

FELIPE DE ANDRADE SIMÕES

**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO EM FLUÊNCIA  
DE MISTURAS ASFÁLTICAS DOSADAS PELA METODOLOGIA  
*SUPERPAVE***

Dissertação 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  
2018

**Ficha catalográfica preparada pela Biblioteca Central da Universidade  
Federal de Viçosa - Câmpus Viçosa**

T

S593a  
2018

Simões, Felipe de Andrade, 1986-  
Análise do comportamento mecânico em fluência de  
misturas asfálticas dosadas pela metodologia *Superpave* / Felipe  
de Andrade Simões. – Viçosa, MG, 2018.  
xiv, 96f. : il. (algumas color.) ; 29 cm.

Orientador: Taciano Oliveira da Silva.  
Dissertação (mestrado) - Universidade Federal de Viçosa.  
Referências bibliográficas: f. 90-96.

1. Deformações (Mecânica). 2. Pavimentos de asfalto.  
3. Materiais betuminosos. 4. Pavimentos de betume.  
5. Pavimentos flexíveis. I. Universidade Federal de Viçosa.  
Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-Graduação  
em Engenharia Civil. II. Título.

CDD 22. ed. 625.85

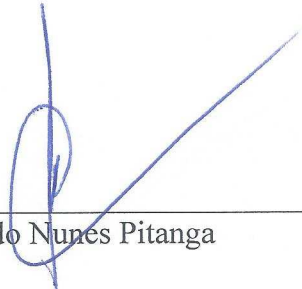
FELIPE DE ANDRADE SIMÕES

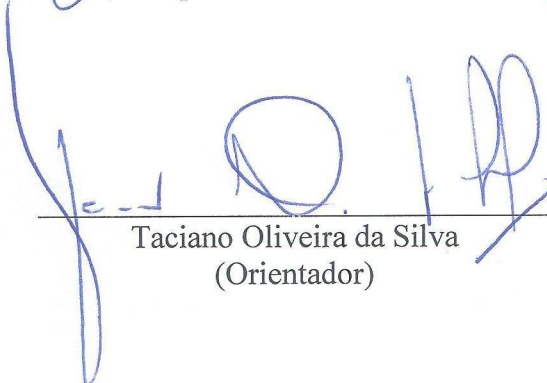
**ANÁLISE DO COMPORTAMENTO MECÂNICO EM FLUÊNCIA  
DE MISTURAS ASFÁLTICAS DOSADAS PELA METODOLOGIA  
*SUPERPAVE***

Dissertação 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: 28 de fevereiro de 2018.

  
\_\_\_\_\_  
Geraldo Luciano de Oliveira Marques

  
\_\_\_\_\_  
Heraldo Nunes Pitanga

  
\_\_\_\_\_  
Taciano Oliveira da Silva  
(Orientador)

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais, Geraldo e Maria Aparecida, por estarem ao meu lado em todos os momentos da minha vida e por não medirem esforços para tornarem possíveis meus sonhos.

À minha noiva, Gabriele, pelo companheirismo e pela paciência nos momentos difíceis.

Ao meu irmão, João Paulo, pela amizade e incentivo.

Ao Professor Taciano Oliveira da Silva, pela orientação, dedicação, amizade e paciência durante o desenvolvimento deste trabalho.

Ao Professor Heraldo Nunes Pitanga, por todo tempo dedicado, pela orientação e pelo conhecimento compartilhado.

Ao Professor Geraldo Luciano de Oliveira Marques, pela ajuda na realização dos ensaios no Laboratório de Pavimentação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora.

Ao técnico de Laboratório Giovani Levi Sant'Anna, pela amizade e colaboração para realização dos ensaios.

## SUMÁRIO

LISTA DE FIGURAS .....	v
LISTA DE TABELAS .....	ix
LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS .....	xi
RESUMO .....	xiii
ABSTRACT .....	xiv
1.INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA .....	1
2.OBJETIVOS .....	6
2.1OBJETIVO GERAL .....	6
2.2OBJETIVOS ESPECÍFICOS .....	6
3.REVISÃO DE LITERATURA .....	7
3.1CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	7
3.2 MÉTODO DE DOSAGEM <i>SUPERPAVE</i> .....	7
3.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	7
3.2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS AGREGADOS .....	9
3.2.3 COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA .....	12
3.2.4 DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA .....	15
3.2.5 REQUISITOS VOLUMÉTRICOS DA MISTURA ASFÁLTICA.....	17
3.3 ÍNDICES ORIUNDOS DA CURVA DE DENSIFICAÇÃO .....	18
3.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE .....	23
3.5 ENSAIO DE FLUÊNCIA POR COMPRESSÃO UNIAXIAL ( <i>Creep</i> ).....	26
3.5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS .....	26
3.5.2 FLUÊNCIA POR COMPRESSÃO UNIAXIAL ESTÁTICA .....	27
4. MATERIAIS E MÉTODOS .....	33
4.1MATERIAIS .....	33
4.1.1 AGREGADOS .....	33
4.1.2LIGANTES .....	34
4.2 MÉTODOS .....	35
4.2.1 ETAPA 01 – DETERMINAÇÃO DO TEOR DE LIGANTE INICIAL.....	38
4.2.2 ETAPA 02- OBTENÇÃO DO TEOR DE LIGANTE ESTIMADO.....	39
4.2.3 ETAPA 03- OBTENÇÃO DO TEOR DE PROJETO DAS MISTURAS .....	41
4.2.4 ETAPA 04- COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS NO TEOR DE PROJETO.....	41

4.2.4.1 ENSAIOS DE CREEP ESTÁTICO – MISTURAS ASFÁLTICAS NO TEOR DE PROJETO .....	42
4.2.4.2 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS ORIUNDOS DA CURVA DE COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS COMPACTADAS NO TEOR DE PROJETO .....	43
4.2.5 ETAPA 05- OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE <i>CREEP</i> ESTÁTICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS COMPACTADAS COM DIFERENTES TEORES DE LIGANTE .....	45
5.RESULTADOS E ANÁLISES .....	50
5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS .....	50
5.2 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS .....	51
5.2.1 MISTURA ASFÁLTICA 01 .....	51
5.2.2 MISTURA ASFÁLTICA 02 .....	55
5.3 MISTURAS COMPACTADAS NO TEOR E NÚMERO DE GIROS DE PROJETO (MISTURAS 01 E 02) .....	59
5.3.1 CREEP ESTÁTICO – MISTURAS COMPACTADAS NO TEOR DE PROJETO .....	60
5.3.2 ÍNDICES ORIUNDOS DAS CURVAS DE COMPACTAÇÃO – MISTURAS COMPACTADAS NO TEOR DE PROJETO .....	64
5.4 INVESTIGAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TEOR DE LIGANTE EM RELAÇÃO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE .....	68
5.4.1 ENSAIOS DE CREEP ESTÁTICO .....	69
5.4.2 PARÂMETROS OBTIDOS DA CURVA DE COMPACTAÇÃO .....	73
5.4.3 CORRELAÇÃO DOS PARÂMETROS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CREEP ESTÁTICO E DA CURVA DE COMPACTAÇÃO. ....	76
5.4.3.1 CORRELAÇÃO DOS PARÂMETROS OBTIDOS DAS CURVAS DE COMPACTAÇÃO E DE <i>CREEP</i> ESTÁTICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS .....	77
6.CONCLUSÕES E SUGESTÕES.....	86
6.1CONCLUSÕES.....	86
6.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS.....	89
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS .....	90

## LISTA DE FIGURAS

- Figura 01:** Ilustração do compactador giratório *Superpave* (adaptado de FHWA, 1995).
- Figura 02:** Curva de densificação obtida na Compactação Giratória.
- Figura 03:** Máquina Los Angeles (Gouveia, 2002).
- Figura 04:** Ensaio de Equivalente de Areia (adaptado de Gouveia, 2002).
- Figura 05:** Equipamento para determinação da angularidade do agregado miúdo.
- Figura 06:** Exemplo de granulometria de densidade máxima (adaptado de Filho, 2007).
- Figura 07:** Requisitos *Superpave* para granulometrias de misturas contínuas (Filho, 2007).
- Figura 08:** Representação gráfica do índice CDI (adaptado de Nascimento, 2008).
- Figura 09:** Representação gráfica do índice TDI (adaptado de Nascimento, 2008).
- Figura 10:** Comparação da deformação permanente no simulador francês após 30.000 ciclos com CDI das misturas asfálticas (Nascimento, 2008).
- Figura 11:** Esquema ilustrativo do *Locking Point* (Nascimento, 2008).
- Figura 12:** Deformação permanente advinda da camada de concreto asfáltico (adaptado de Salini, 2010).
- Figura 13:** Deformação permanente advinda das subcamadas do pavimento (adaptado de Salini, 2010).
- Figura 14:** Influência dos agregados e ligantes no desempenho das misturas asfálticas (Adaptado de Onofre, 2012).
- Figura 15:** Históricos de tensões ( $\sigma$ ) e deformações ( $\epsilon$ ) obtidos do ensaio de *Creep* estático (adaptado de Bernucci *et al.*, 2008).
- Figura 16:** Curva de fluência estática de uma mistura asfáltica (adaptado de Soares, 2014).
- Figura 17:** Organograma da metodologia utilizada na pesquisa.
- Figura 18:** Composições granulométricas adotadas respeitando os pontos de controle.
- Figura 19:** Compactador Giratório *Superpave* do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.

**Figura 20:** Representação gráfica do cálculo dos índices CDI e TDI<sub>m</sub>.

**Figura 21:** Exemplo da obtenção do LP através da metodologia utilizada na pesquisa.

**Figura 22:** Metodologia para verificação da influência da variação do teor de CAP 50/70 no comportamento mecânico em fluência das misturas asfálticas e correlação entre os índices de compactação e de fluência estática.

**Figura 23:** Metodologia para verificação da influência da variação do teor de BETUFLEX 60/85 no comportamento mecânico em fluência das misturas asfálticas e correlação entre os índices de compactação e de fluência estática.

**Figura 24:** Representação da curva de Volume de vazios (V<sub>v</sub>) versus Teor de Ligante CAP 50/70 determinada na dosagem *Superpave*, para misturas compactadas a N<sub>projeto</sub>=100.

**Figura 25:** Representação da curva de Relação Betume-Vazios (RBV) versus Teor de Ligante determinada na dosagem *Superpave*, para misturas compactadas a N<sub>projeto</sub>=100.

**Figura 26:** Representação da curva de Vazios no Agregado Mineral (VAM) versus Teor de Ligante determinada na dosagem *Superpave*, para misturas compactadas a N<sub>projeto</sub>=100.

**Figura 27:** Representação da curva de %G<sub>mm</sub> a N<sub>inicial</sub> versus Teor de Ligante determinada na dosagem *Superpave*, para misturas compactadas a N<sub>inicial</sub>=8.

**Figura 28:** Representação da curva de %G<sub>mm</sub> a N<sub>máximo</sub> versus Teor de Ligante determinada na dosagem *Superpave*, para misturas compactadas a N<sub>máximo</sub>=160.

**Figura 29:** Representação da curva de Volume de vazios (V<sub>v</sub>) versus Teor de Ligante BETUFLEX 60/85 determinada na dosagem *Superpave*.

**Figura 30:** Representação da curva de Relação Betume-Vazios (RBV) versus Teor de Ligante BETUFLEX 60/85 determinada na dosagem *Superpave*.

**Figura 31:** Representação da curva de %VAM versus Teor de BETUFLEX 60/85 determinados na dosagem *Superpave*.

**Figura 32:** Representação da curva de %G<sub>mm</sub> a N<sub>inicial</sub> versus Teor de Ligante BETUFLEX 60/85 determinada na dosagem *Superpave*.

**Figura 33:** Representação da curva de %G<sub>mm</sub> a N<sub>máximo</sub> versus Teor de Ligante BETUFLEX 60/85 determinada na dosagem *Superpave*.

**Figura 34:** Representação gráfica dos índices CDI e TDI<sub>m</sub> da Mistura 01.

**Figura 35:** Representação gráfica dos índices CDI e TDI<sub>m</sub> da Mistura 02.

**Figura 36:** Correlação entre as variáveis Deformação Total após o período de recuperação (Dt) versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N<sub>máximo</sub>.

**Figura 37:** Correlação entre as variáveis Módulo de Fluência (MF) versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N<sub>máximo</sub>.

**Figura 38:** Correlação entre as variáveis Inclinação da Curva (I<sub>curva</sub>) versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N<sub>máximo</sub>.

**Figura 39:** Correlação entre as variáveis CDI versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N<sub>máximo</sub>.

**Figura 40:** Correlação entre as variáveis TDI<sub>m</sub> versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N<sub>máximo</sub>.

**Figura 41:** Correlação entre as variáveis LP versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N<sub>máximo</sub>.

**Figura 42:** Correlação entre os índices Dt e CDI das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

**Figura 43:** Correlação entre os índices MF e CDI das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

**Figura 44:** Correlação entre os índices I<sub>curva</sub> e CDI das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

**Figura 45:** Correlação entre os índices Dt e TDI<sub>m</sub> das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

**Figura 46:** Correlação entre os índices MF e TDI<sub>m</sub> das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

**Figura 47:** Correlação entre os índices I<sub>curva</sub> e TDI<sub>m</sub> das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

**Figura 48:** Correlação entre os índices Dt e LP das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

**Figura 49:** Correlação entre os índices MF e LP das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

**Figura 50:** Correlação entre os índices Icurva e LP das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

## LISTA DE TABELAS

**Tabela 01:** Número de Giros em função do volume de tráfego (adaptado de FHWA, 2002).

**Tabela 02:** Recomendações para Vazios do Agregado Mineral (AASHTO M323, 2013).

**Tabela 03:** Recomendações para Relação Betume-Vazio (AASHTO M323, 2013).

**Tabela 04:** Especificações para % Gmm (AASHTO M323, 2013).

**Tabela 05:** Critérios de avaliação do módulo de fluência para o ensaio de *creep* estático.

**Tabela 06:** Critérios de avaliação dos parâmetros inclinação da curva (Icurva) e deformação total após uma hora de ensaio de *creep* estático e do parâmetro Icurva.

**Tabela 07:** Caracterização dos agregados graúdos e miúdos utilizados na pesquisa.

**Tabela 08:** Características do cimento asfáltico de petróleo (CAP 50/70) utilizado na pesquisa.

**Tabela 09:** Características do ligante Betuflex 60/85 utilizado na pesquisa.

**Tabela 10.** Nomenclatura das misturas asfálticas compactadas no teor de projeto.

**Tabela 11.** Nomenclatura das misturas asfálticas estudadas na Etapa 05 da pesquisa.

**Tabela 12.** Propriedades volumétricas das misturas asfálticas tentativas compactadas no teor inicial de ligante asfáltico CAP 50/70.

**Tabela 13.** Estimativa dos teores de ligante CAP 50/70 e das propriedades volumétricas correspondentes ao Volume de vazios (Vv) de 4,00% das misturas asfálticas.

**Tabela 14.** Resumo das propriedades de projeto da Mistura 01 com 4,5% de CAP 50/70.

**Tabela 15.** Propriedades volumétricas das misturas asfálticas compactadas no teor inicial de ligante asfáltico BETUFLEX 60/85.

**Tabela 16.** Estimativa dos teores de ligante BETUFLEX 60/85 e das propriedades volumétricas correspondentes ao Volume de Vazios de 4,00% das misturas asfálticas.

**Tabela 17.** Resumo das propriedades de projeto da Mistura 02 com 4,0% de CAP 50/70.

**Tabela 18.** Misturas asfálticas investigadas na 4ª Etapa da pesquisa.

**Tabela 19.** Parâmetros obtidos nos ensaios de *Creep* estático das Misturas 01 e 02.

**Tabela 20.** Valores dos índices CDI, TDIm e LP das misturas asfálticas dosadas no teor de projeto.

**Tabela 21.** Misturas asfálticas estudadas na 5ª Etapa da pesquisa.

**Tabela 22.** Parâmetros obtidos nos ensaios de *Creep* estático referentes à 5ª Etapa da pesquisa.

**Tabela 23.** Parâmetros oriundos das curvas de compactação referentes à 5ª Etapa da Pesquisa, para misturas asfálticas compactadas a N<sub>máximo</sub>.

**Tabela 24.** Classificação proposta para correlações (Soares, 2014).

## LISTA DE SÍMBOLOS E ABREVIATURAS

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

ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ASTM – *American Society for Testing and Materials.*

CAP – Cimento Asfáltico de Petróleo.

CDI – *Construction Densification Index.*

CGS – Compactador Giratório *Superpave.*

CNT – Confederação Nacional do Transporte.

CP – Corpo de Prova.

DNIT – Departamento Nacional de Infraestrutura de Transportes.

Dt – Deformação total após o período de recuperação ou deformação permanente.

$\varepsilon(t)$ : Deformação em função do tempo

$\varepsilon_{1000}$  – Deformação para 1000 segundos de ensaio de *creep* estático.

$\varepsilon_{3600}$  – Deformação para 3600 segundos de ensaio de *creep* estático.

FHWA – *Federal Highway Administration.*

FN – *Flow Number.*

FT – *Flow time.*

F(t) – Função fluência.

Gmm – Massa específica máxima medida.

$h_0$  – Altura inicial do corpo de prova.

Icurva – Inclinação da curva de deformação.

LDM – Linha de densidade máxima.

LP – *Locking Point.*

MF – Módulo de fluência.

$N_{\text{INICIAL}}$  – Número de giros inicial.

$N_{\text{PROJETO}}$  – Número de giros de projeto.

$N_{\text{MÁXIMO}}$  – Número de giros máximo.

RBV – Relação betume-vazios.

SHRP – *Strategic Highway Research Program*.

SP – *Superpave*.

TDI – *Traffic Densification Index*.

TDIm – TDI modificado.

TM – Tamanho máximo.

TMN – Tamanho máximo nominal.

VAM – Volume de vazios no agregado mineral.

$V_v$  – Volume de vazios.

ZR – Zona de restrição.

$\sigma_0$  – Tensão do ensaio.

## RESUMO

SIMÕES, Felipe de Andrade, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, fevereiro de 2018. **Análise do comportamento mecânico em fluência de misturas asfálticas dosadas pela metodologia *Superpave***. Orientador: Taciano Oliveira da Silva. Coorientador: Dario Cardoso de Lima.

Esta dissertação apresenta um estudo sobre o comportamento de misturas asfálticas a quente em relação à deformação permanente, à luz dos ensaios de *Creep* estático e dos parâmetros oriundos da curva de compactação. Para isso, utilizaram-se, para composição dessas misturas, agregados comumente empregados na cidade de Viçosa-MG e dois tipos de ligante asfáltico (CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85). Essas misturas foram dosadas pela metodologia *Superpave* e compactadas no teor e número de giros de projeto. Verificou-se que, para a condição de projeto, as misturas asfálticas que utilizaram o ligante asfáltico CAP 50/70 apresentaram melhor trabalhabilidade e deformações inferiores às misturas compostas pelo ligante polimérico BETUFLEX 60/85. Adicionalmente, esta pesquisa estudou a influência do teor de ligante no comportamento das misturas asfálticas em relação à deformação permanente. Constatou-se que misturas asfálticas com maior teor de ligante tendem a apresentar maiores deformações permanentes e melhor trabalhabilidade. Ademais, buscou-se relacionar os índices da curva de compactação (*Construction Densification Index*, CDI; *Traffic Densification Index* modificado, TDIm; e *Locking Point*, LP) com os parâmetros obtidos nos ensaios de *creep* estático (Deformação total após o período de recuperação, Dt ; Módulo de Fluência, MF; e Inclinação da Curva, Icurva) através das curvas obtidas por meio da correlação entre esses índices. As correlações verificadas apresentaram bons resultados de R<sup>2</sup>, mostrando que, para as particularidades desta pesquisa, os índices de compactação podem ser usados como indicadores de previsão quanto ao comportamento mecânico em relação à resistência às deformações permanentes das misturas asfálticas estudadas.

## ABSTRACT

SIMÕES, Felipe de Andrade, M.Sc., Universidade Federal de Viçosa, February, 2018. **Analysis of the mechanical behavior in fluence of asphalt mixtures dosed by Superpave methodology**. Adviser: Taciano Oliveira da Silva. Co-adviser: Dario Cardoso de Lima.

This dissertation presents a study about a behavior of hot asphalt mixtures in relation of permanent deformation, insight of Static Creep Tests and parameters derived from compaction curve. For the composition of these mixtures, aggregates commonly used in Viçosa-MG and two types of asphalt binder. These mixtures were dosed by Superpave method and compacted in the content and number of gyrations. It was found, for the project condition, the mixtures containing the asphalt binder CAP 50/70 showed better workability and lower deformation than the blends composed by BETUFLEX 60/85. In addition, this research studied the influence of binder content on asphaltic mixtures about permanent deformation compoment. It was observed that asphaltic mixtures with high binder content tend to present higher permanent deformation and better workability. Moreover, this research attempted to relate the compaction curve parameters (CDI, Construction Densification Index; TDIm, Modified TDI; and Locking Point, LP) with parameters obtained on Static Creep Tests (Total deformation after recuperation period, Dt; Creep modulus, MF; and Curve slope, Icurva) through the curve generated by correlation between these indices. These correlations presents great  $R^2$  results compaction indices can be used as a predictive indicator about the mechanic behavior for resistance to permanent deformations of the studied asphaltic mixtures.

## 1. INTRODUÇÃO E JUSTIFICATIVA

É notória a importância dos transportes na economia e no desenvolvimento do Brasil, e diversos autores já evidenciaram esse fato (BRASIL, 2012; MENELAU, 2012; MAIA, 2015; CNT, 2016). Segundo esses autores, sem transportes, os produtos essenciais não chegariam até seu destino final, como os comércios e indústrias, causando um colapso na economia.

Sabe-se que o modal rodoviário no Brasil é o meio mais utilizado para o transporte de cargas e o deslocamento de pessoas (BRASIL, 2012; CNT, 2016). Desta forma, é fundamental que as rodovias atendam às condições de segurança e conforto dos usuários.

Segundo dados da Confederação Nacional do Transporte (CNT, 2016), a malha rodoviária pavimentada brasileira corresponde a uma pequena parcela da malha rodoviária total, apenas 12,3%. Soma-se a isso um modesto número de intervenções visando à manutenção da qualidade das rodovias pavimentadas, comprometendo a competitividade do país. A pesquisa realizada pela CNT constatou um cenário preocupante, onde foram avaliados 103.259 quilômetros de rodovias pavimentadas por todo o país, sendo que, em 58,2% das rodovias pesquisadas, detectou-se algum tipo de deficiência no pavimento, geometria ou sinalização da via, comprometendo substancialmente o desempenho operacional do sistema rodoviário e a segurança dos usuários.

Para reverter essa situação, são necessários investimentos para recuperação e ampliação das rodovias, empregando adequadas técnicas de dimensionamento em seus projetos, evitando futuros inconvenientes.

As deformações permanentes em trilha de roda, causadas pelas solicitações de cargas de tráfego, são um dos principais mecanismos de deterioração dos pavimentos asfálticos. Essas deformações danificam o pavimento e aumentam os riscos de aquaplanagem através do acúmulo de água nas depressões (MOURA, 2010; SALINI, 2010).

O aumento da deformação permanente deve-se, principalmente, ao aumento do volume de tráfego e à evolução tecnológica rodoviária,

possibilitando que caminhões trafeguem com maiores cargas por eixo e com pressões de enchimento dos pneus muito altas (BUENO *et al.*, 2015). Para Bastos (2010), a deformação permanente e o trincamento por fadiga destacam-se como os principais fatores de degradação dos pavimentos, diminuindo as condições de conforto dos usuários e aumentando os custos operacionais da pista de rolamento.

Segundo o DNIT (2006a), a deformação permanente pode ocorrer devido às subcamadas do pavimento. As subcamadas abaixo do revestimento podem apresentar deformações permanentes principalmente por densificação adicional gerada pelo tráfego e ruptura por cisalhamento (MOREIRA, 2010). Adequados projeto, seleção dos materiais e compactação podem evitar esses problemas.

Por outro lado, a deformação permanente na rodovia pode advir de problemas no revestimento asfáltico, ocasionados pela combinação do fluxo do material (viscoelástico ou viscoplástico) com o dano nesse material. A capacidade da mistura asfáltica resistir a esse tipo de deformação depende de diversos fatores, como a consistência do ligante e a volumetria da mistura asfáltica (BERNUCCI *et al.*, 2008; ONOFRE *et al.*, 2011).

De acordo com o DNIT (2003), as deformações permanentes em trilha de roda podem ser geradas por três mecanismos, atuando em conjunto ou de forma isolada: deformação permanente da estrutura, deformação permanente causada por fluência e deformação permanente ocasionada pelo uso. Moura (2010) define esses mecanismos da seguinte forma:

- Deformação permanente causada por fluência: originada devido a problemas de dosagem da mistura asfáltica;
- Deformação permanente da estrutura: causada devido ao subdimensionamento do pavimento em relação ao tipo de tráfego, falhas no processo construtivo, falhas no sistema de drenagem ou à falta de suporte do subleito;
- Deformação permanente ocasionada pelo uso: causada devido ao desgaste gerado pela utilização de correntes ou pinos em pneus dos veículos. Ocorrem geralmente em regiões mais frias, onde os pavimentos são recobertos por uma camada de gelo.

Destarte, uma dosagem adequada das misturas asfálticas se faz necessária para garantir um desempenho satisfatório das vias pavimentadas, de forma a evitar problemas de deformação permanente por fluência.

Atualmente, o método de dosagem *Marshall* é o mais utilizado no Brasil. Entretanto, com o aumento do volume de tráfego, a eficácia desse método vem sendo questionada ao longo das últimas décadas (JUNIOR, 2016). De acordo com o autor, na década de 1980, nos Estados Unidos, diversas rodovias de tráfego pesado passaram a apresentar deformações permanentes prematuras, que foram atribuídas ao excesso de ligante nas misturas. Muitos engenheiros acreditavam que a compactação por impacto das misturas no período de dosagem produzia corpos de prova com densidades distintas à do pavimento em campo. Esse assunto foi abordado no estudo realizado nos Estados Unidos sobre materiais asfálticos, denominado *Strategic Highway Research Program* (SHRP), resultando em um novo procedimento de dosagem por amassamento denominado *Superpave* (ONOFRE 2012; PRUDENTE, 2015).

De acordo com Soares (2014), uma das diferenças nos dois métodos, *Marshall* e *Superpave*, está na seleção dos materiais, que, no método *Marshall*, baseia-se nas propriedades volumétricas, enquanto no método de dosagem *Superpave*, além das propriedades volumétricas, também são considerados os fatores climáticos e de tráfego.

Outra diferença está na compactação dos corpos de prova. O método *Marshall* utiliza o impacto como forma de compactação da mistura asfáltica através da aplicação de golpes de soquete sobre a amostra (PRUDENTE, 2015; JUNIOR, 2016). No compactador giratório da metodologia *Superpave*, a compactação ocorre por amassamento (DANTAS, 2013).

Segundo Mokwa *et al.*<sup>1</sup> (2008, *apud* DANTAS, 2013, p.31), o compactador giratório foi idealizado para simular a compactação em campo,

---

<sup>1</sup>Mokwa, R., Cuelho, E., Browne, M. Laboratory Testing of Soil Using the Superpave Gyrotory Compactor. Transportation Research Board, Washington D. C., Janeiro, 2008, 14 - 17.

assim como a degradação dos agregados causada pela produção, compactação e carregamento do tráfego no decorrer do tempo. Por este motivo e, principalmente, pelo histórico de sucessos, o compactador giratório acabou tornando-se a maneira mais eficiente de compactação de misturas asfálticas de laboratório, sendo, atualmente, o principal método de compactação de misturas asfálticas nos Estados Unidos (DANTAS, 2013).

No entanto, *Bahia et al.* (1998) apontaram que o método de interpretação dos resultados obtidos na compactação giratória *Superpave* poderia estar sendo subutilizado e propuseram a obtenção de dois parâmetros, a partir da curva de compactação, capazes de quantificar a trabalhabilidade e a resistência à deformação permanente da mistura asfáltica, a saber:

- *Construction Densification Index* (CDI): parâmetro de mensuração da energia requerida para atingir a densidade exigida na mistura asfáltica durante a construção da via;
- *Traffic Densification Index* (TDI): índice que quantifica o processo de densificação decorrente das cargas de tráfego, correlacionado fortemente à resistência da mistura asfáltica à deformação permanente.

Por conseguinte, é interessante que as misturas asfálticas possuam um valor baixo de CDI, indicando a necessidade da aplicação de pouca energia de compactação, durante a fase de construção da pista, e um valor elevado de TDI, assegurando uma adequada resistência à compactação pelo tráfego ao longo da vida de serviço da pista de rolamento (NASCIMENTO, 2008; MOURA, 2010; ONOFRE, 2012; SOARES, 2014).

Portanto, visto que a metodologia *Superpave* é uma tendência mundial no que se refere a uma adequada dosagem do concreto asfáltico, uma investigação do comportamento mecânico em fluência de misturas asfálticas dosadas pela metodologia *Superpave*, em laboratório, e o estudo dos parâmetros obtidos através da curva de compactação poderão trazer importantes informações para a utilização de misturas asfálticas mais adequadas para a pavimentação das rodovias nacionais. Conforme previamente comentado, misturas asfálticas mal dosadas são responsáveis pelo surgimento de deformações permanentes devido à

fluência, prejudicando a serventia da estrada e afetando o nível de segurança da via.

Diante do exposto, é relevante o desenvolvimento de pesquisas em relação ao método de dosagem *Superpave* e ao estudo da deformação permanente das misturas asfálticas dosadas por essa metodologia.

## 2. OBJETIVOS

### 2.1 OBJETIVO GERAL

O objetivo principal desta pesquisa é estudar o comportamento mecânico em fluência de misturas asfálticas dosadas pela metodologia *Superpave*, com base em resultados de ensaios de compactação giratória *Superpave* e de fluência por compressão uniaxial estática.

### 2.2 OBJETIVOS ESPECÍFICOS

Como objetivos específicos da pesquisa, relacionados ao objetivo geral, citam-se:

- Verificar a influência do tipo de ligante asfáltico no comportamento mecânico em fluência das misturas asfálticas [cimento asfáltico de petróleo (CAP 50/70) e cimento asfáltico modificado por polímero (Betuflex 60/85)];
- Determinar os parâmetros dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática das misturas asfálticas (deformações total e recuperável, recuperação e módulo de fluência);
- Estabelecer os parâmetros do ensaio de compactação CDI (*Construction Densification Index*), TDI<sub>m</sub> (*Traffic Densification Index* modificado) e *Locking Point* (LP). Além disto, realizar uma previsão da trabalhabilidade das misturas asfálticas e de suas resistências à deformação permanente, considerando-se, respectivamente, a etapa construtiva e a vida de serviço;
- Relacionar os parâmetros obtidos através das curvas de compactação com os parâmetros obtidos nos ensaios de fluência estática, possibilitando verificar a eficácia destes parâmetros na identificação do comportamento das misturas asfálticas em relação à deformação permanente.

