tempo de aplicação da carga e da temperatura. Assim, dependendo da faixa de temperatura considerada, um ligante asfáltico pode apresentar comportamento de um líquido newtoniano ou de um sólido elástico.

Segundo YODER e WITCZAK (1975), devido ao pronunciado efeito do tempo de carga e da temperatura sobre a resposta reológica do asfalto, Van der Poel introduziu o termo rigidez ($S_{t,T}$) para distinguir este parâmetro do módulo E de resposta elástica. A rigidez é também expressa por uma relação entre tensão e deformação, mas leva-se também em consideração o tempo de carregamento (t) e a temperatura (T) do teste.

Segundo COELHO (1996), para tempos de carregamento longos e temperaturas elevadas, maior ou igual a 60°C, os cimentos asfálticos de petróleo comportam-se como um líquido praticamente newtoniano, podendo-se neste caso aferir a sua consistência pela viscosidade η , ou seja, $S = 3\eta/t$. Assim, quando o comportamento do asfalto for newtoniano, a rigidez é diretamente proporcional à viscosidade e inversamente proporcional ao tempo de aplicação da carga.

De acordo com HAAS, HUDSON e ZANIEWSKI (1994), as condições ambientais que exercem maior influência nas características dos materiais e no desempenho dos pavimentos são: precipitação pluvial ou umidade, temperatura e radiação solar. No revestimento asfáltico, a água pode remover a película betuminosa e provocar a desagregação do concreto asfáltico. A **temperatura**, ambas alta e baixa, pode ter efeitos nocivos no desempenho dos pavimentos, ou seja: altas temperaturas causam amolecimento do concreto asfáltico reduzindo a sua rigidez e a sua viscosidade; baixas temperaturas fomentam o aumento no módulo de deformação do concreto asfáltico, provocando perda de sua flexibilidade. A **radiação solar** provoca o endurecimento da superfície do concreto asfáltico, devido a volatilização da porção de peso molecular leve.

BASMA e GEORGE (1984) realizaram um estudo para mostrar como os fatores ambientais afetam as espessuras requeridas em projetos de pavimentos flexíveis. Sob os efeitos de temperatura na camada asfáltica comentaram que é comum especificar classe de asfalto mais flexível em regiões de clima mais frio, para reduzir trincas térmicas, e classe de asfalto mais rígido em regiões de clima mais quente, para reduzir acúmulo de deformação permanente. Em função dos efeitos da temperatura para definição da classe do asfalto apresentaram os seguintes critérios: a trinca térmica não deve exceder a 115m/1000m² e o acúmulo de deformação permanente deverá ser no máximo 1,25 cm.

As características de consistência dos ligantes asfálticos estão diretamente relacionadas com a viscosidade. De acordo com o dicionário Aurélio, a viscosidade é a resistência que todo fluido real oferece ao movimento relativo de qualquer de suas partes. Procedimentos de misturas betuminosas e também de suas aplicações dependem da viscosidade do ligante asfalto. Apenas para ilustrar, nas misturas a quente, tanto o agregado quanto o ligante são aquecidos a uma temperatura próxima de 170 °C, mas que dependem da viscosidade do ligante. De acordo com o DNER (1995), a temperatura que o ligante deve ser aquecido para ser misturado aos agregados é aquela na qual a viscosidade Saybolt - Furol encontra-se no intervalo de 85 ± 10 segundos. O ligante betuminoso que em geral se utiliza nessas misturas a quente é o cimento asfáltico de petróleo (CAP).

Segundo LEITE (1993), a visco-elasticidade do cimento asfáltico pode ser vista sobre três enfoques, a saber: **viscoso, elástico retardado e elástico**. A porção viscosa é responsável pela deformação não-recuperável. A pequenos tempos de carregamento ou baixas temperaturas, a resposta elástica é dominante; a altas temperaturas e longos tempos de carregamento, a resposta viscosa é dominante; a tempos de carregamento e temperaturas intermediárias, a resposta elástica retardada é dominante. A deformação elástica retardada é totalmente recuperável com o tempo, após a retirada da carga.

Segundo COELHO (1996), um dos mais importantes parâmetros utilizados para a caracterizar os asfaltos é o índice de susceptibilidade térmica de Pfeiffer-Van Doormal (PVN) e que pode ser obtido pela expressão:

$$PVN = \frac{500 \cdot \log PEN + 20 \cdot PA - 1951}{120 - 50 \cdot \log PEN + PA} \quad \text{Equação 7}$$

em que:

PEN, dado em décimos de mm,

PA , ponto de amolecimento obtido no ensaio anel e bola em °C.

Valores de PVN < -2 indicam asfaltos que amolecem rapidamente com o aumento de temperatura e tendem a ser quebradiços em baixas temperaturas; PVN > +2 têm-se asfaltos oxidados, com baixíssima susceptibilidade térmica não sendo indicados para fins de pavimentação. Por medida de cautela, o Regulamento Técnico DNC nº 01/92 do CNP, normaliza que os cimentos asfálticos para fins rodoviários no Brasil devem ter PVN compreendido entre +1 e -2.

O'REILLY e BROWN (1991) apresentaram um comentário interessante sobre a modelagem do comportamento dos solos e que podem também ser estendidos às misturas betuminosas. Segundo esses autores, a modelagem do comportamento do solo, quer numérica (usualmente utilizando-se um computador) ou física (utilizando-se pequenos volumes de solo ou materiais semelhantes), tem por objetivo reproduzir os aspectos vitais da resposta do solo, desprezando-se algumas de suas características consideradas de menor importância. Portanto, a arte de modelagem de um solo assenta-se na capacidade de se poder identificar as suas características mais importantes, utilizando-se um modelo tão simples quanto possível. É claro que quanto mais elaborado ou sofisticado for o modelo, mais parâmetros do solo serão necessários para descrevê-lo, mais elaborada serão as operações de investigação do local necessárias para definir esses parâmetros e mais extensas as análises para a utilização do modelo, para predizer o desempenho de uma estrutura geotécnica.

Para se ter uma idéia das dificuldades que existem para se descrever o comportamento mecânico de misturas betuminosas, serão a seguir apresentados alguns modelos que podem ser utilizados para esse fim.

2.5.1 Visco-Elasticidade

Segundo YODER e WITCZAK (1975), para um sistema do tipo Maxwell que é composto de uma mola e de um amortecedor em séries, a deformação dependente do tempo ($\epsilon(t)$) pode ser obtida pela fórmula:

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma}{E} - \frac{\sigma t}{\eta}$$

Equação 8

Para o sistema Kelvin composto de uma mola e de um amortecedor em paralelos a deformação dependente do tempo - $\epsilon(t)$ pode ser calculada pela expressão:

$$\epsilon(t) = \frac{\sigma}{E} \left(1 - e^{-\frac{Et}{\eta}} \right)$$

Equação 9

onde:

σ = tensão que atua na mola e no amortecedor,

E = módulo de elasticidade da mola,

t = tempo de sollicitação,

η = coeficiente de viscosidade do amortecedor.

Para o estudo das características de tensão-deformação da maior parte dos materiais viscosos em pavimentos, tais como as misturas asfálticas a elevadas temperaturas e os solos coesivos, as equações acima não se aplicam.

De acordo com LAI e ANDERSON (1973), o comportamento Visco-elástico não linear de um concreto asfáltico, submetido a carregamentos repetidos, com variações de amplitudes de tensão e da duração com que são aplicadas, pode ser estimado pelas equações:

$$\epsilon_t(t) = \epsilon_p(t) + \epsilon_v(t)$$

Equação 10

Para $0 < t < t_1$,

$$\varepsilon_p(t) = [(b_1\sigma_0 + b_2\sigma_0^2)^{1/n_p} t]^{n_p}$$

Equação 11

$$\varepsilon_v(t) = (c_1\sigma_0 + c_2\sigma_0^2)t^{n_v}$$

Equação 12

Para $t_1 < t < t_2$,

$$\varepsilon_p(t) = [(b_1\sigma_0 + b_2\sigma_0^2)^{1/n_p} t_1 + (b_1\sigma_1 + b_2\sigma_1^2)^{1/n_p} (t - t_1)]^{n_p}$$

Equação 13

$$\varepsilon_v(t) = (c_1\sigma_0 + c_2\sigma_0^2)[t^{n_v} - (t - t_1)^{n_v}] + (c_1\sigma_1 + c_2\sigma_1^2)(t - t_1)^{n_v}$$

Equação 14

Para $t_{r-1} < t < t_r$, $r = 1, 2, 3, \dots$,

$$\varepsilon_p(t) = [(b_1\sigma_0 + b_2\sigma_0^2)^{1/n_p} t_1 + (b_1\sigma_{r-2} + b_2\sigma_{r-2}^2)^{1/n_p} (t_{r-1} - t_{r-2}) + (b_1\sigma_{r-1} + b_2\sigma_{r-1}^2)^{1/n_p} (t - t_{r-1})]^{n_p}$$

Equação 15

$$\varepsilon_v(t) = (c_1\sigma_0 + c_2\sigma_0^2)[t^{n_v} - (t - t_1)^{n_v}] + (c_1\sigma_{r-2} + c_2\sigma_{r-2}^2)[(t - t_{r-2})^{n_v} - (t - t_{r-1})^{n_v}] + (c_1\sigma_{r-1} + c_2\sigma_{r-1}^2)(t - t_{r-1})^{n_v}$$

Equação 16

onde:

$\varepsilon_t(t)$ = deformação total dependente do tempo,

ε_p = deformação permanente dependente do tempo,

ε_v = deformação recuperável dependente do tempo,

σ_0 , σ_1 , σ_{r-1} e σ_{r-2} : tensões aplicadas,

b_1 , b_2 , c_1 , c_2 , n_p e n_v : parâmetros obtidos experimentalmente.

t , t_1 , t_2 , t_{r-1} , t_{r-2} , e t_r : períodos de tempo de aplicação dos carregamentos.

2.5.2 Visco-elasto-plasticidade

UZAN, SIDES e PERL (1985), estudando o desempenho de misturas asfálticas, através de um modelo visco-elasto-plástico, dividiram a deformação total (ε_t) nas seguintes componentes:

ε_e = deformação elástica recuperável e independente do tempo,

ε_p = deformação plástica irrecuperável e independente do tempo,

ε_{ve} = deformação visco-elástica recuperável e dependente do tempo,

ϵ_{vp} = deformação visco-plástica irrecuperável e dependente do tempo,

A Figura 3 contém uma representação esquemática dessas parcelas da deformação.

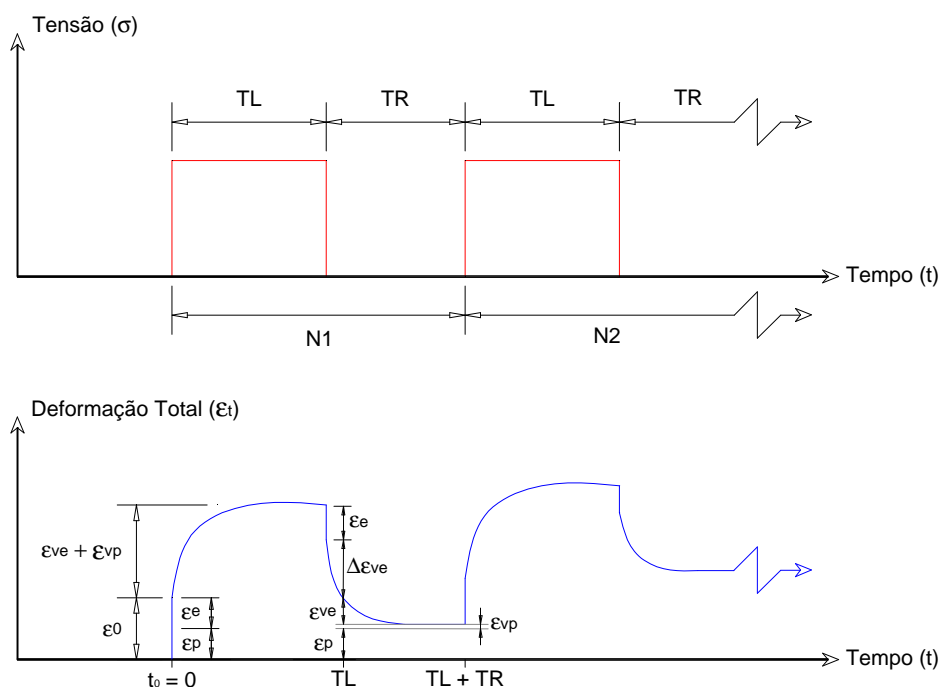


Figura 3. Representação esquemática dos componentes da deformação total (UZAN, SIDES e PERL, 1985)

Cada componente da deformação foi expresso como uma função do nível de tensão, tempo de carregamento e número de repetições, conforme segue:

$$\epsilon_e = \frac{\sigma}{E} \quad \text{Equação 17}$$

$$\epsilon_p = \left(\frac{\sigma}{H} \right) N^a \quad \text{Equação 18}$$

$$\epsilon_{ve} = (a_1 \sigma + a_2 \sigma^2) t^\alpha \quad \text{Equação 19}$$

$$\epsilon_{vp} = (b_1 \sigma + b_2 \sigma^2) T_L^\beta N^b \quad \text{Equação 20}$$

em que:

σ = tensão aplicada (MPa),

E = módulo de elasticidade (MPa),

H = módulo plástico,

N = número de repetições de carga,

t = tempo transcorrido desde o início do teste (segundos),

TL = tempo de carregamento durante cada ciclo (segundos) e

a, a₁, a₂, α, b, b₁, b₂ e β: constantes dos materiais.

Os valores avaliados experimentalmente para os vários parâmetros contidos nas equações acima se encontram dispostos no Quadro 6.

Quadro 6. Parâmetros de deformação dos materiais(UZAN, SIDES e PERL, 1985)

Parâmetros	unidade	Compressão	Tração
E	MPa	613	590
H	MPa	278,5	∞
A		0,35	
A ₁	MPa ⁻¹	8,9x10 ⁻⁴	9,4x10 ⁻⁴
A ₂	MPa ⁻²	-5,0x10 ⁻⁴	0
α	0	0,29	0,58
B		0,19	0,62
b ₁	MPa ⁻¹	1,9x10 ⁻³	5,9x10 ⁻⁴
b ₂	MPa ⁻²	-8,4x10 ⁻⁴	0
β		0,22	0,27

2.6 INDICADORES DE DESEMPENHO DE MISTURAS BETUMINOSAS

A seguir, serão apresentados alguns indicadores de desempenho de misturas betuminosas comumente utilizados no Brasil.

2.6.1 Módulos de Resiliência de Misturas Betuminosas

Módulo de resiliência de misturas betuminosas é a relação entre a tensão de tração σ_t , aplicada repetidamente no plano diametral vertical de uma amostra cilíndrica de mistura betuminosa e a deformação específica recuperável (σ_r) correspondente à tensão aplicada, numa dada temperatura (T). O Método de ensaio - DNER-ME 133/94 contém os procedimentos normativos para a determinação do módulo de resiliência. A fórmula utilizada para o cálculo do módulo de resiliência é a seguinte:

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

Equação 21

em que:

MR = módulo de resiliência (kgf/cm²),

F = carga vertical repetida aplicada diametralmente no corpo-de-prova (kgf),

Δ = deformação elástica ou resiliente registrada no oscilógrafo, para 300, 400 e 500 aplicações da carga (F),

H = altura do corpo-de-prova (cm),

μ = coeficiente de Poisson.

A Figura 4 ilustra uma amostra cilíndrica, solicitada repetidamente por uma carga F de compressão, distribuída ao longo de duas geratrizes opostas. A deformação resiliente é medida através de LVDTs ("linear variable differential transformer") posicionados horizontalmente, ao longo do diâmetro horizontal, perpendicular à carga F.

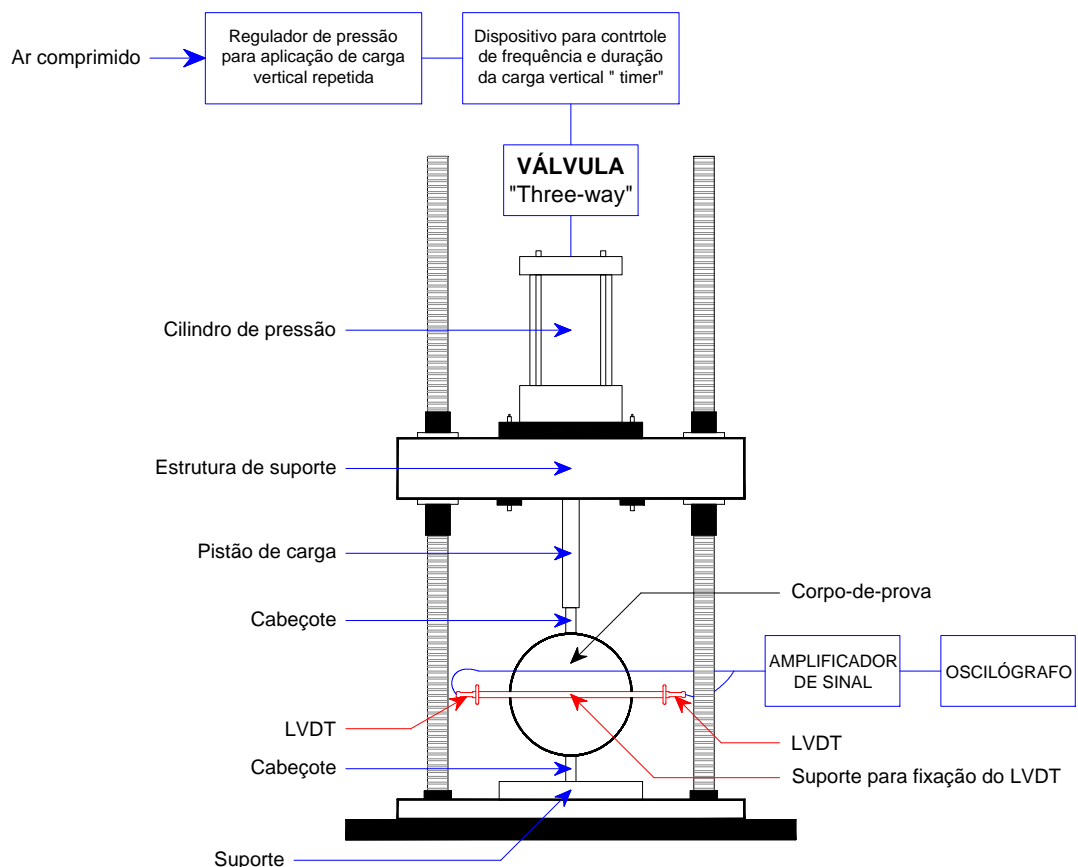


Figura 4. Esquema de equipamento para ensaio de compressão diametral de carga repetida (DNER, 1994b)

MILLER, UZAN e WITCZAK (1983), segundo CARVALHO (1997), compararam resultados de ensaios para a determinação de módulos dinâmicos de cinco tipos de misturas betuminosas, com valores de módulos dinâmicos fornecidos pelo modelo de regressão do Instituto de Asfalto dos Estados Unidos, que possui a seguinte formulação:

$$\log_{10}|E^*| = 0,553833 + 0,028829 \left(\frac{P_{200}}{f^{0,17033}} \right) - 0,03476Vv + 0,070377\eta(10^6,70) + 0,000005T \exp(1,3 + 0,49825 \log_{10} f) P_{ac}^{0,5} - 0,00189T \exp(1,3 + 0,49825 \log_{10} f) \left(P_{ac}^{0,5} / f^{1,1} \right) + \left(\frac{0,931757}{f^{0,02774}} \right) \quad \text{Equação 22}$$

onde:

$|E^*|$ = módulo dinâmico (10^5 psi),

P_{200} = porcentagem que passa na peneira 200,

f = frequência do carregamento (Hz),

Vv = porcentagem do volume de vazios (%),

$\eta(10^6, 70)$ = viscosidade do cimento asfáltico a 70° F (megapoises). 1 poise = dina x segundo/cm²,

T = temperatura do pavimento (°F) e

P_{ac} = porcentagem do cimento asfáltico por peso da mistura.