### **3. REVISÃO DE LITERATURA**

#### **3.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Neste tópico, abordaram-se assuntos relacionados ao desenvolvimento da presente pesquisa. Inicialmente, realizou-se uma revisão bibliográfica sobre a metodologia de dosagem *Superpave*. Posteriormente, discutiram-se os ensaios mecânicos de fluência por compressão uniaxial estática.

Ademais, abordaram-se os parâmetros CDI (*Construction Densification Index*), TDIm (*Traffic Densification Index* modificado) e LP (*Locking Point*), obtidos da curva de compactação, que podem trazer informações importantes para a caracterização das misturas asfálticas em relação à trabalhabilidade na fase de compactação e à susceptibilidade das mesmas aos esforços impostos pelo tráfego.

Por fim, discorreu-se sobre os parâmetros Dt (deformação total após o período de recuperação), MF (módulo de fluência) e Icurva (inclinação do estágio secundário da curva de deformação *versus* tempo de aplicação da carga), obtidos no ensaio de fluência por compressão uniaxial estática.

#### **3.2 MÉTODO DE DOSAGEM SUPERPAVE**

##### **3.2.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

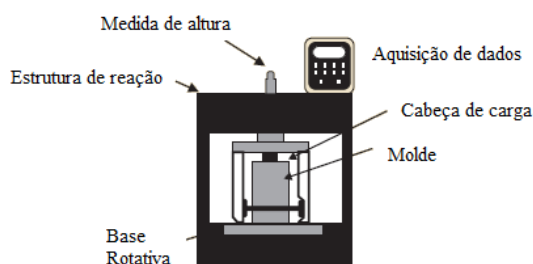
Durante a segunda guerra mundial, devido à preocupação com as solicitações de cargas aplicadas pelas aeronaves, foi proposta uma mudança na energia de compactação imposta aos corpos de prova dosados pelo método *Marshall*, de 50 para 75 golpes por face. Apesar da modificação da energia aplicada durante a dosagem, os pavimentos ainda apresentavam problemas relacionados a deformações permanentes por trilhas de roda (MOURA, 2010).

Na década de 1980, nos Estados Unidos, diversas rodovias de tráfego pesado passaram a apresentar deformações permanentes prematuras, que foram atribuídas ao excesso de ligante nas misturas asfálticas (JUNIOR, 2016). Segundo o autor, muitos engenheiros acreditavam que a compactação por impacto das misturas, no processo de dosagem, produzia corpos de prova com densidades distintas à do pavimento em campo.

Khosla *et al.* (2015) comentam que, entre os anos de 1987 e 1993, esse assunto foi abordado nos Estados Unidos através de um plano de estudo sobre materiais asfálticos, denominado *Strategic Highway Research Program (SHRP)*, resultando em um novo procedimento de dosagem denominado *Superpave*. O objetivo desse estudo foi o de melhorar a segurança, o desempenho e a durabilidade dos pavimentos asfálticos. De acordo com esses autores, o método de dosagem *Superpave* simula, de forma mais eficiente, as condições de compactação em pista, pois leva em conta as condições ambientais e de carregamento, além de utilizar as propriedades volumétricas da mistura para prever seu desempenho em campo.

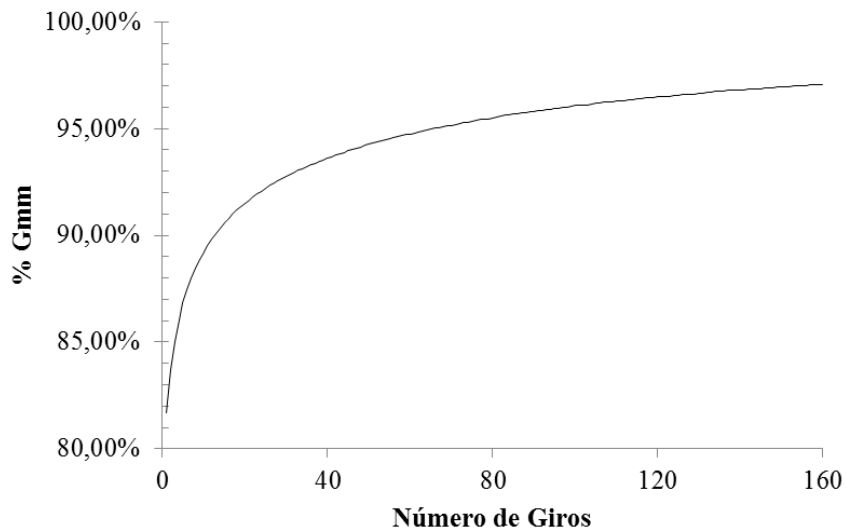
A metodologia de dosagem *Superpave* consiste, basicamente, em estimar um teor provável de ligante de projeto através da fixação do volume de vazios e do conhecimento da granulometria dos agregados. A maior diferença entre o método *Superpave* e o *Marshall* é a forma de compactação. Na dosagem *Marshall*, a compactação é realizada por impacto; já na dosagem *Superpave*, a compactação é realizada por amassamento (FHWA, 1995; BERNUCCI *et al.*, 2008; SOARES, 2014).

No que tange à compactação, Soares (2014) afirma que uma das vantagens da compactação pelo uso do Compactador Giratório *Superpave* (CGS) (Figura 01) é a possibilidade de acompanhar as alturas dos corpos de prova durante o processo de compactação, para cada número de giros. Portanto, o CGS permite monitorar a massa específica aparente e o volume de vazios do corpo de prova durante a compactação, bem como elaborar projetos de dosagem e determinar as propriedades volumétricas da mistura asfáltica (ABNT, 2010).



**Figura 01:** Ilustração do Compactador Giratório *Superpave* (adaptado de FHWA, 1995).

Dessa forma, é possível verificar o modo como se desenvolve a compactação do material e estimar o processo de densificação da mistura asfáltica. A curva de densificação é dada pela relação entre o número de giros e a percentagem da massa específica máxima medida da mistura (% Gmm). Através dela, pode-se observar a resposta física, representada pela densidade, das misturas asfálticas aos esforços de compactação (Figura 02) (FHWA, 2002).



**Figura 02:** Curva de densificação oriunda da Compactação Giratória.

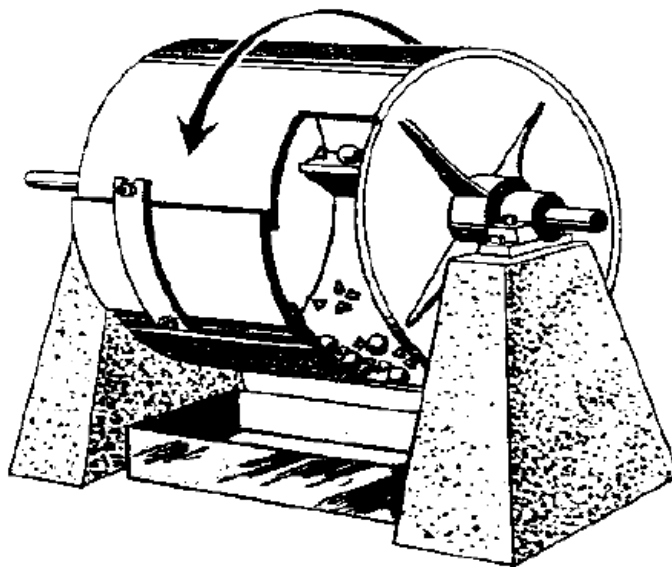
### 3.2.2 CLASSIFICAÇÃO DOS AGREGADOS

Os pesquisadores do SHRP não desenvolveram nenhum procedimento novo para avaliar os agregados, entretanto os procedimentos já existentes foram refinados e adequados ao método *Superpave*. Houve um consenso de que as propriedades dos agregados desempenham um papel central no controle da deformação permanente de uma mistura asfáltica compactada. Desta maneira, foram determinadas duas propriedades de agregados na metodologia: as propriedades de origem e as de consenso (FHWA, 1995; PATRIOTA, 2004; MOTTA *et al.*, 2010; PAZOS *et al.*, 2015).

As propriedades de origem estão relacionadas à origem dos agregados. Portanto, a caracterização das propriedades de origem é considerada opcional e os critérios especificados para essas propriedades são estabelecidas conforme as características geológicas da região (PAZOS *et al.*, 2015).

Sendo assim, de acordo com Bardini (2008), os valores críticos dessas propriedades não poderiam ser alcançados por consenso, pois os valores das propriedades de origem são específicos da fonte. Essas propriedades são:

- Dureza (AASHTO, 2002): é definida através do ensaio de Abrasão *Los Angeles* e indica a resistência à abrasão dos agregados no processo de usinagem, compactação e serviço. Obtém-se a dureza do agregado através da percentagem de material perdido, em massa, durante o ensaio na máquina *Los Angeles* (Figura 03) com agregados maiores que 2,36 mm;



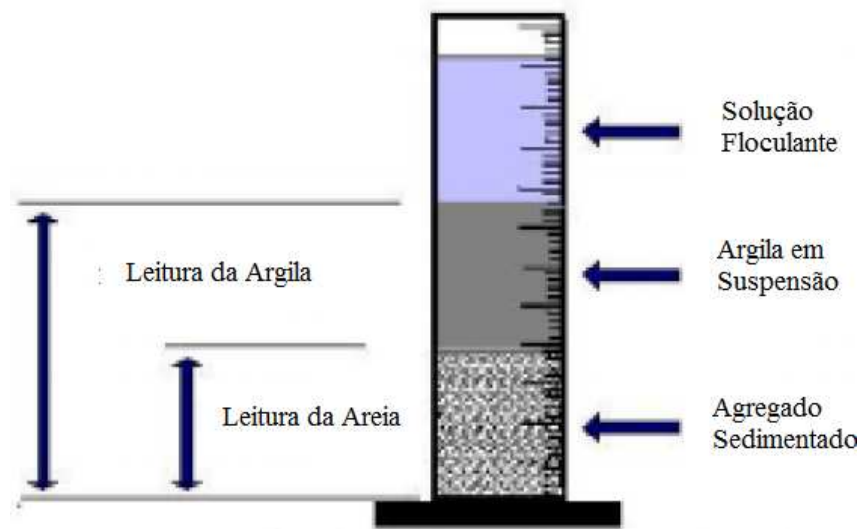
**Figura 03:** Máquina *Los Angeles* (Gouveia, 2002).

- Materiais Deletérios (AASHTO, 2000): definido pelo percentual, em massa, de contaminantes nos agregados;
- Sanidade (AASHTO, 1999): está relacionada com a resistência ao intemperismo e pode ser obtida através do percentual, em massa, do material perdido durante tratamento com solução de magnésio ou sulfato de sódio. O teste estima a resistência do agregado ao intemperismo durante a vida útil do pavimento, através da exposição de uma amostra de agregado aos ciclos de imersão e secagem.

Por outro lado, as propriedades de consenso são aquelas que os pesquisadores da SHRP consideram críticas e precisam ser alcançadas para se obter um desempenho adequado das misturas asfálticas. Essas propriedades

variam de acordo com o nível de tráfego e a posição relativa da camada do pavimento asfáltico (FHWA, 1995; PAZOS *et al.*, 2015). Para Bardini (2008), as propriedades são ditas de "consenso" devido a um amplo entendimento de diversos especialistas, através da comparação dos valores das especificações utilizadas. Estas propriedades e seus respectivos ensaios são:

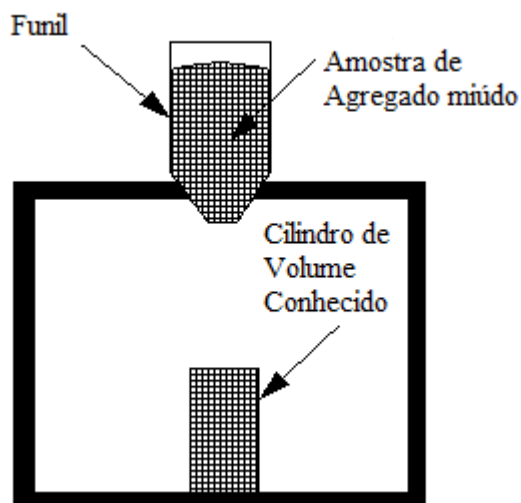
- Ensaio de Equivalente de Areia (AASHTO, 2008): neste ensaio, uma amostra de agregado miúdo é depositada numa proveta graduada com uma solução defloculante e agitada, para que as partículas argilosas aderidas ao agregado se soltem. A solução de defloculante força o material argiloso em suspensão acima do agregado granular, permitindo a sedimentação. Deste modo, mede-se a altura de argila suspensa e da areia sedimentada. A razão entre as leituras de areia e argila, indicadas pela Figura 04, fornece o valor equivalente de areia. Sabe-se que um elevado teor de argila no agregado atrapalha a adesão do ligante e, em consequência, deixa a mistura asfáltica mais suscetível à ação da água.



**Figura 04:** Ensaio de Equivalente de Areia (adaptado de Gouveia, 2002).

- Angularidade do agregado graúdo (ASTM, 2017): percentual, em massa, dos agregados com uma ou mais faces fraturadas e retidos na peneira de abertura 4,75 mm. Sabe-se que agregados cúbicos e com faces fraturadas têm a tendência de possuir uma resistência ao cisalhamento mais elevada;

- Angularidade do agregado miúdo (ASTM, 2017): percentual de vazios não compactados contidos entre as partículas dos agregados, obtido após o lançamento de uma amostra de agregado fino em um pequeno cilindro calibrado, através de um funil padrão (Figura 05). Sabe-se que, para um teor de vazios mais elevado, há uma tendência de que os agregados tenham mais faces fraturadas;



**Figura 05:** Equipamento para determinação da angularidade do agregado miúdo (adaptado de FHWA, 1995).

- Partículas planas e alongadas (ASTM, 2010): percentual, em massa, de agregados graúdos cuja relação entre a maior e a menor dimensão é superior a 5 (cinco). Portanto, agregados com lamelaridade alta tenderão a ser mais quebradiços.

### 3.2.3 COMPOSIÇÃO GRANULOMÉTRICA

A forma de escolha da granulometria de uma mistura, segundo o método *Superpave*, é baseada em quatro peneiras de controle:

- (i) peneira de tamanho máximo;
- (ii) peneira de tamanho máximo nominal;
- (iii) peneira 2,36mm;
- (iv) peneira 0,075mm.

No Brasil, a peneira de tamanho máximo nominal (TMN) é aquela que retém de 5,0 a 10,0% de material, e o tamanho máximo (TM) é aquela em que passam 100,0% de material, geralmente situada imediatamente acima da peneira de TMN (FILHO, 2007; FERREIRA *et al.*, 2015).

Na teoria, seria razoável que a graduação densa fosse a melhor graduação dos agregados nas misturas asfálticas, pois ela permite um maior contato entre partículas e um menor volume de vazios. Entretanto, é necessário que haja um espaço de vazios de modo a permitir que um adequado volume de ligante seja incorporado à mistura asfáltica, garantindo a durabilidade da mistura. Por outro lado, também é necessário algum volume de vazios para que se evite a exsudação da mistura asfáltica (CERATTI *et al.*, 2015).

Segundo Nascimento (2011), em 1907, Fuller e Thompson propuseram a linha de densidade máxima (LDM), que representa o percentual de cada fração de agregado em relação ao agregado de tamanho máximo (Equação 1).

$$P= 100 \left( \frac{d}{D} \right)^n \quad (1)$$

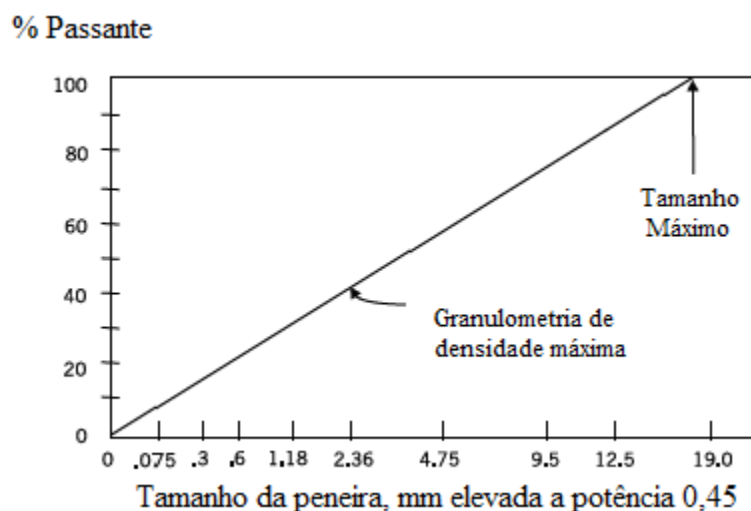
Em que:

P: Porcentagem de material que passa na peneira de diâmetro d;

d: Diâmetro da peneira em questão;

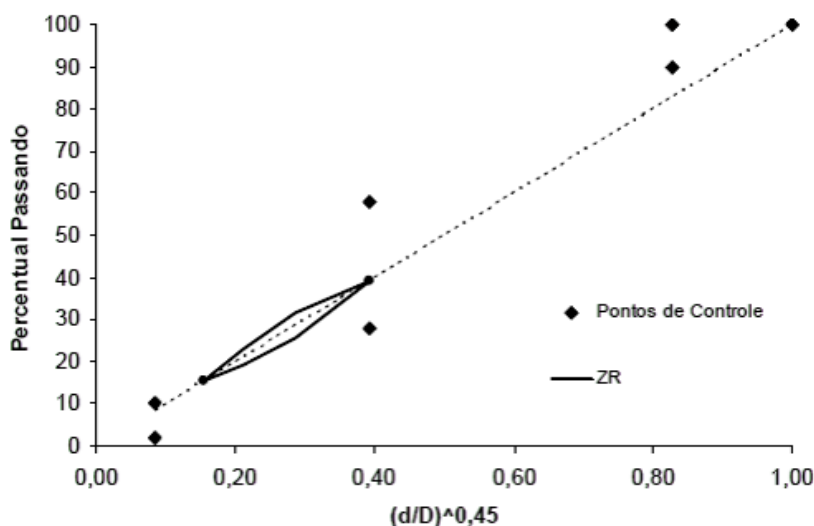
D: Tamanho máximo do agregado (peneira acima do tamanho máximo nominal).

Na época, as pesquisas de Fuller e Thompson mostraram que a LDM era obtida para um expoente n igual a 0,5. Na década de 1960, o FHWA (*Federal Highway Administration*), órgão responsável pela administração dos pavimentos nos Estados Unidos, recomendou a substituição do expoente até então vigente pelo valor de 0,45, acreditando que este produziria uma LDM mais realista (NASCIMENTO, 2011). Segundo a autora, a granulometria de densidade máxima é dada por uma reta ligando a origem e o ponto de tamanho máximo do agregado (Figura 06).



**Figura 06:** Exemplo de granulometria de densidade máxima (adaptado de Filho, 2007).

Por outro lado, os pontos de controle são referências nas quais a granulometria deve passar, enquadrando as curvas em uma faixa já reconhecida e aprovada (Figura 07). Os pontos de controle estão localizados no ponto de tamanho máximo nominal (TMN), no ponto intermediário (2,36 mm) e no tamanho de 0,075 mm (LOURENÇO E CAVALCANTE, 2014).



**Figura 07:** Requisitos *Superpave* para granulometrias de misturas contínuas (Filho, 2007).

Já a zona de restrição (ZR) forma uma área onde a curva não deve passar (Figura 07). Ela está posicionada sobre a linha de densidade máxima, nas peneiras intermediárias (4,75 mm ou 2,36 mm) e no tamanho 0,3mm. Para Filho (2007), granulometrias que violam a zona de restrição possuem um esqueleto pétreo frágil, muito dependente do ligante para resistirem ao cisalhamento. Logo, segundo esse autor, as misturas serão sensíveis ao teor de ligante, podendo se deformar com facilidade.

No entanto, Vasconcelos (2004) comenta que a zona de restrição (ZR) é um fator ineficiente na escolha da granulometria da mistura. Segundo a autora, o comportamento mecânico das misturas asfálticas em laboratório tem se mostrado muito sensível ao tipo de equipamento adotado na análise das misturas asfálticas e às características dos materiais utilizados, destacando-se os agregados.

Aragão *et al.* (2007) avaliaram cinco diferentes granulometrias passando através, acima e abaixo da zona de restrição. Os resultados indicaram a não necessidade da utilização da zona de restrição como um critério para escolha das granulometrias das misturas asfálticas.

Outrossim, no ano de 2002, a zona de restrição (ZR) foi removida da metodologia *Superpave*, visto que o relatório 464 da NCHRP (2002), desenvolvido por Kandhal *et al.* (2001), apontou que as granulometrias que não atendiam a zona de restrição proporcionavam comportamentos parecidos ou superiores às granulometrias que atendiam a este requisito (FERREIRA, 2017).

### **3.2.4 DOSAGEM DA MISTURA ASFÁLTICA**

Inicialmente, para determinação do teor de ligante de projeto, realiza-se a compactação de três composições de granulometrias distintas, dentro da faixa granulométrica adotada, com o percentual de ligante inicial estimado (FHWA, 2002; SANTOS, 2012). De acordo com a FHWA (2002), o número de giros de projeto, no compactador giratório *Superpave*, é determinado conforme a Tabela 01, observando o volume de tráfego do projeto.

**Tabela 01** – Número de giros em função do volume de tráfego (adaptado de FHWA, 2002).

Número de Giros			N – Repetições do eixo padrão	Tráfego
Nmin	Nproj	Nmax		
6	50	75	$< 3 \times 10^5$	Muito leve
7	75	115	$3 \times 10^6$ a $1 \times 10^7$	Médio
8	100	160	$1 \times 10^7$ a $>3 \times 10^7$	Médio a alto
9	125	205	$>3 \times 10^7$	Alto

Ainda segundo a FHWA (2002), devem-se realizar duas misturas de cada composição granulométrica, com o objetivo de determinar a  $G_{mm}$ , em consoante com a norma americana ASTM D 2041. Além disto, a agência discorre que as misturas devem ser envelhecidas em estufa, na temperatura de compactação, antes de serem compactadas, simulando o envelhecimento em curto prazo das misturas asfálticas.

Sendo assim, posteriormente à compactação das misturas, é possível determinar as propriedades volumétricas dos corpos de prova e estimar o teor de ligante através de equações teóricas (FHWA, 1995; FHWA, 2002; BERNUCCI *et al.* 2008; ONOFRE, 2012).

Segundo Ceratti *et al.* (2015), a metodologia *Superpave* consiste na estimativa do teor provável de projeto através do conhecimento da granulometria dos agregados e fixação do volume de vazios ( $V_v = 4,00\%$ ). Na hipótese de as misturas não atingirem o valor estipulado para o volume de vazios, determina-se, por meio de formulações empíricas, o teor estimado do ligante asfáltico e define-se a composição granulométrica que melhor atenda às especificações volumétricas de projeto, detalhadas no item 3.2.5 da presente pesquisa (FHWA, 1995; FHWA, 2002; BERNUCCI *et al.*, 2008; ONOFRE, 2012).

Posteriormente, segundo Moura (2010), realiza-se a compactação, na faixa granulométrica escolhida, de, no mínimo, 02 corpos de prova, com os teores de ligante indicados abaixo:

- teor de ligante estimado – 0,5%;
- teor de ligante estimado;
- teor de ligante estimado + 0,5%;
- teor de ligante estimado + 1,0%.

De posse dos resultados obtidos, é possível confeccionar os gráficos do Volume de vazios ( $V_v$ ), Relação Betume-Vazios (RBV) e de Vazios no agregado mineral (VAM) versus o teor de ligante asfáltico. Sabe-se que o teor de projeto é aquele que confere à mistura um teor de vazios de 4%, conforme estabelece a AASHTO (2013). Além disso, deve-se analisar se os parâmetros RBV e VAM atendem aos requisitos *Superpave* no teor de projeto (FHWA, 2002; BERNUCCI *et al.*, 2008; MOURA, 2010).

### **3.2.5 REQUISITOS VOLUMÉTRICOS DA MISTURA ASFÁLTICA**

Em síntese, os requisitos volumétricos que a mistura asfáltica deve atender, conforme preconizam as especificações da metodologia *Superpave*, estão indicadas a seguir:

- Volume de vazios na Mistura ( $V_v$ ): o teor de vazios de projeto deve ser de 4%;
- Vazios no agregado mineral (VAM): o percentual mínimo de vazios no agregado mineral estará condicionado ao tamanho máximo nominal do agregado mineral, conforme recomendação da AASHTO (2013) indicada na Tabela 02;
- Relação Betume-Vazios (RBV): o percentual da Relação Betume-Vazios de projeto estará condicionado ao volume de tráfego de projeto, conforme recomendação da AASHTO (2013) indicada na Tabela 03;
- O percentual da densidade máxima medida (%  $G_{mm}$ ) deverá obedecer aos limites indicados pela Tabela 04, os quais estão relacionados ao volume de tráfego imposto à pista de rolamento;

- O teor de filler da mistura asfáltica pode ser calculado como a razão entre o percentual, em massa, do material passante na peneira de 0,075mm e o teor efetivo de asfalto, expresso em relação à mistura total. Os valores aceitáveis para o teor de filler na mistura asfáltica estão compreendidos entre 0,6 e 1,2 (FHWA, 1995; FHWA, 2002).

**Tabela 02:** Recomendações para Vazios no agregado mineral (VAM) (AASHTO, 2013).

TMN do Agregado Mineral	VAM mínimo (%)
9,5 mm	15,0
12,5 mm	14,0
19 mm	13,0
25 mm	12,0
37,5 mm	11,0

**Tabela 03:** Recomendações para a Relação Betume-Vazios (RBV) (AASHTO, 2013).

N – Repetições do eixo padrão	RBV de Projeto (%)
$< 3 \times 10^5$	70 – 80
$3 \times 10^5 < N < 3 \times 10^6$	65 – 78
$> 3 \times 10^6$	65 – 75

**Tabela 04:** Especificações para % Gmm (AASHTO, 2013).

N – Repetições do eixo padrão	% Gmm		
	N <sub>inicial</sub>	N <sub>projeto</sub>	N <sub>máximo</sub>
$< 3 \times 10^5$	$\leq 91,5$	96,0	$\leq 98,0$
$3 \times 10^5$ a $3 \times 10^6$	$\leq 90,5$		
$3 \times 10^6$ a $1 \times 10^7$	$\leq 89,0$		
$1 \times 10^7$ a $3 \times 10^7$			
$> 3 \times 10^7$			

### 3.3 ÍNDICES ORIUNDOS DA CURVA DE DENSIFICAÇÃO

Devido ao aumento das cargas de tráfego e o consequente aumento das solicitações nas vias, diversos autores abordam que a dosagem de misturas asfálticas utilizando apenas parâmetros volumétricos da metodologia *Superpave* não tem sido suficiente para simular, de maneira fidedigna, o desempenho dos materiais em relação ao campo (BAHIA *et al.*, 1998; NASCIMENTO, 2008; SOARES 2014).

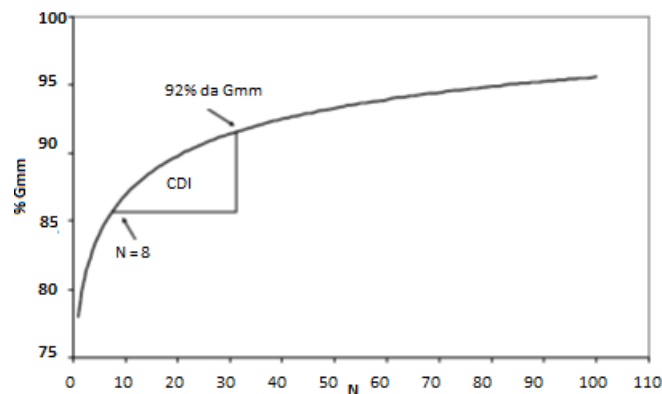
Dessa forma, o uso de parâmetros ou requisitos relacionados com a trabalhabilidade das misturas e baseados em desempenho pode servir de complemento aos procedimentos de dosagem preconizados atualmente (NASCIMENTO, 2008).

Conforme mencionado, Bahia *et al.* (1998) apontaram que as informações obtidas da curva de densificação poderiam estar sendo subutilizadas. Sendo assim, os autores propuseram a utilização de dois parâmetros oriundos da curva de compactação: *Construction Densification Index* (CDI) e *Traffic Densification Index* (TDI). O primeiro índice representa a compactação na fase da construção, e o segundo representa a densificação pelo tráfego.

Segundo Onofre *et al.* (2013), o parâmetro CDI pode ser estabelecido através do valor da área compreendida entre três curvas, ilustradas através da Figura 08:

- curva de compactação;
- reta horizontal passando pelo oitavo giro de compactação e que cruza a curva de densificação;
- reta vertical passando pela densidade correspondente a 92% da  $G_{mm}$ .

Nota-se que o parâmetro CDI está relacionado com a energia utilizada na fase de compactação do revestimento; portanto, misturas asfálticas com valores baixos de CDI tendem a possuir melhor trabalhabilidade (ONOFRE *et al.*, 2011; SOARES, 2014).

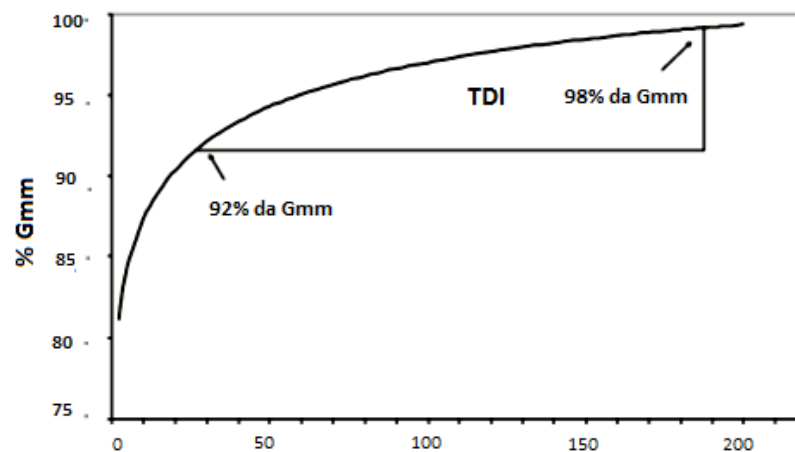


**Figura 08:** Representação gráfica do índice CDI (adaptado de Nascimento, 2008).

Por outro lado, Onofre *et al.* (2013) comentam que o índice TDI é o valor da área compreendida entre as curvas a seguir e ilustradas através da Figura 09:

- curva de compactação;
- reta horizontal em que se identifica 92% da  $G_{mm}$ ;
- reta vertical passando pela densidade correspondente a 98% da  $G_{mm}$ .

Observa-se que o índice TDI está relacionado com o trabalho devido à ação do tráfego durante a vida útil da pista de rolamento (ONOFRE *et al.*, 2011; SOARES, 2014). Portanto, segundo os autores, misturas com valores elevados de TDI indicam uma maior resistência à deformação permanente.



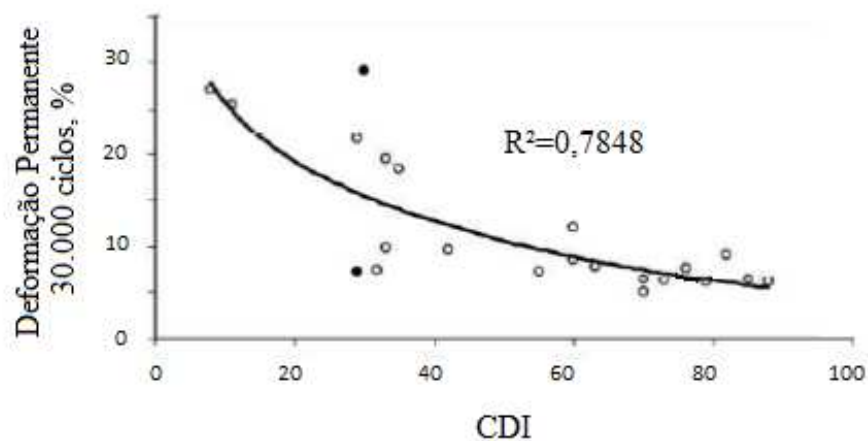
**Figura 09:** Representação gráfica do índice TDI (adaptado de Nascimento, 2008).

Desta forma, é notório que, nas situações em que a curva não atinja a 98% da  $G_{mm}$ , o cálculo do parâmetro TDI fica inviável. Sendo assim, Nascimento (2008) sugeriu a utilização do parâmetro TDI<sub>m</sub> (TDI modificado). O parâmetro proposto pelo autor se difere do TDI, uma vez que o TDI considera a área sob a curva de compactação de 92% a 98% da  $G_{mm}$ . Por outro lado, o parâmetro TDI<sub>m</sub> considera a área a partir de 92% a 96% da  $G_{mm}$ .

O índice foi definido por Nascimento (2008), tendo em vista que, durante o processo de dosagem das misturas asfálticas, não se costuma compactar os corpos de prova até atingir 98% da  $G_{mm}$ . Em seu estudo, o índice modificado apresentou boas correlações com a deformação permanente, entretanto, o índice proposto não apresentou boa sensibilidade ao esqueleto pétreo, nem boa correlação com os demais índices oriundos do CGS.

Onofre *et al.* (2011) concluíram, por meio da correlação do ensaio de *Creep* dinâmico com os índices oriundos da curva de compactação, que os índices CDI e TDI podem ser utilizados no estudo da resistência à deformação permanente em misturas asfálticas com agregados naturais e resíduos.

Nascimento (2008), correlacionando os valores de CDI com o resultado do ensaio de simulação de tráfego em laboratório, concluiu que valores baixos de CDI podem indicar baixa resistência à deformação permanente (Figura 10). O autor, em seu estudo, encontrou boas correlações entre os ensaios de deformação permanente no simulador de tráfego francês e o *Flow Number*.



**Figura 10:** Comparação, após 30.000 ciclos, da deformação permanente no simulador francês com o CDI das misturas asfálticas (Nascimento, 2008).

Soares (2014), em sua pesquisa, relacionou os parâmetros incidentais do ensaio de compactação e os parâmetros obtidos nos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática e dinâmica. No entanto, os ajustes não se mostraram promissores, exceto para algumas relações do *Creep* Estático (recuperação e deformação total) com os índices CDI e TDI.

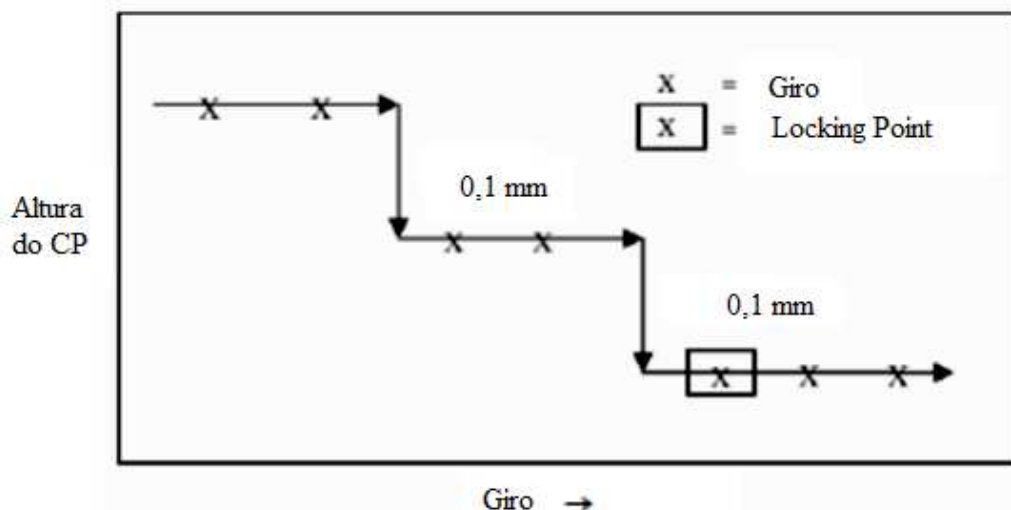
Por outro lado, o índice *Locking Point* (LP), também oriundo da compactação *Superpave*, foi desenvolvido pelo Departamento de Estradas do estado norte americano de Illinois, com o objetivo de prevenir a supercompactação de misturas asfálticas e a degradação do esqueleto pétreo na compactação giratória (SOARES 2014).

Segundo Nascimento (2008), o *Locking Point* é definido como o giro onde o esqueleto pétreo intertrava-se, a partir do qual a compactação resulta em

pouca densificação adicional e degradação dos agregados, estando relacionado com o processo construtivo de campo.

Vavrik e Carpenter<sup>2</sup> (1998, *apud* NASCIMENTO, 2008, p.80) definiram *Locking Point* como o primeiro giro de uma sequência de três giros de mesma altura, precedido por dois pares de giros de mesma altura, porém o primeiro par 0,1 mm maior do que o *Locking Point* e o segundo 0,1mm maior que o primeiro, ou seja, 0,2 mm maior do que o *Locking Point* (Figura 11).

Dantas (2013) utilizou o conceito de *Locking Point* para observar a estabilização da compactação dos corpos de prova como critério para interrupção do processo de densificação. O autor verificou que o aumento da tensão levou a reduções no *Locking Point*, sobretudo no momento em que a tensão foi elevada de 200 kPa para 600 kPa.



**Figura 11:** Esquema ilustrativo do *Locking Point* (Nascimento, 2008).

Soares (2014), ao analisar o parâmetro *Locking Point* (LP), verificou que, a partir do número de giro no LP, houve pouca densificação adicional das misturas, ficando evidente a eficácia deste parâmetro. Além disto, a pesquisa

---

<sup>2</sup> VAVRIK, W. R.; CARPENTER, S. H. (1998). Calculating Air Void sat Specified Numbers of Gyration in Superpave Gyrotory Compactor. Transportation Research Record 1630. Estados Unidos.

constatou que as misturas asfálticas sem adição de cal obtiveram uma estabilização mais rápida em relação às demais.

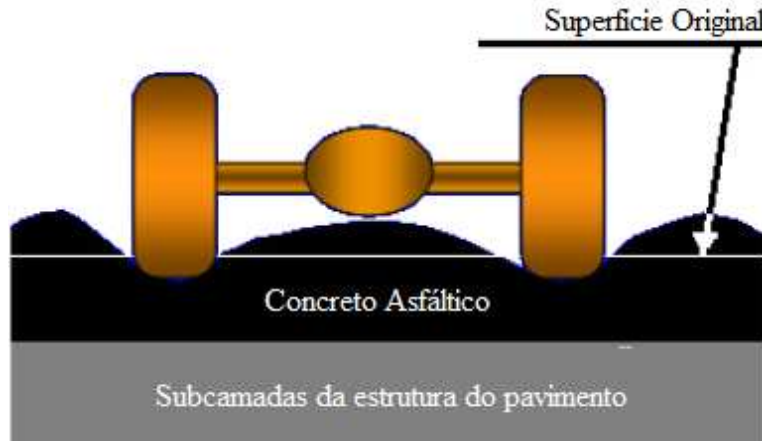
Nascimento (2008) observou em seu estudo que os índices CDI e LP possuem boas correlações entre si, com valores de  $R^2$  de 0,69 e 0,93 para as misturas *Marshall* e *Superpave*, respectivamente. O autor concluiu que os parâmetros são coerentes com o proposto a se quantificar, a saber, o travamento do agregado mineral durante a densificação.

### **3.4 DEFORMAÇÃO PERMANENTE**

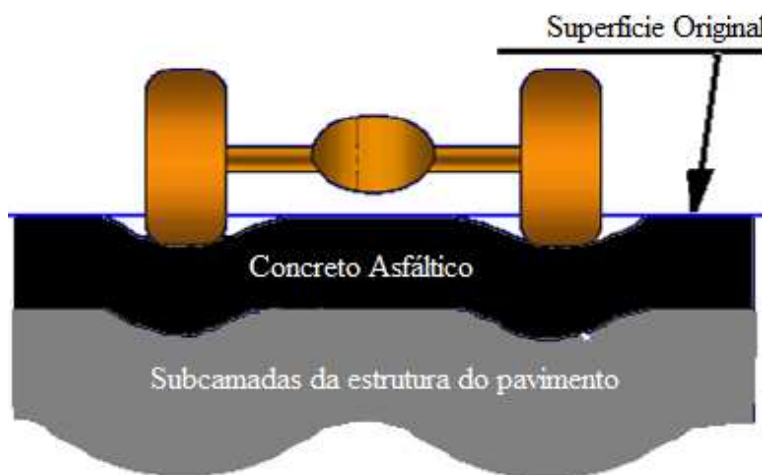
Devido ao aumento do volume de tráfego e, principalmente, à evolução tecnológica da modalidade rodoviária, que permitiu maiores pressões de enchimento dos pneus e de rodagem, a deformação permanente tem merecido toda atenção no dimensionamento e dosagem de misturas asfálticas (GARDETE, 2006; BUENO *et al.*, 2015).

Segundo Bastos (2010), a deformação permanente destaca-se como um dos principais fatores de degradação dos pavimentos, acarretando no aumento dos custos operacionais da pista de rolamento e na diminuição do conforto dos usuários. Seu efeito é marcado por irregularidades na superfície da pista de rolamento e pelos afundamentos de trilha de roda ao longo das rodovias, aumentando o risco de aquaplanagem através do acúmulo de água (RODRIGUES, 2007; MOURA, 2010; SALINI, 2010).

As deformações permanentes ou plásticas ocorrem, geralmente, nas trilhas onde circulam os pneus dos veículos e podem ocorrer através da deformação da camada de concreto asfáltico (Figura 12), de deformações que se propagam das camadas inferiores ao pavimento asfáltico (Figura 13) ou ainda da combinação de defeitos em diversas camadas (SALINI, 2010).



**Figura 12:** Deformação permanente advinda da camada de concreto asfáltico (adaptado de Salini, 2010).



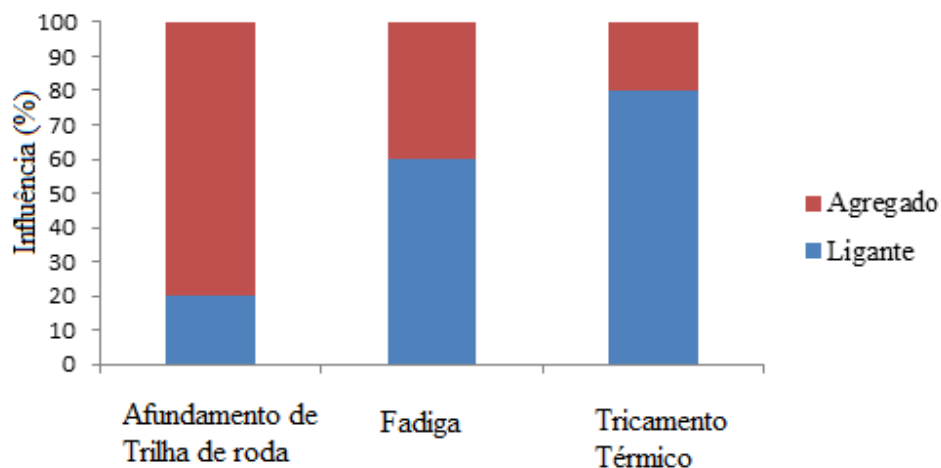
**Figura 13:** Deformação permanente advinda das subcamadas do pavimento (adaptado de Salini, 2010).

Segundo Bernucci *et al.* (2008) e Onofre *et al.* (2011), a deformação em misturas asfálticas advém da combinação do fluxo de material e do dano nesse material, representado pelo alastramento de trincas. Vários fatores podem contribuir para a deformação permanente do pavimento (GARDETE, 2006; BERNUCCI *et al.*, 2008):

- O excesso de ligante lubrifica as partículas e, dessa forma, pode facilitar o movimento relativo entre as mesmas;

- Misturas asfálticas que apresentam agregados com maior dimensão máxima e granulometria contínua geralmente são mais resistentes quanto à deformação permanente, pois se consegue um melhor contato entre as partículas;
- Agregados britados possuem maior resistência por atrito em relação aos agregados rolados. Dessa forma, oferecem maior resistência em relação à deformação permanente;
- Uma compactação insuficiente resulta em pavimentos com porosidade elevada. Destarte, as solicitações de tráfego produzirão deformações indesejáveis. Uma compactação adequada garante um bom arranjo entre as partículas;
- Ligantes asfálticos mais duros ou modificados tendem a aumentar a resistência à deformação permanente das misturas asfálticas.

Os agregados exercem maior influência na resistência à deformação permanente se comparados ao ligante asfáltico (Figura 14), ficando evidente a importância do bom dimensionamento do esqueleto mineral, além do estudo das propriedades dos agregados (ONOFRE, 2012).



**Figura 14:** Influência dos agregados e ligantes no desempenho das misturas asfálticas (adaptado de Onofre, 2012)

Nesse contexto, Nascimento *et al.* (2015) analisaram dois tipos de ligante asfáltico e três variações granulométricas de agregados graníticos dentro de uma mesma faixa, totalizando seis tipos de misturas asfálticas. Os pesquisadores

verificaram que a granulometria dos agregados exercem maior influência na deformação permanente do que o tipo de ligante.

Para Moura (2010), uma camada betuminosa dosada adequadamente, no início da vida de serviço, estará sujeita a uma pequena deformação permanente, caracterizada predominantemente por consolidação. Já a deformação permanente gerada por fluência do ligante betuminoso é mais pronunciada no decorrer da vida de serviço da mistura asfáltica. Segundo o autor, é evidente que, em misturas asfálticas mal dosadas, as deformações causadas pela lubrificação e viscosidade podem ser evidenciadas já no início da vida de serviço.

### **3.5 ENSAIO DE FLUÊNCIA POR COMPRESSÃO UNIAXIAL (*Creep*)**

#### **3.5.1 CONSIDERAÇÕES GERAIS**

Segundo Motta *et al.* (2010), por muito tempo, a deformação permanente não era considerada como um dos principais fatores de degradação das rodovias brasileiras. Entretanto, os autores citam que, ao longo das últimas décadas, com a elevação das cargas de solicitação das vias, o aumento da profundidade dos afundamentos de trilha de rodas foi evidente. Dessa forma, um dos principais fatores de degradação do pavimento, atualmente, é resultante do acúmulo das deformações plásticas ou permanentes.

Nesse contexto, o ensaio de fluência por compressão uniaxial (*Creep*) foi desenvolvido com o objetivo de tentar quantificar, na dosagem da mistura asfáltica, seu potencial para desenvolver deformações permanentes. Os ensaios de *Creep* podem ser estáticos ou dinâmicos, e são utilizados em diversos laboratórios de pesquisa no Brasil. No entanto, pelo fato de não existir uma orientação normativa para aplicação deste ensaio, o método utilizado é bastante diversificado nos laboratórios, dificultando a comparação dos resultados (MOTTA *et al.*, 2010).

Inicialmente, devido às vantagens na simplicidade do manuseio e ao baixo custo, o ensaio de fluência por compressão uniaxial estática foi adotado pelos pesquisadores. Entretanto, estudos constataram que o ensaio de fluência por compressão uniaxial dinâmica, devido às condições de carregamento aplicado ao corpo de prova, permite representar melhor as condições a que o pavimento será submetido em campo (KA YAN NG, 2013).

### 3.5.2 FLUÊNCIA POR COMPRESSÃO UNIAXIAL ESTÁTICA

De acordo com Bernucci *et al.* (2008), o ensaio de *Creep* estático ou ensaio de fluência por compressão uniaxial é baseado na aplicação de cargas de compressão estática de valores constantes, em corpos de prova, geralmente, cilíndricos. A compressão uniaxial é realizada no sentido axial, em temperatura padronizada e constante, predeterminada pelo pesquisador.

Segundo os autores citados acima, as faces do corpo de prova devem ser perfeitamente paralelas e perpendiculares ao sentido de aplicação da força. Geralmente, antes do ensaio, aplica-se um pré-carregamento nas amostras para que as placas de carregamento obtenham mais uniformidade no contato, incluindo as extremidades do corpo de prova. O tempo de aplicação da carga é, geralmente, de uma hora, podendo variar. Já a medição do deslocamento axial sofrido pela amostra deve ser realizada em intervalos de tempo predeterminados pelo pesquisador.

O ensaio pode ser realizado de três maneiras distintas, em corpos de prova (CPs) cilíndricos (BORGES, 2014):

- a) aplicação de carga axialmente em CP sem confinamento;
- b) aplicação de carga axialmente em CP confinado;
- c) aplicação de carga diametralmente por compressão diametral.

Os ensaios de *creep* com carregamento axial não confinados são os mais utilizados e podem indicar o potencial quanto à deformação permanente em misturas asfálticas. Além disto, o ensaio de *creep* estático fornece o histórico de deformação ao longo do período de ensaio (Equação 02), conhecida como função fluência, ilustrada pela Figura 15 (BORGES, 2014):

$$F(t) = \frac{\varepsilon(t)}{\sigma_0} h_0 \quad (2)$$

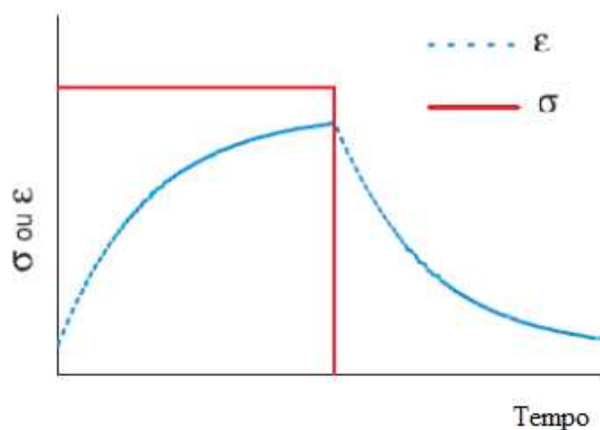
Em que:

F(t): Função Fluência;

$\varepsilon(t)$ : Deformação em função do tempo;

$\sigma_0$ : Tensão do ensaio;

$h_0$ : Altura inicial do corpo de prova.



**Figura 15:** Históricos de tensões ( $\sigma$ ) e deformações ( $\epsilon$ ) obtidos do ensaio de *Creep* estático sobre mistura asfáltica (adaptado de Bernucci *et al.*, 2008).

Após o processo de carregamento e descarregamento do corpo de prova, é possível determinar os seguintes parâmetros: deformação total, deformação permanente ou total após o período de recuperação, deformação recuperável ou elástica, módulo de fluência e inclinação (SOARES, 2014).

A deformação específica total após o período de recuperação ou deformação específica permanente pode ser obtida através da Equação 3:

$$Dt = \Delta h_{75}/h_0 \quad (3)$$

Em que:

$\Delta h_{75}$ : variação de altura do corpo de prova após o período de recuperação final, ou seja, após 75 minutos do início do carregamento de ensaio, em mm;

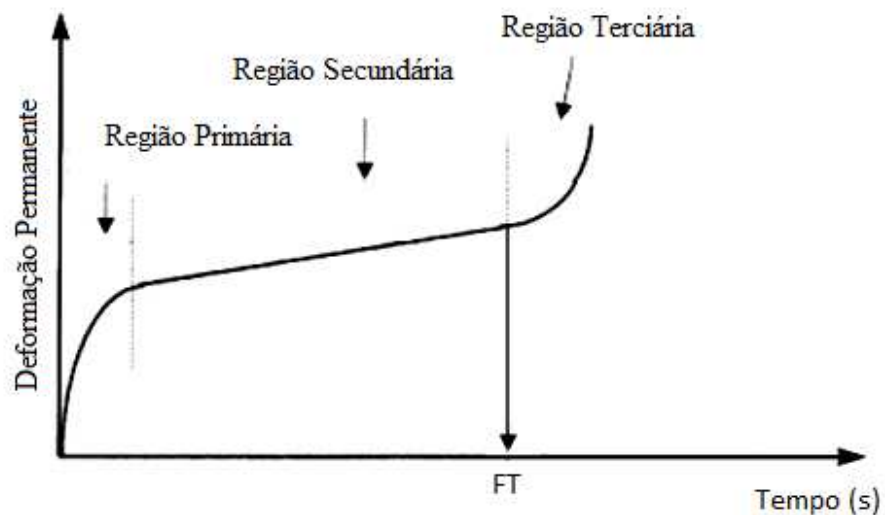
$h_0$ : altura inicial do corpo de prova, tomada na direção do carregamento, em mm.

Segundo Bernucci *et al.* (2008), devido à aplicação de carga, o corpo de prova deforma até estabilizar ou romper. Nem sempre essa ruptura é visível, havendo diversos critérios para defini-la, como, por exemplo, quando se ultrapassa uma deformação relativa de 0,008mm/mm, ao final de uma hora, condição em que a mistura asfáltica é considerada inadequada para resistir às deformações permanentes.

A deformação total no corpo de prova é determinada após o final do ensaio. Já a deformação não recuperável é a que se mantém após o período de recuperação. Por outro lado, a deformação elástica pode ser obtida pela diferença entre deformação total e a deformação não recuperável. A recuperação elástica é obtida pela relação percentual entre a deformação recuperável e a deformação total (SOARES, 2014).

De acordo com Soares (2014), é possível observar, da curva de deformação versus tempo de carregamento, três estágios da curva de fluência em uma mistura asfáltica (Figura 16):

- Zona ou região primária: região da curva onde ocorrem elevadas deformações em um período curto de carregamento. Nessa região, a taxa de deformação é muito alta;
- Zona ou região secundária: nesta região, há uma redução da inclinação e a taxa de aumento da deformação é constante;
- Zona ou região terciária: o tempo de fluência ou *flow time* (FT) é dado pelo tempo de carregamento em que se atinge a zona terciária. Nessa região, a taxa de deformação se eleva até atingir a ruptura do corpo de prova.



**Figura 16:** Curva de fluência estática de uma mistura asfáltica (adaptado de Soares, 2014).

O ponto inicial da zona de deformação terciária, definido como tempo de fluência (*flow time*), tem sido um parâmetro relevante nos estudos do desempenho de misturas asfálticas em relação à deformação permanente. O tempo de fluência é o tempo em que o cisalhamento se dá a volume constante (NASCIMENTO, 2008).

Ademais, através dos ensaios de *creep* estático, é possível obter alguns parâmetros de avaliação da sensibilidade da mistura asfáltica em relação à deformação permanente, sendo eles o módulo de fluência (MF) e a inclinação do estágio secundário da curva de deformação *versus* tempo de aplicação da carga (Icurva) (MUGAYAR, 2004; KA YAN NG, 2013).

Mugayar (2004) e Ka Yan Ng (2013) afirmam que o módulo de fluência é a relação entre a tensão aplicada e a deformação relativa das misturas asfálticas, obtido nos ensaios de *creep* estático. Além disto, os autores afirmam que esse parâmetro está relacionado com a capacidade da mistura asfáltica resistir às deformações permanentes, de modo que maiores valores do módulo de fluência indicam misturas asfálticas mais capazes de resistirem a essas deformações.

Santanna-Greco (2004) apresentou alguns critérios para avaliação do módulo de fluência das misturas asfálticas, ilustrados através da Tabela 05.

Os autores Mugayar (2004) e Ka Yan Ng (2013) comentam que a inclinação do estágio secundário da curva de deformação (Icurva) *versus* tempo de aplicação da carga indica a velocidade da deformação permanente da mistura asfáltica. Para esses autores, quanto maior o valor do parâmetro Icurva maior a suscetibilidade da mistura asfáltica a uma velocidade de deformação mais elevada.

Outrossim, Santanna-Greco (2004) e Ka Yan Ng (2013) apresentam os valores limites para a deformação total após 1 (uma) hora de ensaio e inclinação da curva de fluência no estágio secundário (Icurva), ilustrados através da Tabela 06.

**Tabela 05:** Critérios de avaliação do módulo de fluência para o ensaio de *creep* estático.

Critério	Tempo de carregamento (minuto)	Temp. do Ensaio (°C)	Nível de Tensão (MPa)	Módulo de Fluência Mínimo (MPa)	Condições
Von Quintus <i>et al.</i> (1991)	60	40	0,345 a 0,414	68,9	Concreto asfáltico sobre base rígida
				55,1	Superfície de uma camada de concreto asfáltico espessa
				27,6	Revestimento Superficial
Viljoen e Meadows (1981)	100	40	0,207	82,7	-
Khedr (1986)	60	40	0,207	137,9	-
Kronfuss <i>et al.</i> (1984)	60	40	0,103	20,7	Intensidade de tráfego baixa
				20,7	Intensidade de tráfego moderada
				31	Intensidade de tráfego alta
Souza <i>et al.</i> (1991)	60	40	0,207	69	-

**Tabela 06:** Critérios de avaliação dos parâmetros inclinação da curva (Icurva) e deformação total após uma hora de ensaio de *creep* estático e do parâmetro Icurva.

Critério	Deformação total após 1h de Ensaio (%)	Inclinação da Curva de Fluência no Estágio Secundário					
		<0,17	<0,20	<0,25	<0,30	<0,35	<0,40
Little <i>et al.</i> (1993)	<0,25	IV	IV	IV	IV	IV	III
	<0,40	IV	IV	IV	III	III	III
	<0,50	IV	IV	III	III	III	II
	<0,80	III	III	II	II	II	II
	<1,0	I	I	I	I	I	-
	<1,2	I	I	I	-	-	-

Em que:

I – Intensidade de tráfego baixa:  $< 10^5$  repetições do eixo padrão;

II- Intensidade de tráfego moderada: entre  $10^5$  e  $5 \times 10^5$  repetições do eixo padrão;

III- Intensidade de tráfego alta: entre  $5 \times 10^5$  e  $10^6$  repetições do eixo padrão;

IV- Intensidade de tráfego muito alta:  $> 10^6$ .

## 4. MATERIAIS E MÉTODOS

Este tópico aborda sobre os materiais utilizados nessa pesquisa e apresenta a metodologia de dosagem das misturas asfálticas, através do protocolo *Superpave*.

Além disto, é descrita a metodologia utilizada para a caracterização mecânica dos corpos de prova através do ensaio de fluência por compressão uniaxial estático (*creep* estático) e caracterização do comportamento das misturas asfálticas em relação à compactação através dos parâmetros oriundos da curva de compactação.

### 4.1 MATERIAIS

#### 4.1.1 AGREGADOS

Para a realização desse estudo, foram utilizados agregados miúdos e graúdos de natureza mineral gnáissica, originários da Pedreira Ervália, localizada no município de Ervália, em Minas Gerais. A escolha desses agregados se deve à grande utilização dos mesmos em obras de engenharia na cidade de Viçosa-MG e região da Zona da Mata, estado de Minas Gerais.

A Tabela 07 apresenta a caracterização tecnológica dos agregados miúdos e graúdos adotados nesta pesquisa.

**Tabela 07:** Caracterização dos agregados graúdos e miúdos utilizados na pesquisa.

Propriedades	Normas Técnicas	Caracterização dos agregados
Índice de Forma dos agregados graúdos	ME 086 (DNER, 1994c)	0,68
Abrasão “ <i>Los Angeles</i> ”	ME 035 (DNER, 1998)	45%
Adesividade dos agregados graúdos ao ligante CAP 50/70	ME 078 (DNER, 1994a)	Satisfatório com a adição de 0,1% de aditivo Betudope
Adesividade dos agregados graúdos ao ligante Betuflex 60/85	ME 078 (DNER, 1994a)	Satisfatório
Massa específica real dos agregados	ME 081 (DNER, 1994b) NBR 9776 (ABNT, 1987)	2,794 g/cm <sup>3</sup>

#### 4.1.2 LIGANTES

Na preparação das misturas asfálticas estudadas nesta pesquisa, foram utilizados os seguintes ligantes asfálticos:

- Cimento asfáltico de petróleo CAP 50/70;
- Cimento asfáltico modificado com polímeros elastoméricos de SBS e outros aditivos (BETUFLEX 60/85).

Ambos os ligantes são provenientes da empresa Stratura Asfaltos S/A, localizada na cidade de Betim-MG. As Tabelas 08 e 09 contêm as características físicas e reológicas do cimento asfáltico de petróleo e do cimento asfáltico modificado com polímeros elastoméricos de SBS fornecidas pela empresa mencionada.