Os resultados dessa comparação revelaram uma excelente correlação para misturas betuminosas com pedra britada e uma boa correlação com pedregulho. Porém, para as misturas betuminosas com escórias ou com areia, os resultados não foram satisfatórios. Assim sendo, para se conseguir uma estimativa do módulo de resiliência para essas misturas, de forma a encontrar um coeficiente de correlação adequado, a seguinte equação foi proposta:

$$\log_{10}|E^*| = C_1 + C_2 (P_{ac} - P_{opt} + 4)^{0,5} \quad \text{Equação 23}$$

onde:

$$C_1 = 0,553833 + 0,028829 \left(\frac{P_{200}}{f^{0,17033}} \right) - 0,03476Vv + 0,070377\eta(10^6,70) + \left(\frac{0,931757}{f^{0,02774}} \right) \quad \text{Equação 24}$$

e

$$C_2 = 0,000005T \exp(1,3 + 0,49825 \log_{10} f) - \left[0,00189T \exp(1,3 + 0,49825 \log_{10} f) / f^{1,1} \right] \quad \text{Equação 25}$$

P_{opt} = teor ótimo de asfalto obtido pelo método Marshall.

É importante ressaltar que os dados utilizados para a obtenção das equações acima derivaram, quase que exclusivamente, de misturas betuminosas com pedra britada e pedregulho. O coeficiente de determinação linear encontrado (R^2) foi igual a 0,939 e o erro médio quadrado igual a 0,01525.

QUEIROZ e VISSER (1978) procederam a uma investigação dos módulos de resiliência de revestimentos betuminosos, provenientes de diversos trechos de rodovias brasileiras, utilizando o ensaio de tração indireta com cargas repetidas. Para revestimentos de concreto asfáltico e tratamento superficial duplo, os módulos resilientes médios encontrados, às temperaturas de 20 °C e 30°C, estão contidos no Quadro 7. Ainda neste estudo investigaram também a influência da porcentagem de vazios no módulo de resiliência de revestimentos de concreto asfáltico e as relações encontradas foram:

- **concreto asfáltico a 30°C**

$$\log M_R = 3,3456 + 0,2499V_v - 0,0160V_v^2 \quad \text{Equação 26}$$

- **concreto asfáltico a 40oC**

$$\log M_R = 2,7372 + 0,3643V_v - 0,0266V_v^2 \quad \text{Equação 27}$$

onde:

M_R : módulo de resiliência em kgf/cm^2 ,

V_v : porcentagem do volume de vazios do concreto asfáltico.

Quadro 7. Módulos de resiliência médios para dois tipos de revestimentos betuminosos em duas temperaturas (QUEIROZ e VISSER, 1978)

Tipo de Revestimento	Módulo de resiliência (kgf/cm^2)	
	Temperatura do Ensaio	
	20°C	30°C
Concreto asfáltico	58.623	25.352
Tratamento superficial duplo	50.577	25.305

MOTTA, MEDINA e SCALCO (1993) procederam a um estudo para obtenção das características físicas e mecânicas de inúmeras misturas betuminosas do tipo CBUQ (concreto betuminoso usinado a quente), utilizando-se vários tipos de CAP (cimento asfáltico de petróleo) e também diferentes granulometrias dos agregados. De posse dos resultados obtidos foi possível encontrar várias equações, através de técnicas de regressão linear, relacionando o módulo de resiliência com alguns parâmetros físicos e mecânicos da mistura, quais sejam:

$$M_R = -2348 + 8426\sigma_t \quad (R^2 = 0,936) \quad \text{Equação 28}$$

$$M_R = -35076 + 13078D_t + 8102\sigma_t \quad (R^2 = 0,956) \quad \text{Equação 29}$$

$$M_R = 6152 + 50V_{isc} \quad (R^2 = 0,962) \quad \text{Equação 30}$$

$$M_R = -73344 + 28118D_a + 46V_{isc} \quad (R^2 = 0,745) \quad \text{Equação 31}$$

M_R = módulo de resiliência à compressão diametral, a 25°C, em MPa,

σ_t = resistência à tração indireta estática, a 25°C, em MPa. Os valores de σ_t podem ser obtidos numa prensa Marshall adaptada para esta finalidade, segundo a norma DNER (1986a),

D_t = densidade teórica,

Visc = Viscosidade Saybolt-Furol, 135°C, SSF,

D_a = densidade aparente.

MAMLOUK e SAROFIM (1988) realizaram um estudo comparativo entre módulos de resiliência de misturas asfálticas e observaram neste estudo que o módulo de resiliência obtido pelo método triaxial, comparado com o encontrado pelo método diametral, é mais representativo das condições de campo, devido à natureza triaxial da carga. Os motivos apresentados para essa afirmação, tendo em vista as altas temperaturas a que estão sujeitos os pavimentos em serviço, foram os seguintes. O primeiro deles é que o concreto asfáltico reduz a sua consistência a altas temperaturas; neste caso, o módulo seria significativamente dependente da amplitude da pressão confinante. Assim, se a pressão confinante utilizada no ensaio for correta, uma melhor aproximação do módulo *in situ* do material é encontrada. O segundo motivo é que uma grande quantidade de tensão de tração é desenvolvida na amostra, quando submetida ao ensaio de compressão diametral para a determinação do módulo de resiliência. Quando o asfalto reduz a sua consistência devido a altas temperaturas, artificialmente módulos baixos serão obtidos e que não representam a verdadeira relação de tensão-deformação da mistura betuminosa no campo.

2.6.2 Deformação Permanente de Misturas Betuminosas

MCLEAN, BROOKER e MONISMITH (1974) estudaram a deformação permanente de misturas asfálticas, utilizando-se testes de carga repetida. Os dados obtidos

foram ajustados pela seguinte equação polinomial de terceira ordem, através do método dos mínimos quadrados:

$$\log \varepsilon_p = c_0 + c_1 \log N - c_2 (\log N)^2 + c_3 (\log N)^3$$

Equação 32

onde:

ε_p = deformação permanente,

c_0 , c_1 , c_2 , c_3 = coeficientes que refletem estado de tensão, tempo de carregamento e temperatura,

N = número de aplicações de tensões.

Os valores dos coeficientes C_1 , C_2 e C_3 obtidos estão contidos no Quadro 8.

Quadro 8. Valores dos coeficientes C_1 , C_2 e C_3

Coeficiente	Média	Desvio padrão
C_1	0,850	0,140
C_2	0,013	0,006
C_3	0,140	0,060

Verificou-se, através da análise dos dados da mistura, que os coeficientes C_1 , C_2 e C_3 não sofreram influências aparentes devido às ações da temperatura, do nível de tensão, da direção da tensão ou da deformação elástica. Já o coeficiente C_0 demonstrou depender de vários fatores, incluindo os acima citados.

ALLEN e DEEN (1986) determinaram, em laboratório, a deformação permanente de misturas betuminosas de agregado bem graduado contendo 5,2% de asfalto. Os ensaios foram realizados nas seguintes temperaturas: 45° F (7° C), 77° F (25° C) e 100° F (38° C). Para cada temperatura foram utilizadas três amplitudes de tensão desvio, quais sejam: 80 psi, 50 psi e 20 psi. Para ajustar os resultados obtidos utilizaram o modelo representado pela equação abaixo e os coeficientes C_0 , C_1 , C_2 e C_3 encontrados foram os seguintes:

$$C_0 = (-0,000663 T^2 + 0,1521T - 13,304) + [(1,46 - 0,00572T)(\log \sigma_1)],$$

$$C_1 = 0,63974,$$

$$C_2 = 0,10392,$$

$$C_3 = 0,00938,$$

T = temperatura (°F),

σ_1 = tensão (psi).

CARDOSO e WITCZAK (1991) utilizaram a seguinte equação para calcular a contribuição da deformação permanente da camada asfáltica para estudo da deformação permanente total de pavimentos flexíveis de aeroportos.

$$\Delta h_{ac} = 4,49\delta(N)^{0,25}$$

Equação 33

onde:

Δh_{ac} = é a deformação permanente da camada asfáltica, em polegada,

δ = deformação elástica de compressão na camada asfáltica, em polegada,

N = número de repetições da tensão.

MOTTA (1991) apresentou os resultados de um ensaio de deformação permanente sob carga repetida de duas amostras (10 x 20 cm) de uma mistura asfáltica do tipo CBUQ, à temperatura de 25°C, submetidas a uma tensão desvio de 3,15 kgf/cm² e a uma tensão confinante de 1,05 kgf/cm². A granulometria da mistura enquadrava na faixa B. O teor ótimo do cimento asfáltico de petróleo do tipo CAP 50/60 foi igual a 5,8%. Os resultados obtidos do ensaio estão contidos no Quadro 9.

Quadro 9. Deformação Permanente em corpo-de-prova de CBUQ à temperatura 25 °C - Ensaio Triaxial de Carga Repetida (MOTTA, 1991)

N	Corpo-de-prova 1		Corpo-de-prova 2	
	x 10 ⁻⁴	%	x 10 ⁻⁴	%
1	2	0,02	2	0,02
10	5	0,05	5	0,05
100	13	0,13	14	0,14
200	16	0,16	18	0,18
300	20	0,20	20	0,20
500	22	0,22	22	0,22
800	-	-	24	0,24
1000	25	0,25	25	0,25
2000	28	0,28	-	-
2150	-	-	27	0,27
3780	-	-	28	0,28
5000	32	0,32	29	0,29
10000	-	-	31	0,31
15000	-	-	31	0,31
18000	-	-	31	0,31
19000	33	0,33	-	-
71000	35	0,35	-	-
78000	-	-	32	0,32
88000	35	0,35	-	-
100000	-	-	33	0,33
$\epsilon_p = AN^B$	A= 0,0011 B=0,1083 r = 0,903		A= 0,0009 B = 0,1305 r = 0,920	

LAI e ANDERSON (1973) submeteram várias amostras de uma mistura asfáltica a testes de "creep" de compressão uniaxial, sob carregamentos repetidos, de tal forma que para um tempo de ciclo de quatro minutos, um minuto foi destinado ao período de carregamento e, três minutos, ao período de descarregamento. A Figura 5 ilustra os resultados de alguns testes utilizados neste estudo e as deformações encontradas, isto é, as deformações estimadas e aquelas obtidas através de ensaios de laboratório, considerando-se duas amplitudes de tensão, 10 e 20 psi. Para a predição da deformação permanente, tendo em vista a forma de carregamento supra citada, a seguinte equação foi utilizada:

$$\varepsilon_p = [(b_1\sigma_0 + b_2\sigma_0^2)N(\Delta t)^{n_p}]$$

Equação 34

onde:

ε_p = deformação permanente ou irrecuperável ao final de N ciclos de carregamento,

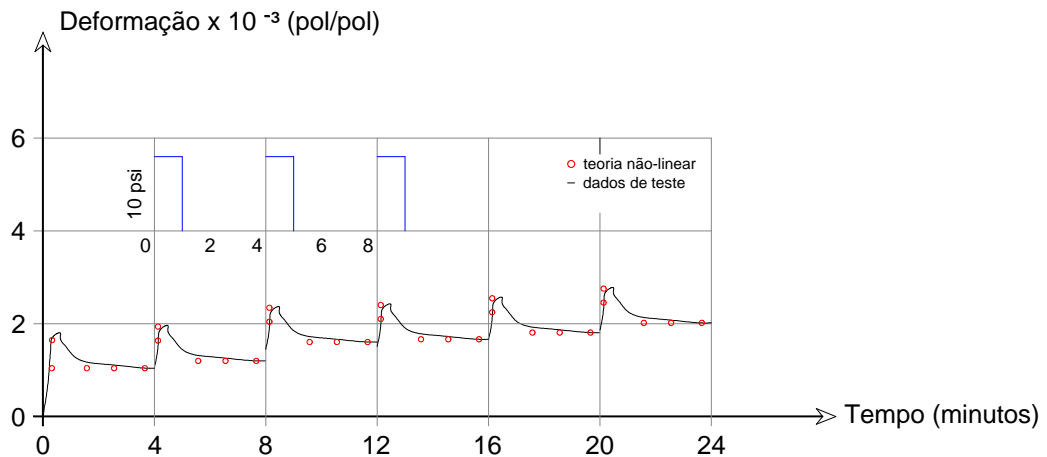
b_1 , b_2 e n_p : parâmetros obtidos experimentalmente,

N = número de ciclos de carregamento, ou seja, número de aplicações de σ_0 ,

Δt = duração do período de carregamento,

σ_0 = tensão constante aplicada.

10 psi de Amplitude de Tensão



20 psi de Amplitude de Tensão

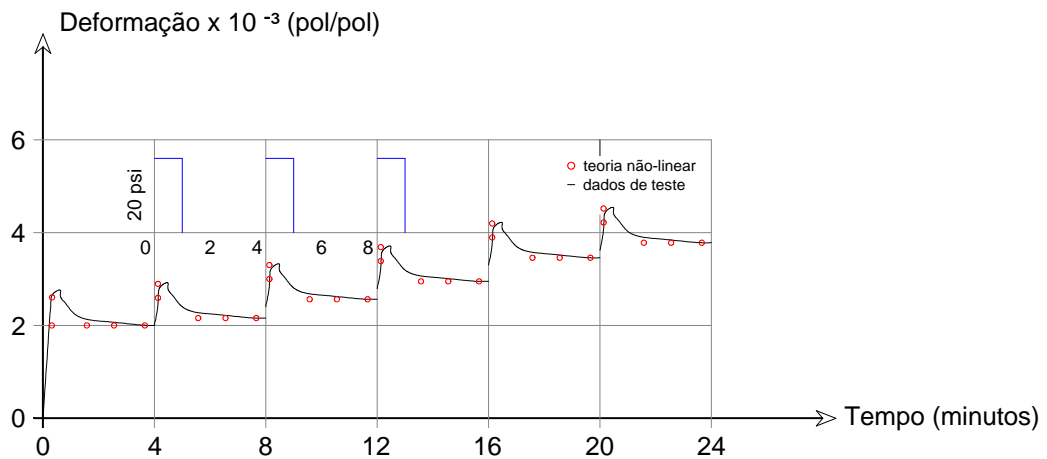


Figura 5. Resultados e estimativas das deformações obtidas em misturas asfálticas submetidas a testes de "creep" com carregamento cíclico (LAI e ANDERSON, 1973)

2.6.2.1 Ensaio Marshall

Este ensaio é um dos mais utilizados no Brasil para avaliar o desempenho de misturas asfálticas tanto a quente, quanto a frio. Para misturas betuminosas a frio, este ensaio está normalizado pelo DNER sob a designação DNER - ME 107/94.

COELHO (1992) apresentou uma abordagem sistemática sobre o ensaio Marshall e também citou vários métodos para a determinação da estabilidade, quais sejam: métodos dos ensaios empíricos, métodos das propriedades fundamentais e métodos de

ensaios por simulação de tráfego. Quanto aos métodos de ensaios anteriormente citados, concluiu que parece não haver um método de ensaio que satisfaça plenamente a necessidade de se avaliar com precisão a resistência mecânica do concreto betuminoso às deformações. Quanto ao método Marshall, várias considerações foram apresentadas. Uma delas, por se tratar de um método empírico, há necessidade de o mesmo ser continuamente alimentado pelos resultados de laboratório, a fim de que seja atualizada a correlação entre os resultados de laboratório e os de desempenho das misturas nas pistas; pois as cargas do tráfego e as modalidades dos veículos se alteram de acordo com o crescimento sócio-econômico das regiões.

Os indicadores de desempenho da mistura betuminosa, utilizados neste ensaio, são os que seguem:

$$Dt = \frac{100}{\frac{\%b}{Db} + \frac{\%a}{Drm}} \quad \text{Equação 35}$$

$$Drm = \frac{100}{\frac{\%ag}{Drag} + \frac{\%am}{Dram} + \frac{\%f}{Drf}} \quad \text{Equação 36}$$

$$Vv(\%) = 100 \left(1 - \frac{Da}{Dt} \right) \quad \text{Equação 37}$$

$$VAM = Vv + VCB \quad \text{Equação 38}$$

$$VCB = \frac{Da \times \%b}{Db} \quad \text{Equação 39}$$

$$RBV = 100 \left(\frac{VCB}{VAM} \right) \quad \text{Equação 40}$$

em que:

Dt: densidade de massa teórica máxima;

Vv: volume de vazios;

Drm: densidade real de massa média dos grãos ou fragmentos;

Pag, Pam, Pf: porcentagens de agregado graúdo, miúdo e filer, respectivamente, de acordo com a granulometria adotada e as definições de agregados da NBR 7225 da ABNT;

Drag, Dram, Drf: densidade real da massa dos grãos de agregado graúdo, agregado miúdo e filer;

VAM: volume de vazios no agregado mineral;

VCB: vazios com betume;

Pb: porcentagem de material betuminoso empregado expressa em relação à massa total da mistura;

Db: densidade de massa do material betuminoso empregado (NBR 6296 da ABNT);
RBV: relação betume vazios;
%a: porcentagem de agregado empregado expressa em relação à massa total da mistura.

JUVÊNCIO (2001) encontrou valores de estabilidade Marshall a 40 °C (50 golpes - tráfego médio) para misturas betuminosas a frio, utilizando-se agregados de formação gnáissica e emulsões asfálticas do tipo convencional e com polímero. Verifica-se na Figura 6 que a mistura com polímero apresentou um melhor ganho de resistência, para teores menores de emulsão. Já para a mistura com emulsão convencional, a resistência maior foi verificada para o teor de emulsão de 8%. Na Figura 7 são apresentados os resultados de estabilidade das misturas correspondentes à faixa C do DNER. Nota-se nesse tipo de mistura mais densa, que os valores da estabilidade são superiores aos encontrados com a mistura menos densa - Faixa A (Figura 6).

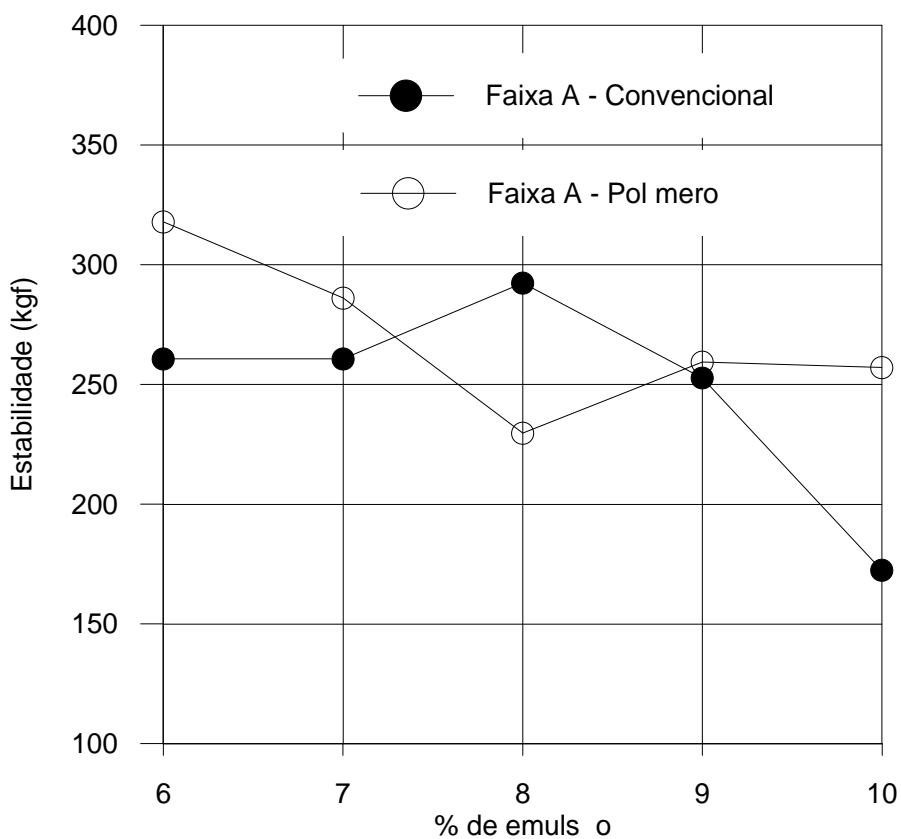


Figura 6. Variação da estabilidade com o teor de emulsão - Faixa A - DNER (JUVÊNCIO, 2001).