**Tabela 08:** Características do cimento asfáltico de petróleo (CAP 50/70) utilizado na pesquisa.

Propriedades	Normas Técnicas	Unidade	Caracterização dos agregados
Penetração	ME 155 (DNIT, 2010c)	0,1 mm	55
Ponto de Amolecimento	ME 131 (DNIT, 2010b)	°C	49,8
Viscosidade Brookfield 135GC-SP21 20RPM	NBR 15184 (ABNT, 2004)	cP	318
Viscosidade Brookfield 150GC-SP21	NBR 15184 (ABNT, 2004)	cP	162
Viscosidade Brookfield 177GC-SP21	NBR 15184 (ABNT, 2004)	cP	61
RTFOT Penetração Retida	ME 155 (DNIT, 2010c)	%	67
RTFOT - Aumento do Ponto de Amolecimento	ME 131 (DNIT, 2010b)	°C	3,8
RTFOT - Ductilidade a 25°C	ME 130 (DNIT, 2010a)	cm	>150
RTFOT Variação em % Massa	NBR 15235 (ABNT, 2009)	%	-0,003
Ductilidade a 25 °C, 20 cm, mín.	D 113 (ASTM, 2007)	cm	>150
Ponto de Fulgor, mín	NBR 11341 (ABNT, 2014)	°C	356

Fonte: Stratura Asfaltos S/A.

**Tabela 09:** Características do ligante Betuflex 60/85 utilizado na pesquisa.

Propriedades	Normas	Unidade	Caracterização dos agregados
Penetração	ME 155 (DNIT, 2010c)	0,1 mm	57
Ponto de Amolecimento	ME 131 (DNIT, 2010b)	°C	75
Viscosidade Brookfield 135GC-SP21 20RPM	NBR 15184 (ABNT, 2004)	cP	1120
Viscosidade Brookfield 150GC-SP21	NBR 15184 (ABNT, 2004)	cP	620
Viscosidade Brookfield 177GC-SP21	NBR 15184 (ABNT, 2004)	cP	235
RTFOT Penetração Retida	ME 155 (DNIT, 2010c)	%	73,5
RTFOT - Aumento do Ponto de Amolecimento	ME 131 (DNIT, 2010b)	°C	0,5
RTFOT - Ductilidade a 25°C,	ME 130 (DNIT, 2010a)	%	93,0
RTFOT Variação em % Massa	(ABNT NBR 15235)	%	0,89
Ductilidade a 25 °C, 20 cm, mín.	D 113 (ASTM, 2007)	%	99,8
Ponto de Fulgor, mín	NBR 11341 (ABNT, 2014)	°C	220

Fonte: Stratura Asfaltos S/A.

## 4.2 MÉTODOS

Os ensaios de compactação *Superpave* das misturas asfálticas e de *creep* estático dos corpos de prova compactados foram realizados no Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa e no Laboratório de Pavimentação da Faculdade de Engenharia Civil da Universidade Federal de Juiz de Fora, respectivamente.

Inicialmente, a presente pesquisa buscou avaliar o comportamento mecânico em fluência de misturas asfálticas dosadas pela metodologia *Superpave*, cujos ligantes utilizados foram o CAP 50/70 e o BETUFLEX 60/85, com o objetivo de investigar a interferência do tipo de ligante utilizado no desenvolvimento de deformações permanentes das misturas asfálticas em seus

respectivos teores de projeto. Para isto, foram realizados ensaios de *creep* estático nas misturas asfálticas, nos seus respectivos teores de projeto, compactadas até o número de giros de projeto. Além disto, foram obtidos os valores dos parâmetros oriundos da curva de compactação: *Locking Point* (LP), *Construction Densification Index* (CDI) e TDI modificado (TDIm).

Posteriormente, buscou-se verificar a influência da variação do teor de ligante no desempenho mecânico em relação à deformação permanente das misturas asfálticas. Para isto, foram realizados ensaios de *creep* estático em misturas asfálticas, com diferentes teores de ligante, compactadas até o número de giros máximo. Outrossim, foram obtidos da curva de compactação, para estas misturas asfálticas, os parâmetros LP, CDI e TDIm para estimar a trabalhabilidade na fase de compactação e a susceptibilidade das misturas asfálticas aos esforços impostos pelo tráfego.

Por fim, procurou-se relacionar os parâmetros obtidos através das curvas de compactação (CDI, TDIm e LP) com os parâmetros oriundos dos ensaios de fluência estática (MF, Icurva e Dt) das misturas asfálticas supracitadas, possibilitando investigar a afinidade entre esses parâmetros. Assim sendo, foi possível verificar se os índices obtidos da curva de compactação podem ser utilizados como indicativo inicial de previsão de deformação permanente das misturas asfálticas.

Cabe salientar que esta pesquisa foi dividida, para fins didáticos, em 5 (cinco) etapas descritas nos tópicos a seguir. Além disto, a Figura 17 apresenta o organograma que fornece uma visão geral da metodologia abordada na pesquisa.

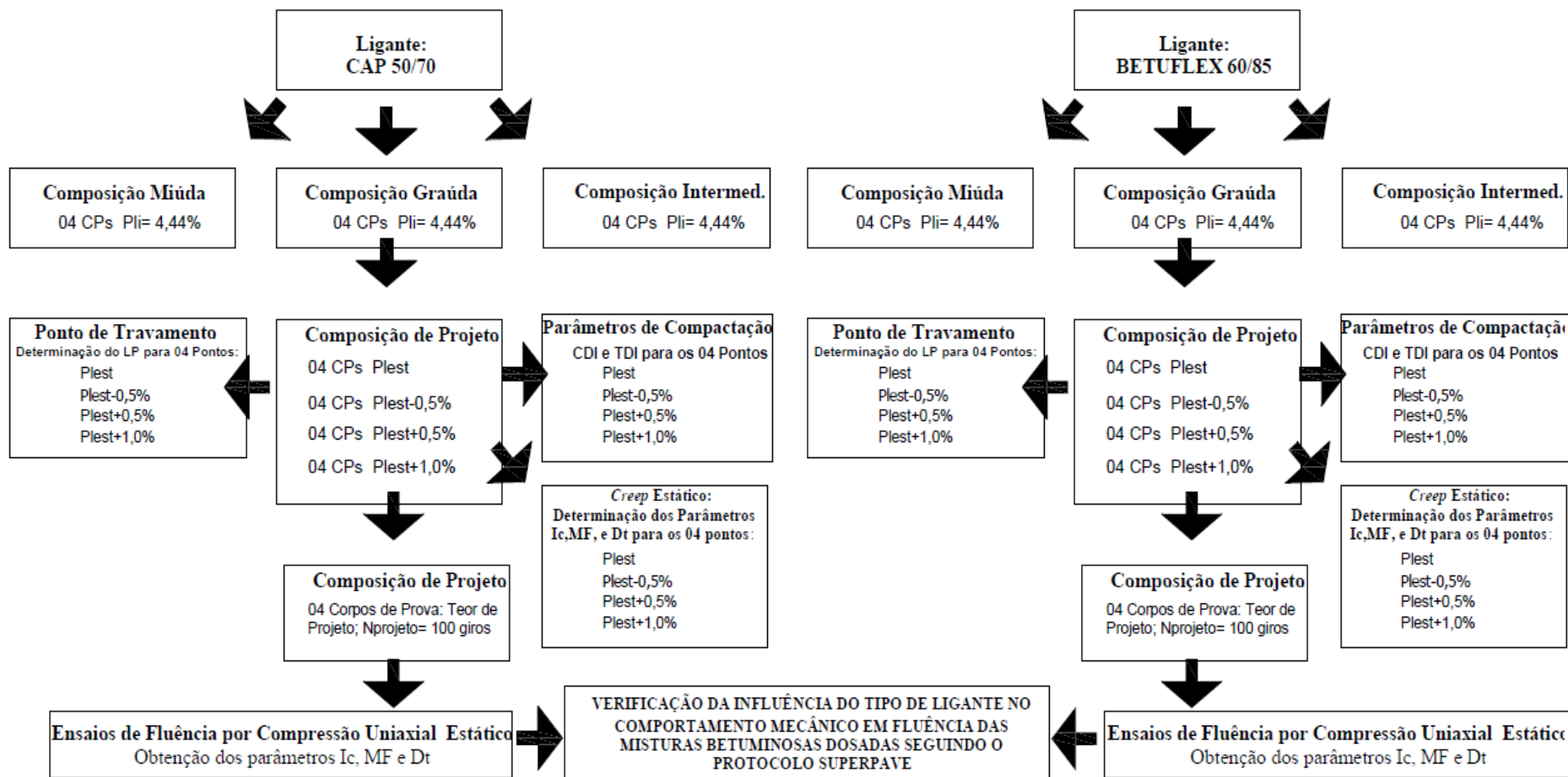
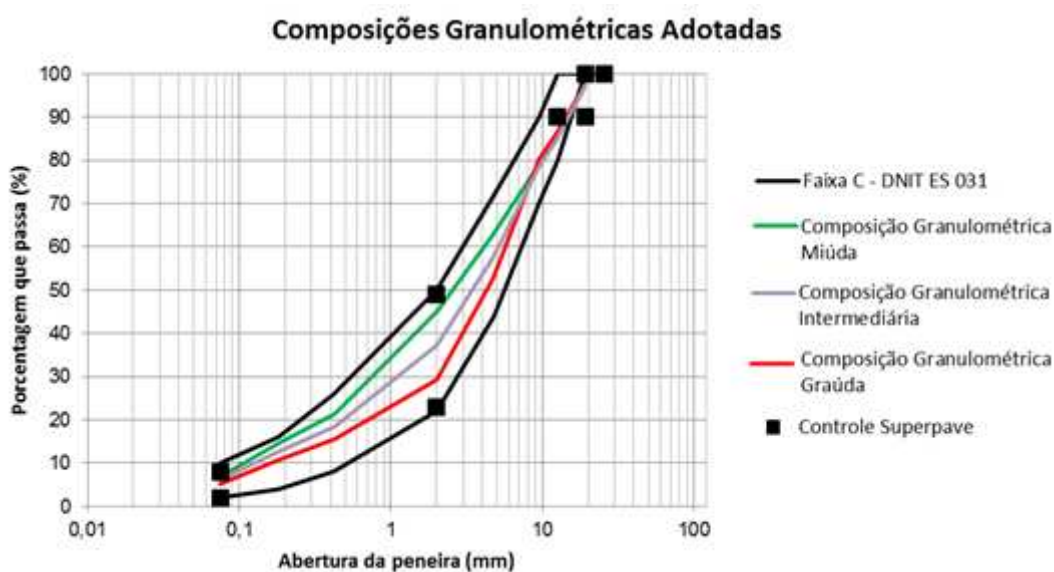


Figura 17: Organograma da metodologia utilizada na pesquisa.

#### 4.2.1 ETAPA 01 – DETERMINAÇÃO DO TEOR DE LIGANTE INICIAL

A primeira etapa consistiu na escolha de 03 (três) composições granulométricas (graúda, intermediária e miúda), na Faixa C da ES 031 (DNIT, 2006b), utilizando os agregados da região de Viçosa-MG. A escolha das composições, ilustradas pela Figura 18, observou os pontos de controle, conforme estabelecido pela metodologia *Superpave* (FHWA, 2002). Cabe ressaltar que o conceito de zona de restrição não foi adotado nesta pesquisa, tendo em vista a sua ineficiência na escolha da granulometria das misturas asfálticas, conforme abordado anteriormente.

Salienta-se, ainda, que as faixas granulométricas adotadas foram as mesmas para as dosagens utilizando os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.



**Figura 18:** Composições granulométricas adotadas respeitando os pontos de controle.

Após a escolha das faixas granulométricas, definiu-se o teor inicial de ligante para cada composição através de estimativas da massa específica efetiva dos agregados, por meio de equações empíricas previstas na metodologia de dosagem *Superpave* (FHWA, 2002).

#### 4.2.2 ETAPA 02- OBTENÇÃO DO TEOR DE LIGANTE ESTIMADO

A segunda etapa consistiu na compactação de 4 (quatro) corpos de prova no teor de ligante inicial para cada mistura (Graúda, Intermediária e Miúda), atendendo ao número mínimo de 2 (dois) corpos de prova indicado pela metodologia *Superpave* (FHWA, 2002).

O compactador giratório utilizado na pesquisa foi o *Superpave* (IPC Servopac Gyrotory Compactor), da empresa IPC global (Figura 19), cujas características básicas são descritas a seguir:

- Tensão vertical de 600 kPa;
- Ângulo de giro de  $1,25^\circ \pm 0,2^\circ$ ;
- Rotação de 30 giros por minuto.



**Figura 19:** Compactador Giratório *Superpave* do Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Federal de Viçosa.

Para cada composição (Graúda, Intermediária e Miúda), foram preparadas duas misturas no teor de ligante inicial, com o objetivo de obter-se a Gmm, conforme preconiza a norma americana ASTM D 2041 (ASTM, 2014).

Todas as misturas passaram por envelhecimento em estufa por 2 (duas) horas, na temperatura de compactação (140 °C), a fim de simular o envelhecimento a curto prazo no processo de usinagem.

Ademais, o número de giros de projeto foi definido com base no tráfego médio a alto, de acordo com a Tabela 01. Sendo assim, realizou-se a compactação de 04 (quatro) corpos de prova por mistura, à luz da norma brasileira NBR 15897 (ABNT, 2010), até o número máximo de giros obtidos dessa tabela.

Após a realização da compactação das misturas, calculou-se a massa específica aparente (Gmb-medida) do corpo de prova, conforme estabelecido pela ASTM 2726 (ASTM, 2004). Além disto, para cada número de giros, foi possível estimar a massa específica aparente (Gmb-estimada), cujo resultado é obtido pela relação entre a massa seca e o volume, advindo da multiplicação da área do corpo de prova pela altura medida em cada giro. A seguir, multiplicou-se a Gmb de cada giro por um fator de correção, a fim de obter a massa específica aparente corrigida em cada giro (Gmb-corrigida). O fator de correção é dado pela relação entre a Gmb-medida e a Gmb-estimada, referente ao último giro do corpo de prova.

Caso nenhuma das composições atendesse aos requisitos estabelecidos pela metodologia *Superpave* (Tabelas 02, 03 e 04), seria realizada uma estimativa, por meio de fórmulas empíricas, para determinar o provável teor de ligante (teor estimado de projeto), com o intuito de que as misturas obtenham um volume de vazios de 4% após a compactação (FHWA, 1995; FHWA, 2002). Além disto, seria estimado o valor de outras propriedades volumétricas e de compactação (VAM, RBV, %Gmm a Ninicial, %Gmm a Nmáximo e Proporção fíler/asfalto), servindo de referência para a escolha da composição granulométrica de projeto.

### **4.2.3 ETAPA 03- OBTENÇÃO DO TEOR DE PROJETO DAS MISTURAS**

A terceira etapa do projeto consistiu na compactação, através do compactador giratório *Superpave*, de 04 (quatro) corpos de prova no teor de ligante estimado e na composição granulométrica escolhida, observando o nível de tráfego estabelecido. Além disto, confeccionaram-se mais corpos de prova no teor estimado de ligante  $\pm 0,5\%$  e  $+1,0\%$  (04 CPs em cada teor de ligante). Foram preparadas, também, duas misturas de cada composição para o cálculo da Gmm (ASTM 2014).

Finalizada a compactação dos corpos de prova para os teores de ligantes supramencionados, determinam-se, no número de giros de projeto, as propriedades volumétricas e de compactação das amostras (Vv, VAM, RBV, %Gmm a Ninicial, %Gmm a Nmáximo, Proporção fíler/asfalto).

Por fim, traçam-se as seguintes curvas, com o objetivo de determinar o teor de projeto das misturas asfálticas e demais parâmetros volumétricos e de compactação, obtidos no número de giros de projeto: Vv x Teor de Ligante; RBV x Teor de Ligante; VAM x Teor de Ligante; %Gmm a Ninicial x Teor de Ligante; e %Gmm a Nmáximo x Teor de Ligante. O teor de projeto será aquele correspondente a um volume de vazios de 4,0%. Além disso, deve-se atender aos requisitos estabelecidos nas Tabelas 02, 03 e 04.

### **4.2.4 ETAPA 04- COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS NO TEOR DE PROJETO**

O principal objetivo desta etapa é verificar a influência do tipo de ligante no comportamento mecânico das misturas asfálticas, dosadas pela metodologia *Superpave* e com densidades próximas às obtidas na pista de rolamento, para o volume de tráfego determinado.

Para isto, deve-se compactar 04 (quatro) corpos de prova no teor de projeto através do compactador giratório *Superpave*, para cada tipo de ligante estudado (CAP 50/70 e Betuflex 60/85). Essas misturas asfálticas serão compactadas até o número de giros de projeto, obtido a partir da Tabela 01, com a finalidade de obter corpos de prova com densidades próximas às da pista de

rolamento, para o volume de tráfego estabelecido. O objetivo da confecção desses corpos de prova é o de realizar a caracterização mecânica em fluência das misturas asfálticas, por meio dos ensaios de *creep* estático das amostras.

Ademais, a partir da curva de compactação dos corpos de prova, pretende-se também obter os parâmetros de interesse dela derivados (CDI, TDI<sub>m</sub> e LP). Cabe ressaltar que o parâmetro TDI não será obtido nesta etapa, tendo em vista que a curva de compactação dessas misturas não atingirá a 98% da G<sub>mm</sub>, pois, como foi dito anteriormente, os corpos de prova confeccionados nesta etapa serão compactados até o número de giros do projeto.

Para fins didáticos, a Tabela 10 apresenta uma nomenclatura atribuída às misturas previamente citadas, dosadas no teor de projeto.

**Tabela 10:** Nomenclatura das misturas asfálticas compactadas no teor de projeto.

<b>Mistura asfáltica</b>	<b>Tipo de Ligante Asfáltico</b>	<b>Teor de Ligante (%)</b>	<b>Número de Giros</b>
Mistura asfáltica 01	CAP 50/70	Teor de projeto	100
Mistura asfáltica 02	BETUFLEX 60/85	Teor de projeto	100

#### **4.2.4.1 ENSAIOS DE CREEP ESTÁTICO – MISTURAS ASFÁLTICAS NO TEOR DE PROJETO**

Os ensaios de fluência por compressão uniaxial estática nas Misturas 01 e 02 foram realizados conforme a metodologia descrita no relatório 465 (NCHRP, 2002).

O procedimento consistiu na realização de um carregamento estático, cuja tensão aplicada nas amostras foi de  $\sigma_0 = 0,1$  MPa durante o período de 60 minutos. É importante salientar que a temperatura de ensaio foi de 40° C e o período de recuperação da amostra foi de 15 minutos.

Após a realização dos ensaios, foi possível obter alguns parâmetros de interesse da presente pesquisa, apontados por Ka Yan Ng (2013) conforme equações a seguir:

$$D_t = \Delta h_{4500}/h_0 \quad (t=4500 \text{ segundos}) \quad (4);$$

$$MF = \sigma_0/D_t \quad (t=4500 \text{ segundos}) \quad (5);$$

$$I_{\text{curva}} = (\log \varepsilon_{3600} - \log \varepsilon_{1000}) \div (\log 3600 - \log 1000) \quad (6);$$

Em que:

$h_0$ : Medida inicial da altura do corpo de prova (em mm);

$\Delta h_{4500}$ : Variação da altura do corpo de prova após o período de recuperação de 4500 s (em mm);

$D_t$ : Deformação específica total após o período de recuperação ou deformação específica permanente (em mm/mm);

MF: Módulo de fluência para 4500 s de ensaio (em MPa);

$\sigma_0$ : Tensão do ensaio (em MPa);

$I_{\text{curva}}$ : Inclinação da curva de deformação;

$\varepsilon_{1000}$ : Deformação para 1000 segundos de ensaio (em mm/mm);

$\varepsilon_{3600}$ : Deformação para 3600 segundos de ensaio (em mm/mm).

#### **4.2.4.2 OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS ORIUNDOS DA CURVA DE COMPACTAÇÃO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS COMPACTADAS NO TEOR DE PROJETO**

De posse dos valores das alturas dos corpos de prova, obtidos através da compactação das misturas asfálticas no compactador giratório *Superpave*, foram determinados os parâmetros oriundos das curvas de compactação (CDI, TDIm e LP) das Misturas 01 e 02. Cabe ressaltar a opção pela adoção do índice TDIm

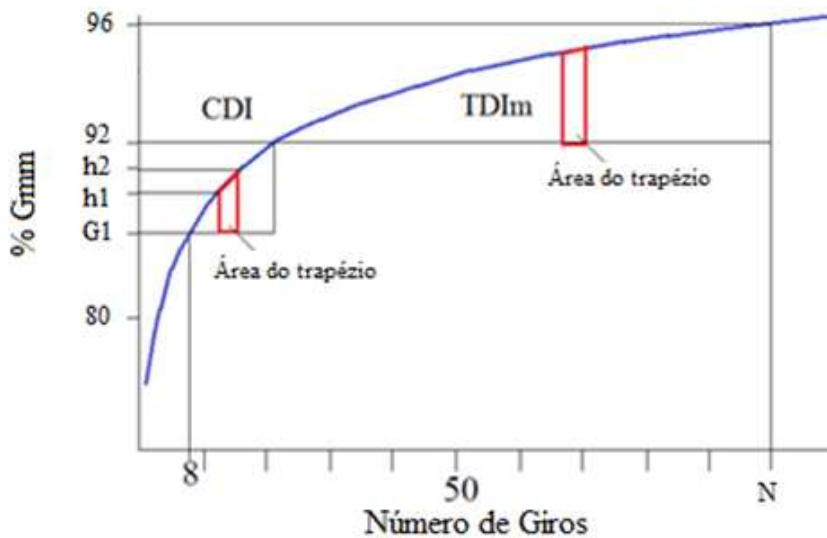
em detrimento do TDI, considerando que os corpos de prova não foram compactados até 98% da Gmm, inviabilizando a utilização deste parâmetro.

O parâmetro CDI pode ser determinado através das somas das áreas trapezoidais, ilustradas pela Figura 20, cuja área total está compreendida entre as 3 (três) curvas abordadas no item 3.3 da presente pesquisa.

A área do trapézio pode ser obtida através da Equação 7, e o valor do CDI pode ser calculado através do somatório das áreas trapezoidais (Equação 8):

$$A_i = \left\{ \frac{[(H_1 - G_1) + (H_2 - G_1)]}{2} \times 1 \right\} \quad (\text{Equação 7});$$

$$CDI = \sum_{N=8 \text{ giros}}^{92\% \text{ da Gmm}} A_i \quad (\text{Equação 8});$$



**Figura 20:** Representação gráfica do cálculo dos índices CDI e TDIm.

Ademais, o índice TDIm pode ser obtido pela soma das áreas trapezoidais, igualmente ilustradas pela Figura 20. A área total do parâmetro TDIm está compreendida entre as 3 (três) curvas abordadas no item 3.3.

$$TDIm = \sum_{92\% \text{ da Gmm}}^{96\% \text{ da Gmm}} A_i \quad (\text{Equação 9});$$

Por fim, o parâmetro *Locking Point*, ou giro de travamento, é obtido através da análise das alturas e do número de giros dos corpos de prova compactados através do compactador giratório *Superpave*. O *Locking Point* (LP) será o primeiro giro de uma sequência de três giros de mesma altura, precedido por dois pares de giros de mesma altura, sendo o primeiro par 0,1 mm maior do que o *Locking Point* e o segundo 0,1mm maior que o primeiro, conforme exemplificado pela Figura 21.

Nº de Giros	Altura (mm)	Nº de Giros	Altura (mm)	Nº de Giros	Altura (mm)	Nº de Giros	Altura (mm)	Nº de Giros	Altura (mm)
1	78,5	11	69,7	21	67,5	31	66,4	41	65,6
2	76,1	12	69,3	22	67,4	32	66,3	42	65,5
3	74,6	13	69,1	23	67,2	33	66,2	43	65,4
4	73,4	14	68,8	24	67,1	34	66,1	44	65,4
5	72,6	15	68,6	25	67,0	35	66,0	45	65,3
6	71,9	16	68,4	26	66,8	36	65,9	46	65,3
7	71,3	17	68,2	27	66,7	37	65,8	47	65,2
8	70,8	18	68,0	28	66,6	38	65,8	48	65,2
9	70,4	19	67,8	29	66,5	39	65,7	49	65,2
10	70,0	20	67,7	30	66,4	40	65,6	50	65,2

⇒ Locking Point

**Figura 21:** Exemplo da obtenção do LP através da metodologia utilizada na pesquisa.

#### 4.2.5 ETAPA 05- OBTENÇÃO DOS PARÂMETROS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE *CREEP* ESTÁTICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS COMPACTADAS COM DIFERENTES TEORES DE LIGANTE

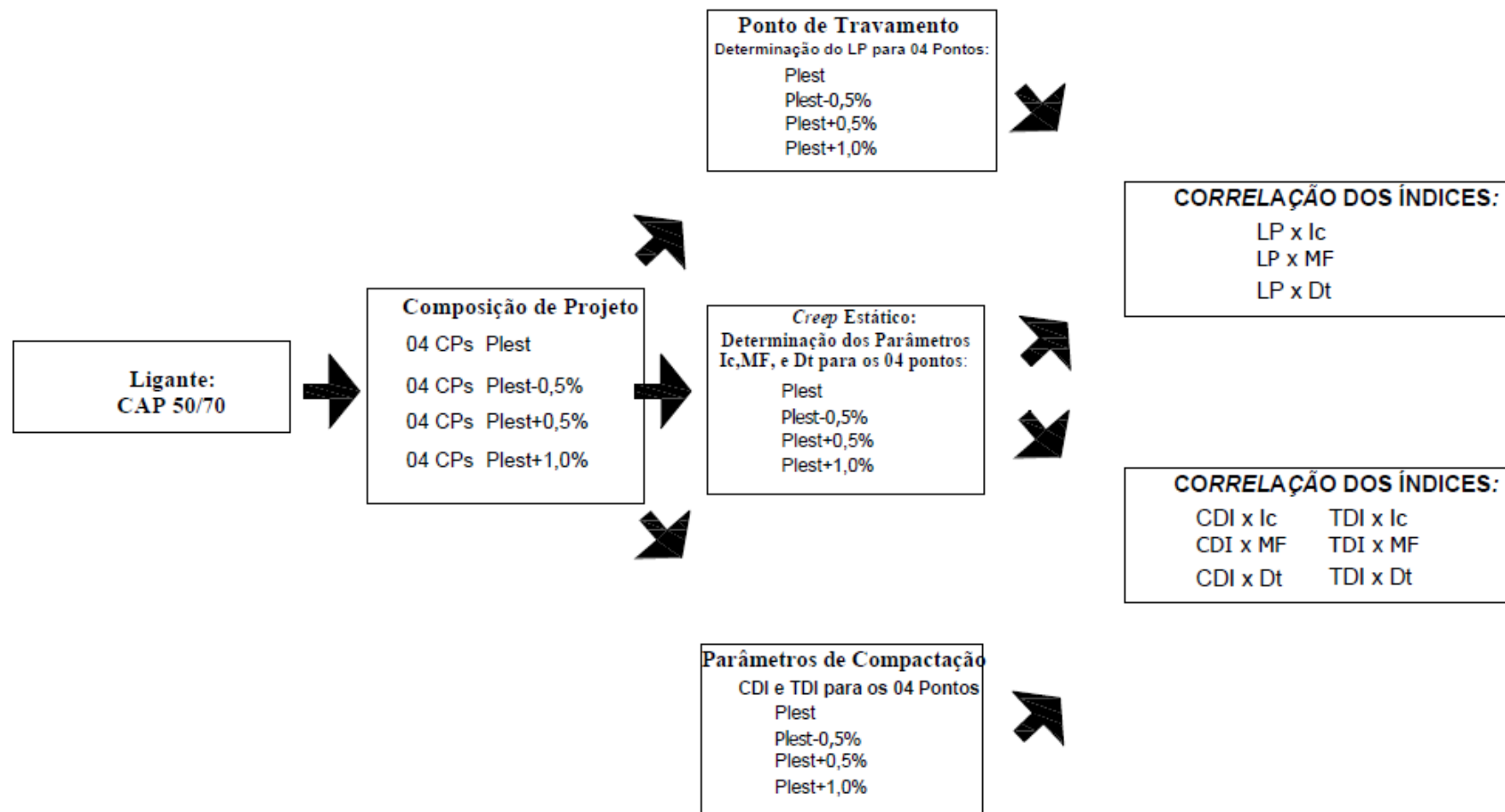
Na quinta etapa, o objeto de estudo são as misturas asfálticas abordadas no item 4.2.3 (Etapa 03), correspondentes ao teor estimado de ligante, ao teor estimado de ligante  $\pm 0,5\%$  e  $+1,0\%$  (4 misturas asfálticas).