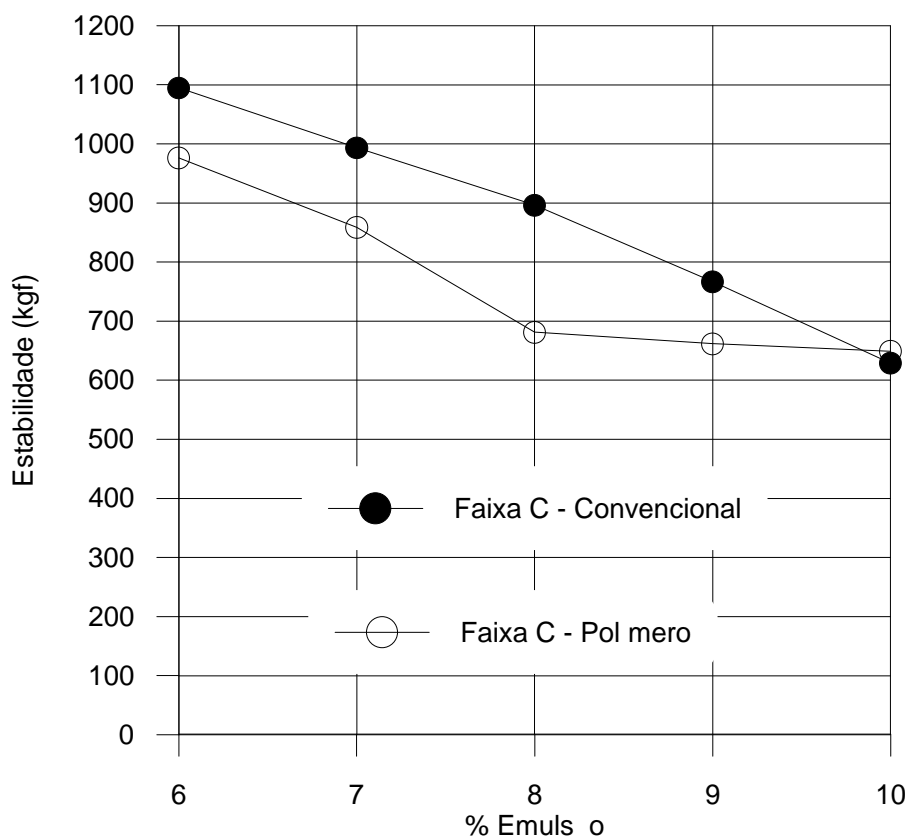


Figura 7. Variação da estabilidade com o teor de emulsão para mistura betuminosa - Faixa C - DNER (JUVÊNCIO, 2001).

SOARES et al. (2000) apresentaram um estudo objetivando a determinação do teor ótimo de CAP em misturas asfálticas por um método simplificado que se baseia no volume de vazios (V_v) e na relação betume vazios (RBV). A hipótese considerada no método proposto é que o parâmetro vazios no agregado mineral (VAM), para uma determinada granulometria e para uma determinada energia de compactação, é aproximadamente constante. A eficácia do método depende da variação do VAM com o teor de CAP. Nos casos analisados, esta variação foi da ordem de 1%, o que torna a hipótese de assumir o VAM como constante para uma determinada granulometria e energia de compactação. Nas suas conclusões ressaltaram também a necessidade de se explorar melhor a granulometria dos agregados, além de se dosar cada mistura em função do CAP disponível e da estrutura na qual será empregada.

2.6.2.2 Ensaio de Tração por Compressão Diametral

É a carga de ruptura aplicada verticalmente em dois frisos metálicos dispostos na direção longitudinal da amostra, conforme ilustra a Figura 8. Observa-se na referida figura, que a amostra rompe por tração, devido ao esforço de compressão diametral nela aplicado. Este ensaio está normalizado pelo DNER sob a designação DNER - ME 138/94. A fórmula para cálculo da tensão de tração é a seguinte:

$$\sigma_R = \frac{2F}{\pi DH}$$

Equação 41

em que:

σ_R = resistência à tração (kgf/cm²),

F = carga de ruptura (kgf),

D = diâmetro do corpo-de-prova (cm),

H = altura do corpo-de-prova (cm).

REIS, SANTO e ZANON (2000) estudaram misturas de SMA (Stone Matrix Asphalt), apropriadas para revestimento de alto desempenho para vias de tráfego pesado. O ligante asfáltico utilizado nessas misturas foi de asfalto modificado por polímero, tipo SBS, sendo as suas principais características as que se encontram no Quadro 10.

Quadro 10. Características dos asfaltos modificados por polímero (AMP)

Características	AMP 60/60	AMP 65/60	AMP 80/60
Ponto de amolecimento (anel e bola) °C	55 - 65	60 - 75	75 - 90
Penetração (100g, 5s, 25 °C dmm)	50 - 70	50 - 70	50 - 70
Recuperação elástica à 25 °C, %, min.	60	85	85
Índice de suscetibilidade térmica, min.	zero	+1	+3
Viscosidade à 175 °C, cps, máx	450	450	450
Densidade a 20/4 °C	1,00 - 1,4	1,00 - 1,4	1,00 - 1,4
Compatibilidade a 163 °C, 2 dias, máx.	2	2	2

FONTE:(REIS, SANTO e ZANON, 2000)

Os ensaios utilizados para análise de desempenho das misturas foram os seguintes: deformação permanente, módulo de resiliência (M_R), resistência à tração (R_T) e adesividade. Os ensaios de deformação permanente foram conduzidos a 60 °C até 30.000 ciclos. O ligante asfáltico CAP 20 apresentou uma deformação permanente de 15% para 30.000 ciclos. Já para o ligante asfáltico AMP 60/60, este índice foi de 9,5% e para o ligante

AMP 80/60 este índice foi ainda menor, ou seja, 4%. Quanto aos ensaios de módulo de resiliência e resistência à tração, os resultados encontrados estão ilustrados no Quadro 11.

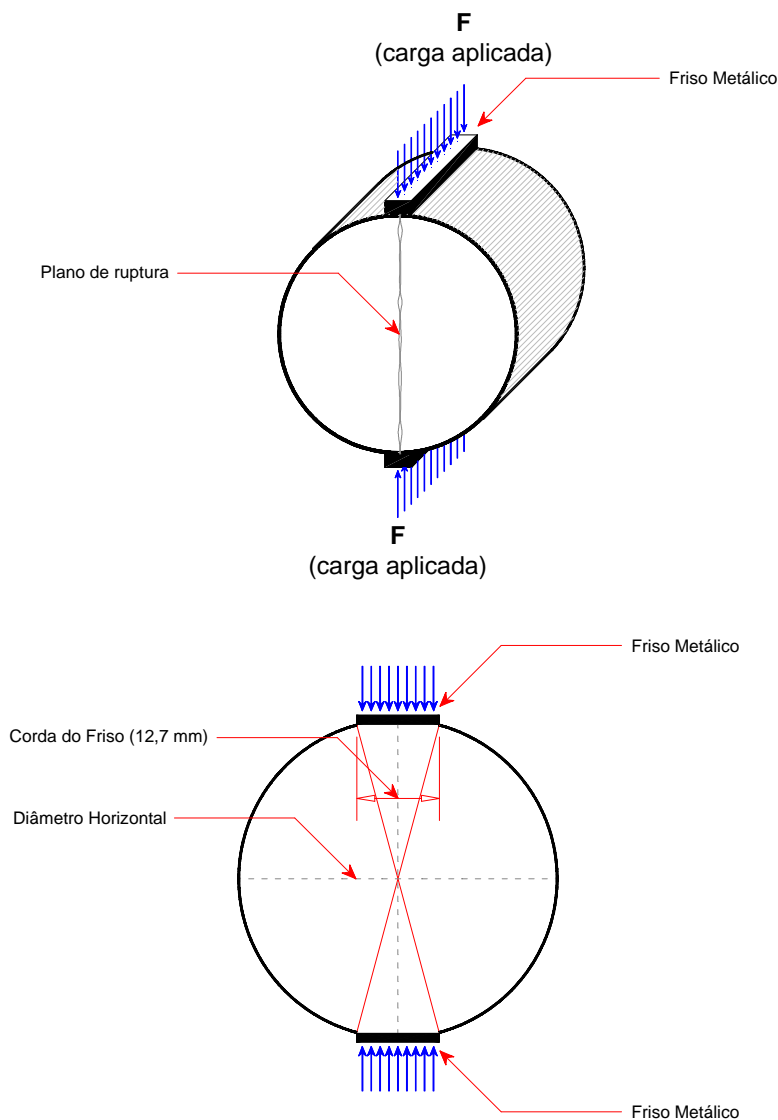


Figura 8. Ensaio de compressão diametral (Fonte: DNER - ME 138/94)

Quadro 11. Resumo dos resultados de módulo de resiliência e resistência à tração

Amostra	M_R (MPa)	R_T (MPa)	Relação M_R/R_T
AMP 60/60	3779	1,11	3435
AMP 80/60	3611	1,37	2635
CAP – 20	3859	1,31	2945

FONTE:(REIS, SANTO e ZANON, 2000)

Analisando-se os resultados do ensaio de módulo de resiliência e de resistência à tração, pode-se observar que os três ligantes apresentaram valores bastante próximos. Um indicador importante para análise do desempenho da mistura é a relação M_R/R_T . As misturas betuminosas devem possuir flexibilidade suficiente para suportar as solicitações do tráfego,

caracterizando-as como não tão rígidas, portanto apresentando módulos de resiliência não muito elevados. Em contra partida, a resistência à tração deve ser alta. Assim, a relação M_R/R_T fornece uma indicação do melhor desempenho da mistura betuminosa. Para os ligantes comuns (CAP - 20), os valores desta relação devem estar em torno de 5.000. Já para os ligantes modificados, esta relação deve estar compreendida no intervalo de 3.000 a 3.500. Analisando-se os dados do Quadro 11, a melhor relação encontrada foi para a amostra AMP 60/60 (REIS, SANTO e ZANON, 2000).

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS

A faixa granulométrica selecionada para compor essas misturas foi a fornecida pelo DER-MG, sendo ela semelhante a faixa C. Os agregados utilizados nesta pesquisa foram a areia natural proveniente do Rio Piranga, na Cidade de Porto Firme-MG e os agregados artificiais (brita 0 e pó-de-pedra) oriundos da pedreira MBC da cidade de São Geraldo-MG. O ligante betuminoso empregado na mistura foi a emulsão asfáltica catiônica de ruptura lenta do tipo RL-1C.

Neste tópico foram abordados os materiais e a metodologia empregada na avaliação do comportamento da mistura betuminosa a frio.

3.2 MATERIAIS

Descrevem-se, a seguir, as principais características dos materiais empregados neste estudo.

3.2.1 AGREGADO

Quanto à origem, os agregados empregados na mistura betuminosa a frio foram divididos em duas categorias:

- **Agregados graúdos** (brita 0 e brita 1): São de formação granítica, provenientes de uma pedreira situada no município de São Geraldo, Minas Gerais;
- **Agregados miúdos**: São de naturezas diferenciadas, sendo o pó-de-pedra extraído da rocha granítica de mesma procedência dos agregados graúdos e a areia quartzosa, proveniente do Rio Piranga, nas proximidades da cidade de Porto Firme, Minas Gerais.

A escolha dos agregados deu-se em grande parte, pelo seu grande emprego na microrregião de Viçosa, quer seja para obras de construção civil, quer para pavimentação rodoviária.

3.2.2 LIGANTE BETUMINOSO

Como ligante, foi empregada uma emulsão asfáltica catiônica de ruptura lenta do tipo RL-1C, com propriedades compatíveis com as especificações do Instituto Brasileiro do Petróleo (IBP), doada ao Departamento de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, pela Ipiranga Asfalto S.A., localizada na cidade de Betim, Minas Gerais.

A emulsão RL 1C foi escolhida pelo fato de poder ser estocada por até 30 dias sem necessidade de circulação e por permitir a aplicação em misturas de graduação densa com teores de “filler” superiores a 3%.

3.3 MÉTODOS

O método utilizado no desenvolvimento deste trabalho compreende atividades de coleta dos materiais no campo e ensaios de laboratório.

O fluxograma apresentado na Figura 9 ilustra a metodologia de trabalho realizado nesta pesquisa.

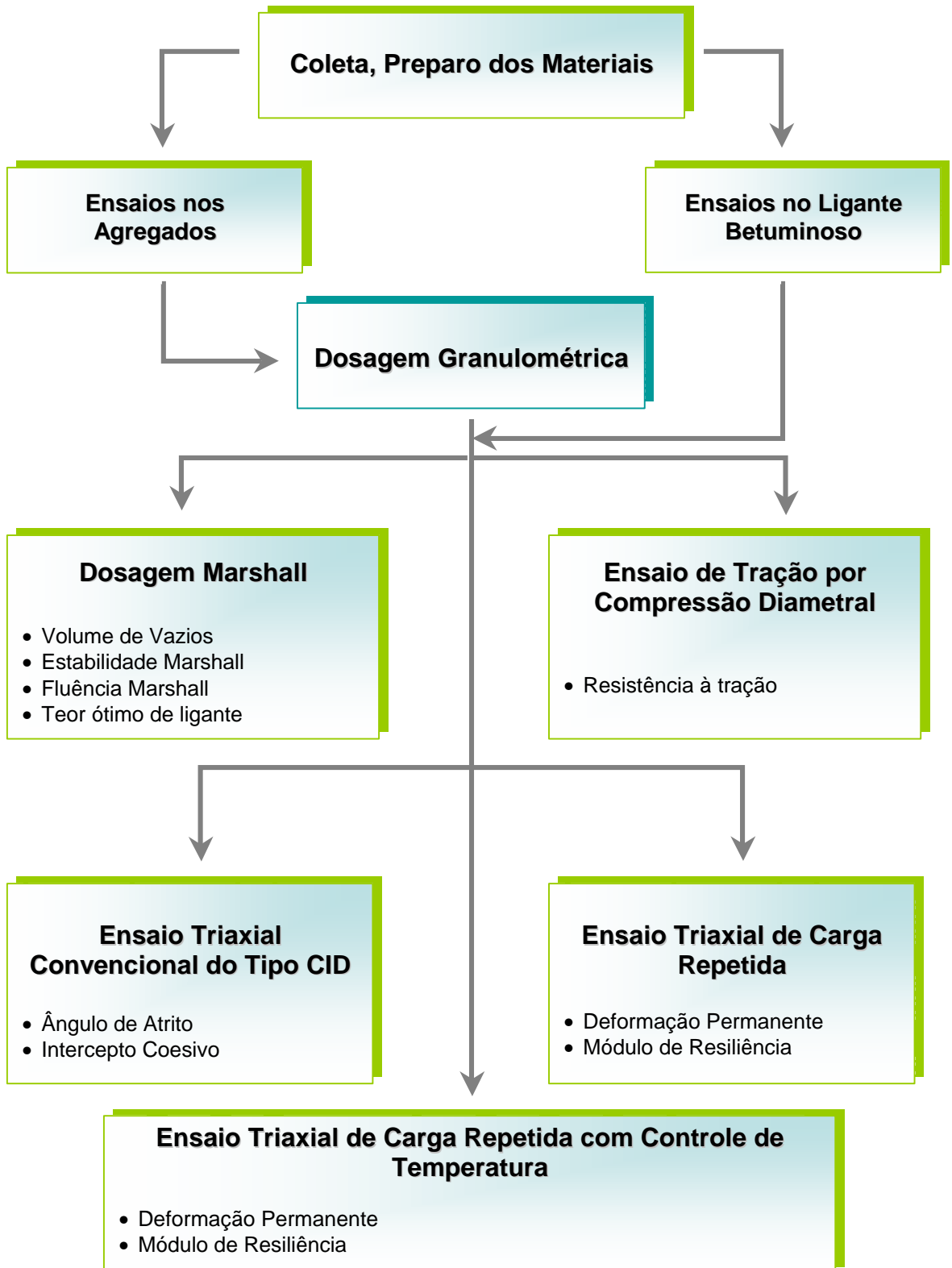


Figura 9. Fluxograma dos Estudos Realizados

3.3.1 METODOLOGIA DE CAMPO

A metodologia de campo baseou-se na coleta dos agregados graúdos e miúdos e o transporte dos mesmos para o Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa, onde foram armazenados em locais onde não havia perigo de contaminação.

3.3.2 METODOLOGIA DE LABORATÓRIO

A metodologia de laboratório compreendeu a realização de ensaios de caracterização dos materiais granulares e do ligante betuminoso e também ensaios que possibilitam analisar o comportamento mecânico da mistura asfáltica a frio quais sejam: ensaio de dosagem Marshall, ensaio de tração por compressão diametral, ensaio triaxial convencional do tipo CID (consolidado, isotrópico e drenado) e ensaio triaxial de carga repetida.

3.3.2.1 CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS GRANULARES

Os ensaios de caracterização realizados nos agregados foram os seguintes:

- DNER - ME 035/94 - Determinação da abrasão "Los Angeles";
- DNER - ME 083/94 - Análise granulométrica;
- NBR-7809 - Determinação do índice de forma;
- DNER-ME 81-64 - Massa específica de agregado graúdo;
- DNER-ME 84-64 - Massa específica de agregado miúdo;
- NBR 7219 - Material pulverulento.

3.3.2.2 CARACTERIZAÇÃO DO LIGANTE ASFÁLTICO

Os ensaios de caracterização realizados no ligante asfáltico foram os seguintes:

- P-MB 581 - Viscosidade Saybolt Furol, a 50 °C
- NBR-6568 - Resíduo por destilação, % em peso, mínima
- P-MB 609 - Peneiração (resíduo da peneira 0,84 mm)
- NBR-6297 - Mistura com cimento, % máxima
- NBR-6567 - Carga de partícula
- NBR-6299 - PH, máximo
- NBR 6570 - Sedimentação, % em peso, máxima

3.3.2.3 ENSAIO MARSHALL

Na realização do ensaio Marshall foram adotadas duas variáveis: teor de emulsão e temperatura de ensaio.

Foram utilizados seis teores de emulsão asfáltica, quais sejam: 5%; 6%; 7%, 8%, 9% e 10%, sendo cada teor composto de três determinações segundo o DNER (1994^a). Além disso, trabalhou-se com três temperaturas distintas de ensaio: 25 °C, 35 °C e 55 °C, gerando uma matriz de 54 corpos-de-prova.

A energia de compactação utilizada na moldagem dos corpos-de-prova foi de 50 golpes em cada face do mesmo, com o objetivo de simular, em laboratório, as condições de tráfego médio num pavimento em serviço.

Houve uma maior preocupação com relação à granulometria dos agregados. Os mesmos foram separados em frações e reagrupados nas porcentagens correspondentes à curva média da faixa do DER-MG, como ilustra o Quadro 12 e a Figura 10, garantindo, desta forma, uma maior homogeneidade da mistura.

Quadro 12. Faixa granulométrica do DER-MG para pré-misturados a frio

Abertura das Peneiras		Granulometria (% retida acumulada)	
mm	Número	Faixa	Média
19,00	-	0-0	0,0
12,50	-	0-15	7,5
9,500	-	0-25	12,5
6,300	-	30-50	40,0
2,000	10	50-70	60,0
0,420	40	70-85	77,5
0,149	100	85-95	90,0
0,074	200	94-100	97,0
< 0,074	-	100-100	100,0

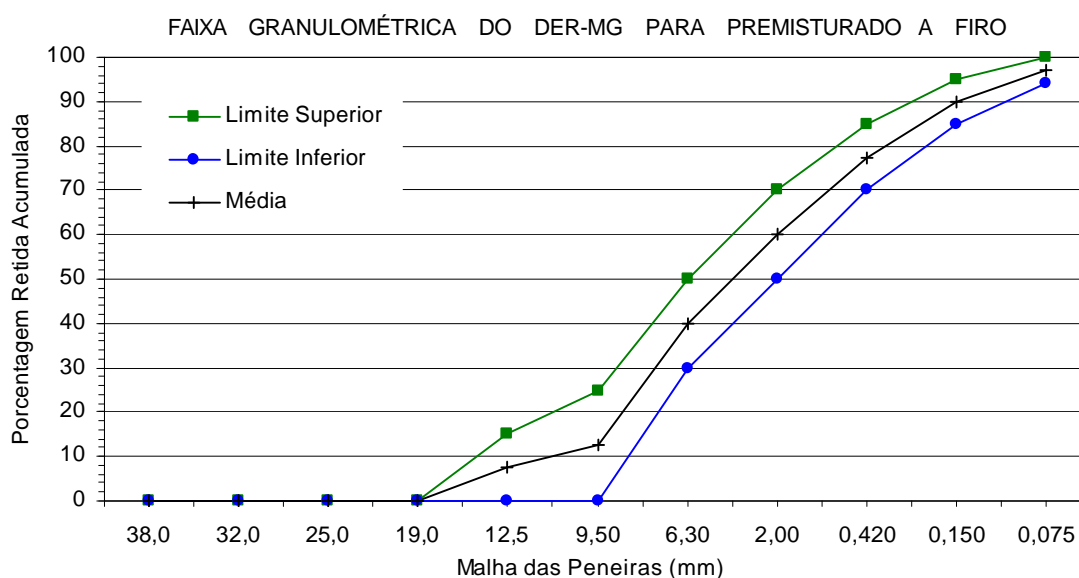


Figura 10. Faixa granulométrica do DER-MG para pré-misturados a frio

Apresentam-se, a seguir, um resumo dos passos que foram utilizados para a realização do ensaio Marshall:

- mistura do ligante aos agregados, até alcançar o melhor recobrimento possível dos agregados pelo ligante;
- repouso da mistura para a ruptura da emulsão por um período de uma hora;

- compactação dos corpos-de-prova. Cada face do corpo-de-prova recebeu 50 golpes do soquete Marshall.
- após a compactação, os corpos-de-prova foram conduzidos, juntamente com o molde, à estufa à 60°C, por um período de aproximadamente 36 horas (trinta e seis horas), visando à evaporação dos solventes;
- concluído o período de cura, retirou-se os corpos-de-prova da estufa e colocou-os para esfriar por cerca de duas horas à temperatura ambiente;
- extração do corpo-de-prova do molde e repouso por um período de 12 horas;
- na determinação da massa específica aparente, adotaram-se os critérios descritos na norma DNER ME 117/94, porém parafinaram-se todos os corpos-de-prova;
- procedeu-se a um pré-aquecimento do molde de ruptura até a temperatura de ensaio (25 °C, 35 °C ou 55 °C), evitando um resfriamento do corpo-de-prova, quando este foi colocado no molde, no instante da ruptura;

As medições de fluência e estabilidade foram realizadas por meio de transdutores acoplados a um sistema de aquisição automática de dados.

O Quadro 13 contém as recomendações para o pré-misturado a frio denso segundo o DNER (1997g).

Quadro 13. Especificações de serviço para o pré-misturado a frio

Porcentagem de Vazios	Fluência	Estabilidade Mínima	
5 a 30 %	2,0 a 4,5 mm	Tráfego médio	150 kgf
		Tráfego pesado	250 kgf

As expressões utilizadas para a determinação dos diversos indicadores de desempenho da mistura pelo método Marshall, como: volume de vazios (Vv), relação betume/vazios (RBV), densidade de massa teórica máxima (D) e vazios do agregado mineral (VAM), já foram apresentadas no Item “2.6.2.1. Ensaio Marshall”.

3.3.2.4 ENSAIO DE TRAÇÃO POR COMPRESSÃO DIAMETRAL

Este ensaio está normalizado pelo DNER sob a designação DNER - ME 138/94. Os procedimentos de moldagem e período de cura dos corpos-de-prova são semelhantes aos utilizados para o ensaio Marshall. Os corpos-de-prova foram moldados com 5%, 6%, 7%, 8%, 9% e 10% de emulsão asfáltica sendo três determinações para cada teor de ligante, totalizando 18 corpos-de-prova. Mediu-se a altura de cada corpo-de-prova com paquímetro em quatro posições diametralmente opostas e, também, seu diâmetro em três posições paralelas, adotando-se para ambos os casos, a média aritméticas das leituras. A carga de compressão processou-se progressivamente, até ocorrer à ruptura. Este tipo de ruptura é caracterizado por uma fissura ou trinca, segundo o plano diametral vertical. A leitura da carga de ruptura foi realizada por meio de um transdutor acoplado a um sistema de aquisição automática de dados. Rompe-se o corpo-de-prova após retirar da estufa à temperatura de 40°C.

3.3.2.5 ENSAIO TRIAXIAL CONVENCIONAL DO TIPO CID

A confecção dos corpos-de-prova para esse ensaio baseou-se no mesmo procedimento adotado para o ensaio Marshall, obedecendo-se a seguinte recomendação: diâmetro mínimo do corpo-de-prova maior ou igual a cinco vezes o diâmetro máximo do agregado e altura pelo menos duas vezes esse diâmetro. O corpo-de-prova foi colocado em estufa a 60°C por um período de 24 h; após isso, retirou-se o mesmo, deixando-o esfriar à temperatura ambiente. Posteriormente, desmoldou-se o corpo-de-prova e, em seguida, foram obedecidos os preparativos para a sua colocação na câmara triaxial, conforme procedimento a seguir:

- assentamento do corpo-de-prova na base da célula sobre a pedra porosa, tendo o papel filtro de permeio envolvido com uma membrana de borracha impermeável, vedando a membrana com anéis de borrachas (o-rings) no topo e na base.
- com o corpo-de-prova na câmara triaxial, processar o preenchimento da câmara com água deaerada. Apóia-se o corpo-de-prova na haste de aplicação da tensão desviadora, para que não ocorra deslocamento da amostra quando da aplicação da tensão confinante.

- aplicar a tensão confinante (σ_3) ao corpo-de-prova e proceder-se ao adensamento; nesse caso feito através da variação de volume. Não se observando qualquer variação de volume, isto é, findando-se o adensamento, procede-se à fase de cisalhamento, fazendo-se variar a tensão principal ($\sigma_1 = \sigma_3 + \sigma_d$). σ_d é a tensão que leva a amostra à ruptura.
- a velocidade de subida da base da prensa foi de 0,15 mm/min e adotou-se tensões de confinamento de 25, 50 e 100 kPa. Para cada faixa de trabalho foram moldados três corpos-de-prova, resultando num total de 16 amostras e 05 envoltórias de resistência.

A coleta de dados era realizada por uma aquisição de dados.

A Figura 11 nos mostra o equipamento empregado na realização do ensaio triaxial convencional do tipo CID.



Figura 11. Equipamento empregado no ensaio triaxial convencional do tipo CID

3.3.2.6 ENSAIO TRIAXIAL DE CARGA REPETIDA

Introduzido nos estudos de pavimentação por SEED & FEAD (1959), o ensaio triaxial de cargas repetidas procura simular as condições de campo “em que a força aplicada atua sempre no mesmo sentido de compressão, de zero a um máximo e depois diminuindo até anular-se, ou atingir um patamar inferior, para atuar novamente após pequeno intervalo de repouso” (MEDINA, 1997).

3.3.2.6.1 Equipamento Triaxial de Carga Repetida com Controle de Temperatura Confeccionado na UFV

O equipamento triaxial de carga repetida confeccionado no Departamento de Engenharia Civil da UFV (SILVA, 1998) é um sistema composto de uma linha de ar comprimido com manômetros e válvulas solenóides, que permitem aplicar uma carga confinante (σ_3), e a tensão desvio, $\sigma_d = \sigma_1 - \sigma_3$. Um temporizador (*timer*) atua na válvula solenóide de três vias regulando o tempo de atuação da pressão de ar e o intervalo de aplicação sucessiva através do cilindro pneumático ao *top cap* localizado no topo da amostra. A frequência da aplicação das cargas foi de 20 ciclos/minutos (1/3Hz) e a duração do carregamento em torno de 0,1s.

As medições dos deslocamentos verticais foram realizadas através de transdutores mecano-eletromagnéticos do tipo LVDT presos em braçadeiras de acrílico no terço médio do corpo-de-prova. As informações de carregamento e deslocamentos foram controladas por uma placa de aquisição de dados, modelo da LINX eletrônica Ltda e gerenciadas por um *software* específico fornecido pela mesma empresa denominado Aqdados, versão 2.

As dimensões dos corpos-de-prova utilizadas neste ensaio foram de 50mm x 100mm, diâmetro e altura, respectivamente. Também, neste ensaio, atendeu-se à seguinte recomendação: diâmetro mínimo do corpo-de-prova maior ou igual a cinco vezes o diâmetro máximo do agregado e altura pelo menos duas vezes esse diâmetro.

Segundo MEDINA (1997), para a execução do ensaio é necessário seguir as seguintes orientações:

- assentar corretamente o corpo-de-prova na base da câmara triaxial sobre a pedra porosa, tendo papel filtro de permeio;

- colocar a membrana de borracha envolvendo todo do corpo-de-prova assentando-o sobre o topo do mesmo o cabeçote (*top cap*);
- medir com paquímetro à distância entre as alças (h_0), que será o comprimento de referência para o cálculo das deformações específicas verticais;
- ajustar os transdutores com o auxílio do oscilógrafo, ou seja, o deslocamento da origem das leituras para situá-las na faixa linear do LVDT.

As tensões de confinamento (σ_3) e desvio (σ_d) utilizadas no ensaio triaxial cíclico foram obtidas através do programa MICH-PAVE, considerando-se um pavimento hipotético (JUVÊNCIO, 2001).

Neste equipamento foram introduzidos instrumentos que permitem controlar temperatura interna na célula triaxial durante a realização do ensaio.

As Figuras 12 e 13 ilustram o equipamento triaxial cíclico com controle de temperatura confeccionado pela UFV.

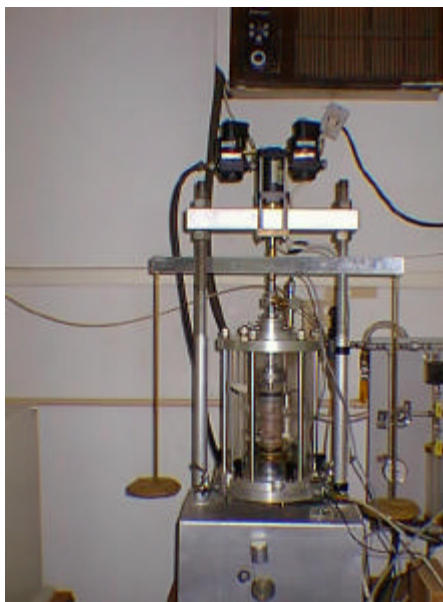


Figura 12. Equipamento empregado no ensaio triaxial de carga repetida confeccionado pela UFV

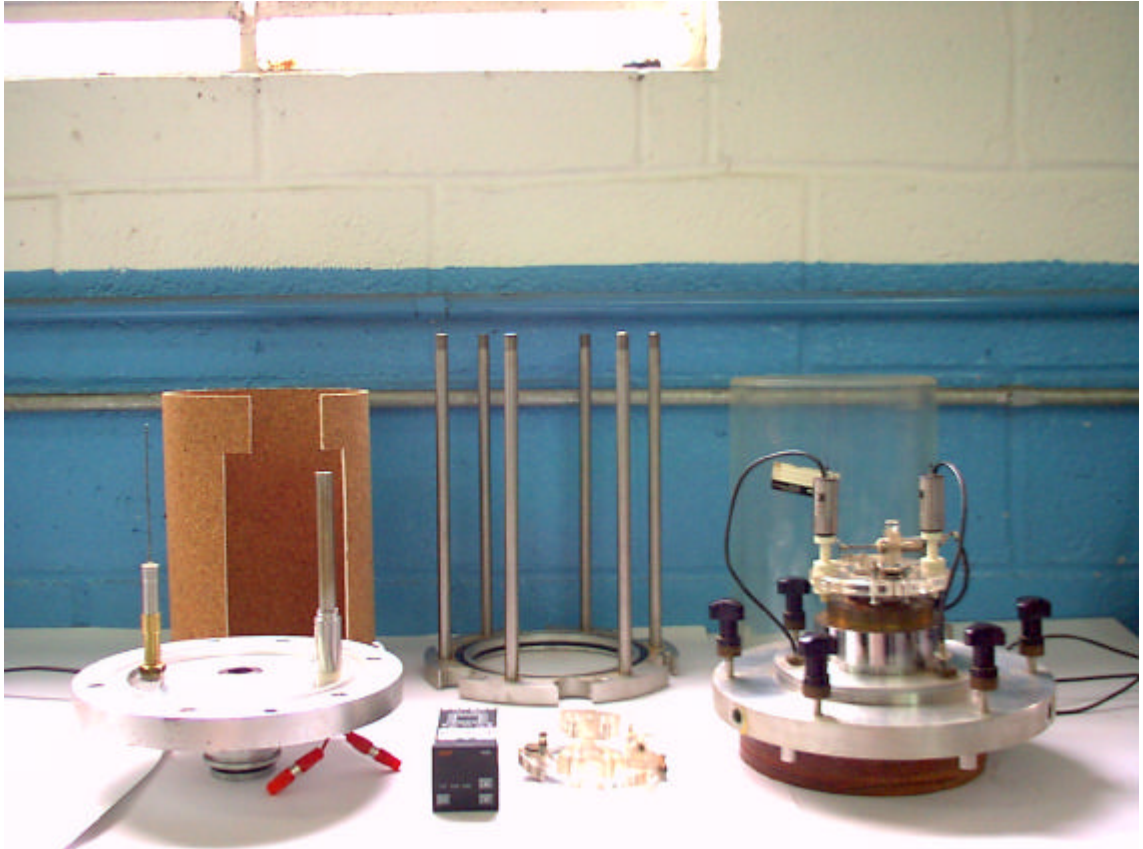


Figura 13. Adaptações no equipamento triaxial de carga repetida para ensaios com controle de temperatura

3.3.2.6.2 Equipamento Triaxial de Carga Repetida Adquirido pela UFV

O sistema utilizado foi adquirido no projeto de pesquisa financiado pela FAPEMIG sob a referência TEC 2431/97 junto à Geocomp Corporation, Boxborough – MA, USA, em julho de 2001. O sistema, denominado pelo fabricante de “Control and Report Software (Windows NT) for Fully Automated RM Tests on LoadTrac II System”, é marca registrada da Geocomp Corp.

O sistema LoadTrac II para ensaios triaxiais de carga repetida, totalmente automatizados, está de acordo com as normas AASHTO T292, T 30, e LTPP Protocolo P46. Uma vez o corpo-de-prova devidamente posicionado na base da prensa e as condições do teste selecionadas, o sistema LoadTrac II irá realizar o ensaio do começo ao fim. Os dados do teste são gravados num arquivo e posteriormente exibidos através do software.

O sistema consiste de um suporte do LoadTrac II, um atuador hidráulico, uma “*servo valve*” com um cilíndrico hidráulico, um controlador externo do condicionamento da amostra e um computador com um sistema de controle e

aquisição de dados. LoadTrac II utiliza alta velocidade, motor com grande precisão na aplicação de cargas verticais assim como na avaliação dos deslocamentos. Um controlador no CPU faz as leituras de força e deslocamentos para controlar os passos do motor. O sistema é capaz de aplicar uma deformação constante em qualquer ponto dentro da faixa de variação de 0,00003 até 15 mm por minuto. O sistema ainda possui um cilindro hidráulico acoplado a uma “servo valve” e um atuador hidráulico que aplica as cargas verticais. Um regulador de pressão da célula eletro-pneumático aplica e ajusta as pressões especificadas na câmara triaxial automaticamente de um passo para outro.

As Figuras 14, 15 e 16 contêm os elementos constituintes do sistema, onde é possível visualizar a câmara triaxial, o sistema de aplicação e controle de cargas, o sistema de aquisição de dados.