Nesta etapa da pesquisa, buscou-se investigar a influência da variação do teor de ligante no desempenho mecânico em relação à deformação permanente das misturas asfálticas, à luz dos parâmetros obtidos nos ensaios de *creep* (Icurva, Dt e MF) e na curva de compactação (LP, CDI e TDI ou TDIm). Diferentemente da etapa anterior, na qual se procurou obter corpos de prova com densidades próximas às da pista de rolamento para o volume de tráfego determinado, nesta etapa, os corpos de prova foram compactados até o número de giros máximo de projeto. O objetivo desta proposta foi verificar, para essas misturas, se as curvas de compactação atingiriam 98% da Gmm, permitindo o

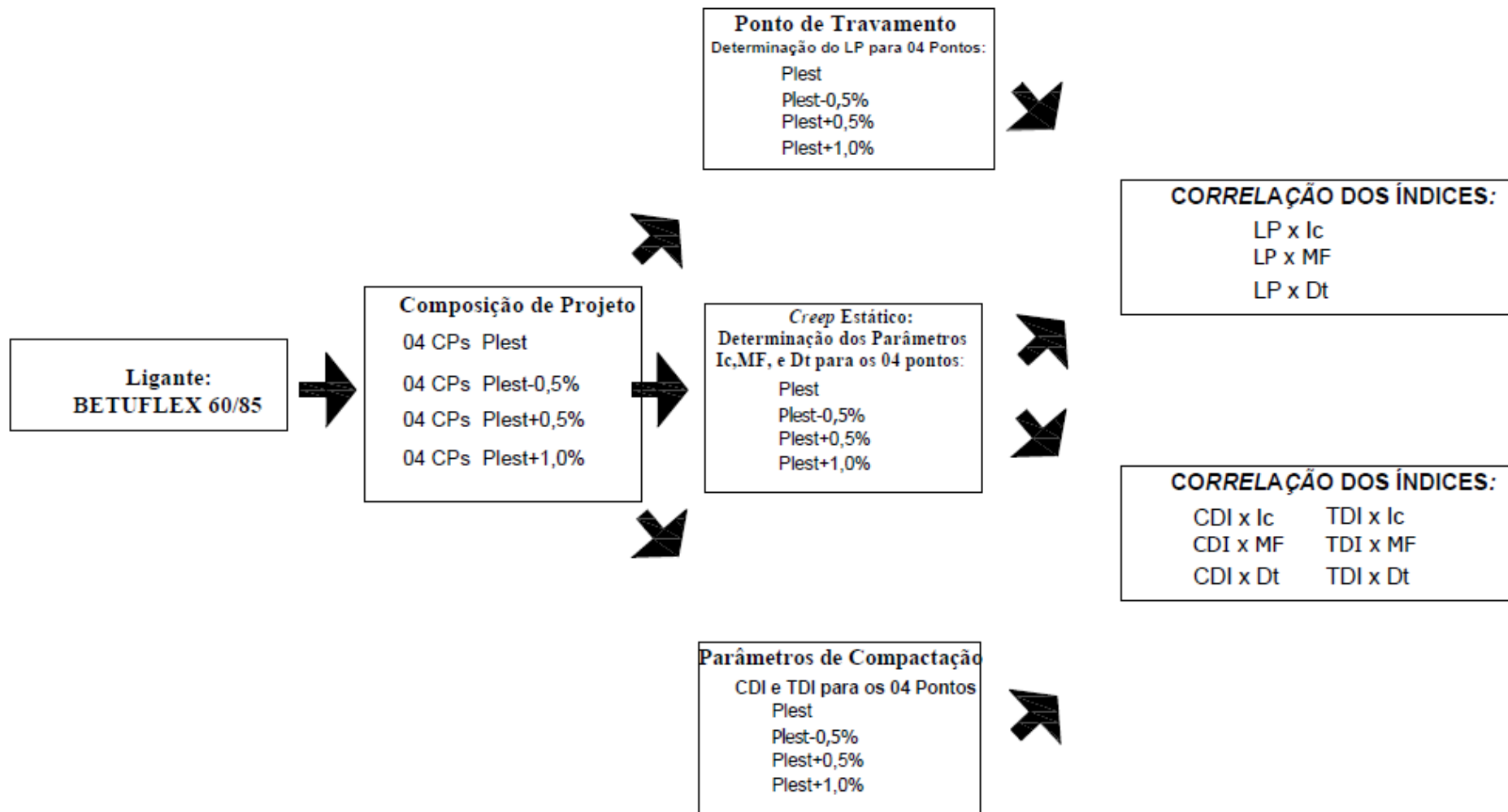
cálculo do parâmetro TDI. Caso essa assertiva não se confirmasse, seriam obtidos, das curvas de compactação, os parâmetros TDIm em detrimento do índice TDI.

Ademais, buscou-se relacionar os parâmetros obtidos nos ensaios de fluência estática (MF, Icurva e Dt) com os parâmetros obtidos através das curvas de compactação (CDI, TDI ou TDIm e LP) das misturas asfálticas, com a finalidade de verificar a afinidade entre esses parâmetros. Desta forma, será possível verificar se os índices obtidos da curva de compactação podem ser utilizados como indicativo inicial de previsão de deformação permanente das misturas asfálticas.

As Figuras 22 e 23 ilustram a metodologia abordada, nesta etapa da pesquisa, para as misturas que utilizaram os ligantes asfálticos CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85, respectivamente.



**Figura 22:** Metodologia para verificação da influência da variação do teor de CAP 50/70 no comportamento mecânico em fluência das misturas asfálticas e correlação entre os índices de compactação e de fluência estática.



**Figura 23:** Metodologia para verificação da influência da variação do teor de BETUFLEX 60/85 no comportamento mecânico em fluência das misturas asfálticas e correlação entre os índices de compactação e de fluência estática.

Para fins didáticos, a Tabela 11 apresenta uma nomenclatura atribuída às misturas asfálticas estudadas nesta etapa da pesquisa.

**Tabela 11:** Nomenclatura das misturas asfálticas estudadas na Etapa 05 da pesquisa.

<b>Mistura asfáltica</b>	<b>Tipo de Ligante Asfáltico</b>	<b>Teor de Ligante (%)</b>	<b>Número de Giros</b>
Mistura asfáltica 03	CAP 50/70	Teor de Ligante Estimado – 0,5 %	160
Mistura asfáltica 04	CAP 50/70	Teor de Ligante Estimado	160
Mistura asfáltica 05	CAP 50/70	Teor de Ligante Estimado + 0,5 %	160
Mistura asfáltica 06	CAP 50/70	Teor de Ligante Estimado + 1,0 %	160
Mistura asfáltica 07	BETUFLEX 60/85	Teor de Ligante Estimado – 0,5 %	160
Mistura asfáltica 08	BETUFLEX 60/85	Teor de Ligante Estimado	160
Mistura asfáltica 09	BETUFLEX 60/85	Teor de Ligante Estimado + 0,5 %	160
Mistura asfáltica 10	BETUFLEX 60/85	Teor de Ligante Estimado + 1,0 %	160

## 5. RESULTADOS E ANÁLISES

### 5.1 CONSIDERAÇÕES INICIAIS

Apresentam-se, neste tópico, os resultados de dosagem das misturas asfálticas, utilizando os ligantes asfálticos CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85, através dos ensaios realizados em laboratório mediante emprego do compactador giratório *Superpave*. Além disto, apresentam-se os resultados e as análises dos parâmetros oriundos da curva de compactação (CDI, TDI<sub>m</sub> e LP) e dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática (I<sub>curva</sub>, Dt e MF) das misturas asfálticas dosadas nos respectivos teores de projeto e compactadas no número de giros de projeto (Misturas 01 e 02), para a investigação da interferência do tipo de ligante utilizado no desenvolvimento de deformações permanentes das misturas asfálticas compactadas nessa condição.

Em seguida, abordam-se os resultados e as análises dos parâmetros oriundos da curva de compactação (CDI, TDI ou TDI<sub>m</sub> e LP) dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática (I<sub>curva</sub>, Dt e MF) das misturas asfálticas com diferentes teores de ligante asfáltico (Misturas 03, 04, 05, 06, 07, 08, 09 e 10). Conforme abordado anteriormente, diferentemente das Misturas 01 e 02, na qual se buscou obter corpos de prova com densidades próximas às da pista de rolamento para o volume de tráfego determinado, essas misturas asfálticas foram compactadas até o número de giros máximo de projeto ( $N_{projeto} = 160$ ). Assim sendo, foi possível verificar, para essas misturas, se as curvas de compactação atingirão 98% da G<sub>mm</sub>, admitindo o cálculo do parâmetro TDI.

Ademais, com o intuito de verificar se os índices oriundos da curva de compactação indicam alguma afinidade com o desenvolvimento à deformação permanente das misturas asfálticas estudadas, confrontaram-se esses índices com os parâmetros obtidos dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática.

## 5.2 DOSAGEM DAS MISTURAS ASFÁLTICAS

### 5.2.1 MISTURA ASFÁLTICA 01

Conforme discutido no item 4.2.1 (Etapa 01), inicialmente, definiu-se o teor inicial de ligante para cada composição granulométrica (Graúda, Intermediária e Miúda) através de estimativas da massa específica efetiva dos agregados, por meio de equações empíricas previstas na metodologia de dosagem *Superpave*. O teor de ligante inicial definido foi de 4,44% para todas as faixas granulométricas.

Conforme exposto no item 4.2.2 (2ª Etapa), verificou-se se as propriedades volumétricas das misturas compactadas no teor de ligante de 4,44% atendiam aos requisitos estabelecidos pela metodologia *Superpave* (Tabelas 02, 03 e 04). A Tabela 12 apresenta os resultados das propriedades volumétricas destas misturas.

**Tabela 12.** Propriedades volumétricas das misturas asfálticas tentativas compactadas no teor inicial de ligante asfáltico CAP 50/70.

Propriedades da Mistura	Mistura tentativa 1: Composição Graúda	Mistura tentativa 2: Composição Intermediária	Mistura tentativa 3: Composição Miúda	Critério
Teor de Ligante Inicial, %	4,44	4,44	4,44	-
VAM, %	13,44	12,31	13,19	13,00% mín.
%Gmm a N <sub>inicial</sub>	87,61	89,64	89,04	< 89,00%
%Gmm a N <sub>projeto</sub>	96,48	97,25	96,58	96,00%
%Gmm a N <sub>máximo-estimada</sub>	97,81	98,10	97,58	< 98,00%

É notório que nenhuma das misturas atendeu a todos os critérios estabelecidos pela metodologia *Superpave*. Sendo assim, foi necessário estimar o provável teor de ligante que fornecerá às misturas asfálticas um volume de vazios de 4%, conforme discutido previamente no item 4.2.2 desta pesquisa. As

propriedades volumétricas e os teores de ligante estimados encontram-se na Tabela 13.

**Tabela 13.** Estimativa dos teores de ligante CAP 50/70 e das propriedades volumétricas correspondentes ao Volume de vazios (Vv) de 4,00% das misturas asfálticas.

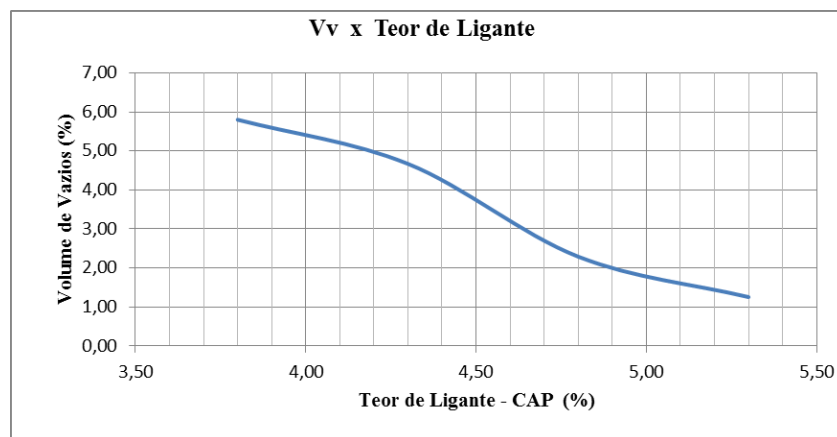
Propriedades da Mistura	Mistura tentativa 1: Composição Graúda	Mistura tentativa 2: Composição Intermediária	Mistura tentativa 3: Composição Miúda	Critério
Teor de Ligante Inicial, %	4,44	4,44	4,44	-
VAM-estimado %	13,49	12,44	13,24	13,00% mín.
RBV-estimado, %	70,35	67,84	69,79	65% a 75%
Proporção Pó-Asfalto	1,04	1,30	1,40	0,6 a 1,2
%Gmm a N inicial - estimada	87,13	88,39	88,46	<89%
%Gmm a N projeto - estimada	96,00	96,00	96,00	96,00
%Gmm a N máximo - estimada	97,33	96,85	97,00	<98%
Teor de Ligante Estimado, %	4,30	3,90	4,20	-

análise dos resultados apresentados na Tabela 13, verificou-se que todas as propriedades volumétricas estimadas da mistura asfáltica de composição granulométrica graúda atenderam aos critérios volumétricos estabelecidos pela metodologia *Superpave*. Por outro lado, as propriedades volumétricas das misturas asfálticas de composição granulométrica miúda e intermediária não atenderam a todos os critérios. Destarte, optou-se pela utilização da composição granulométrica graúda, cujo teor de ligante de projeto estimado foi de 4,30%.

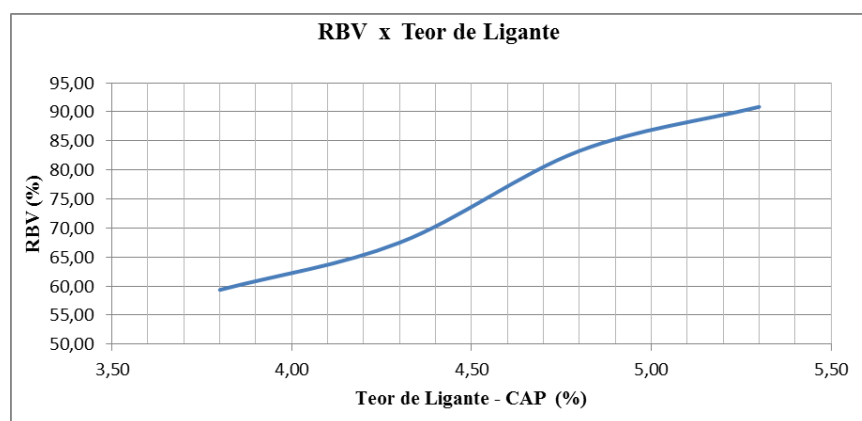
Sendo assim, conforme discutido no item 4.2.3 (3ª Etapa), foram compactados, através do compactador giratório *Superpave*, 04 (quatro) corpos de prova no teor de ligante asfáltico de 4,30% e na composição granulométrica graúda. Ademais, confeccionaram-se corpos de prova no teor de ligante asfáltico

de 4,30 %  $\pm$  0,5% e +1,0% (04 CPs em cada teor de ligante), compactados até o número de giros de 160, correspondente ao  $N_{m\acute{a}ximo}$ .

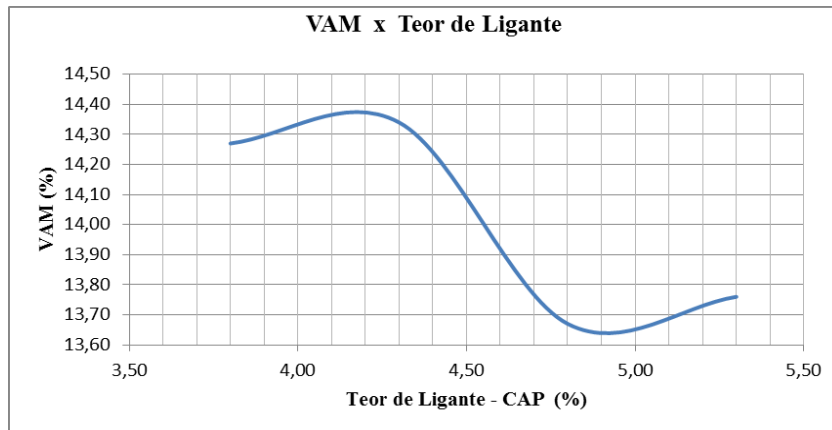
Por fim, determinaram-se as propriedades volumétricas  $V_v$ , VAM e RBV no número de giros de projeto ( $N_{projeto} = 100$ ). Desta forma, foi possível traçar as curvas  $V_v$  x Teor de Ligante (Figura 24), RBV x Teor de Ligante (Figura 25), VAM x Teor de Ligante (Figura 26), %Gmm a  $N_{inicial}$  x Teor de Ligante (Figura 27) e %Gmm a  $N_{m\acute{a}ximo}$  x Teor de Ligante (Figura 28), com o objetivo de determinar o teor de projeto e demais parâmetros volumétricos de projeto da mistura asfáltica.



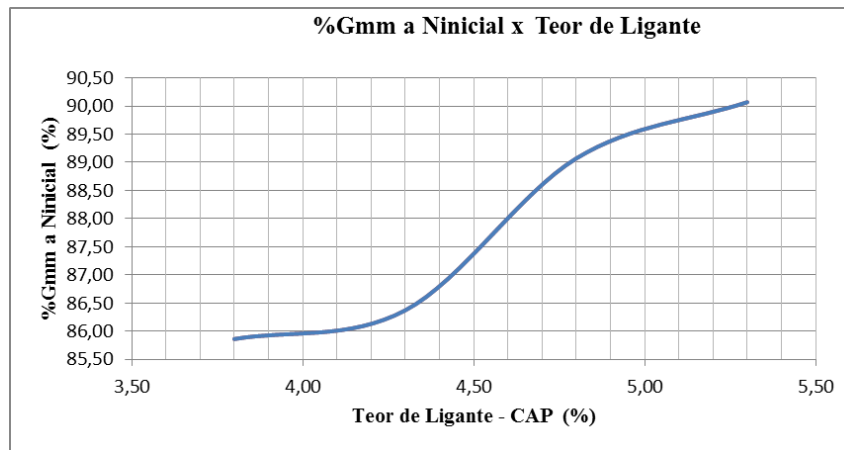
**Figura 24:** Representação da curva de Volume de vazios ( $V_v$ ) versus Teor de Ligante CAP 50/70 determinada na dosagem *Superpave*, para misturas compactadas a  $N_{projeto}=100$



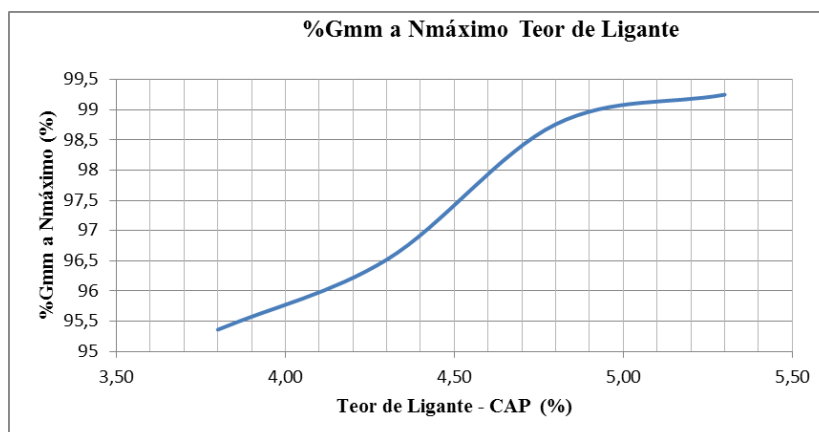
**Figura 25:** Representação da curva de Relação Betume-Vazios (RBV) versus Teor de Ligante determinada na dosagem *Superpave*, para misturas compactadas a  $N_{projeto}=100$



**Figura 26:** Representação da curva de Vazios no Agregado Mineral (VAM) versus Teor de Ligante determinada na dosagem *Superpave*, para misturas compactadas a  $N_{projeto}=100$



**Figura 27:** Representação da curva de %Gmm a N inicial versus Teor de Ligante determinada na dosagem *Superpave*, para misturas compactadas a  $N_{inicial}=8$



**Figura 28:** Representação da curva de %Gmm a N máximo versus Teor de Ligante determinada na dosagem *Superpave*, para misturas compactadas a  $N_{máximo}=160$

A partir da análise das curvas ilustradas pelas Figuras 24, 25, 26, 27 e 28, verificou-se que as propriedades de projeto da mistura asfáltica, com 4,5% de CAP 50/70, atenderam aos critérios estabelecidos pelo protocolo *Superpave*, conforme indicados pela Tabela 14.

**Tabela 14.** Resumo das propriedades de projeto da Mistura 01 com 4,5% de CAP 50/70.

<b>Propriedades da Mistura 01</b>	<b>Resultado</b>	<b>Critério</b>
Volume de Vazios	4,00%	4,00%
VAM	14,10%	13,00% mín.
RBV	73,00%	65% a 75%
Proporção Pó-Asfalto	1,04	0,6 a 1,2
% Gmm a Niñicial	87,40%	<89%
% Gmm a Nprojeto	96,00%	96%
% Gmm a Nmáximo	97,40%	<98%
Teor de Ligante (CAP)	4,50%	-

### 5.2.2 MISTURA ASFÁLTICA 02

Conforme abordado no tópico anterior, definiu-se o teor inicial de ligante para cada composição granulométrica (Graúda, Intermediária e Miúda) através de estimativas da massa específica efetiva dos agregados, por meio de equações empíricas previstas na metodologia de dosagem *Superpave*. O teor de ligante inicial estabelecido foi de 4,4% para todas as faixas granulométricas.

A Tabela 15 apresenta os resultados das propriedades volumétricas das misturas tentativas compactadas no teor de ligante de 4,4%. Observa-se que nenhuma das misturas atendeu a todos os critérios estabelecidos pelo protocolo *Superpave*. Dessa maneira, foi necessário estimar o provável teor de ligante que fornecerá às misturas asfálticas um volume de vazios de 4,00%.

**Tabela 15.** Propriedades volumétricas das misturas asfálticas tentativas compactadas no teor inicial de ligante asfáltico BETUFLEX 60/85.

Propriedades da Mistura	Mistura tentativa 1: Composição Graúda	Mistura tentativa 2: Composição Intermediária	Mistura tentativa 3: Composição Miúda	Critério
Teor de Ligante Inicial, %	4,4	4,4	4,4	-
VAM, %	13,87	13,91	14,10	13,00% mín.
%Gmm a Ninicial	87,43	87,77	87,85	< 89,00%
%Gmm a Nprojeto	96,40	95,85	95,48	96,00%
%Gmm a Nmáximo-estimada	97,60	96,87	96,39	< 98,00%

AAs propriedades volumétricas e os teores de ligante estimados encontram-se na Tabela 16.

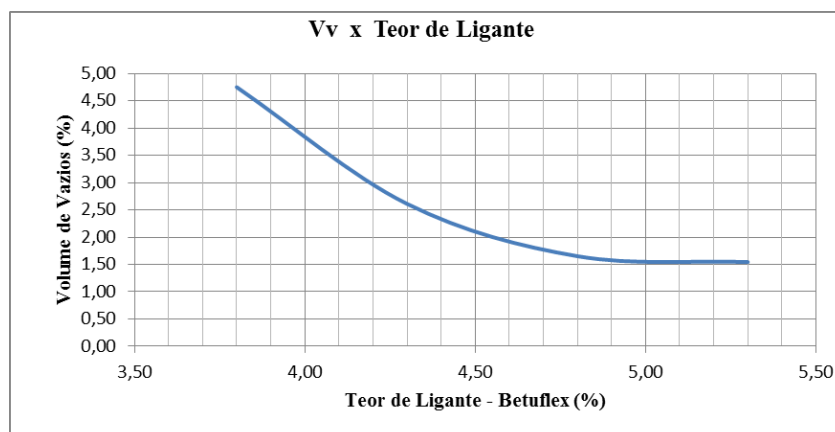
**Tabela 16.** Estimativa dos teores de ligante BETUFLEX 60/85 e das propriedades volumétricas correspondentes ao Volume de vazios de 4,00% das misturas asfálticas tentativas.

Propriedades da Mistura	Mistura tentativa 1: Composição Graúda	Mistura tentativa 2: Composição Intermediária	Mistura tentativa 3: Composição Miúda	Critério
Teor de Ligante Inicial, %	4,44	4,44	4,44	-
VAM-estimado, %	13,91	13,9	14,05	13,00% mín.
RBV-estimado, %	71,25	71,22	71,52	65% a 75%
Proporção Pó-Asfalto	1,04	1,45	1,28	0,6 a 1,2
%Gmm a Ninicial - estimada	87,03	87,82	88,37	<89%
%Gmm a Nprojeto - estimada	96,99	96,00	96,00	96%
%Gmm a Nmáximo-estimada	97,2	96,92	96,9	<98%
Teor de Ligante Estimado, %	4,3	4,4	4,7	-

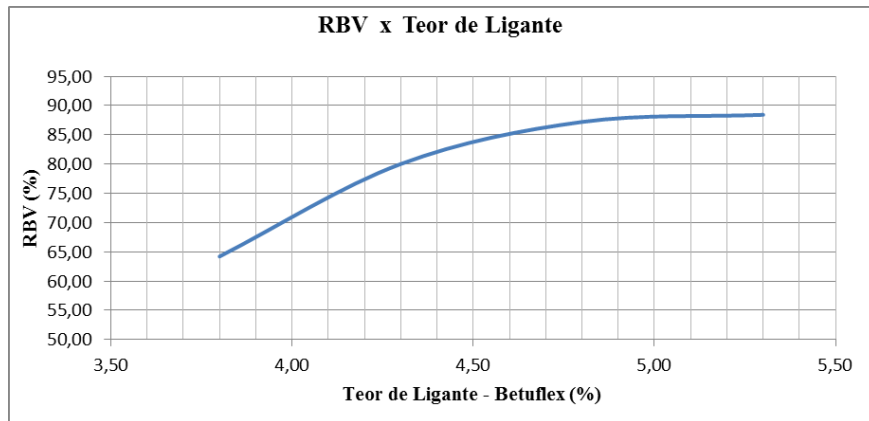
Percebe-se, por meio da Tabela 16, que todas as propriedades volumétricas estimadas da mistura asfáltica de composição granulométrica graúda atenderam aos critérios volumétricos estabelecidos pela metodologia *Superpave*. Todavia, as propriedades volumétricas das misturas asfálticas de composição granulométrica miúda e intermediária não atenderam a estes critérios. Desta forma, optou-se pela utilização da composição granulométrica graúda cujo teor de ligante de projeto estimado foi de 4,30%.

Portanto, foram compactados, através do compactador giratório *Superpave*, 04 (quatro) corpos de prova no teor de ligante asfáltico de 4,30% e na composição granulométrica graúda. Além disto, confeccionaram-se corpos de prova no teor de ligante asfáltico de 4,30 %  $\pm$  0,5% e +1,0% (04 CPs em cada teor de ligante), compactados até o número de giros máximo ( $N_{\text{máximo}} = 160$ ).

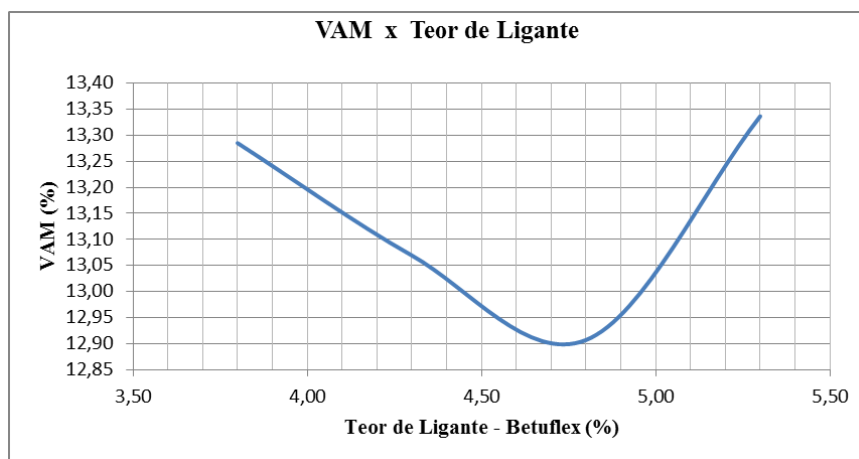
Por fim, determinaram-se as propriedades volumétricas  $V_v$ , VAM e RBV no número de giros de projeto ( $N_{\text{projeto}} = 100$ ). Desta forma, foi possível obter as curvas  $V_v$  x Teor de Ligante (Figura 29), RBV x Teor de Ligante (Figura 30), VAM x Teor de Ligante (Figura 31), %Gmm a  $N_{\text{inicial}}$  x Teor de Ligante (Figura 32) e %Gmm a  $N_{\text{máximo}}$  x Teor de Ligante (Figura 33), com o objetivo de determinar o teor de projeto e demais parâmetros volumétricos de projeto da mistura asfáltica.



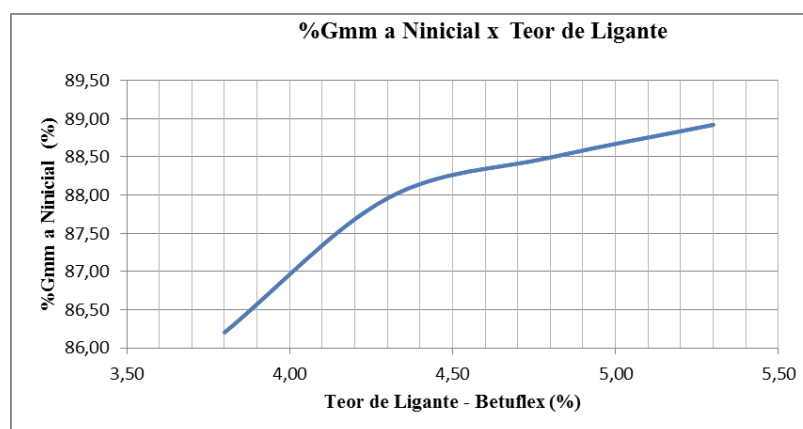
**Figura 29:** Representação da curva de Volume de vazios ( $V_v$ ) versus Teor de Ligante BETUFLEX 60/85 determinada na dosagem *Superpave*, para misturas asfálticas compactadas a  $N_{\text{projeto}}=100$



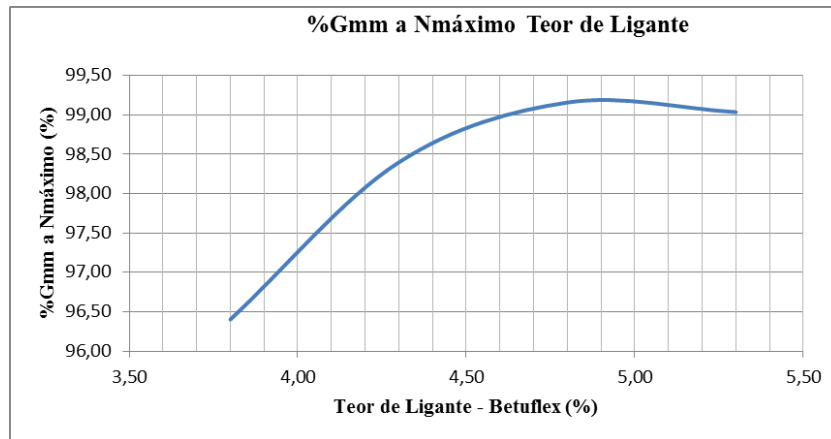
**Figura 30:** Representação da curva de Relação Betume-Vazios (RBV) versus Teor de Ligante BETUFLEX 60/85 determinada na dosagem *Superpave*, para misturas asfálticas compactadas a  $N_{projeto}=100$



**Figura 31:** Representação da curva de %VAM versus Teor de BETUFLEX 60/85 determinados na dosagem *Superpave*, para misturas asfálticas compactadas a  $N_{projeto}=100$



**Figura 32:** Representação da curva de %Gmm a Nicial versus Teor de Ligante BETUFLEX 60/85 determinada na dosagem *Superpave*, para misturas asfálticas compactadas a  $N_{inicial}=8$



**Figura 33:** Representação da curva de %Gmm a N máximo versus Teor de Ligante BETUFLEX 60/85 determinada na dosagem *Superpave*, para misturas asfálticas compactadas a N máximo=160

A partir da análise das curvas ilustradas pelas Figuras 29, 30, 31, 32 e 33, constatou-se que as propriedades de projeto da mistura asfáltica com 4,0% de ligante asfáltico (BETUFLEX 60/85), atenderam aos critérios estabelecidos pela metodologia, conforme demonstrados pela Tabela 17.