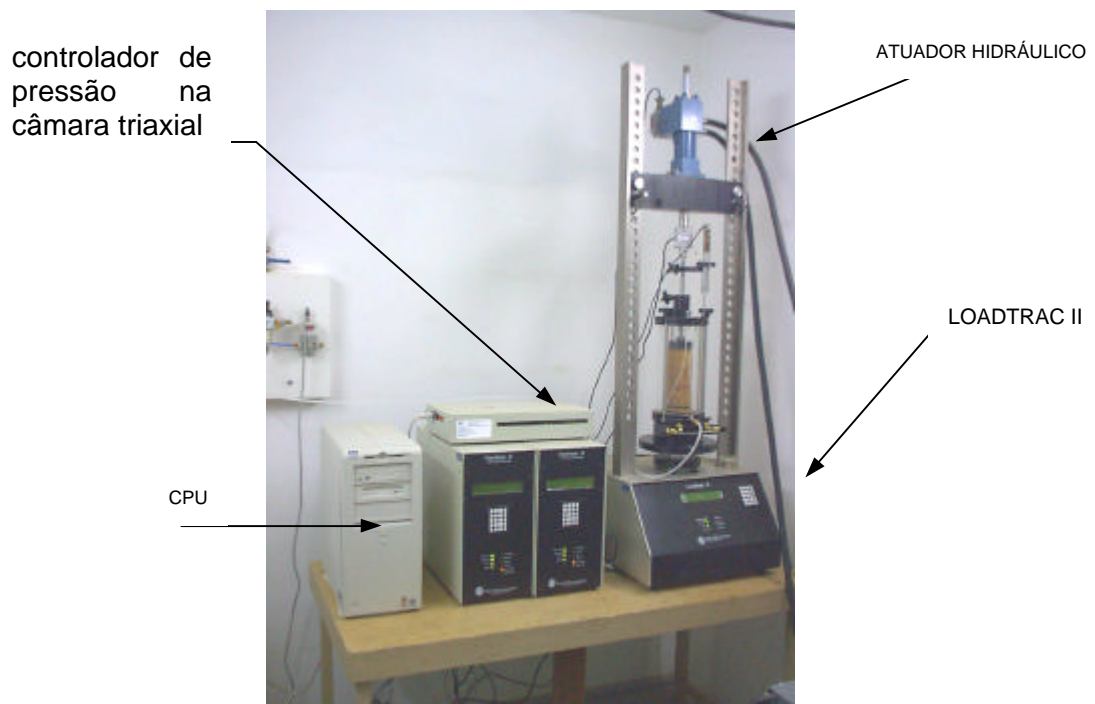


Figura 14: Vista Geral do Equipamento

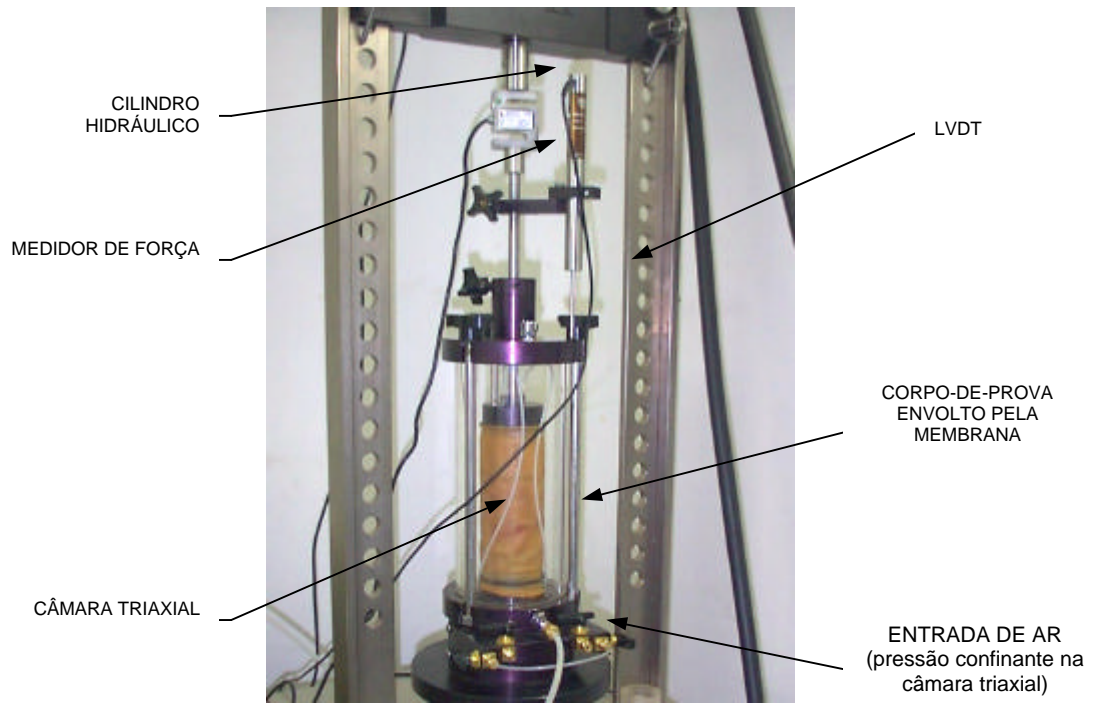


Figura 15. Câmara Triaxial e Sistema de Aplicação de Cargas

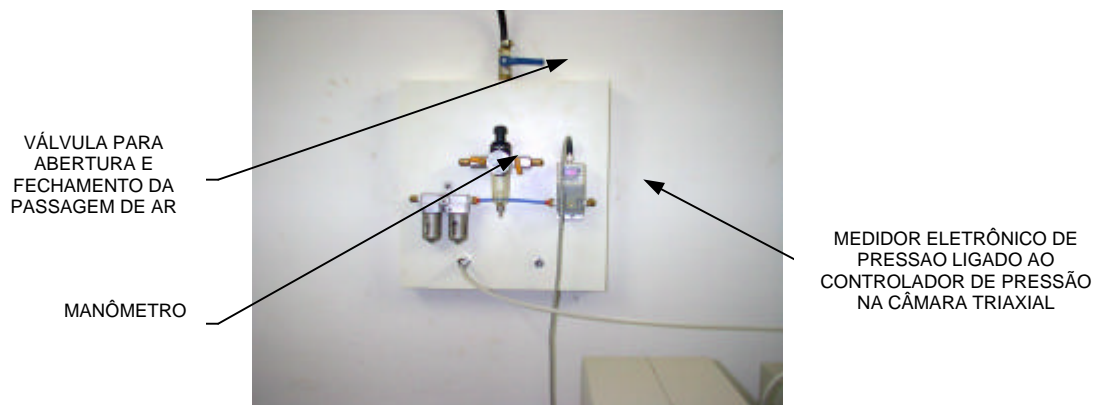


Figura 16. Painel de Controle de Pressão Confinante na Câmara Triaxial

4. ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

Neste item, são apresentados os resultados obtidos dos ensaios efetuados em laboratório, bem como as discussões pertinentes.

Optou-se pela apresentação dos resultados através de quadros e figuras de modo que se possa efetuar a análise de cada parâmetro separadamente, levando-se em consideração algumas características importantes das misturas betuminosas.

4.1 AGREGADOS

Os resultados dos ensaios de caracterização dos agregados estão apresentados nos Quadros 14 e 15 e nas Figuras 17, 18, 19 e 20.

Quadro 14. Caracterização dos Agregados

ENSAIOS	MATERIAIS			
	Areia Natural	Areia Artificial	Brita 0	Brita 1
Desgaste Los Angeles (%)	-	-	-	19,10
Peso Especifico (kN/m ³)	26,20	28,80	29,60	29,54
Adesividade	-	-	Satisfatória	Satisfatória
Material Pulverulento (%)	0,50	19,50	2,12	0,44
Índice de Forma	-	-	-	2,33

Quadro 15. Granulometria dos Agregados

Abertura das Peneiras	Número	Granulometria (% retida acumulada)			
		Areia Natural	Areia Artificial	Brita 0	Brita 1
25,00	-	0	0	0	0
19,00	-	0	0	0	11
12,50	-	0	0	0	67
9,500	-	0	0	7	94
6,300	-	2	0	31	98
4,800	4	3	0	65	99
2,400	8	7	17	94	99
2,000	10	9	22	95	99
1,200	16	17	36	96	99
0,600	30	46	52	97	99
0,420	40	66	60	97	99
0,300	50	81	65	97	99
0,150	100	98	76	98	99
0,074	200	100	85	99	99
< 0,074	-	100	100	100	100

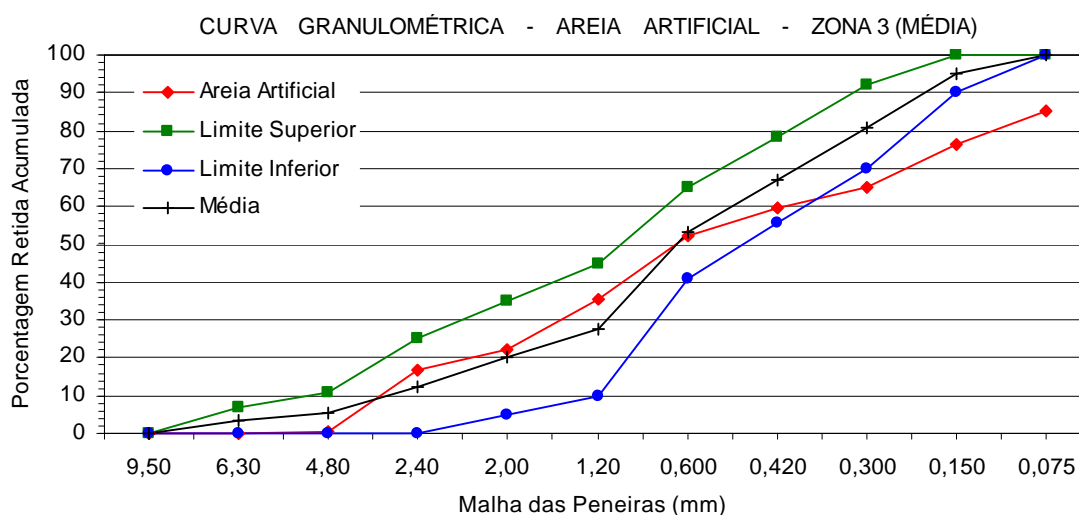


Figura 17. Curva Granulométrica – Areia Artificial

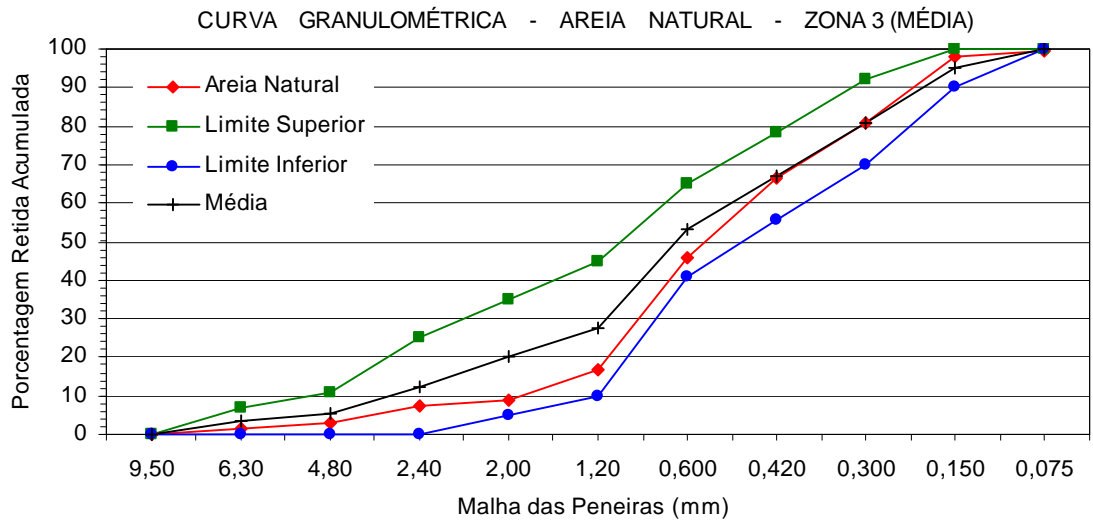


Figura 18. Curva Granulométrica – Areia Natural

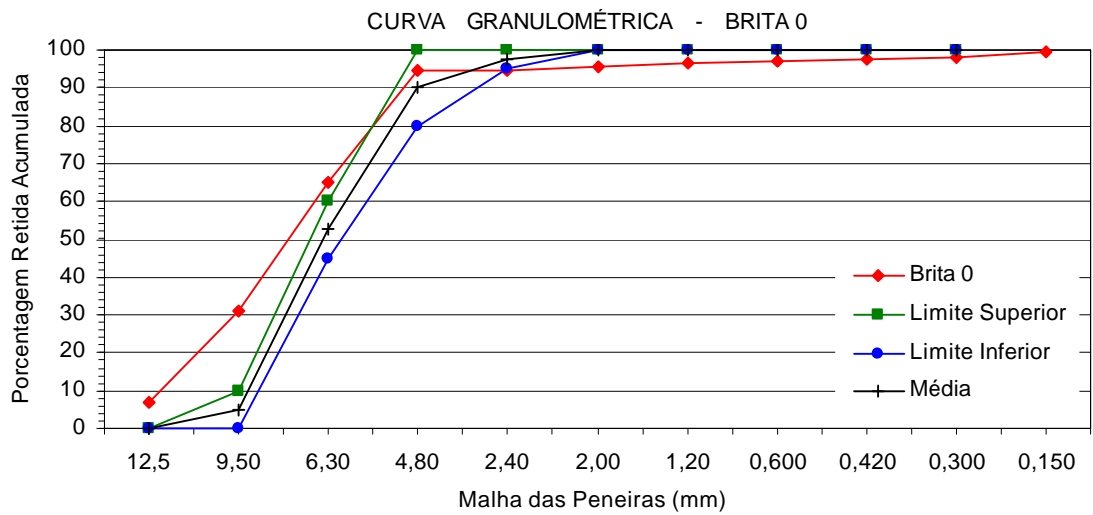


Figura 19. Curva Granulométrica – Brita 0

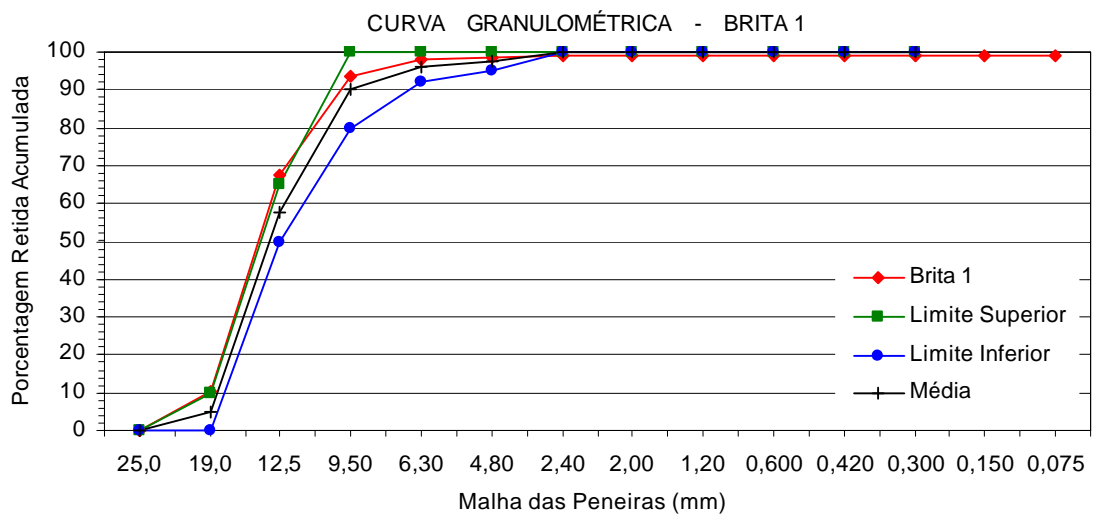


Figura 20. Curva Granulométrica – Brita 1

Analisando-se os resultados encontrados nos ensaios de laboratório, realizados nos agregados da pedreira localizada em São Geraldo, observa-se que os mesmos atendem às exigências do DER-MG. Um dado importante diz respeito ao desgaste Los Angeles que foi de 19%, valor inferior a 50%, que é o máximo exigido para utilização deste material na implementação de uma obra de pavimentação. Com relação às suas granulometrias, nota-se que a pedra britada de graduação 0 não se enquadrou totalmente na faixa preconizada da EB-4 “Agregados para Concreto”, ao contrário da brita 1, que se enquadrou perfeitamente. Já os agregados miúdos (areias artificiais e naturais), se enquadraram na zona 3, possuindo uma granulometria média, segundo a EB-4.

4.2 LIGANTE ASFÁLTICO

Os resultados dos ensaios de caracterização da emulsão asfáltica estão apresentados no Quadro 16.

Quadro 16. Resultados dos ensaios de caracterização da emulsão asfáltica

ENSAIOS	Especificação do IBP	RL-1C
Viscosidade Saybolt Furol, s, a 50 °C	Máx. 70	25,0
Resíduo por destilação, % em peso, mínima	60,0	64,0
Peneiração (resíduo da peneira) 0,84 mm, % em peso, máx.	0,1	0,0
Mistura com cimento, % máxima	2,0	0,0
Carga de partícula	Positiva	Positiva
PH, máximo	6,5	2,8
Sedimentação, % em peso, máxima	5,0	0,0

Quanto aos resultados de caracterização da emulsão asfáltica, os mesmos enquadraram-se nas faixas de especificação recomendadas pelo IBP (1999).

4.3 PRÉ-MISTURADO A FRIO

Serão a seguir apresentados os resultados obtidos do ensaio Marshall, tração por compressão diametral, ensaio triaxial convencional do tipo CID e triaxial de carga repetida.

4.3.1 Ensaio Marshall

Apresentam-se, a seguir, os resultados das principais propriedades físicas e mecânicas das misturas de pré-misturado a frio. Dentre as características selecionadas estão a densidade aparente, a estabilidade Marshall, a relação betume-vazios (RBV), a porcentagem de vazios nos agregados minerais (VAM), o volume de vazios (Vv), a fluência e a energia de compactação.

a) Densidade Aparente

A Figura 21, abaixo, ilustra a evolução da densidade aparente da mistura com o teor de ligante.

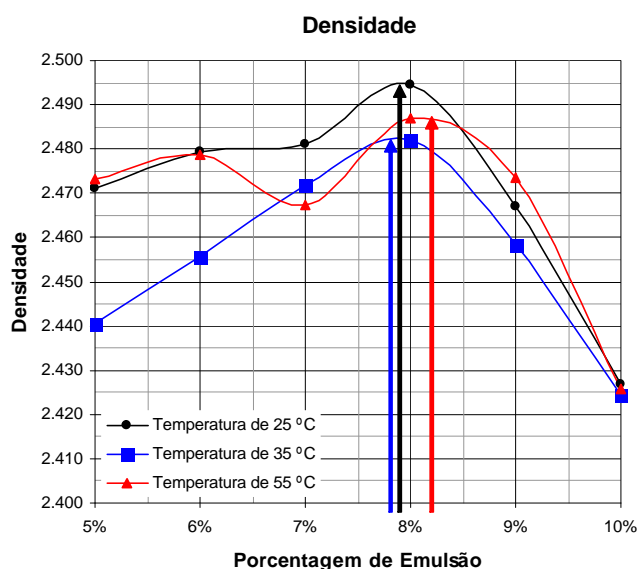


Figura 21. Densidade Aparente “versus” Teor de Emulsão Asfáltica

É importante ressaltar que mesmo tomando os devidos cuidados para garantir uma granulometria da mistura mais homogênea, os valores de densidade aparente obtidos para corpos-de-prova com mesmo teor de ligante diferem uns dos outros. Um fator que pode ter influenciado nesse parâmetro é a diferença na forma dos agregados graúdos na composição granulométrica da mistura.

O Quadro 17 ilustra o teor ótimo de ligante, segundo o parâmetro estabilidade Marshall sob influência da temperatura.

Quadro 17. Teor ótimo de ligante segundo o parâmetro densidade sob influência da temperatura

Temperatura	Densidade	Teor de Ligante
25 °C	2,494	8,0 %
35 °C	2,482	8,0 %
55 °C	2,487	8,0 %

b-) Estabilidade Marshall

A Figura 22 mostra a variação da estabilidade da mistura com o teor de ligante.

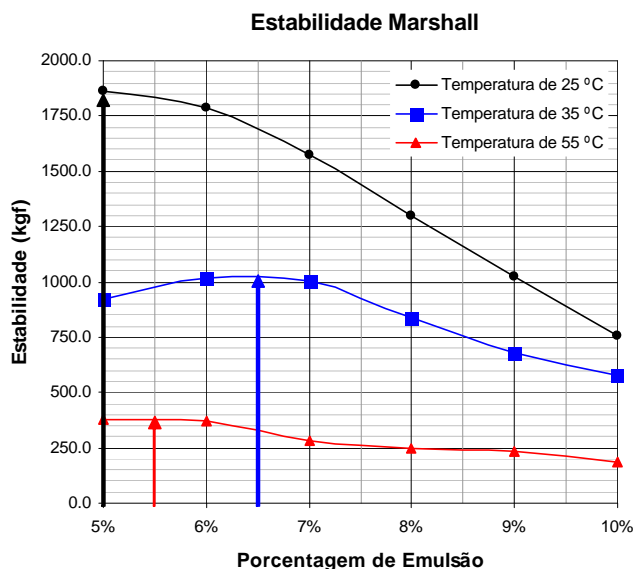


Figura 22. Estabilidade “versus” Teor de Emulsão Asfáltica

A estabilidade Marshall é um parâmetro de resistência mecânica, obtido no ensaio de compressão diametral, concebido por Bruce G. Marshall, em 1930.

Verificou-se, segundo a Figura 22, que todos os valores de estabilidade foram maiores que o valor mínimo de 250 kgf, especificado pelo DNER-ES 317/97.

Notou-se que os valores de estabilidade aumentaram com a diminuição da temperatura, o que demonstra a influência da temperatura no comportamento mecânico da mistura.

O Quadro 18 ilustra o teor ótimo de ligante, segundo o parâmetro estabilidade Marshall sob influência da temperatura.

Quadro 18. Teor ótimo de ligante segundo o parâmetro estabilidade Marshall sob influência da temperatura

Temperatura	Estabilidade Marshall	Teor de Ligante
25 °C	1.875,0 kgf	5,0 %
35 °C	1.050,0 kgf	6,5 %
55 °C	375,0 kgf	5,5 %

c) Relação Betume-Vazios

A Figura 23 mostra a variação da relação betume-vazios (RBV) das misturas com o teor de emulsão asfáltica.

As especificações Marshall para PMFs (DNER-ME 107/94) limitam os valores de RBV para obras normais, entre 40 e 70. Observando-se a Figura 23, os traços com 5 e 6% de ligante não atenderam a faixa anteriormente citada.

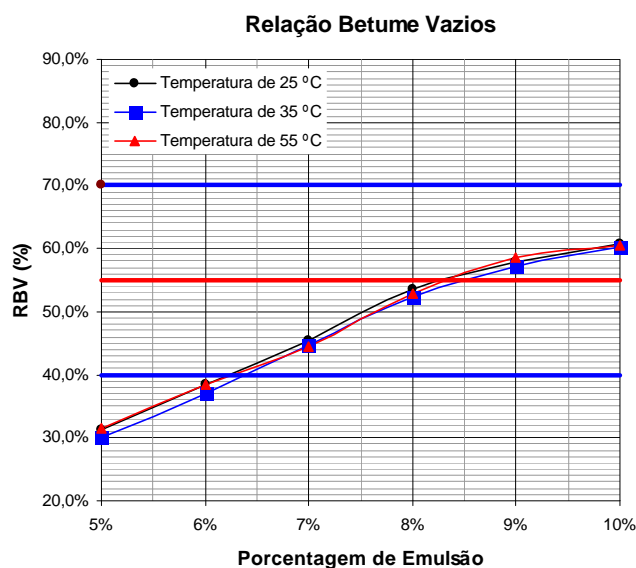


Figura 23. Relação Betume-Vazios “versus” Teor de Emulsão Asfáltica

d) Vazios no Agregado Mineral

A Figura 24 mostra a variação de vazios no agregado mineral (VAM) das misturas com o teor de emulsão.

Os valores mínimos de VAM são tomados em função do diâmetro máximo dos agregados ($D_{\text{máx}}$).

As especificações Marshall para PMFs toma como 14% o valor mínimo de VAM, sendo este atendido pelas misturas executadas.

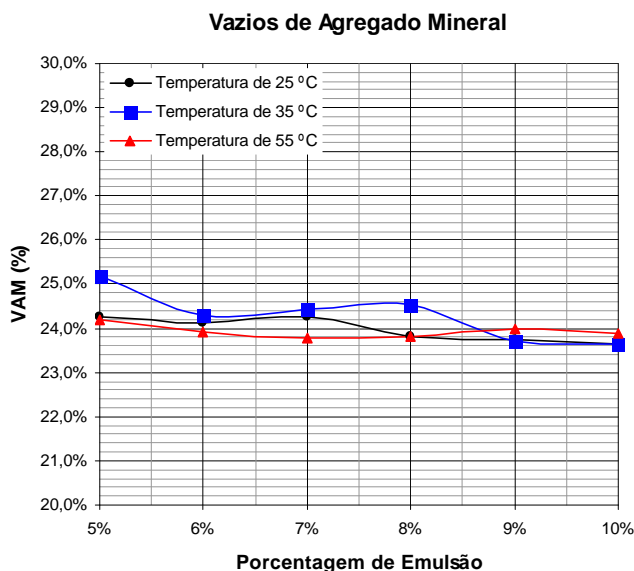


Figura 24. Vazios de Agregado Mineral “versus” Teor de Emulsão Asfáltica

Segundo SOARES et al. (2000), o parâmetro vazio no agregado mineral (VAM), para uma determinada granulometria e para uma determinada energia de compactação, é aproximadamente constante. A eficácia do método depende da variação do VAM com o teor de CAP. Nos casos analisados, esta variação foi 1,25%, o que torna o VAM uma constante para uma determinada granulometria e energia de compactação.

e) **Volume de Vazios**

A Figura 25 contém dados da evolução do volume de vazios (V_v) das misturas em função do teor de emulsão asfáltica.

Volume de vazios relaciona, em porcentagem, o volume de vazios da mistura asfáltica e seu volume total. Uma mistura deve possuir uma porcentagem limitada de vazios, de modo que não seja muito porosa ao ar e a água e ao mesmo tempo, assegure uma mínima porcentagem de vazios capaz de acomodar uma futura densificação sob ação do tráfego, uma expansão do ligante betuminoso sob ação das variações climáticas e, finalmente, uma perda de estabilidade quando a porcentagem de vazios se aproxima de zero, Silva (1998).

As especificações Marshall para PMF indicam um limite de 5% a 30%, sendo este atendido pelas misturas executadas.

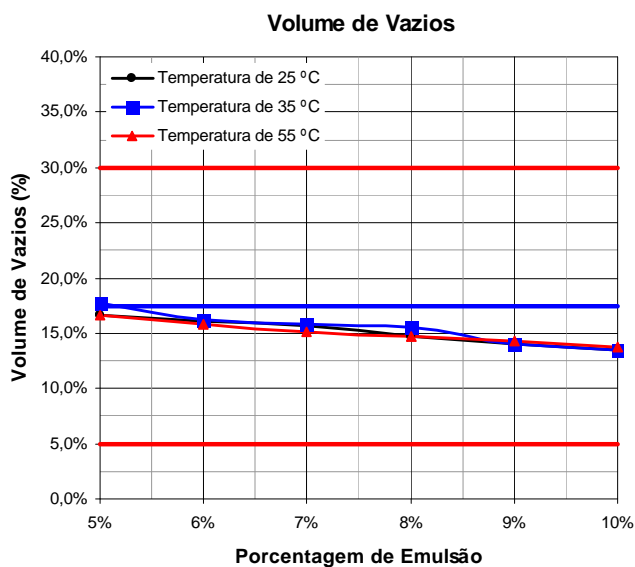


Figura 25. Volume de Vazios “versus” Teor de Emulsão Asphaltica

f) Fluência

A Figura 26 mostra a variação da fluência das misturas com o teor de emulsão asphaltica.

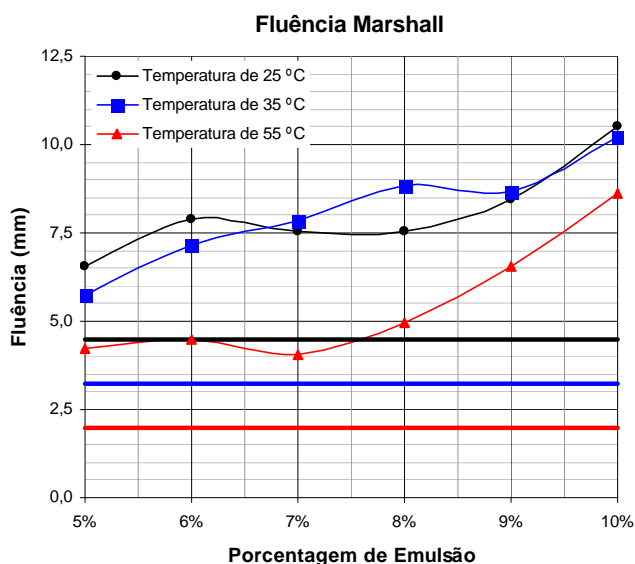


Figura 26. Fluência “versus” Teor de Emulsão Asphaltica

Através deste parâmetro pode-se assegurar uma indicação indireta da flexibilidade da mistura, uma vez que valores elevados de fluência indicam misturas ricas em ligantes que permitem uma maior flexibilidade às temperaturas baixas e maior resistência à fadiga segundo LOPES E KASUGA (1976).

A especificação para pré-misturado a frio (DNER, 1997g) contém valores limites de 2 a 4,5 mm para obras normais, porém, os encontrados não se enquadram dentro dos indicados. Ainda com relação a fluência Marshall, verificou-se que com o aumento da temperatura a mesma diminuiu. Provavelmente, este fenômeno ocorreu devido a diminuição da viscosidade do ligante betuminoso e, conseqüentemente, uma redução na sua consistência. Assim, no desempenho da mistura como um todo, com o aumento da temperatura, o agregado passou a trabalhar ligeiramente mais.

g) Energia de a Compactação

A energia de compactação é responsável pela redução do volume de vazios da mistura, resultando em maior massa específica.

A Figura 27 mostra a variação da energia de compactação das misturas com o aumento do teor de emulsão asfáltica.

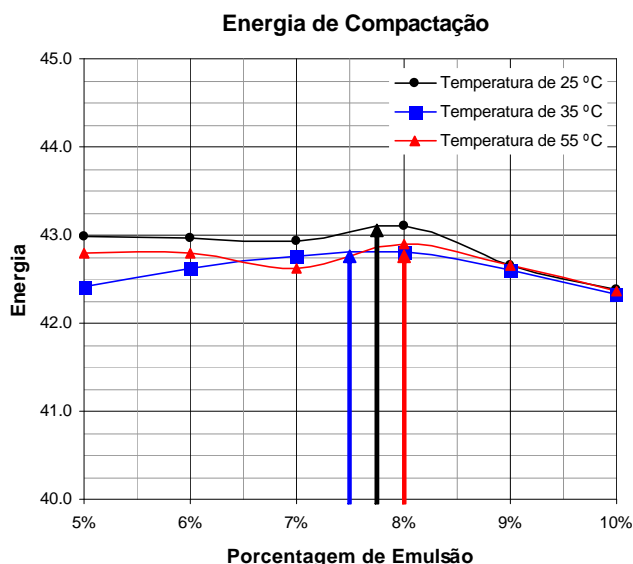


Figura 27. Energia de Compactação “versus” Teor de Emulsão Asfáltica

O Quadro 19 ilustra o teor ótimo de ligante, segundo o parâmetro energia de compactação sob influência da temperatura.

Quadro 19. Teor ótimo de ligante segundo o parâmetro energia de compactação sob influência da temperatura

Temperatura	Energia de Compactação	Teor de Ligante
25 °C	43,102	5,0 %
35 °C	42,808	6,5 %
55 °C	42,891	5,5 %

O Quadro 20 ilustra o resultado do ensaio de dosagem Marshall após análise das Figuras 21 a 27 e os Quadros 17 a 19.

Quadro 20. Teor ótimo de ligante obtido no ensaio de dosagem Marshall

Temperatura	Teor Ótimo de Ligante			
	Densidade	Estabilidade	Energia de Compactação	Média
25 °C	8,00 %	5,00 %	8,00 %	7,00 %
35 °C	8,00 %	6,50 %	7,50 %	7,33 %
55 °C	8,00 %	5,50 %	8,00 %	7,17 %

É importante ressaltar que os teores ótimos de ligante em função da temperatura, ilustrados no Quadro 20, atendem aos limites estabelecidos pelas especificações de serviço para o pré-misturado a frio com exceção da fluência Marshall atendida somente para o ensaio de dosagem executado a temperatura de 55 °C.

4.3.2 Ensaio de Tração por Compressão Diametral

A Figura 28 e o Quadro 21 ilustram os resultados dos ensaios de tração por compressão diametral, utilizando-se corpos-de-prova cilíndricos com teores de emulsão 5%, 6%, 7%, 8%, 9% e 10%, ensaiados à temperatura de 42,2 °C.

Quadro 21. Resultado do Ensaio de Tração por Compressão Diametral

Emulsão Asfáltica (%)	Tração por Compressão Diametral (kgf/cm ²)
5%	2,47
6%	1,65
7%	1,40
8%	0,99
9%	0,73
10%	0,50

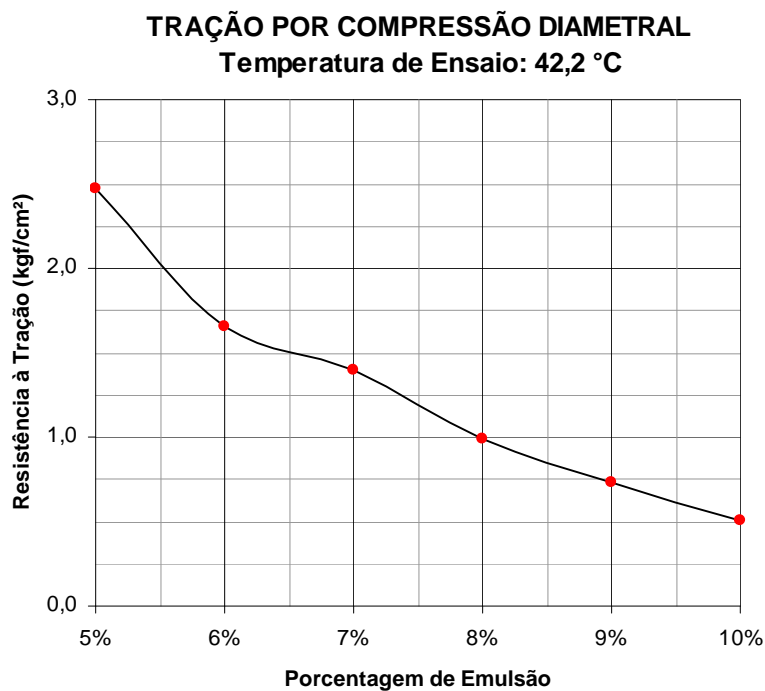


Figura 28. Resultado do Ensaio de Tração por Compressão Diametral

Analisando-se os resultados ilustrados na Figura 28 ou os resultados contidos no Quadro 21, observa-se que as misturas betuminosas com baixa porcentagem de ligante asfáltico produzem melhores resultados com relação ao ensaio de tração por compressão diametral.

4.3.3 Ensaio Triaxial Convencional do Tipo CID

As Figuras 29, 30, 31, 32 e 33 e o Quadro 22 ilustram as envoltórias de resistência, determinadas pelos ensaios triaxiais do tipo CID, utilizando-se corpos-de-prova cilíndricos com teores de emulsão de 5%, 6%, 7%, 8% e 10%. O ensaio foi realizado à temperatura ambiente e com pressões de confinamento de 25 kPa, 50 kPa e 100 kPa para se obter uma envoltória de resistência bem definida.

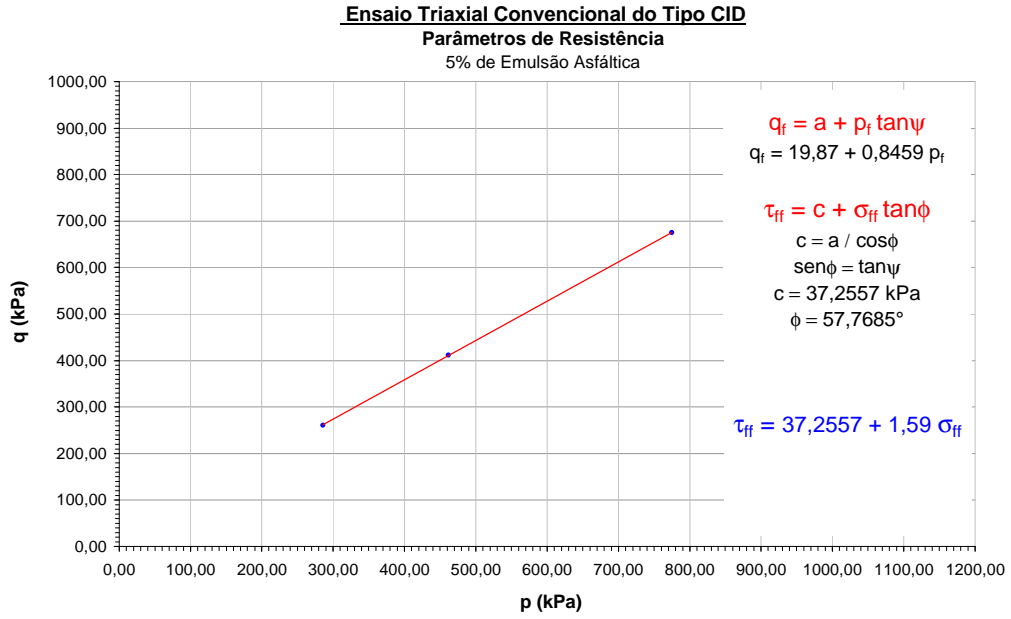


Figura 29. Envoltória de Resistência - 5% de Emulsão Asfáltica

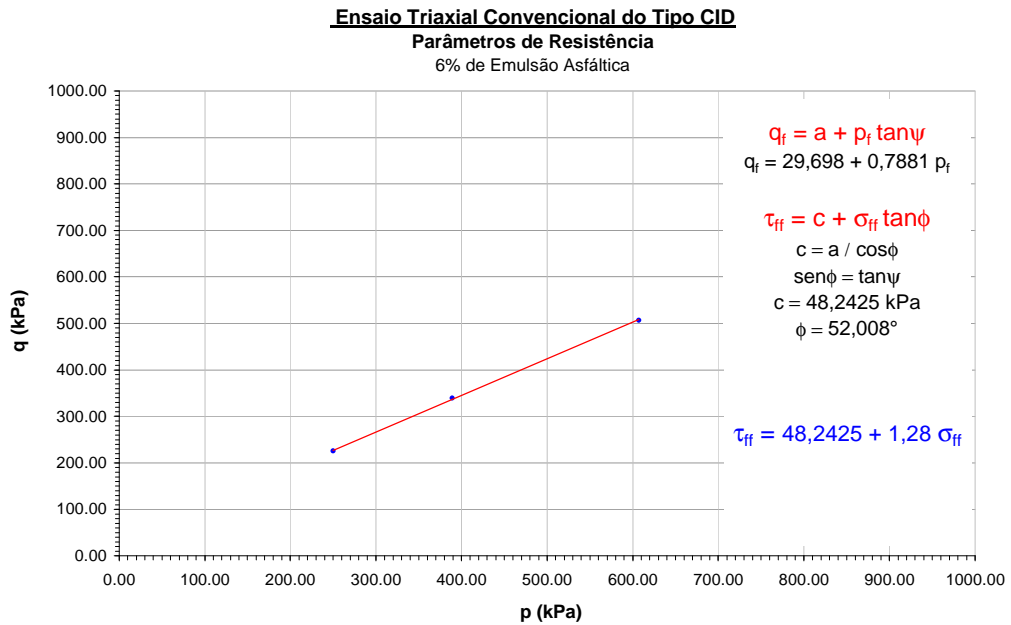


Figura 30. Envoltória de Resistência - 6% de Emulsão Asfáltica

Ensaio Triaxial Convencional do Tipo CID
Parâmetros de Resistência
 7% de Emulsão Asfáltica