**Tabela 17.** Resumo das propriedades de projeto da Mistura 02 com 4,0% de BETUFLEX 60/85.

Propriedades da Mistura 2	Resultado	Critério
Volume de Vazios	4,00%	4,00%
VAM	13,20%	13,0 mín.
RBV	71,00%	65% a 75%
Proporção Pó-Asfalto	1,04	0,6 a 1,2
%Gmm a N inicial	87,00%	<89%
%Gmm a N projeto	96,00%	96%
%Gmm a N máximo	97,25%	<98%
Teor de Ligante (Betuflex)	4,00%	-

### 5.3 MISTURAS COMPACTADAS NO TEOR E NÚMERO DE GIROS DE PROJETO (MISTURAS 01 E 02)

Este tópico apresenta os resultados e discussões referentes à 4ª Etapa da pesquisa, cuja metodologia foi abordada no item 4.2.4. Nesta etapa, foram realizados ensaios de fluência por compressão uniaxial estática e a obtenção dos parâmetros oriundos da curva de compactação das misturas asfálticas com os

ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85, compactadas no teor e número de giros de projeto.

Em síntese, a Tabela 18 indica o teor de ligante e o número de giros de compactação das misturas asfálticas que foram estudadas nesta etapa da pesquisa.

**Tabela 18:** Misturas asfálticas investigadas na 4ª Etapa da pesquisa.

<b>Mistura asfáltica</b>	<b>Tipo de Ligante Asfáltico</b>	<b>Teor de Ligante (%)</b>	<b>Número de Giros</b>
Mistura asfáltica 01	CAP 50/70	4,50	100
Mistura asfáltica 02	BETUFLEX 60/85	4,00	100

### **5.3.1 CREEP ESTÁTICO – MISTURAS COMPACTADAS NO TEOR DE PROJETO**

Apresentam-se, neste tópico, os resultados dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática (*creep* estático) para as misturas 01 e 02, compactadas nos respectivos teores de projeto através do compactador giratório *Superpave*. Os ensaios seguiram a metodologia abordada no item 4.2.4 da presente pesquisa, e as discussões do comportamento das misturas asfálticas serão dadas em função dos parâmetros módulo de fluência (MF), deformação total após o período de recuperação (Dt) e inclinação da curva (Icurva). O objetivo deste tópico foi o de avaliar a influência do tipo de ligante utilizado, em relação à deformação permanente, nas misturas asfálticas dosadas pelo protocolo *Superpave*.

A Tabela 19 sintetiza os resultados obtidos no ensaio de fluência por compressão uniaxial estática.

**Tabela 19.** Parâmetros obtidos nos ensaios de *Creep* estático das Misturas 01 e 02.

<b>Mistura Asfáltica</b>	<b>Ligante</b>	<b>Teor de Ligante</b>	<b>Dt (mm/mm)</b>	<b>MF (MPa)</b>	<b>Icurva</b>
Mistura 01	CAP 50/70	4,50 %	0,00063	157,75	0,3076
Mistura 02	BETUFLEX 60/85	4,00%	0,00209	60,93	0,0259

Observa-se, em análise à Tabela 19, que a mistura asfáltica com BETUFLEX 60/85 apresentou um valor do índice Dt superior ao apresentado pela mistura asfáltica com CAP 50/70, indicando maior susceptibilidade à deformação permanente das misturas asfálticas que utilizaram o BETUFLEX 60/85. Sabe-se que misturas asfálticas compactadas até o Nprojeto, para o volume de tráfego estabelecido, produzem misturas com a mesma densidade que a esperada em campo (FHWA, 2002). Assim sendo, pode-se dizer, a partir dos resultados apresentados na Tabela 19, que as misturas asfálticas com CAP 50/70, dosadas pela metodologia *Superpave*, estarão menos sujeitas às deformações permanentes em campo. Todavia, ambas as misturas apresentaram valores de Dt inferiores ao valor limite de 0,203mm/mm, abordado por Santanna-Greco (2004), indicando que as misturas asfálticas 01 e 02 estarão sujeitas a deformações permanentes aceitáveis em campo, de acordo com esse critério.

Diversos autores, como Soares (2014) e Ka Yan Ng (2013), encontraram valores de Dt maiores para as misturas asfálticas que utilizaram o CAP 50/70, ao contrário do observado na presente pesquisa. Todavia, Amaral (2000) verificou que, para as misturas dosadas no teor de projeto, o índice Dt foi inferior, em relação ao BETUFLEX, para as misturas asfálticas que utilizaram o cimento asfáltico convencional, conforme encontrado nesta pesquisa.

Os resultados obtidos neste trabalho, em relação ao parâmetro Dt, podem ser justificados pela maior viscosidade do ligante BETUFLEX 60/85, que, em consequência dessa viscosidade, tendem a oferecer maior dificuldade no arranjo das partículas na fase de compactação, conforme exposto por Cavalcanti (2010). Sendo assim, supõe-se que, para o número de giros de projeto, as

partículas da mistura asfáltica dosada com BETUFLEX 60/85 ainda não atingiram o entrosamento necessário para fornecer, à Mistura 02, menores valores de Dt em relação à Mistura 01. Esta suposição pode ser atestada pelos resultados obtidos para as Misturas 03, 04, 05, 06, 07, 08, 09 e 10, discutidas adiante no tópico 5.4. Estas misturas asfálticas foram compactadas até o número de giros máximo, e constatou-se que as que utilizaram o ligante asfáltico BETUFLEX 60/85 apresentaram menores valores de Dt.

Já para o parâmetro módulo de fluência, dado pela relação entre a tensão aplicada e a deformação total do corpo de prova após o período de recuperação, é evidente que este deverá ser inverso ao parâmetro Dt. Tal fato pode ser observado na Tabela 19, na qual se verifica que o valor obtido para o módulo de fluência foi superior para a mistura dosada com o ligante asfáltico CAP 50/70.

De acordo com Ka Yan Ng (2013), o módulo de fluência pode ser utilizado para determinar a capacidade de uma mistura asfáltica resistir à deformação permanente, ou seja, quanto maior o valor de MF maior será a capacidade da mistura resistir a essas deformações. Desta forma, pôde-se observar que a mistura cujo ligante asfáltico é CAP 50/70 apresentou maior capacidade de resistir às deformações permanentes em relação às misturas com BETUFLEX 60/85. Contudo, ambas as misturas atenderam ao critério mínimo estabelecido na Tabela 05, de 31MPa. Nota-se que o valor do MF da mistura asfáltica com BETUFLEX 60/85 foi, aproximadamente, duas vezes maior que o recomendado, enquanto a que utilizou o CAP 50/70 foi, aproximadamente, cinco vezes maior. Esses resultados indicam, de acordo com esse critério, que as misturas asfálticas 01 e 02, dosadas pela metodologia *Superpave*, devem apresentar boa capacidade de resistir às deformações permanentes em campo.

Já em relação ao parâmetro Icurva, verificou-se, através da Tabela 19, que a Mistura 01 apresentou valores consideravelmente superiores em relação à Mistura 02. Para Mugayar (2004), a inclinação do estágio secundário da curva de deformação *versus* tempo de aplicação da carga (Icurva) indica a velocidade da deformação permanente da mistura asfáltica. Segundo este autor, quanto maior o valor deste parâmetro maior a suscetibilidade da mistura asfáltica a uma velocidade de deformação mais elevada. Portanto, não é desejável que a mistura asfáltica apresente um elevado valor desse parâmetro.

Sendo assim, constata-se que a mistura que utilizou o ligante asfáltico CAP 50/70, compactada no teor de projeto, está mais propensa a uma velocidade de deformação mais elevada em relação à mistura asfáltica com BETUFLEX 60/85. Observa-se que o valor do parâmetro  $I_{curva}$  da mistura asfáltica com BETUFLEX 60/85 foi aproximadamente doze vezes menor que a mistura que utilizou o CAP 50/70, mostrando que a mistura asfáltica com BETUFLEX 60/85 deve apresentar comportamento mais desejável em campo, em relação à velocidade de deformação do pavimento. Todavia, ambas as misturas atenderam aos valores limites de deformação para o valor de inclinação encontrado no ensaio de *creep* estático, indicados na Tabela 06. Portanto, de acordo com esse critério, verificou-se que as Misturas 01 e 02 devem apresentar velocidades de deformação aceitáveis na pista de rolamento.

Os resultados apresentados neste tópico indicam que as misturas asfálticas 01 e 02, dosadas pela metodologia *Superpave*, devem apresentar boa capacidade de resistir às deformações permanentes em campo, de acordo com os critérios abordados. Pôde-se observar, ainda, que as misturas asfálticas dosadas com o ligante CAP 50/70 devem apresentar maior capacidade de resistir às deformações permanentes em campo, em relação às misturas dosadas com o ligante BETUFLEX 60/85. De outro modo, as misturas asfálticas com ligante BETUFLEX 60/85 devem apresentar menor suscetibilidade a uma velocidade de deformação mais elevada. Por fim, pode-se afirmar que ambas as misturas asfálticas, dosadas pela metodologia *Superpave*, atenderam aos requisitos estabelecidos, de tal modo que as mesmas não devem apresentar deformações permanentes prejudiciais na pista de rolamento.

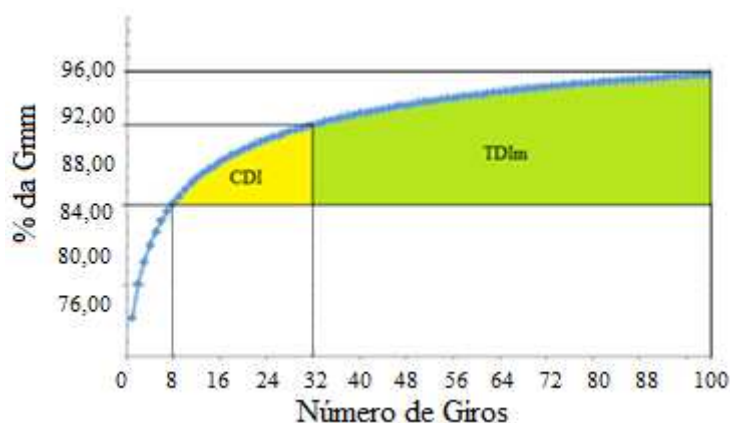
Cabe salientar que a relevância deste estudo foi o de verificar o comportamento mecânico das misturas asfálticas dosadas pela metodologia *Superpave*, utilizando os agregados comumente empregados na região de Viçosa-MG, à luz dos parâmetros  $D_t$ , MF e  $I_{curva}$ . Importa afirmar que essas misturas asfálticas foram compactadas até o  $N_{projeto}$  com o objetivo de simular a densidade do pavimento asfáltico em campo. Deste modo, os parâmetros obtidos dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estático trouxeram informações relevantes sobre o efeito do ligante convencional e do ligante

modificado por polímero elastomérico de SBS nas misturas asfálticas dosadas pela metodologia *Superpave* utilizando os agregados da região.

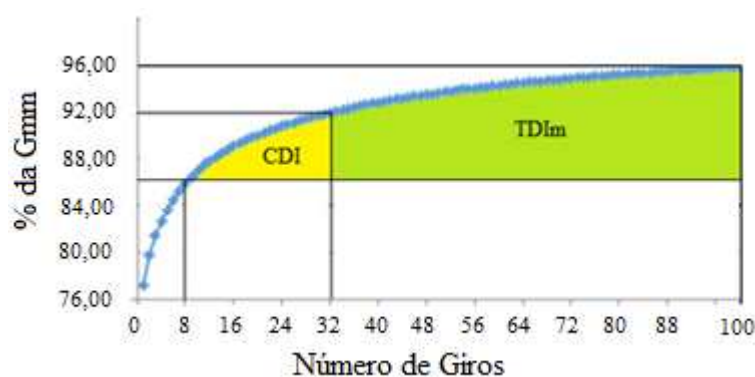
### 5.3.2 ÍNDICES ORIUNDOS DAS CURVAS DE COMPACTAÇÃO – MISTURAS COMPACTADAS NO TEOR DE PROJETO

Para a obtenção dos parâmetros oriundos da curva de compactação das misturas 01 (CAP 50/70) e 02 (BETUFLEX 60/85), utilizou-se o software Autocad 2014, desenvolvido pela empresa Autodesk, e o editor de planilhas Microsoft Excel.

Além disto, a obtenção dos parâmetros de compactação seguiu a metodologia abordada no item 4.2.5 desta pesquisa. As Figuras 34 e 35 ilustram graficamente os parâmetros CDI e TDIm das misturas 01 e 02.



**Figura 34:** Representação gráfica das respectivas áreas da curva de compactação associadas aos índices CDI e TDIm da Mistura 01.



**Figura 35:** Representação gráfica das respectivas áreas da curva de compactação associadas aos índices CDI e TDIm da Mistura 02.

Os resultados mostrados na Tabela 20 apresentam os valores dos parâmetros CDI, TDI<sub>m</sub> e LP das misturas asfálticas dosadas no teor de projeto (Misturas 01 e 02), obtidos através da curva de compactação.

**Tabela 20.** Valores dos índices CDI, TDI<sub>m</sub> e LP das misturas asfálticas dosadas no teor de projeto.

Mistura Asfáltica	Tipo de Ligante	Teor de Projeto (%)	V <sub>v</sub> (%)	CDI	TDI <sub>m</sub>	LP
Mistura 01	CAP 50/70	4,50	4,00	84,70	163,21	51,00
Mistura 02	Betuflex 60/85	4,00	4,00	92,78	161,00	56,00

A utilização do índice de compactação CDI no estudo de misturas asfálticas tem por finalidade auxiliar na escolha de misturas que sejam satisfatoriamente trabalháveis durante a construção do revestimento. Ao avaliar os parâmetros CDI expostos na Tabela 20, nota-se que o valor referente à Mistura 02 foi superior ao da Mistura 01, indicando uma quantidade maior de energia de compactação necessária para as misturas que utilizaram o ligante asfáltico BETUFLEX 60/85, na fase de construção da pista, comparativamente às misturas que utilizaram o ligante convencional. Nascimento (2008) comenta que o parâmetro CDI simula o esforço aplicado por uma vibro-acabadora típica durante o processo de espalhamento do material em pista e a energia gasta pelos rolos compactadores para as misturas atingirem a densidade requerida durante a construção. A aplicação prática dessa assertiva é que as misturas asfálticas com menores valores de CDI necessitam de menor quantidade de energia na fase de compactação, podendo gerar uma economia significativa durante esta etapa da obra. No caso em tela, observa-se que a mistura asfáltica com CAP 50/70, com menor valor do parâmetro CDI, é mais trabalhável e, conseqüentemente, deve requerer menor quantidade de energia na fase de compactação da pista de rolamento, podendo gerar uma economia no que tange ao tempo de utilização dos equipamentos de compactação.

Cavalcanti (2010) verificou que misturas asfálticas que utilizam ligantes mais viscosos devem possuir maiores valores do CDI. Desta forma, a indicação de menor trabalhabilidade da Mistura 02, com base na análise dos valores do

parâmetro CDI, justifica-se devido à maior viscosidade do cimento asfáltico modificado por polímero em relação ao cimento asfáltico convencional utilizado.

Além disto, os valores do CDI podem ser explicados sob a perspectiva do teor de ligante utilizado em cada mistura asfáltica. Segundo Onofre *et al.* (2013), uma mistura asfáltica com menor teor de ligante possui uma trabalhabilidade mais baixa e, conseqüentemente, será mais difícil de ser compactada, indicando valores mais altos do CDI. Portanto, os valores encontrados do parâmetro CDI justificam-se, tendo em vista o maior teor de ligante utilizado na Mistura 01 em relação à Mistura 02.

Nascimento (2008), com base nos resultados obtidos em sua pesquisa, sugeriu valores de CDI maiores que 50 para as misturas asfálticas densas utilizadas como camada de revestimento das rodovias brasileiras, visando o adequado desempenho em termos de deformação permanente. Segundo o autor, misturas asfálticas com valores de CDI inferiores a 50 tendem a apresentar afundamentos acentuados de trilha de roda. Portanto, percebe-se que as misturas 01 e 02 apresentaram valores de CDI acima do recomendado por esse autor, indicando que as misturas não devem apresentar problemas de afundamento por trilha de roda, de acordo com esse critério.

Outrossim, a partir da Tabela 20, contata-se que a Mistura 01 apresentou um valor ligeiramente superior de TDI<sub>m</sub> em relação à Mistura 02. Conforme abordado anteriormente, o parâmetro TDI<sub>m</sub> é obtido através do cálculo da área sob a curva de densificação a partir de 92% da G<sub>mm</sub> até 96% da mesma. Nascimento (2008) comenta que este parâmetro baseia-se no princípio de que o pavimento, após aberto ao tráfego, em princípio com 92% da G<sub>mm</sub>, continua a se densificar em função das cargas impostas pelo tráfego de veículos. Para o autor, o índice TDI<sub>m</sub> se relaciona com o trabalho realizado pela ação do tráfego durante a vida de serviço. Ressalta-se, ainda, que elevados valores de TDI<sub>m</sub> indicam a expectativa de misturas mais resistentes aos esforços impostos pelo tráfego durante a sua vida de serviço (NASCIMENTO, 2008; MOURA, 2010; ONOFRE *et al.*, 2011; ONOFRE 2012; SOARES, 2014). Assim sendo, como a Mistura 01 apresentou um valor ligeiramente superior para esse índice, em

relação à Mistura 02, acredita-se que essas misturas asfálticas devem apresentar uma maior dificuldade na compactação devido à carga imposta pelo tráfego de veículos.

A tendência de que a mistura asfáltica que utilizou o ligante CAP 50/70 seja mais resistente aos esforços impostos pelo tráfego durante a sua vida de serviço, representado pelo valor mais elevado do parâmetro TDI<sub>m</sub>, vai ao encontro dos resultados apresentados nos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática, as quais apontaram que a mistura asfáltica com BETUFLEX 60/85 apresentou menores valores de MF.

No tocante à avaliação quantitativa do índice TDI<sub>m</sub>, importa afirmar que Nascimento (2008) não propôs critérios para essa avaliação

Em relação ao índice *Locking Point*, observa-se que a Mistura 01 apresentou um valor inferior deste parâmetro em relação à Mistura 02, evidenciando maior dificuldade desta última no que tange ao travamento do esqueleto pétreo da mistura asfáltica na fase de compactação. Estes resultados justificam-se, pois, conforme abordado por Cavalcanti (2010), ligantes asfálticos mais viscosos tendem a possuir menor trabalhabilidade na fase de compactação e consequente dificuldade no arranjo das partículas. Desta forma, espera-se que as misturas asfálticas dosadas com CAP 50/70 apresentem melhor trabalhabilidade em campo e, conseqüentemente, necessitem de menor quantidade de energia na fase de compactação da pista de rolamento, podendo gerar uma economia no que tange ao tempo de utilização dos equipamentos de compactação. Ressalta-se que não foram encontrados critérios quantitativos para avaliação deste índice na bibliografia consultada.

Cabe salientar que os resultados obtidos dos índices oriundos da curva de compactação indicam que a mistura asfáltica dosada com CAP 50/70 deverá apresentar melhores características em campo em relação às dosadas com BETUFLEX 60/85, no que tange à trabalhabilidade, representada pelos parâmetros CDI e LP, e em relação à resistência aos esforços impostos pelo tráfego durante a sua vida de serviço, indicada pelo parâmetro TDI<sub>m</sub>.

Destarte, foi possível, de forma simples, utilizando-se apenas os dados obtidos da curva de compactação, obter um indicativo inicial sobre a trabalhabilidade e a suscetibilidade aos esforços impostos pelo tráfego das misturas asfálticas dosadas pela metodologia *Superpave* que utilizaram os agregados da região de Viçosa-MG.

#### **5.4 INVESTIGAÇÃO DA INFLUÊNCIA DA VARIAÇÃO DO TEOR DE LIGANTE EM RELAÇÃO À DEFORMAÇÃO PERMANENTE**

Este tópico apresenta os resultados e discussões referentes à 5ª Etapa da pesquisa, cuja metodologia foi abordada no item 4.2.5. Nesta etapa, foram realizados ensaios de fluência por compressão uniaxial estática sobre corpos de prova compactados a  $N_{máximo}=160$  giros, dos quais foram obtidos os parâmetros de fluência. Das curvas de compactação, foram obtidos os parâmetros correspondentes. As determinações aplicaram-se às misturas asfálticas com os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85, obtidas na 3ª Etapa da pesquisa e apresentadas pela Tabela 21.

**Tabela 21:** Misturas asfálticas estudadas na 5ª Etapa da pesquisa.

<b>Mistura Asfáltica</b>	<b>Tipo de Ligante</b>	<b>Teor de Ligante (%)</b>	<b>Número de Giros</b>
3	CAP 50/70	3,8	160
4	CAP 50/70	4,3	160
5	CAP 50/70	4,8	160
6	CAP 50/70	5,3	160
7	Betuflex 60/85	3,8	160
8	Betuflex 60/85	4,3	160
9	Betuflex 60/85	4,8	160
10	Betuflex 60/85	5,3	160

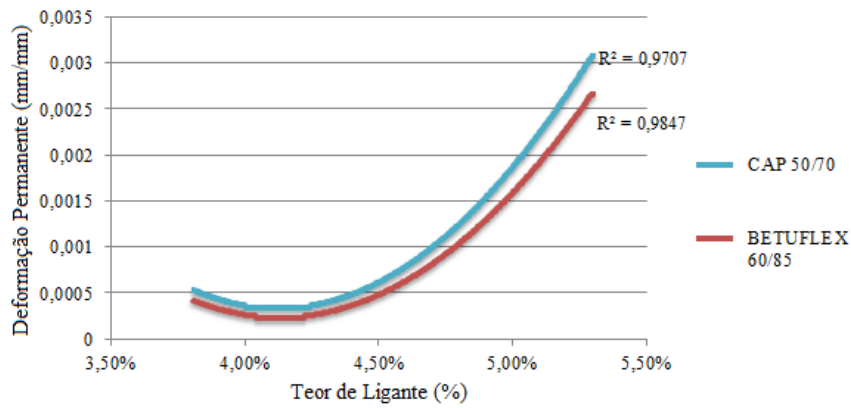
#### 5.4.1 ENSAIOS DE CREEP ESTÁTICO

Os ensaios de fluência por compressão uniaxial estática seguiram a metodologia abordada no item 4.2.4 da presente pesquisa. A Tabela 22 apresenta, em síntese, o resultado dos parâmetros obtidos nos ensaios de *creep* estático.

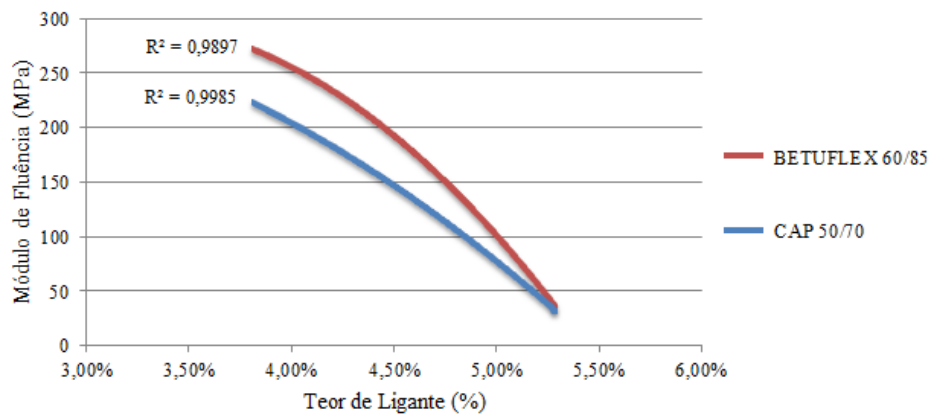
**Tabela 22.** Parâmetros obtidos nos ensaios de *Creep* estático referentes à 5ª Etapa da pesquisa.

<b>Mistura Asfáltica</b>	<b>Tipo de Ligante</b>	<b>Teor de Ligante (%)</b>	<b>Dt (mm/mm)</b>	<b>MF (MPa)</b>	<b>Icurva</b>
3	CAP 50/70	3,8	0,0004744	225,07	0,033734
4	CAP 50/70	4,3	0,000666	168,17	0,054946
5	CAP 50/70	4,8	0,0010164	111,84	0,04585
6	CAP 50/70	5,3	0,003194	31,31	0,06700
7	Betuflex 60/85	3,8	0,000372	268,82	0,087114
8	Betuflex 60/85	4,3	0,0004464	234,06	0,138010
9	Betuflex 60/85	4,8	0,0008844	130,41	0,116837
10	Betuflex 60/85	5,3	0,00275745	39,72	0,003047

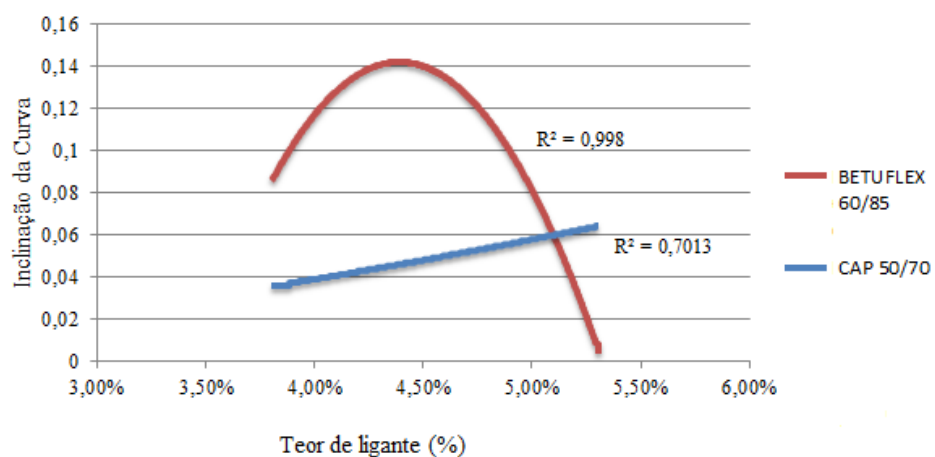
De posse dos valores apresentados pela Tabela 22, foi possível realizar a correlação dos parâmetros de fluência estática com o teor de ligante das misturas asfálticas, apresentadas pelas Figuras 36, 37 e 38. Desta forma, pôde-se observar a tendência de variação do comportamento mecânico em fluência das misturas asfálticas em relação ao teor e ao tipo de ligante utilizado. Além disto, foi possível verificar a afinidade entre as variáveis obtidas nos ensaios de *creep* estático e o teor de ligante através do coeficiente de variação  $R^2$ .



**Figura 36:** Correlação entre as variáveis Deformação Total Após o Período de Recuperação (Dt) versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N máximo.



**Figura 37:** Correlação entre as variáveis Módulo de Fluência (MF) versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N máximo.



**Figura 38:** Correlação entre as variáveis Inclinação da Curva (Icurva) versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N máximo.

Observa-se, através da Figura 36, que as misturas asfálticas que utilizaram o ligante BETUFLEX 60/85 apresentaram valores de Dt inferiores às misturas que utilizaram o ligante asfáltico CAP 50/70. Desta forma, constatou-se que as misturas asfálticas que utilizaram o ligante BETUFLEX 60/85, compactadas até o número de giros máximo ( $N_{\text{máximo}}=160$ ), tendem a apresentar menores valores de deformações permanentes em relação ao CAP 50/70. Conforme abordado anteriormente, verificou-se que o comportamento das misturas asfálticas, em relação às deformações permanentes, compactadas até o número máximo de giros, não foi similar às compactadas até o número de giros de projeto. No item 5.3.1, observou-se que a mistura asfáltica que utilizou o CAP 50/70, compactada até o número de giros de projeto, apresentou um valor inferior de Dt em relação à mistura com BETUFLEX 60/85. Esses resultados podem ser justificados pela maior viscosidade do ligante BETUFLEX 60/85, que, em consequência dessa viscosidade, tendem a possuir maior dificuldade no arranjo das partículas na fase de compactação, conforme visto anteriormente. Assim sendo, supõe-se que, para o número de giros de projeto, as partículas das misturas asfálticas dosadas com BETUFLEX 60/85 ainda não atingiram o entrosamento necessário para fornecer à mistura maior capacidade de resistir às deformações permanentes em relação às misturas com CAP 50/70. Todavia, as misturas asfálticas que utilizaram o cimento asfáltico modificado por polímero SBS, quando compactadas até o  $N_{\text{máximo}}$ , parecem ter atingido o entrosamento necessário para serem menos susceptíveis às deformações permanentes que as misturas que utilizaram o ligante asfáltico convencional, justificando o comportamento das curvas apresentadas pela Figura 36.

Em relação ao ajuste das linhas de tendência, verificou-se que as funções polinomiais obtiveram correlações muito fortes ( $R^2=0,97$  e  $0,98$ ), mostrando que as variáveis Dt e Teor de Ligante estão interligadas. Essas curvas, ilustradas pela Figura 36, apontam para a tendência do aumento da variável Dt em função do aumento do teor de ligante, sugerindo que misturas asfálticas com maior teor de ligante apresentarão maiores deformações permanentes.

De outro modo, conforme abordado anteriormente, o comportamento da curva módulo de fluência (MF) versus teor de ligante deverá ser inverso ao da curva do parâmetro deformação total após o período de recuperação (Dt) versus

teor de ligante. Tal fato pode ser observado pela Figura 37, na qual se verifica que os valores obtidos do MF, para as misturas dosadas com o ligante asfáltico BETUFLEX 60/85, foram superiores em relação às que utilizaram o CAP 50/70. Portanto, pode-se dizer que as misturas asfálticas que utilizaram o BETUFLEX 60/85, compactadas até o  $N_{máximo}$ , possuem maior capacidade de resistir à deformação permanente. Além disto, observou-se a tendência do aumento do MF com o decréscimo do teor de ligante, comportamento este inverso ao observado pela curva  $D_t$  versus teor de ligante, conforme esperado e já discutido anteriormente. Destarte, verificou-se que misturas asfálticas com menores teores de ligante tendem a apresentar valores mais elevados de MF e, em consequência, estarão menos susceptíveis à deformação permanente, conforme abordado por Mattos (2014).

Já em relação à Figura 38, observa-se que as misturas asfálticas que utilizaram os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85 apresentaram comportamentos distintos em relação à curva  $I_{curva}$  versus teor de ligante. Observa-se que o parâmetro  $I_{curva}$  aumenta linearmente com o acréscimo do teor de ligante para as misturas que utilizaram o ligante asfáltico CAP 50/70. Segundo Soares (2014), quanto maior o valor do parâmetro  $I_{curva}$ , mais elevada será a suscetibilidade da mistura asfáltica a uma velocidade de deformação mais elevada. Portanto, pode-se afirmar que a velocidade de deformação para esta mistura cresce linearmente com o aumento do teor de ligante.