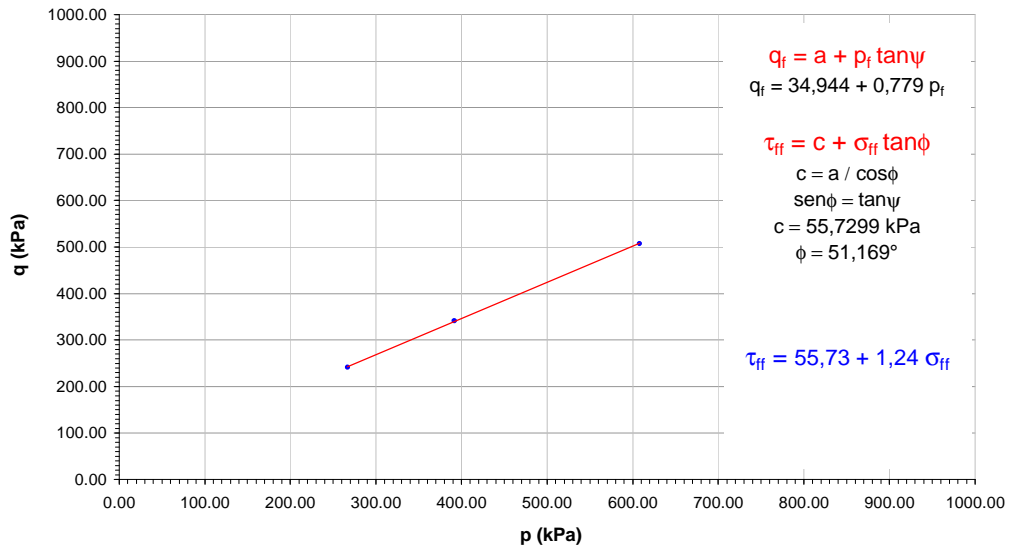


Figura 31. Envoltória de Resistência - 7% de Emulsão Asfáltica

Ensaio Triaxial Convencional do Tipo CID
Parâmetros de Resistência
 8% de Emulsão Asfáltica

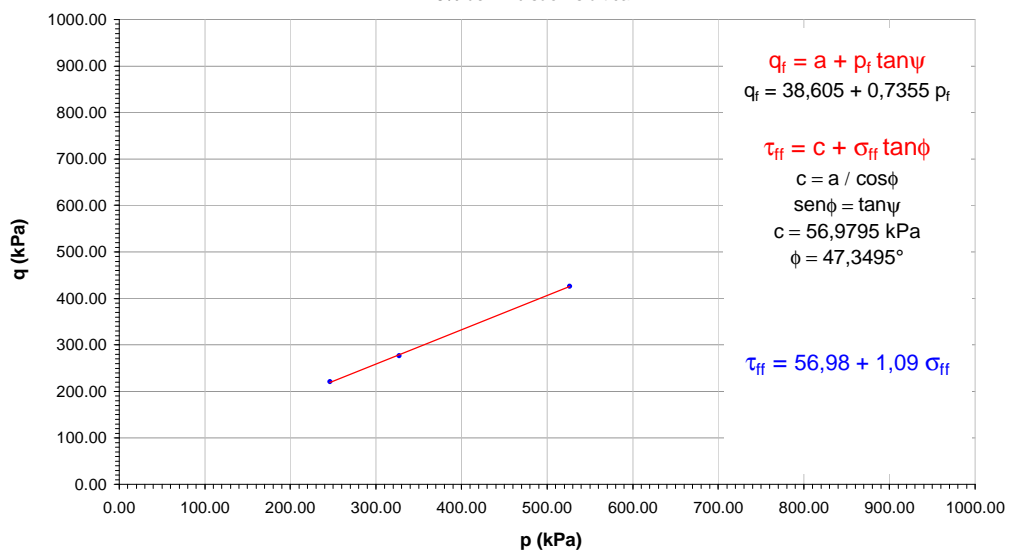


Figura 32. Envoltória de Resistência - 8% de Emulsão Asfáltica

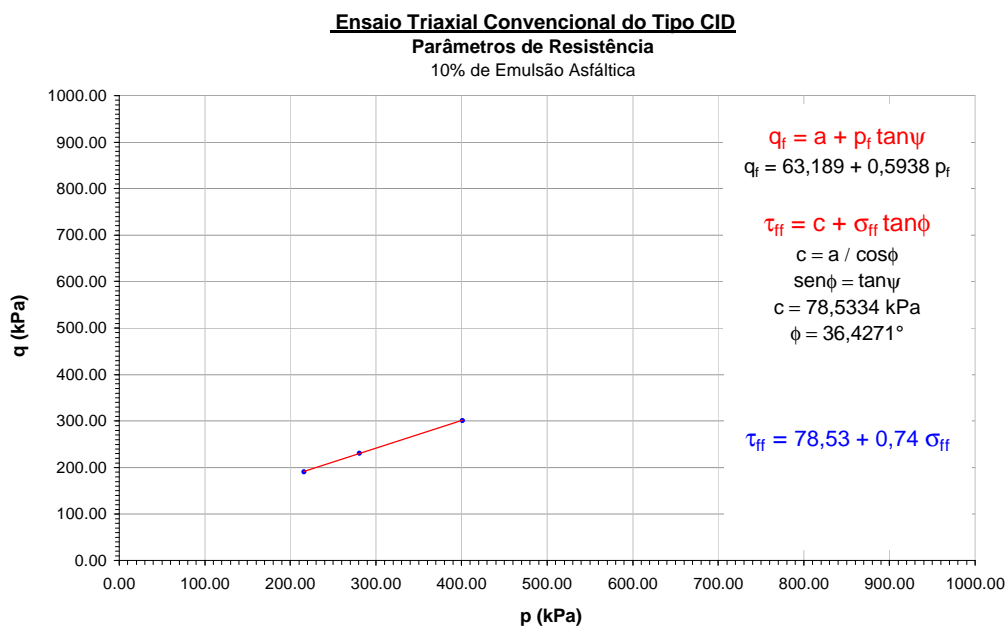


Figura 33. Envoltória de Resistência - 10% de Emulsão Asfáltica

Quadro 22. Envoltórias de Resistência Obtidas a partir de Ensaio CID

Emulsão Asfáltica (%)	Envoltória de Resistência (kPa)
5%	$\tau_{ff} = 37,256 + 1,54 \sigma_{ff}$
6%	$\tau_{ff} = 48,243 + 1,28 \sigma_{ff}$
7%	$\tau_{ff} = 55,730 + 1,24 \sigma_{ff}$
8%	$\tau_{ff} = 56,980 + 1,09 \sigma_{ff}$
10%	$\tau_{ff} = 78,533 + 0,74 \sigma_{ff}$

As Figuras 34 e 35 ilustram, respectivamente, a evolução do intercepto coesivo e ângulo de atrito das misturas betuminosas contidas no Quadro 22. Nota-se que o ângulo de atrito decresce com o aumento do teor de ligante acontecendo o contrário com o intercepto coesivo. De uma maneira geral, verificou-se que substituindo uma tensão axial qualquer, nas envoltórias de resistência, os valores da resistência cisalhamento decrescem com o aumento do teor de ligante.

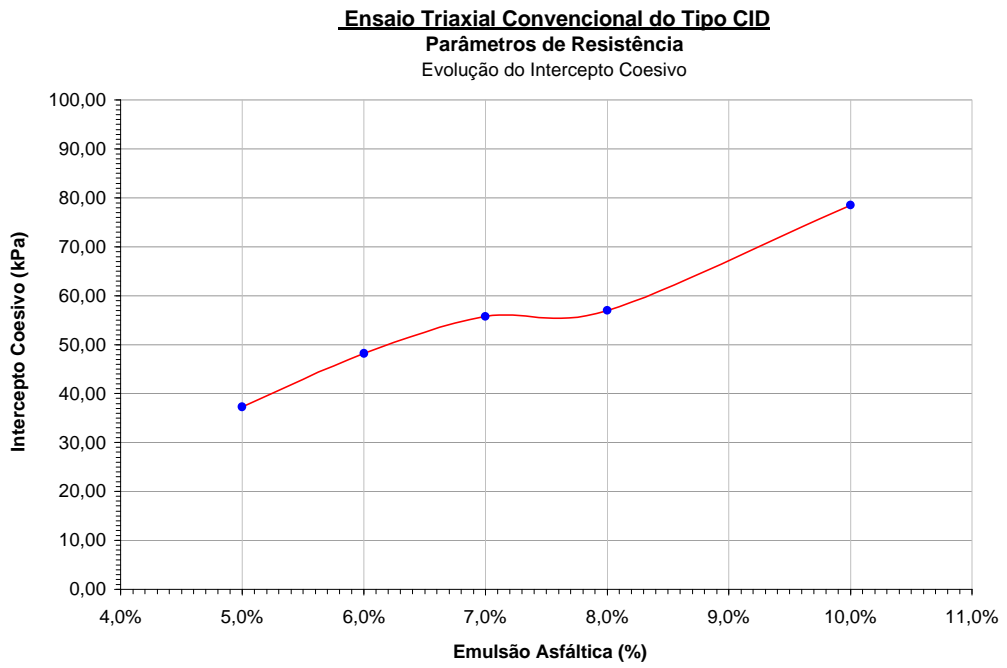


Figura 34. Evolução do Intercepto Coesivo

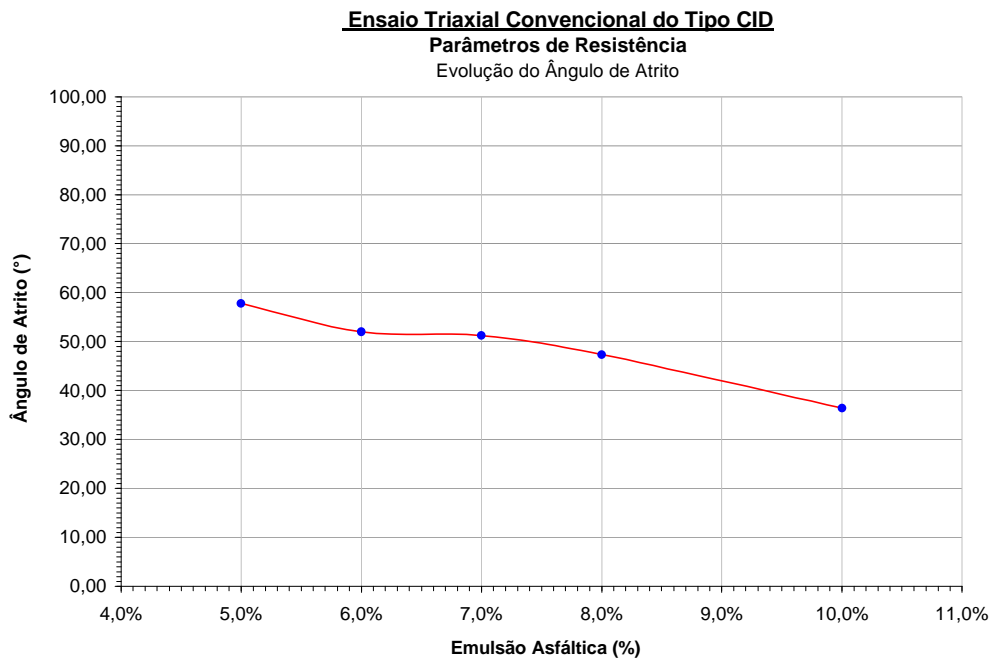


Figura 35. Evolução do Ângulo de Atrito

4.3.4 Ensaio Triaxial de Carga Repetida

Os Quadros 23, 24 e 25 e a Figura 36 ilustram os resultados obtidos no ensaio triaxial de carga repetida à temperatura ambiente variando-se os teores de emulsão asfáltica.

Quadro 23. Evolução da Deformação Permanente de Misturas Betuminosas à Temperatura Ambiente

Ciclos	Porcentagem de Emulsão Asfáltica									
	6%		7%		8%		9%		10%	
	ϵ_p . (%)	T (°C)	ϵ_p . (%)	T (°C)	ϵ_p . (%)	T (°C)	ϵ_p . (%)	T (°C)	ϵ_p . (%)	T (°C)
0	0,000	22,5	0,000	25,0	0,000	23,5	0,000	30,0	0,000	21,5
100	0,083	22,5	0,124	25,5	0,116	23,5	0,189	30,0	0,186	21,5
200	0,099	22,5	0,180	25,5	0,171	23,5	0,264	30,0	0,298	21,5
300	0,114	22,5	0,207	25,5	0,205	24,0	0,300	30,0	0,349	22,0
400	0,125	23,0	0,233	25,5	0,233	24,0	0,323	30,0	0,395	22,0
500	0,145	23,0	0,258	26,0	0,254	24,0	0,347	30,0	0,438	22,0
600	0,150	23,0	0,271	26,0	0,279	24,0	0,366	30,0	0,470	22,0
700	0,153	23,0	0,289	26,0	0,298	24,0	0,375	30,0	0,489	22,0
800	0,160	23,0	0,300	26,0	0,310	24,0	0,400	30,0	0,534	22,0
900	0,166	23,0	0,312	26,0	0,326	24,0	0,431	30,0	0,576	22,5
1.000	0,172	23,5	0,321	26,0	0,338	24,5	0,453	30,5	0,588	22,5
1.500	0,193	23,5	0,365	27,0	0,418	25,0	0,530	30,5	0,670	23,0
2.000	0,217	24,0	0,414	28,0	0,490	25,0	0,564	31,0	0,773	23,5
2.500	0,224	24,5	0,439	28,0	0,524	25,5	0,579	31,0	0,849	24,0
3.000	0,229	25,0	0,458	28,0	0,546	26,0	0,597	31,5	0,905	24,5
3.500	0,231	25,5	0,476	28,0	0,552	26,5	0,605	32,0	-	-
4.000	0,252	26,5	0,491	28,5	0,558	27,0	0,616	32,0	-	-
4.500	0,271	26,5	0,504	28,5	0,571	28,0	0,629	32,5	-	-
5.000	0,285	27,0	0,517	28,5	0,580	28,0	0,642	32,5	-	-

Ensaio Triaxial de Carga Repetida
Evolução da Deformação Permanente

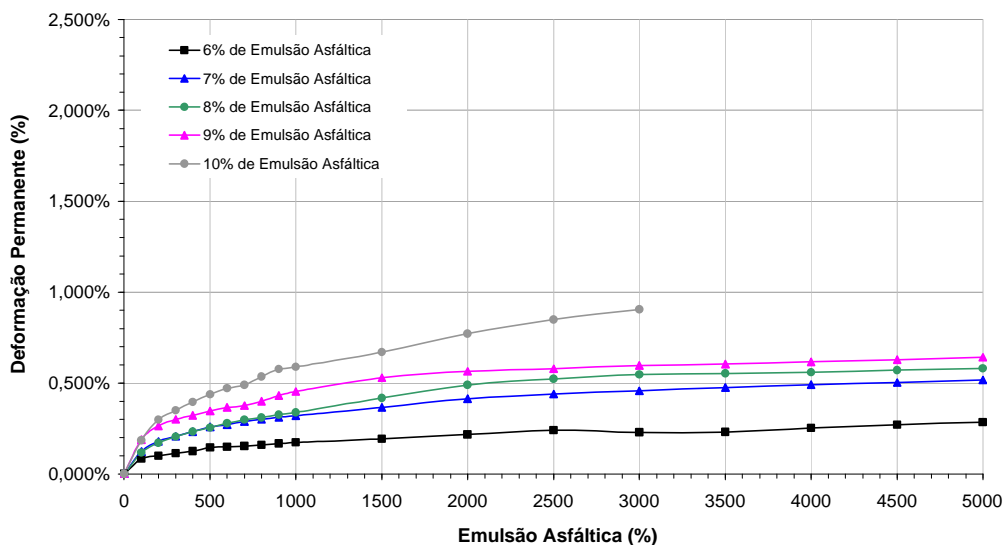


Figura 36. Evolução da Deformação Permanente de Misturas Betuminosas à Temperatura Ambiente

Quadro 24. Módulo de Resiliência e Deformação Permanente de Misturas Betuminosas à Temperatura Ambiente

Emulsão Asfáltica (%)	Ciclos	Módulo de Resiliência (MPa)	Deformação Permanente (%)
6%	5.000	569,25	0,285%
7%	5.000	1.075,85	0,517%
8%	5.000	1.255,40	0,580%
9%	5.000	1.314,05	0,642%
(*) 10%	3.500	1.745,85	0,905%

(*) Houve ruptura do corpo-de-prova

Quadro 25. Relação entre módulo de resiliência e resistência à tração

Amostra	Ciclos	M_R (MPa)	R_T (MPa)	Relação M_R/R_T
6% de Emulsão	5.000	569,25	0,165	3.450
7% de Emulsão	5.000	1.075,85	0,140	7.685
8% de Emulsão	5.000	1.255,4	0,099	12.680
9% de Emulsão	5.000	1.314,05	0,073	18.000
10% de Emulsão	3.500	1.745,85	0,050	34.917

Através dos resultados ilustrados nos Quadros 23, 24 e 25 e na Figura 36, observa-se que o teor de emulsão afeta consideravelmente a deformação permanente e o módulo de resiliência das misturas.

Segundo REIS, SANTO e ZANON, (2000), as misturas betuminosas devem possuir flexibilidade suficiente para suportar as solicitações o tráfego, caracterizando-as como não tão rígidas, portanto, módulos de resiliência não muito elevados. Em contra partida, a resistência à tração deve ser alta. Assim, a relação M_R/R_T fornece uma indicação do melhor desempenho da mistura betuminosa. Para os ligantes comuns (CAP - 20), os valores desta relação devem estar em torno de 5.000. Analisando-se os dados do Quadro 25, a melhor relação encontrada foi para a mistura betuminosa com 6,365 % de emulsão asfáltica obtido pela interpolação entre os valores de 6% e 7% de emulsão conforme apresentado pelo Quadro 26.

Quadro 26. Interpolação para obtenção do teor ótimo de ligante segundo a

% de Emulsão	Relação M_R/R_T
6,000 %	3.450
6,365 %	5.000
7,000 %	7.685

As Figuras 37, 38 e 39 e o Quadro 27 ilustram os resultados obtidos dos ensaios triaxiais de carga repetida realizados no equipamento projetado e confeccionado no Departamento de Engenharia Civil, da Universidade Federal de Viçosa, para corpos-de-prova com 6,365 % de emulsão asfáltica (teor ótimo de ligante segundo a relação M_R / R_T), sob temperaturas distintas, quais sejam, 20°C e 35°C.