Por outro lado, o polinômio representativo das misturas que utilizaram o ligante BETUFLEX 60/85 apontou um pico no teor de ligante de 4,5% e concavidade para baixo. Este comportamento foi inverso ao observado na pesquisa do Mugayar (2004). Para três condições experimentais distintas pesquisadas pelo autor (tensão aplicada de 0,1 MPa e faixa granulométrica C; tensão aplicada de 0,4 MPa e faixa granulométrica B; e tensão aplicada de 0,7 MPa e faixa granulométrica C), no ensaio de *creep* estático em misturas com ligante modificado com polímero, a correlação verificada entre a inclinação da curva e o teor de ligante foi forte, entretanto resultou em um polinômio com concavidade oposta ao da presente pesquisa. Todavia, Santanna-Greco (2004) encontrou boas correlações lineares entre essas variáveis, com o comportamento

semelhante ao obtido nesta pesquisa pelas misturas que utilizaram o ligante asfáltico CAP 50/70.

Após consulta a literatura técnica, verificou-se que não há convergência do comportamento da curva obtida da correlação entre as variáveis Icurva versus teor de ligante. Estas divergências podem indicar que este parâmetro não é sensível ao teor de ligante e que provavelmente a granulometria da mistura asfáltica exerça maior influência sobre este índice.

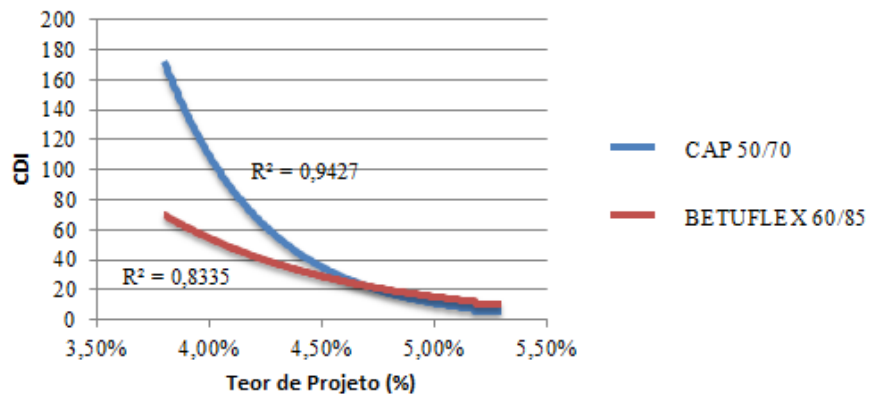
#### 5.4.2 PARÂMETROS OBTIDOS DA CURVA DE COMPACTAÇÃO

A obtenção dos parâmetros oriundos da curva de compactação seguiu a metodologia abordada no item 4.2.4 da presente pesquisa. A Tabela 23 apresenta, em síntese, os resultados desses parâmetros.

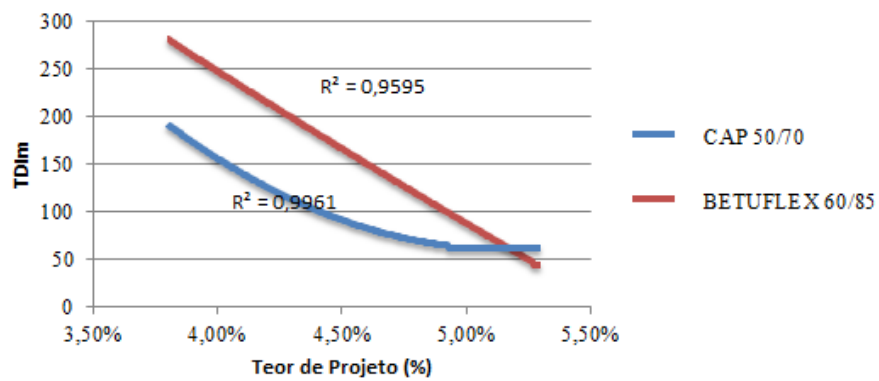
**Tabela 23.** Parâmetros oriundos das curvas de compactação referentes à 5ª Etapa da Pesquisa, para misturas asfálticas compactadas a N<sub>máximo</sub>.

Mistura Asfáltica	Tipo de Ligante	Teor de Ligante (%)	CDI	TDIm	LP
3	CAP 50/70	3,8	123,145	191,64	50
4	CAP 50/70	4,3	85,965	118,38	52
5	CAP 50/70	4,8	21,345	66,40	48,5
6	CAP 50/70	5,3	4,605	64,53	46,5
7	Betuflex 60/85	3,8	96,19	274,21	52
8	Betuflex 60/85	4,3	27,47	224,32	50
9	Betuflex 60/85	4,8	15,045	95,63	52,5
10	Betuflex 60/85	5,3	14,85	51,77	46

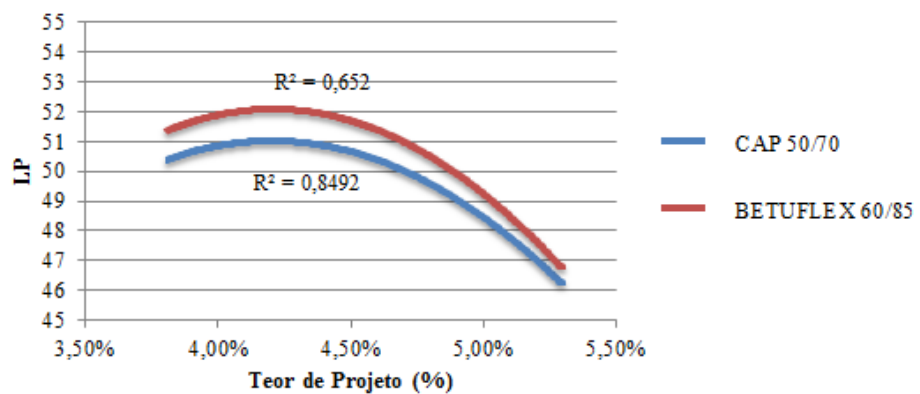
De posse dos valores apresentados pela Tabela 23, foi possível realizar as correlações dos parâmetros oriundos da curva de compactação com o teor de ligante das misturas asfálticas, apresentadas pelas Figuras 39, 40 e 41. Desta forma, puderam-se verificar as tendências de comportamento das misturas asfálticas estudadas em relação à trabalhabilidade na fase de compactação, pelos índices CDI e LP, e a susceptibilidade das mesmas aos esforços impostos pelo tráfego, pelo índice TDIm. Cabe ressaltar que as curvas de compactação das misturas não atingiram 98% da G<sub>mm</sub>, inviabilizando o cálculo do parâmetro TDI. Além disto, foi possível verificar a afinidade entre as variáveis da curva de compactação e o teor de ligante através do coeficiente de variação R<sup>2</sup>.



**Figura 39:** Correlação entre as variáveis CDI versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N máximo.



**Figura 40:** Correlação entre as variáveis TDIm versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N máximo.



**Figura 41:** Correlação entre as variáveis LP versus Teor de Ligante para misturas asfálticas compactadas a N máximo.

Percebe-se, na Figura 39, que, para ambas as curvas, o parâmetro CDI apresentou a tendência de incremento com a redução do teor de ligante. Nota-se, ainda, que essa variável apresentou boas correlações com o teor de ligante asfáltico ( $R^2=0,94$  e  $R^2=0,83$  para os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85, respectivamente). Onofre (2012) apresentou resultados em sua pesquisa confirmando a tendência da elevação do parâmetro CDI com a diminuição do teor de ligante. Segundo o autor, foram obtidas boas correlações entre as variáveis CDI e o teor de ligante asfáltico ( $R^2=0,65$ ), indicando que esses parâmetros estão interligados.

Os resultados obtidos, ilustrados pela Figura 39, sugerem que as misturas asfálticas com baixo teor de ligante necessitam de maior quantidade de energia na fase de compactação da pista de rolamento. Além disto, percebe-se que as misturas que utilizaram CAP 50/70 apresentam valores maiores ou bem próximos de CDI quando comparadas com as misturas asfálticas que utilizaram BETUFLEX 60/85, para o mesmo teor de ligante. Todavia, no tocante às misturas compactadas a  $N_{projeto}$ , analisadas no tópico 5.3.2, os valores de CDI foram mais elevados para as misturas que utilizaram BETUFLEX 60/85. Essa divergência nos resultados encontrados pode ser explicada pela comparação das misturas asfálticas em teores de ligante distintos (4,0% de BETUFLEX 60/85 e 4,5% de CAP 50/70), nas misturas compactadas até o  $N_{projeto}$ . Observa-se, nas curvas ilustradas pela Figura 39, que as misturas asfálticas compactadas até o  $N_{máximo}$ , com 4,0% de BETUFLEX 60/85, também apresentam maiores valores de CDI quando comparadas às misturas asfálticas com 4,5% de CAP 50/70.

Ao analisar a Figura 40, observou-se que, para ambas as curvas, o parâmetro TDIm apresentou a tendência de incremento com a redução do teor de ligante. Percebe-se, ainda, que o parâmetro TDIm apresentou boas correlações com o teor de ligante ( $R^2=0,99$  e  $0,95$  para os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85, respectivamente), indicando que esses parâmetros estão interligados. Onofre (2012) apresentou resultados em sua pesquisa confirmando a tendência da diminuição do parâmetro TDIm com o aumento do teor de ligante. Segundo o autor, foram obtidas boas correlações entre as variáveis TDIm e o teor de ligante asfáltico ( $R^2=0,66$ ).

Ademais, nota-se que as misturas asfálticas que utilizaram o ligante BETUFLEX 60/85 apresentaram maiores valores de TDI<sub>m</sub>, quando comparados às misturas asfálticas que utilizaram o CAP 50/70, o que vai ao encontro do comentado por Onofre *et al.* (2013). Segundo estes autores, espera-se que misturas asfálticas dosadas com asfalto convencional apresentem valores inferiores de TDI<sub>m</sub> em relação às misturas dosadas com asfalto modificado com polímero SBS.

Diversos autores afirmam que elevados valores de TDI<sub>m</sub> indicam melhores expectativas do revestimento asfáltico resistir aos esforços impostos pelo tráfego durante a sua vida de serviço (NASCIMENTO, 2008; MOURA, 2010; ONOFRE *et al.*, 2011; ONOFRE 2012; SOARES, 2014). Assim sendo, estima-se que, com base nos resultados obtidos, as misturas asfálticas com elevado teor de ligante serão mais susceptíveis aos esforços impostos pelo tráfego.

Observando-se os valores de *Locking Point* (Figura 41), verificam-se, para ambas as curvas, que o parâmetro LP apresentou a tendência de aumento com a redução do teor de ligante, evidenciando maior dificuldade no travamento do esqueleto pétreo das misturas asfálticas com menor teor de ligante, na fase de compactação. Ademais, percebe-se, também, que as variáveis LP e teor de ligante possuem boas correlações ( $R^2=0,84$  e  $0,65$  para os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85, respectivamente), indicando que esses parâmetros também estão conectados. Sendo assim, pode-se dizer que a mistura asfáltica com BETUFLEX 60/85 possui maior dificuldade no travamento do esqueleto pétreo na fase de compactação, fato que evidencia a menor trabalhabilidade da mistura, conforme abordado por Mascarenhas *et al.* (2016).

### **5.4.3 CORRELAÇÃO DOS PARÂMETROS OBTIDOS NOS ENSAIOS DE CREEP ESTÁTICO E DA CURVA DE COMPACTAÇÃO**

Após a apresentação dos resultados e a análise dos parâmetros oriundos da curva de compactação e dos ensaios de *creep* estático, realizadas nos itens 5.4.1 e 5.4.2, buscou-se correlacioná-los para verificar a afinidade entre eles, de acordo com a metodologia apontada na 5ª Etapa da pesquisa, descrita no item 4.2.5. Conforme abordado anteriormente, o objetivo principal deste tópico é

verificar se os índices obtidos da curva de compactação poderão ser utilizados como um indicador de previsão quanto ao comportamento mecânico em relação à resistência às deformações permanentes das misturas asfálticas que utilizam os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85 e os agregados comumente empregados na Região de Viçosa-MG.

As tentativas de correlações entre os parâmetros citados acima foram realizadas através de gráficos de dispersão, utilizando o coeficiente de determinação  $R^2$  para avaliar a qualidade desses ajustes. Esta avaliação foi realizada com base na classificação proposta por Soares (2014), resumida pela Tabela 24.

**Tabela 24.** Classificação proposta para correlações (Soares, 2014).

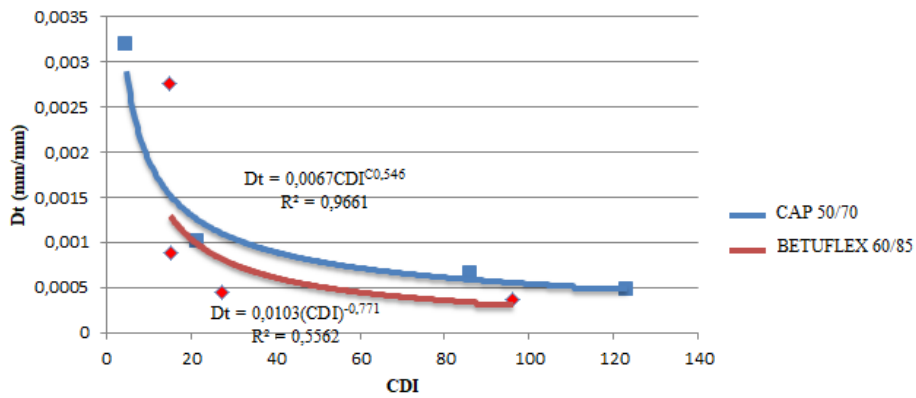
$R^2$	Classificação proposta
0,00 a 0,19	Correlação bem fraca
0,20 a 0,39	Correlação fraca
0,40 a 0,69	Correlação moderada
0,70 a 0,89	Correlação forte
0,90 a 1,00	Correlação muito forte

Inicialmente, foram apresentadas e discutidas as correlações, entre os parâmetros obtidos da curva de compactação com os parâmetros oriundos dos ensaios de *creep* estático, das misturas que utilizaram o ligante asfáltico CAP 50/70. Posteriormente, apresentaram-se os resultados e discussões das misturas que utilizaram o ligante BETUFLEX 60/85.

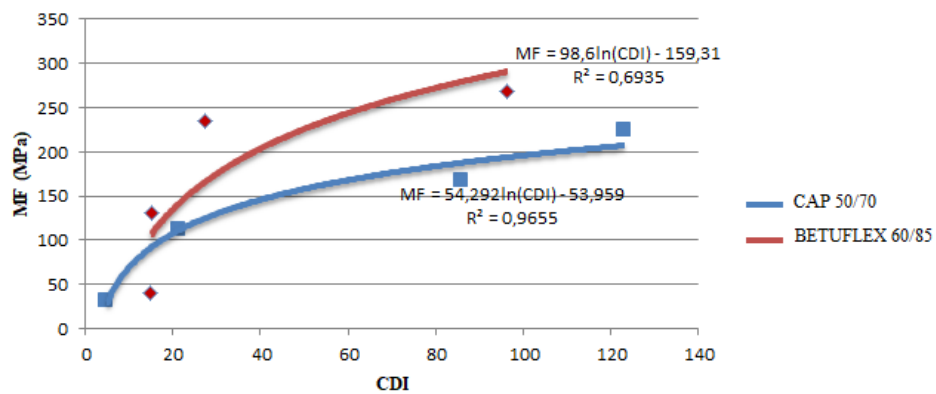
#### **5.4.3.1 CORRELAÇÃO DOS PARÂMETROS OBTIDOS DAS CURVAS DE COMPACTAÇÃO E DE *CREEP* ESTÁTICO DAS MISTURAS ASFÁLTICAS**

##### **a) Parâmetro CDI versus parâmetros obtidos dos ensaios de *creep* estático**

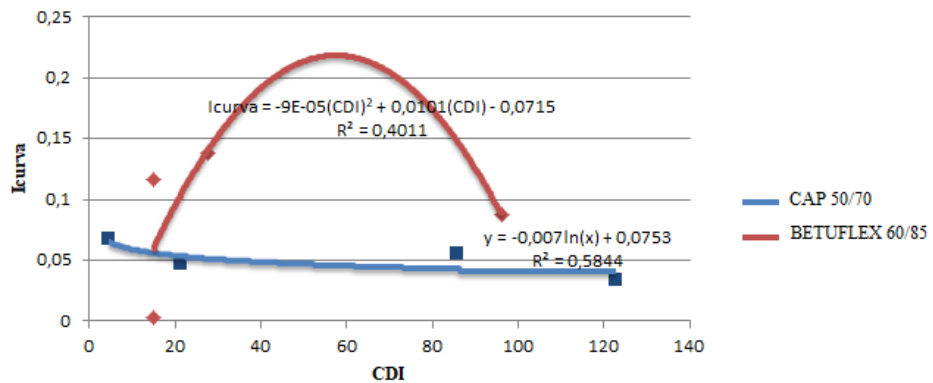
As Figuras 42, 43 e 44 apresentam as tentativas de relacionar o índice CDI, oriundo da curva de compactação, e os índices obtidos nos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática (Dt, MF e Icurva), para as misturas que utilizaram o ligante betuminoso CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.



**Figura 42:** Correlação entre os índices Dt e CDI das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.



**Figura 43:** Correlação entre os índices MF e CDI das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.



**Figura 44:** Correlação entre os índices Icurva e CDI das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

Percebe-se, através da Figura 42, que baixos valores de CDI indicam a tendência da mistura asfáltica apresentar altos valores de deformação permanente. Segundo Onofre (2012), é preferível que se tenha uma mistura asfáltica com baixo valor de CDI para que a mistura seja mais trabalhável, entretanto as características que as levam a ser mais trabalháveis as tornam menos resistentes à deformação permanente. As curvas observadas através da Figura 42 comportaram-se conforme assertiva do pesquisador mencionado. Além disto, as correlações entre os parâmetros Dt e CDI foram muito forte, para as misturas que utilizaram o ligante CAP 50/70, e moderada, para as que utilizaram o BETUFLEX 60/85, indicando afinidade entre esses parâmetros e possibilitando a utilização do CDI como indicativo inicial de previsão de deformação permanente das misturas asfálticas que utilizam o ligante CAP 50/70.

Ademais, constatou-se que as misturas asfálticas que utilizaram o ligante BETUFLEX 60/85, compactadas até o número de giros máximo ( $N_{\text{máximo}}=160$ ), tendem a apresentar menores valores de deformações permanentes em relação ao CAP 50/70. Este comportamento foi inverso ao verificado nas Misturas 01 e 02, compactadas até o  $N_{\text{projeto}}=100$ , onde a mistura com CAP 50/70 apresentou menores valores de deformação permanente. Tal fato justifica-se pela maior viscosidade do ligante polimérico, pois supõe-se que, para o número de giros de projeto, as partículas das misturas asfálticas dosadas com BETUFLEX 60/85 ainda não atingiram o entrosamento necessário para fornecer à mistura maior capacidade de resistir às deformações permanentes em relação às misturas com CAP 50/70.

Ao observar a Figura 43, constata-se que baixos valores de CDI indicam a tendência da mistura asfáltica apresentar baixos valores de módulo de fluência (MF). Nascimento (2008) afirma que misturas asfálticas que possuem valores baixos de CDI podem indicar elevadas deformações permanentes. Por outro lado, Ka Yan Ng (2013) afirma que o módulo de fluência indica a capacidade da mistura asfáltica resistir às deformações permanentes. Deste modo, verifica-se que o comportamento da curva, ilustrada pela Figura 43, é coerente com a asserção desses autores, ou seja, valores baixos de CDI levam a misturas

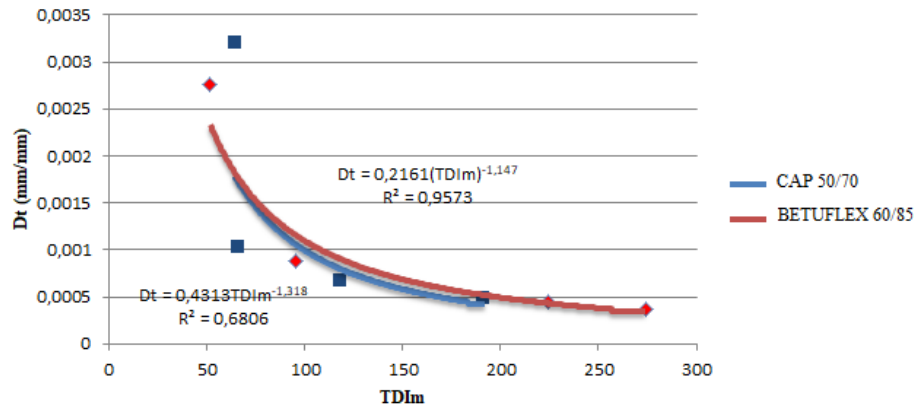
asfálticas com valores baixos de MF, resultando na baixa capacidade da mistura asfáltica resistir às deformações permanentes. Ademais, as correlações apresentadas entre as variáveis MF e CDI foram muito forte, para as misturas asfálticas com CAP 50/70, e forte, para as misturas asfálticas com BETUFLEX 60/85, indicando uma afinidade elevada entre esses parâmetros e possibilitando a utilização do CDI como indicativo inicial do comportamento mecânico em relação à deformação permanente das misturas asfálticas com CAP 50/70.

O comportamento da curva CDI versus Icurva, apresentado pela Figura 44, indica uma diminuição dos valores do parâmetro CDI com o aumento do Icurva das misturas asfálticas para as misturas asfálticas que utilizaram o ligante asfáltico CAP 50/70. Conforme abordado anteriormente, quanto maior o valor do parâmetro Icurva mais elevada será a suscetibilidade da mistura asfáltica a uma velocidade de deformação mais elevada. À vista disto, observa-se que misturas asfálticas com valores baixos de CDI são mais susceptíveis a maiores velocidades de deformação. Observa-se, ainda, que as variáveis Icurva e CDI apresentaram correlação moderada ( $R^2=0,58$ ), mostrando que o parâmetro volumétrico CDI pode ser um bom indicativo para verificar a suscetibilidade das misturas asfálticas com CAP 50/70 à velocidade de deformação.

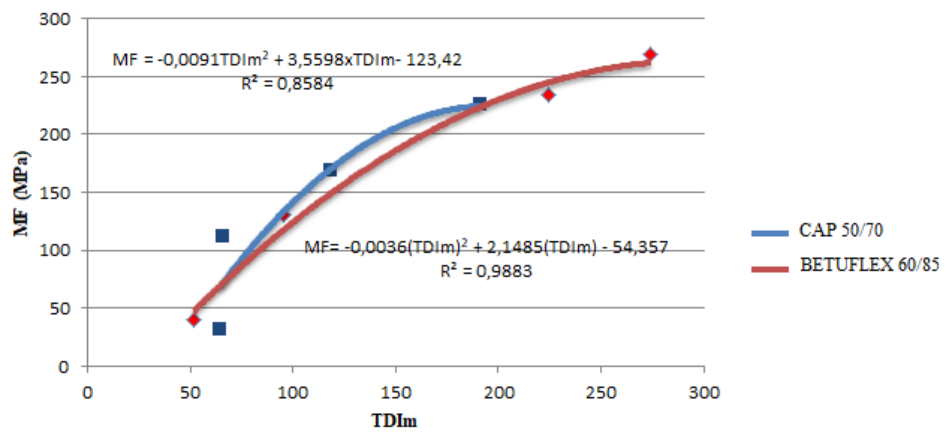
Todavia as variáveis Icurva e CDI não apresentaram uma boa correlação para as misturas asfálticas que utilizaram o ligante BETUFLEX 60/85 ( $R^2=0,40$ ). Desta maneira, entende-se que não é promissora a utilização do parâmetro CDI como um indicativo para verificar a suscetibilidade das misturas asfálticas com BETUFLEX 60/85 à velocidade de deformação.

#### **b) Parâmetro TDIm versus parâmetros obtidos dos ensaios de *creep* estático**

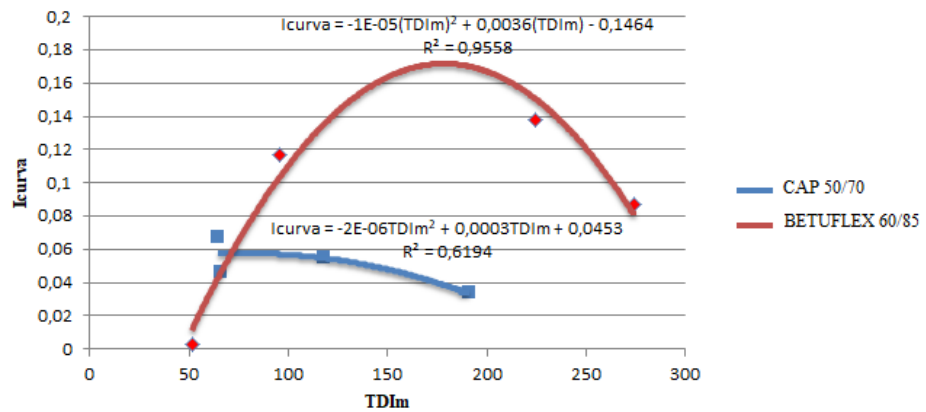
As Figuras 45, 46 e 47 apresentam as tentativas de relacionar o índice TDIm, oriundo da curva de compactação, com os índices obtidos nos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática (Dt, MF e Icurva), referentes às misturas que utilizaram os ligantes asfálticos CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.



**Figura 45:** Correlação entre os índices Dt e TDIm das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.



**Figura 46:** Correlação entre os índices MF e TDIm das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.



**Figura 47:** Correlação entre os índices Icurva e TDIm das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

Em análise à Figura 45, observa-se que baixos valores de TDIm indicam a tendência de a mistura asfáltica apresentar altos valores de deformação permanente. Nascimento (2008) verificou que o incremento do parâmetro TDI está relacionado com o aumento da capacidade da mistura asfáltica resistir às deformações permanentes. Desta forma, o comportamento apresentado pela curva, ilustrada pela Figura 45, é coerente com a assertiva do autor, pois é evidente a tendência dos valores de TDIm aumentarem com a diminuição do parâmetro Dt. Além disto, as correlações entre os parâmetros Dt e TDIm foram moderada, para as misturas asfálticas com CAP 50/70, e muito forte, para as misturas asfálticas com BETUFLEX 60/85, indicando uma afinidade entre esses parâmetros e possibilitando a utilização do TDIm como indicativo inicial de previsão de deformação permanente das misturas asfálticas que utilizam o ligante CAP 50/70.

Já em relação à Figura 46, verifica-se que elevados valores de TDIm indicam a tendência de a mistura asfáltica apresentar altos valores do módulo de fluência. Portanto, o comportamento da curva MF versus TDIm é coerente com o previsto, pois, conforme abordado anteriormente, o módulo de fluência indica a capacidade da mistura asfáltica resistir às deformações permanentes. Outrossim, a correlação entre os parâmetros MF e TDIm foram forte, para as misturas com CAP 50/70, e muito forte, para as misturas que utilizaram BETUFLEX 60/85, indicando boa afinidade entre esses parâmetros e possibilitando a utilização do TDIm como indicativo inicial de previsão da capacidade das misturas asfálticas que utilizam o ligante CAP 50/70 resistirem à deformação permanente.

O comportamento da curva Icurva versus TDIm das misturas asfálticas com CAP 50/70, apresentado pela Figura 47, indica uma diminuição dos valores do parâmetro TDIm com o aumento do Icurva das misturas asfálticas. Por outro lado, a curva oriunda da correlação entre as variáveis Icurva e TDIm, das misturas com BETUFLEX 60/85, apresenta o comportamento de uma parábola com concavidade para cima. Pode-se observar uma elevação dos valores do parâmetro Icurva com o aumento do TDIm das misturas asfálticas. Entretanto, este comportamento se altera quando o parâmetro TDIm atinge um valor aproximado de 190 (cento e noventa), ou seja, a partir deste ponto, os valores do

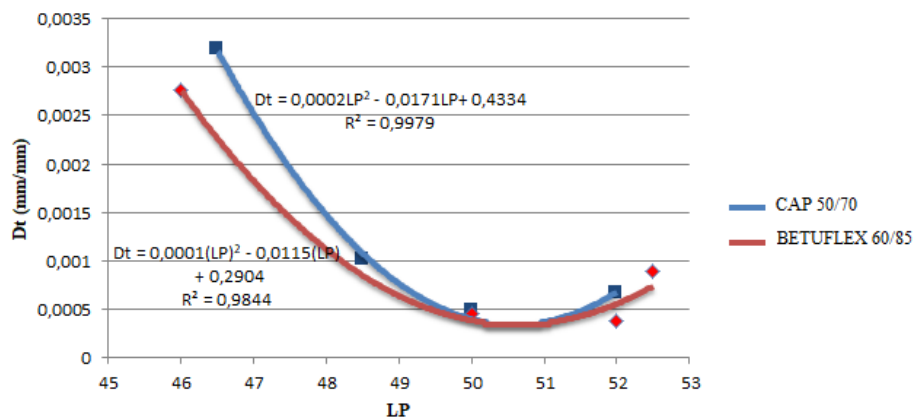
parâmetro Icurva diminuem. Conforme abordado nesta pesquisa, quanto maior o valor do parâmetro Icurva mais elevada será a velocidade de deformação da mistura asfáltica.

Observa-se, ainda, que as variáveis Icurva e TDI<sub>m</sub> apresentaram correlação moderada ( $R^2=0,61$ ) e muito forte ( $R^2=0,95$ ), para as misturas com CAP 50/70 e BETUFLEX, respectivamente, indicando que o parâmetro volumétrico TDI<sub>m</sub> pode ser um indicativo para verificar a suscetibilidade das misturas asfálticas com CAP 50/70 à velocidade de deformação.