Quadro 27. Módulo de Resiliência e Deformação Permanente de Misturas Betuminosas para o Teor Ótimo de Ligante Variando-se a Temperatura de Ensaio

Ciclos	Temperatura: 20 °C		Temperatura: 35 °C	
	Deformação Permanente (%)	Módulo de Resiliência (MPa)	Deformação Permanente (%)	Módulo de Resiliência (MPa)
0	0,013%	440,23	0,055%	255,64
100	0,066%	525,91	0,248%	473,25
500	0,111%	465,59	0,450%	870,08
1.000	0,149%	584,60	0,565%	760,36
2.000	0,177%	544,60	0,748%	829,37
3.000	0,186%	673,52	0,864%	748,28
4.000	0,207%	498,08	1,027%	807,17
5.000	0,221%	481,89	1,084%	686,80

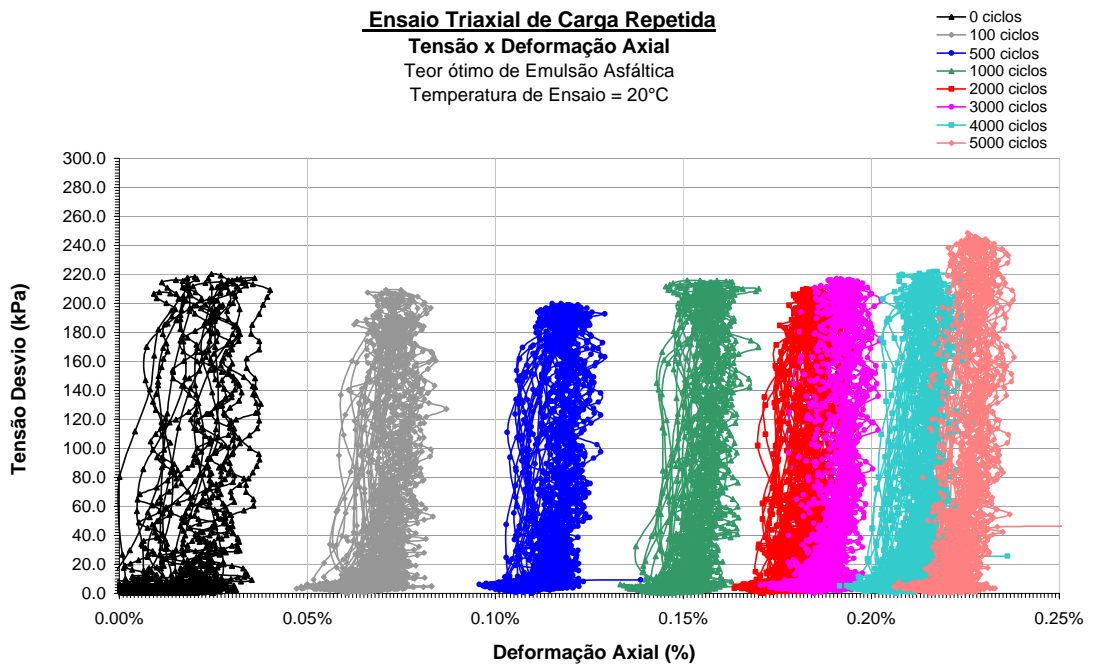


Figura 37. Ensaio Triaxial de Carga Repetida à Temperatura de 20°C

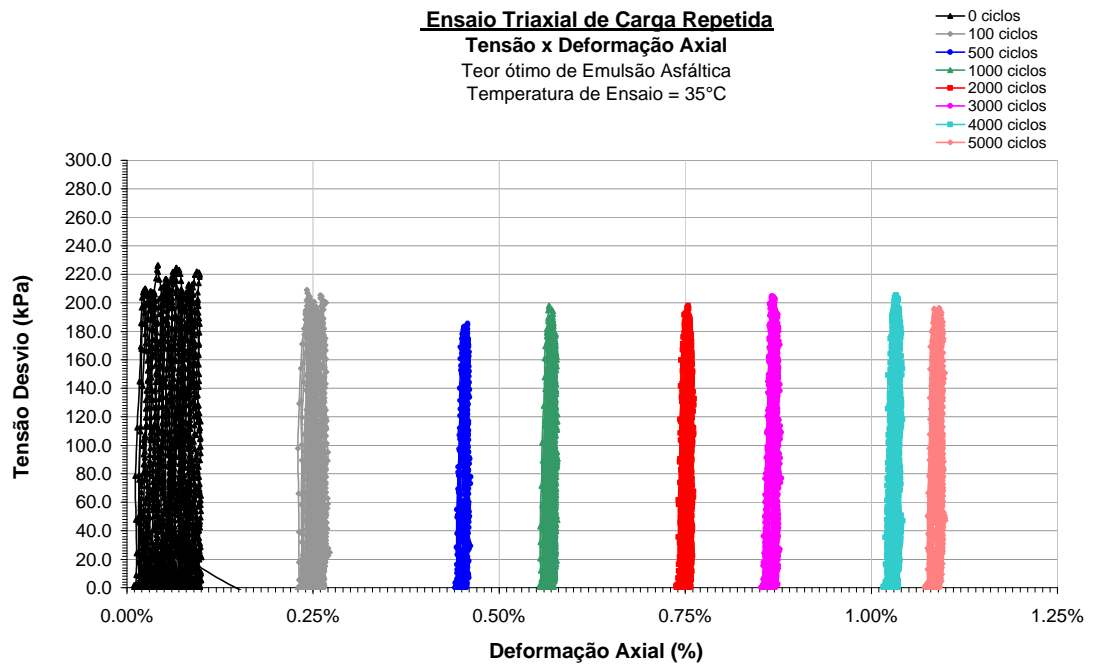


Figura 38 Ensaio Triaxial de Carga Repetida à Temperatura de 35°C

Ensaio Triaxial de Carga Repetida

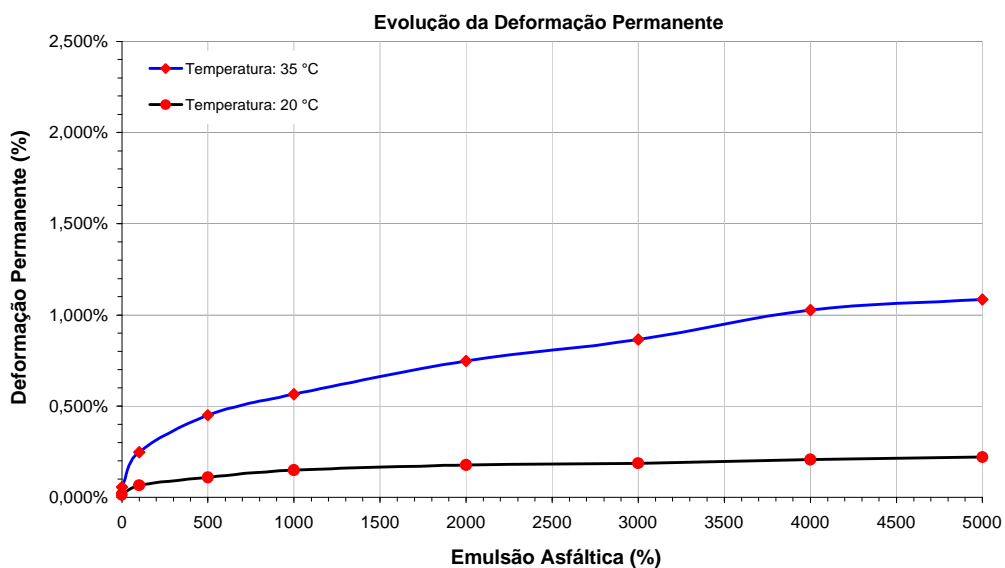


Figura 39. Evolução da Deformação Permanente de Corpos-de-prova sob Diferentes Temperaturas de Ensaio

Através dos resultados ilustrados nas Figuras 37, 38 e 39 ou os resultados contidos no Quadro 27 constatou-se que a influência da temperatura é muito grande no que diz respeito à deformação permanente e também ao módulo de resiliência das misturas, para um mesmo teor de ligante.

5. CONCLUSÕES E RECOMENDAÇÕES

Através da análise de resultados apresentada no item anterior, observa-se que numa mistura betuminosa, tanto a quantidade de ligante asfáltico como a temperatura afetaram consideravelmente o comportamento mecânico dessas misturas. As misturas betuminosas apresentaram-se mais deformáveis com o aumento do teor de emulsão asfáltica e da temperatura. Desta forma, o teor de emulsão de projeto obtido no ensaio de dosagem Marshall, não levou a um melhor desempenho mecânico das misturas quando comparados com os outros resultados dos ensaios obtidos neste trabalho (tração por compressão diametral, intercepto coesivo, ângulo de atrito, módulo de resiliência e deformação permanente das misturas). Assim, sob a ótica de todos os resultados encontrados, concluiu-se que é necessário analisar criteriosamente os parâmetros de projeto dos pavimentos asfálticos para escolha da melhor dosagem, levando-se em consideração os critérios de resiliência, deformação permanente, envoltórias de resistência (ângulo de atrito e intercepto coesivo) e tração por compressão diametral.

Cabe aqui destacar que as camadas do pavimento (revestimento, base, sub-base e reforço) e o subleito apresentam características distintas de região para região, possuindo propriedades heterogêneas. Portanto, a resiliência das camadas subjacentes ao revestimento e os limites de temperatura previstos para a pista são fatores que devem ser incluídos na análise do comportamento mecânico do revestimento asfáltico.

Recomendam-se, como trabalhos futuros, necessidade de se explorar melhor a granulometria dos agregados e sua natureza dosando cada mistura em função do CAP

disponível e da estrutura na qual será empregada, procurando encontrar novas relações que possam identificar uma melhor dosagem das misturas betuminosas.

Com relação às exigências de projeto das misturas a frio contidas na especificação de serviço DNER (1997g), recomenda que sejam revistos os seguintes aspectos:

a) A porcentagem de vazios da mistura varia de 5% a 30%.

Essa faixa de variação é apresentada de forma abrangente. A mesma deveria ser especificada em função da faixa granulométrica da mistura, tendo em vista as alternativas de revestimentos betuminosos do tipo aberto, semidenso e denso. SANTANA (1993) apresenta as seguintes faixas de porcentagem de vazios para pré-misturados a frio: pré-misturado a frio aberto: $34\% \geq V_v > 22\%$; pré-misturado a frio semidenso: $22\% \geq V_v > 15\%$; pré-misturado a frio denso: $15\% \geq V_v > 9\%$.

b) A estabilidade Marshall mínima de projeto (150 kgf para tráfego médio)

Observou-se nesta pesquisa que os valores obtidos foram bem superiores que o mínimo especificado. Resultados de outros trabalhos com misturas betuminosas a frio, como SANTOS et al. (2000), também revelaram valores bem superiores ao mínimo exigido, razão pela qual deveriam ser revistos por serem facilmente alcançados nas dosagens Marshall.

c) A fluência Marshall

A fluência obtida com medidor de fluência de 1/100" é distorcida da realidade, pois a ruptura do corpo-de-prova não ocorre de maneira frágil. No momento da ruptura, o operador da prensa Marshall tem dúvida se a amostra rompeu efetivamente; ao mesmo tempo, a fluência continua sendo registrada no referido medidor. Com a instrumentação da prensa Marshall com medidores eletrônicos de deformação e de carga esse problema pode ser solucionado. Portanto, sugere-se que seja revisto o limite superior da fluência para misturas a frio que é de 4,5 mm quando no ensaio Marshall utiliza o medidor de 1/100".

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ABEDA. **Manual Básico de Emulsões Asfálticas - Soluções para Pavimentar sua Cidade**. Associação Brasileira das Empresas Distribuidoras de Asfalto (ABEDA), Rio de Janeiro, RJ, 2001. 134 p.
- ALLEN, D. L.; DEEN, R. C. **A computerized analysis of rutting behavior of flexible pavement**. Transportation Research Record, Washington, DC, n. 1095, 1986. p. 1-10.
- BASMA, A. A.; GEORGE K. P. **Enviromental factors in flexible pavement design**. Transportation Research Record, Washington, DC, n. 954, 1984. p. 52-58.
- CARDOSO, S. H.; WITCZAK, M. W. **Permanent deformation for flexible airfield pavement design**. Transportation Research Record, Washington, DC, n. 1307, 1991. p. 111-121.
- CARVALHO, C. A. B. **Estudo da Contribuição das Deformações Permanentes das Camadas de Solo na Formação de Trilhas-de-Roda num Pavimento Flexível. São Carlos-SP. Tese (doutorado)** - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1997. 290 p.
- COELHO, V. **Considerações sobre o Método Marshall**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 26^a, Aracaju-SE, 1992. P.233 a 298.
- COELHO, V. **Contribuição ao Estudo das Deformações Permanentes, nas Condições do Brasil, em Camadas de Concretos Asfálticos de Pavimentação. São Carlos-SP. Tese (Doutorado)** - Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo, 1996. 281 p.
- DNER. **Manual de Pavimentação. Ministério dos Transportes**, Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, 2a edição, Rio de Janeiro, 1996. 320 p.

- DNER. **Pavimentação - tratamento superficial simples**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Especificação de Serviço, ES 308/97. Rio de Janeiro, 1997a. 9p.
- DNER. **Pavimentação - Tratamento superficial duplo**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Especificação de Serviço, ES 309/97. Rio de Janeiro, 1997b. 10p.
- DNER. **Pavimentação - Tratamento superficial triplo**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Especificação de Serviço, ES 310/97. Rio de Janeiro, 1997c. 10p.
- DNER. **Pavimentação - Macadame betuminoso por penetração**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Especificação de Serviço, ES 311/97. Rio de Janeiro, 1997d. 12p.
- DNER. **Pavimentação - Areia - Asfalto a Quente**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Especificação de Serviço, ES 312/97. Rio de Janeiro, 1997e. 15p.
- DNER. **Pavimentação - concreto betuminoso**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Especificação de Serviço, ES 313/97. Rio de Janeiro, 1997f. 16p.
- DNER. **Pavimentação - Pré-misturado a frio**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Especificação de Serviço, ES 317/97. Rio de Janeiro, 1997g. 14p.
- DNER. **Misturas Betuminosas a Quente - Ensaio Marshall**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, ME 043/95. Rio de Janeiro, 1995. 11p.
- DNER. **Misturas Betuminosas a Frio, com Emulsão Asfáltica - Ensaio Marshall**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, ME 107/94. Rio de Janeiro, 1994a. 9p.
- DNER. **Misturas Betuminosas - Determinação do Módulo de Resiliência**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, ME 133/94. Rio de Janeiro, 1994b. 5p.
- DNER. **Misturas Betuminosas - Determinação da Resistência à Tração**. MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Norma Rodoviária, ME 138/94. Rio de Janeiro, 1994c. 4p.
- DNER. **Cimento Asfáltico Modificado por Polímero. Especificação de Material**, MT - Departamento Nacional de Estradas de Rodagem, Diretoria de Desenvolvimento Tecnológico - IPR, Divisão de Capacitação Tecnológica, Norma Rodoviária, ME 396/99. Rio de Janeiro, 1999. 4p.

- GUARÇONI, D., SANTANA, H. **Asfalto modificado com polímero**. DNER, v.1, 1990.
- HAAS, R.; HUDSON, W.R. **Pavement management systems**. New York, McGraw-Hill Book Company, 1978. 455 p.
- HAAS, R.; HUDSON, W.R.; ZANIEWSKI, J. **Modern pavement management**. Florida, Krieger Publishing Company Malabar, 1994. 583 p.
- IBP. **As Emulsões asfálticas e suas aplicações rodoviárias**. Instituto Brasileiro de Petróleo, Rio de Janeiro, 1983. 138 p.
- IBP. **Informações Básicas sobre Materiais Asfálticos**. Instituto Brasileiro de Petróleo, 6ª edição revista, Rio de Janeiro, 1999. 75 p.
- JUVÊNCIO, E. L. **Estudo do Efeito da Adição de Polímero no Comportamento Mecânico de Misturas Betuminosas a Frio. Viçosa - MG, Dissertação (Mestrado)** – Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal de Viçosa, 2001. 109 p.
- LAI, J. S.; ANDERSON, D. **Irrecoverable and Recoverable Nonlinear Viscoelastic Properties of Asphalt Concrete**. Highway Research Board, nº 468, HRB, Washington, D. C, 1973. p. 73 - 88.
- LEITE, L. F. M. **Enfoque Reológico das Especificações Americanas de Cimentos Asfálticos**. Rio de Janeiro, U.F.R.J., COPPEGEO'93, 1993. p. 409 - 422.
- LEITE, L. F. M. **Estudos de preparo e caracterização de asfaltos modificados por polímero**. Tese (Doutorado em Transportes) - IMA/UFRJ, . Rio de Janeiro: UFRJ, 1999.
- MAMLOUK, M. S. e SAROFIM, R. T. **Modulos of Asphalt Mixtures - an Unresolved Dilemma**. Transportation Research Record, Washington, DC, n. 1171, National Research Council, Washington, DC, 1988. p. 194-198
- McLEAN, D.B.; BROOKER, E.W.; MONISMITH, C. L. **Estimation of permanent deformation in asphalt concrete layers due to repeated yaffic loading**. Transportation Research Record, Washington, DC, n. 510, 1974. p. 14-30.
- MEDINA, J. **Mecânica dos pavimentos**. Rio de Janeiro, Editora UFRJ, 1997. 380 p.
- MILLER, J.S.; UZAN, J.; WITCZAK, M.W. **Modification of the Asphalt Institute Bituminous mix modulus predictive equation**. Transportation Research Record, Washington, DC, n. 911, 1983. p. 27-36.

- MOTTA, L. M. G. **Método de dimensionamento de pavimentos flexíveis; critério de confiabilidade e ensaios de cargas repetidas**. Rio de Janeiro, Tese (Doutorado) - COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, 1991. 366 p
- MOTTA, L. M. G.; MEDINA, J.; SCALCO, R. C. **O projeto estrutural de pavimentos flexíveis e a dosagem de misturas asfálticas**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 27, Teresina/PI, ABPV, v.1, 1993. p. 523-545.
- NASCIMENTO, H.R.C., REIS, R.M.M. **Camada porosa de atrito com utilização de asfalto modificado com polímero**. 1ª ed. São Paulo: Ipiranga Asfalto S.A., 1999. 24p.
- O'REILLY, M.P.; BROWN, S.F. **Cyclic loading of soils: from theory to design**. New York, Van Nostrand Reinhold, 1991. 479 p.
- QUEIROZ, C. A. V.; VISSER, A. T. **Uma investigação dos módulos de resiliência de revestimentos betuminosos brasileiros**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 14, João Pessoa, ABPV, 1978. p. 355-385.
- RAMOS, C. R. **Asfalto modificado com polímero uma opção para melhorias dos asfaltos nacionais**. 13º Encontro de Asfalto. Rio de Janeiro, 1996.
- REIS, R. M. M.; SANTO, N. R. E. **Asfalto Modificado com Polímero– Tecnologia de Ponta para Prolongar a Vida dos Pavimentos Asfálticos**. Ipiranga Asfaltos., São Paulo, 1999. 71 p.
- REIS, R. M. M.; SANTO, N. R. E. e ZANON, A. L. **SMA - Stone Matrix Asphalt - Revestimento de Alta Performance para Vias de Tráfego Pesado**. In: 32ª Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, DF, Volume I, 2000. p. 133 a 147.
- SÁ, M. F. P. **Estudo da Deformação Permanente de Misturas Betuminosas Através de Ensaios Estáticos e Dinâmicos**. Rio de Janeiro - RJ. Dissertação (Mestrado) - COPPE - UFRJ, 1996. 248 p.
- SANTANA, H. **Manual de Pré-Misturados a Frio**. Instituto Brasileiro de Petróleo, Comissão de Asfalto, Rio de Janeiro, RJ, 1993. 298 p.
- SANTO, N. R. E. **Pré-Misturado a Frio**. Ipiranga Asfalto, Belo Horizonte - MG, 1991. 39 p.
- SANTOS, M. A.; CARVALHO, C. A. B. e LIMA, D. C. **Influência do Tipo de Agregado no Comportamento Mecânico de Misturas Betuminosas a Frio**. In: REUNIÃO ANUAL DE PAVIMENTAÇÃO, 32, BRASÍLIA, DF, ABPV, v.1, 2000. p. 197-210.
- SEED, H. B., FEAD, J.W.N. **Apparatus for repeated load tests of soils**. ASTM. Special Technical Publication nº 254, 1959.

- SENÇO, W. **Manual de Técnicas de Pavimentação**. São Paulo, Copyright Editora PINI Ltda, Volume 2, 2001. 671 p.
- SILVA, W. R. **Comportamento Mecânico de Pré-Misturados a Frio Denso Reforçado com Fibras Sintéticas**. Universidade Federal de Viçosa, MG, 1998. 91 p.
- SOARES, J. B.; FREITAS, F. A. C.; BRANCO, J. V. C.; MOTTA, L. M. G. **Método de Previsão do Teor Ótimo de Ligante em Misturas Asfálticas do Tipo CBUQ**. In: 32ª Reunião Anual de Pavimentação, Brasília, DF, Volume I, 2000. p. 148 a 162.
- SOUZA, M. L. **Pavimentação rodoviária**. Livros Técnicos e Científicos Editora S.A., vol. 1, Rio de Janeiro, RJ, 1980. 361 p.
- UZAN, J.; SIDES, A. e PERL, M. **Viscoelastoplastic Model for Predicting Performance of Asphaltic Mixtures**. Transportation Research Record, nº 1043, TRB, Washington, D.C. 1985. p. 78 - 89.
- YODER, E.J.; WITCZAK, M.W. **Principles of pavement design**. New York, John Wiley & Sons, Inc, 1975. 711 p.