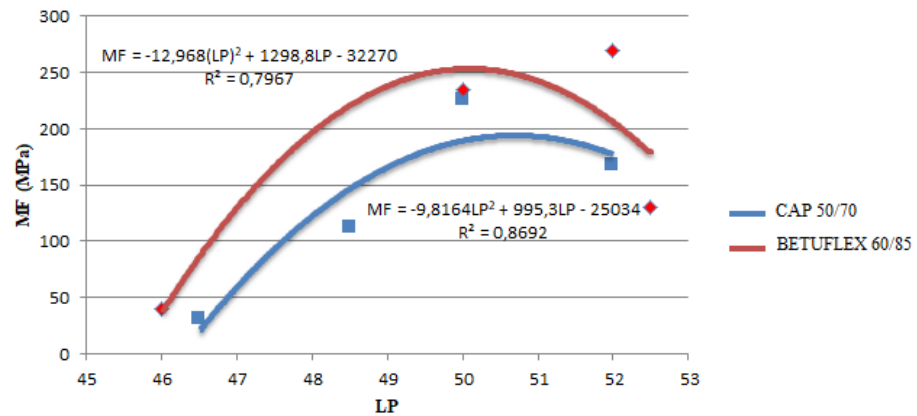
Por conseguinte, verifica-se, em relação às misturas asfálticas com ligante asfáltico CAP 50/70 ou BETUFLEX 60/85 e agregados da região de Viçosa-MG, que o parâmetro TDI<sub>m</sub> pode ser utilizado como indicativo inicial para previsão de deformações permanentes, da capacidade da mistura asfáltica em resistir às deformações permanentes e de verificação da suscetibilidade das misturas asfálticas à velocidade de deformação.

### c) Parâmetro LP versus parâmetros obtidos dos ensaios de *creep* estático

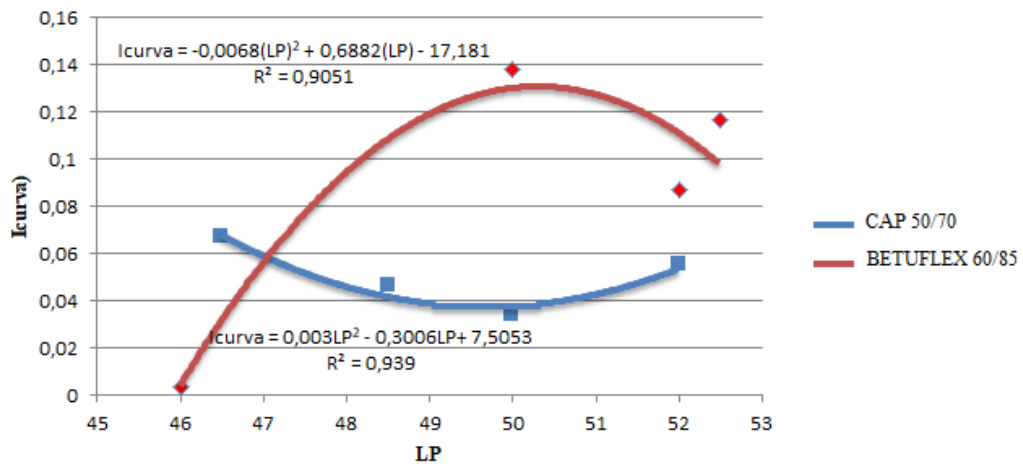
As Figuras 48, 49 e 50 ilustram as tentativas de relacionar o índice LP, oriundo do processo de compactação giratória das misturas asfálticas, com os índices obtidos nos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática (Dt, MF e Icurva), para as misturas que utilizaram os ligantes asfálticos CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.



**Figura 48:** Correlação entre os índices Dt e LP das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.



**Figura 49:** Correlação entre os índices MF e LP das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.



**Figura 50:** Correlação entre os índices Icurva e LP das misturas utilizando CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

Observando-se as tendências das curvas Dt versus LP, apresentadas pela Figura 48, constata-se que o aumento do parâmetro LP gerou um decréscimo na deformação permanente. Segundo Nascimento (2008), a partir do LP, a compactação resulta em pouca densificação adicional e degradação dos agregados, estando relacionado com o processo construtivo de campo. Mascarenhas *et al.* (2016) comentam que valores mais elevados de LP podem indicar menor trabalhabilidade da mistura asfáltica. Conforme abordado no tópico 5.4.2, as misturas asfálticas com maiores dificuldades no que tange ao travamento do esqueleto pétreo da mistura na fase de compactação, em geral, são as misturas que apresentam menores deformações permanentes e maiores

valores de LP, conforme observado na Figura 48. Ademais, verifica-se que as variáveis Dt e LP apresentaram uma correlação muito forte, mostrando que o parâmetro volumétrico LP pode servir como indicativo inicial de previsão de deformação permanente das misturas asfálticas que utilizam os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

Certifica-se, através da Figura 49, que o aumento do parâmetro LP gerou um acréscimo no módulo de fluência. Este comportamento indica que as misturas que apresentarem maiores valores de LP deverão apresentar maior capacidade de resistir às deformações permanentes, conforme constatado, também, pelas correlações LP versus Dt, ilustradas pela Figura 48. Além disto, pode-se notar que as variáveis LP e MF apresentaram correlações fortes, indicando que o parâmetro volumétrico LP pode servir como indicativo inicial da capacidade de resistir à deformação permanente das misturas asfálticas que utilizam os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85.

Por fim, observa-se, através da Figura 59, que o comportamento das curvas das misturas asfálticas com CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85 foram opostos. Em consulta à literatura técnica, não foram verificadas tentativas de correlação entre esses parâmetros em outros trabalhos, com exceção da pesquisa de Soares (2014), que não encontrou boas correlações para esses índices. Todavia, as variáveis LP e Icurva apresentaram uma correlação muito forte, indicando que o parâmetro volumétrico LP pode servir como indicativo para verificar a suscetibilidade das misturas asfálticas com CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85 à velocidade de deformação.

## 6. CONCLUSÕES E SUGESTÕES

### 6.1 CONCLUSÕES

Nesta pesquisa, buscou-se avaliar misturas asfálticas dosadas pela metodologia *Superpave*, com o intuito de verificar o seu comportamento mecânico à luz dos ensaios de fluência por compressão uniaxial estática. Para tal estudo, utilizaram-se os agregados rotineiramente empregados na cidade de Viçosa-MG e os ligantes CAP 50/70 (Mistura 01) e BETUFLEX 60/85 (Mistura 02).

Os resultados obtidos nos ensaios de *creep* estático indicaram que as misturas asfálticas 01 e 02, dosadas pela metodologia *Superpave*, devem apresentar boa capacidade de resistir às deformações permanentes em campo, de acordo com os critérios abordados na literatura técnica. Pôde-se observar, ainda, que as misturas asfálticas dosadas com o ligante CAP 50/70 devem apresentar maior capacidade de resistir às deformações permanentes em campo, em relação às misturas dosadas com o ligante BETUFLEX 60/85. Contudo, as misturas asfálticas com ligante BETUFLEX 60/85 devem apresentar, na pista de rolamento, menor suscetibilidade a uma velocidade de deformação mais elevada. Salienta-se que ambas as misturas atenderam aos requisitos mínimos para os parâmetros Dt, MF e Icurva, de tal modo que as mesmas não devem apresentar deformações permanentes prejudiciais na pista de rolamento.

Ainda em relação às Misturas 01 e 02, investigaram-se os parâmetros obtidos das curvas de compactação, com o objetivo de avaliar a trabalhabilidade das misturas e a expectativa das mesmas resistirem aos esforços impostos pelo tráfego durante a sua vida de serviço. Os resultados encontrados para esses parâmetros indicam que a mistura asfáltica dosada com CAP 50/70 deverá apresentar melhores características em campo, em relação às dosadas com BETUFLEX 60/85, no que tange à trabalhabilidade, representada pelos parâmetros CDI e LP, e maior capacidade de resistir aos esforços impostos pelo tráfego durante a vida de serviço, indicada pelo parâmetro TDIm.

Ademais, foram avaliados neste estudo oito tipos de misturas asfálticas (Misturas 03, 04, 05, 06, 07, 08, 09 e 10) compactadas até o número de giros

máximo, utilizando-se os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85, nos teores de ligante de 3,8%, 4,3%, 4,8% e 5,3%, de modo a verificar a interferência do teor e do tipo de ligante utilizado no comportamento mecânico em relação à deformação permanente dessas misturas.

Para avaliação do comportamento mecânico dessas misturas em função do tipo de ligante utilizado, estudaram-se as curvas obtidas através das correlações entre o teor de ligante e os parâmetros obtidos nos ensaios de *creep* estático. Outrossim, estimou-se o comportamento das misturas asfálticas em relação a sua trabalhabilidade na fase de compactação e ao seu desempenho ao longo vida útil do pavimento, através do estudo das curvas obtidas pelas correlações entre o teor de ligante e os parâmetros oriundos da curva de compactação.

Constatou-se que as misturas asfálticas que utilizaram o ligante BETUFLEX 60/85, compactadas até o número de giros máximo ( $N_{\text{máximo}}=160$ ), tendem a apresentar menores valores de deformações permanentes em relação ao CAP 50/70. Este comportamento foi inverso ao verificado nas Misturas 01 e 02, compactadas até o  $N_{\text{projeto}}=100$ , onde a mistura com CAP 50/70 apresentou menores valores de deformação permanente. Tal fato justifica-se pela maior viscosidade do ligante polimérico, pois supõe-se que, para o número de giros de projeto, as partículas das misturas asfálticas dosadas com BETUFLEX 60/85 ainda não atingiram o entrosamento necessário para fornecer à mistura maior capacidade de resistir às deformações permanentes em relação às misturas com CAP 50/70.

Além disto, observou-se a tendência de incremento de deformações permanentes nas misturas asfálticas com o aumento do teor de ligante utilizado, através da análise do comportamento das curvas  $D_t$  versus Teor de Ligante e MF versus Teor de Ligante.

Verificou-se, ainda, que as misturas asfálticas que utilizaram os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85 apresentaram comportamentos distintos em relação à curva  $I_{\text{curva}}$  versus Teor de ligante. Após consulta à literatura técnica, verificou-se que não há convergência do comportamento dessa curva, podendo indicar que o parâmetro  $I_{\text{curva}}$  não é sensível ao teor de ligante e que,

provavelmente, a granulometria da mistura asfáltica exerça maior influência sobre este índice.

No que tange aos índices oriundos da curva de compactação dessas misturas, as curvas de correlação entre as variáveis CDI versus Teor de Ligante indicaram que as misturas asfálticas com baixo teor de ligante necessitam de maior quantidade de energia na fase de compactação da pista de rolamento. Ademais, percebeu-se que as misturas que utilizaram CAP 50/70 apresentam maiores valores de CDI quando comparadas com as misturas asfálticas que utilizaram BETUFLEX 60/85, para o mesmo teor de ligante.

Já em relação às curvas de correlação entre as variáveis TDI<sub>m</sub> e Teor de Ligante, observou-se que, para ambas as curvas, o parâmetro TDI<sub>m</sub> apresentou a tendência de incremento com a redução do teor de ligante. Portanto, concluiu-se que, para baixos valores do teor de ligante, há uma tendência de aumento da expectativa das misturas asfálticas resistirem aos esforços impostos pelo tráfego durante a sua vida de serviço. Percebeu-se, ainda, que o parâmetro TDI<sub>m</sub> apresentou boas correlações com o teor de ligante ( $R^2=0,99$  e  $0,95$  para os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85, respectivamente), mostrando que esses parâmetros estão interligados. Além disto, percebeu-se que as misturas asfálticas que utilizaram o ligante BETUFLEX 60/85 apresentaram maiores valores de TDI<sub>m</sub>, quando comparados às misturas asfálticas que utilizaram o CAP 50/70.

No que concerne à avaliação da *Locking Point*, verificou-se, através das curvas da correlação entre as variáveis LP e Teor de Ligante, que o parâmetro LP apresentou a tendência de aumentar com a redução do teor de ligante. Tal fato evidenciou a maior dificuldade no travamento do esqueleto pétreo das misturas asfálticas com menor teor de ligante, indicando menor trabalhabilidade das misturas na fase de compactação.

Por fim, buscou-se correlacionar os parâmetros oriundos da curva de compactação e dos ensaios de *creep* estático através de gráficos de dispersão. As correlações apresentaram bons resultados de  $R^2$  e, de forma geral, as curvas obtidas desta correlação exibiram um comportamento condizente com o comportamento das misturas asfálticas observados na literatura técnica, com exceção para a relação entre os parâmetros CDI e I<sub>curva</sub>. Destarte, concluiu-se

que os índices de compactação podem ser usados como um indicador de previsão quanto ao comportamento mecânico em relação à resistência às deformações permanentes das misturas asfálticas que utilizam os ligantes CAP 50/70 e BETUFLEX 60/85 e os agregados comumente empregados na Região de Viçosa-MG.

## **6.2 SUGESTÕES DE TRABALHOS FUTUROS**

- Estudar a possibilidade de correlacionar os parâmetros de compactação com os parâmetros obtidos nos ensaios *creep* estático e dinâmico para diferentes granulometrias, considerando a importância da granulometria na resistência à deformação permanente de misturas asfálticas;
- Verificar a influência da aplicação de diferentes níveis de tensão no ensaio de fluência por compressão uniaxial estático em relação à correlação dos índices de compactação e deformação das misturas asfálticas;
- Criar maior banco de dados para melhor consistência estatística das análises e das conclusões.

## REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AASHTO M 323 (2013). *Specification for Superpave Volumetric Mix Design*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Estados Unidos, 14p.

AASHTO T 96 (2002). *Standard Method of Test for Resistance to Degradation of Small-Size Coarse Aggregate by Abrasion And Impact In The Los Angeles Machine*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Estados Unidos, 03p.

AASHTO T 104 (1999). *Standard Method of Test For Soundness of Aggregate by Use of Sodium Sulfate or Magnesium Sulfate*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Estados Unidos, 11p.

AASHTO T 112 (2000). *Standard Method of Test for Clay Lumps and Friable Particles in Aggregate*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Estados Unidos, 05p.

AASHTO T 176 (2008). *Standard Method of Test for Plastic Fines in Graded Aggregates And Soils by Use of the Sand Equivalent Test*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Estados Unidos, 13p.

AASHTO T 304 (2011). *Standard Method of Test For Uncompacted Void Content of Fine Aggregate*. American Association of State Highway and Transportation Officials, Estados Unidos, 09p.

ABNT (1987). NBR 9776. **Agregados - Determinação da massa específica de agregados miúdos por meio do frasco Chapman**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.3p.

ABNT (2004). NBR 15184. **Materiais Betuminosos: Determinação da Viscosidade em Temperatura Elevada Usando um Viscosímetro Rotacional**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.4p.

ABNT (2009). NBR 15235. **Determinação do efeito do calor e do ar em uma película delgada rotacional**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.8p.

ABNT (2010). NBR 15897. **Misturas asfálticas a quente - Preparação de corpos de prova com compactador giratório Superpave**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.7p.

ABNT (2014). NBR 11341. **Materiais Betuminosos: Derivados de petróleo - Determinação dos pontos de fulgor e de combustão em vaso aberto Cleveland**. Associação Brasileira de Normas Técnicas, Rio de Janeiro.

AMARAL, S.C. (2000). **Estudo de Misturas Asfálticas Densas com Agregados do Estado do Pará, Utilizando Asfalto Convencional (CAP 40) e Asfalto Modificado**

**com Polímero SBS (BETUFLEX B 65/60). Tese de Mestrado** – Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 147p.

ARAGÃO, F.T. ; LUTIF, J.E.S. ; KIM, Y; SOARES, J. B. (2007). **Avaliação da Zona de Restrição como Critério Limitador em Misturas Asfálticas Utilizadas em Vias de Baixo Volume de Tráfego**. In: XXI Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes (ANPET), Rio de Janeiro. XXI Congresso de Ensino e Pesquisa em Transportes (ANPET).

ASTM D 113(2007). *Standard Test Method for Ductility of Bituminous Materials*. Estados Unidos, 06p.

ASTM D 2041 (2014). *Specification for Superpave Volumetric Mix Design*. American Society for Testing Materials, Estados Unidos, 07p.

ASTM D 2726 (2004). *Standard Test Method for Bulk Specific Gravity and Density of Non-Absorptive Compacted Bituminous Mixtures*. Estados Unidos, 03p.

ASTM D 4791 (2010). *Standard Test Method for Flat Particles, Elongated Particles, or Flat and Elongated Particles in Coarse Aggregate*, Estados Unidos, 06p.

ASTM D 5821 (2017). *Standard Test Method for Determining the Percentage of Fractured Particles in Coarse Aggregate*, Estados Unidos, 06p.

BAHIA, H. U.; Friemel, T. P.; PETERSON, P.A, Russel, J. S. and Poehnelt, B. (1998). *Optimization of Constructibility and Resistance to Traffic: A New Design Approach for HMA Using the Superpave Compactor*. Journal of the Association of Asphalt Paving Technologists, Washington, D.C., EUA, p.189-232.

BARDINI, V.S.S (2008). **Estudo de Viabilidade Técnica da Utilização de Cinzas da Queima da Casca de Pinus em Obras de Pavimentação Asfáltica. Tese de Mestrado** – Escola de Engenharia de São Carlos, da Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 162p.

BASTOS, G. A. (2010). **Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Reforçadas com Geogrelhas para Pavimentos Flexíveis. Tese de Mestrado** – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro - RJ, 247p.

BERNUCCI, L. B.; MOTTA, L. M. G.; CERATTI, J. A. P.; SOARES, J. B. (2008). **Pavimentação Asfáltica: Formação Básica para Engenheiros**. Rio de Janeiro: Petrobras: ABEDA, 3º reimp.

BORGES, R. L. (2014). **Deformação permanente em misturas asfálticas a partir do shift model viscoplastico e ensaios triaxiais de carga repetida. Tese de Mestrado**. Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, CE, p. 194.

BRASIL. Ministério dos Transportes; Ministério da Defesa. (2012). **Projeto de Reavaliação de Estimativas e Metas do PNL T – Plano Nacional de Logística e Transportes** – Relatório Final. Brasília-DF, 243p.

BUENO, L. B.; OLIVEIRA, M. F.; TRINDADE, G. S.; OLIVEIRA, R. L.; PEREIRA, D. S.; SPECHT, L. P.; SANTOS, M. S.; BOEIRA, F. D. (2015). **Determinação do efeito da pressão de inflação dos pneus e da carga do eixo simples de rodas duplas na degradação de pavimentos flexíveis**. In: 44ª RAPV – Reunião Anual de Pavimentação e 18º ENACOR – Encontro Nacional de Conservação Rodoviária ISSN 1807-5568 RAPv, 2015, Foz do Iguaçu. Anais da 44ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPv) e 18º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (Enacor).

CAVALCANTI, L. S. (2010). **Efeito de Alguns Modificadores de Ligante na Vida de Fadiga e Deformação Permanente de Misturas Asfálticas**. Tese de Mestrado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ, p. 196.

CERATTI, J. A. P.; BERNUCCI, L.B; SOARES, J. B. (2015) . **Utilização de Ligantes Asfálticos em Serviços de Pavimentação**. Guia Técnico. Rio de Janeiro: ABEDA, 144p.

CONFEDERAÇÃO NACIONAL DO TRANSPORTE - CNT. (2016). **Pesquisa CNT de Rodovias 2016: Relatório Gerencial**. Confederação Nacional do Transporte. Brasília-DF, 397p.

DANTAS, G. H. S. (2013). **Estudo do Emprego do Compactador Giratório Superpave na Compactação de um solo argiloso**. Tese de Mestrado – Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 125p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER-ME 035. (1998). **Agregado graúdo – Determinação da Abrasão “Los Angeles”**. Método de Ensaio, 3p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER-ME 078. (1994a). **Agregado - Determinação da Absorção e da Densidade de Agregado Graúdo**. Método de Ensaio, 6p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER-ME 081. (1994b). **Agregados – Determinação do Índice de Forma**. Método de Ensaio, 5p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE ESTRADAS DE RODAGEM – DNER-ME 086. (1994c). **Agregados – Determinação do Índice de Forma**. Método de Ensaio, 5p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. (2006a). **Manual de Pavimentação**. 3ª Ed. Rio de Janeiro: Instituto de Pesquisas Rodoviárias. 274 p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. NORMA DNIT 031 (2006b). **Pavimentos flexíveis - Concreto asfáltico - Especificação de serviço**. Rio de Janeiro-RJ, 14p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. NORMA DNIT 008 - PRO. (2003). **Levantamento Visual Contínuo Para**

**Avaliação Da Superfície De Pavimentos Flexíveis e Semi-Rígidos.** Rio de Janeiro-RJ, 11p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. NORMA DNIT 130 (2010a). **Determinação da recuperação elástica de materiais asfálticos pelo ductilômetro – Método de Ensaio.** Rio de Janeiro-RJ, 6p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. NORMA DNIT 131 (2010b). **Materiais asfálticos – Determinação do ponto de amolecimento – Método do Anel e Bola - Método de ensaio.**Rio de Janeiro-RJ, 7p.

DEPARTAMENTO NACIONAL DE INFRAESTRUTURA DE TRANSPORTES - DNIT. NORMA DNIT 155 (2010c). **Material asfáltico – Determinação da penetração – Método de ensaio.** Rio de Janeiro-RJ, 7p.

FERREIRA, J.L.S. (2017). **Novas Diretrizes para Seleção Granulométrica de Misturas Asfálticas Densas com Foco na Deformação Permanente.** Tese de Mestrado – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza-CE, 81p.

FERREIRA, J. L. S. ; BASTOS, J. B. S. ; SOARES, J. B.(2015).**Validação da Metodologia de Faixa de Agregados Dominantes para Avaliação e Especificação da Granulometria de Misturas Asfálticas Densas.** In: XXIX ANPET, 2015, Ouro Preto. XXIX Congresso de Pesquisa e Ensino em Transportes XXIX ANPET.

FILHO, C.M.S.O. (2007). **Estudo do Efeito de Diferentes Granulometrias no Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Densas Descontínuas Tipo Stone Matrix Asphalt (SMA).** Tese de Mestrado – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza-CE, 122p.

FHWA (2002). **Superpave Asphalt Mixture Design.** Federal Highway Administration, Estados Unidos, 78p.

FHWA SA-95-003 (1995). **Background of Superpave Asphalt Mixture Design and Analysis.** Federal Highway Administration, Estados Unidos, 172p.

GARBA, R. (2002). **Permanent Deformation Properties of Asphalt Concrete Mixtures.** Tese de Doutorado. Department of Road and Railway Engineering, Norwegian University of Science and Technology, Norway, p. 183.

GARDETE, D.C. (2006). **Pavement Performance Testing.**Tese de Mestrado– Universidade Coimbra, Portugal, 186p.

JUNIOR, P.O.B.A.**Comportamento Mecânico de Concretos Asfálticos com Diferentes Granulometrias, Ligantes e Métodos de Dosagem.** Tese de Mestrado – Universidade Federal de Santa Maria, Santa Maria - RS, 2016.217p.

KA YAN NG, A. (2013). **Contribuição ao Estudo da Deformação Permanente de Misturas Asfálticas Densas à Luz de Ensaios de Fluência por Compressão Uniaxial Estática e Dinâmica.** Tese de Mestrado– Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 148p.

KHOSLA, N.P.; Qarouach, S.; Ayyala, D. (2015). *An Investigation of the Effect of Design Values on Performance of Superpave Mixtures. Report No. FHWA/NC/2010-03*, Estados Unidos, 100p.

LOURENÇO, V. M. Q. ; CAVALCANTE, E. H. (2014) . **O Uso do Agregado Oriundo da Reciclagem do Resíduo de Construção e Demolição em Misturas Asfálticas**. In: Anpet - Congresso De Pesquisa E Ensino Em Transportes, 2014, Curitiba. O Uso Do Agregado Oriundo Da Reciclagem Do Resíduo De Construção E Demolição Em Misturas Asfálticas, p. 1-12.

MAIA, M.S. (2015). **Efeitos da Infraestrutura de Transporte sobre o Crescimento Econômico Brasileiro de 2001 a 2012. Tese de Mestrado** – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa - MG, 71p.

MASCARENHAS, Z. M. G. ; LOPES, M. M. ; GASPAR, M. ; VASCONCELOS, K. L. ; BERNUCCI, L. L. B. (2016) .**Dosagem de Mistura do Tipo Large Stone Asphalt Mixture pelo Compactador Giratório Superpave**. In: XXX Congresso de Pesquisa e Ensino em Transporte (XXX ANPET), 2016, Rio de Janeiro - RJ. Anais do XXX Congresso ANPET 2016. Rio de Janeiro - RJ: Associação Nacional de Pesquisa e Ensino em Transportes (ANPET). v. 1. p. 154-165.

MATTOS, J.R.G (2014). **Monitoramento e Análise do Desempenho de Pavimentos Flexíveis da Ampliação da Rodovia BR-290/RS – Implantação do Projeto Rede Temática de Asfalto no Rio Grande do Sul. Tese de Doutorado** – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre - RS, 250p.

MENELAU, M.S. (2012). **Infraestrutura do Transporte Brasileiro: Impactos Sobre o Setor Produtivo, Com Ênfase nos Modais Rodoviário e Ferroviário Tese de Mestrado** – Universidade Federal de Pernambuco, Recife - PE, 97p.

MOREIRA, E.D. (2010). **Desempenho de Dois Trechos de Solo Emulsão em Vias de Baixo Volume de Tráfego**. Tese de Mestrado. Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto-MG, 136p.

MOTTA, L.M.G; RIBEIRO, F.L.B.; ESTEFEN, S.F. (2010). **Estudo Comparativo do Comportamento de Fadiga de Misturas Betuminosas com Diferentes Teores de Asfalto**. PEC-8650, UFRJ-COPPE. Rio de Janeiro-RJ, 294p

MOURA, E. D. (2010). **Estudo de deformação permanente em trilha de roda de misturas asfálticas em pista e em laboratório**. Tese de doutorado, Escola Politécnica da Universidade de São Paulo. São Paulo, SP, 299p.

MUGAYAR, A. N. (2004).**Avaliação dos Efeitos do Tipo de Asfalto e da Distribuição Granulométrica do Agregado nas Fluências Estática e Dinâmica de Misturas Asfálticas Densas**. Tese de doutorado, Escola de Engenharia de São Carlos - Universidade de São Paulo. São Paulo, SP.

NASCIMENTO, F.A.C.; GUIMARÃES, A.C.R.; CARNEIRO, L. A. (2015). **Análise da Influência das Propriedades do Ligante Asfáltico e do Esqueleto Pétreo na**

**Deformação Permanente de Misturas Asfálticas.** In: 44ª RAPV – Reunião Anual de Pavimentação e 18º ENACOR – Encontro Nacional de Conservação Rodoviária ISSN 1807-5568 RAPV, 2015, Foz do Iguaçu. Anais da 44ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV) e 18º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (Enacor).

NASCIMENTO, L.A.H. (2008). **Nova abordagem da dosagem de misturas asfálticas densas com uso do compactador giratório e foco na deformação permanente.** Dissertação de Mestrado, COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, 204p.

NASCIMENTO, M.V. (2011). **Estudo do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Recicladas.** Dissertação de Mestrado, Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, PB, 104p.

NCHRP, National Cooperative Highway Research Program (2002). ***The Restricted Zone in the Superpave Aggregate Gradation Specification. Relatório 464.*** Estados Unidos, 37p.

NCHRP, National Cooperative Highway Research Program (2002). **Simple Performance Test for Superpave Mix Design. Relatório 465.** Estados Unidos.

ONOFRE, F. C. (2012). **Avaliação do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas Produzidas Com Ligantes Asfálticos Modificados Por Ácido Polifosfórico e Aditivos Poliméricos, Enfatizando a Resistência à Deformação Permanente.** Tese de Mestrado–Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, 160p.

ONOFRE, F. C. ; BESSA, I. S. ; BRANCO, V. T. F. C. ; SOARES, J. B. (2011). **Correlação entre variáveis de densificação do compactador giratório e resistência à deformação permanente de misturas asfálticas convencionais e com resíduos.** Transportes (Rio de Janeiro), v. 19, p. 1346-2237.

ONOFRE, F. C. ; CASTELO BRANCO, V.T.F. ; SOARES, J. B. ; FAXINA, A. L. (2013) . **Avaliação do Efeito de Ligantes Asfálticos Modificados na Resistência à Deformação Permanente De Misturas Asfálticas Densas.** Transportes (Rio de Janeiro) , v. 21, p. 14-21.

PATRIOTA, M.B. (2004). **Análise Laboratorial de Concreto Betuminoso Usinado à Quente Modificado com Adição de Borracha Reciclada de Pneus – Processo Seco.** Tese de Mestrado – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro-RJ, 128p.

PAZOS, A. G.; SACRAMENTO, F. T.; MOTTA, L. M.G.(2015). **Efeitos de Propriedades Morfológicas de Agregados no Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas.** In: 44ª RAPV – Reunião Anual de Pavimentação e 18º ENACOR – Encontro Nacional de Conservação Rodoviária ISSN 1807-5568 RAPV, 2015, Foz do Iguaçu. Anais da 44ª Reunião Anual de Pavimentação (RAPV) e 18º Encontro Nacional de Conservação Rodoviária (Enacor).

PRUDENTE, C.Q.A. (2015). **Estudo Laboratorial de Misturas Asfálticas a Quente Utilizadas em Goiás. Tese de Mestrado** – Universidade Federal de Goiás, Goiânia - GO, 113p.

RODRIGUES, R. L. (2007) **Avaliação Estrutural de Segmento da Av. Floriano Peixoto Na Zona Urbana De Campina Grande-Pb.** – Universidade Federal de Campina Grande - GO, 151p.

SALINI, R. (2010). **INTELLIPave Uma Abordagem Baseada em Inteligência Artificial para a Modelagem de Pavimentos Asfálticos.** Tese de Doutorado – Universidade do Minho, Portugal, 193p.

SANTANA GRECO, J.A. (2004). **Avaliação da Influência de Alguns Fatores nas Propriedades Mecânicas de Misturas Asfálticas Densas, à Luz da Técnica de Planejamento e Análise de Experimentos Fatoriais Fracionários Assimétricos.** Tese de Doutorado– Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 340p.

SANTOS, K.P. (2012). **Estudo da Incorporação de Argilas Montmorilonitas como Modificador em Cimentos Asfálticos de Petróleo.** Tese de Mestrado– Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande-PB,105p.

SOARES, J.S. (2014). **Investigação da Relação Entre Parâmetros da Compactação Giratória e de Deformação Permanente Em Misturas Asfálticas Densas.São Carlos-SP.** Tese de Mestrado–Escola de Engenharia de São Carlos – Universidade de São Paulo, São Carlos - SP, 109p.

TINAJEROS, R.A.P. (2016).**Estudo do Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Convencional e Modificada Com Polímero.**Tese de Mestrado – Universidade Federal de Viçosa, Viçosa-MG, 145p.

VASCONCELOS, J.S. (2004). **Comportamento Mecânico de Misturas Asfálticas a Quente Dosadas Pelas Metodologias Marshall e Superpave com Diferentes Granulometrias.São Carlos-SP.** Tese de Mestrado– Universidade Federal do Ceará, Fortaleza - CE, 132p.